

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

EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA

MOSTŮ A INŽENÝRSKÝCH KONSTRUKCÍ

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF BRIDGES AND ENGINEERING CONSTRUCTIONS

HABILITAČNÍ PRÁCE

HABILITATION THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO, 2021

Obsah

1.	Úvod.....	11
2.	Analýza konstrukcí pomocí experimentu, cíle práce	13
2.1	Od myšlenky přes model k návrhu konstrukce	13
2.2	Cíle práce.....	14
3.	Modelová podobnost konstrukcí	15
3.1	Metody experimentální statiky	15
3.2	Mechanická podobnost modelů.....	16
3.3	Rozšířená prostorová podobnost.....	17
3.3.1	Základní rovnice prostorové pružnosti	17
3.3.2	Síly elastické soudržnosti	18
3.3.3	Síly objemové a síly setrvačné	19
3.3.4	Obecný případ prostorové podobnosti.....	20
3.4	Dokonalá prostorová podobnost	21
3.4.1	Nelineární problémy pružnosti a mechaniky	21
3.4.2	Obecný případ prostorové podobnosti.....	22
3.5	Podobnost soustav neřídících se Hookovým zákonem	23
3.6	Použitá podobnost pro návrh a výrobu modelů	23
3.6.1	Základní předpoklady podobnosti	23
3.6.2	Doplnění použité modelové podobnosti	24
3.6.3	Použití dvou měřítek pro stavbu modelu.....	28
4.	Dynamické vlastnosti konstrukcí	29
4.1	Dynamická analýza mostních konstrukcí	29
4.1.1	Svislé kmitání	29
4.1.2	Vodorovné kmitání	30
4.1.3	Kmitání od větru.....	31
4.1.4	Modální analýza, způsoby řešení	31
4.1.5	Harmonická analýza	33
4.2	Provozní modální analýza.....	33
4.3	Využití dynamických vlastností při sledování konstrukce	34
4.3.1	Dynamické měření sil v závěsech	34
4.3.2	Výpočet sil v závěsech	35
5.	Materiál pro výrobu modelů.....	37
5.1	Beton	37

5.2	Předpínací a betonářská výztuž.....	39
5.3	Ostatní materiály.....	40
6.	Vystrojení, výstavba a zatěžování modelu.....	41
6.1	Vystrojení modelu měřickým zařízením.....	41
6.1.1	Měření deformací.....	44
6.1.2	Měření poměrných přetvoření betonu.....	44
6.1.3	Měření předpínacích sil.....	44
6.1.4	Měření reakcí a vnášeného zatížení.....	45
6.1.5	Měření otevírání spár.....	46
6.2	Výstavba konstrukce modelu.....	47
6.3	Zatěžování modelu.....	49
6.4	Statický výpočet a vyhodnocení experimentu.....	50
7.	Fyzikální modely mostů a inženýrských konstrukcí.....	53
7.1	Model segmentového mostu se spřaženou mostovkou.....	53
7.1.1	Návrh a konstrukční provedení modelu.....	56
7.1.2	Výroba segmentů, montáž modelu.....	56
7.1.3	Statická analýza a zkouška mezní únosnosti.....	57
7.1.4	Závěr, porovnání experimentu s výpočtem.....	60
7.2	Vývoj membránových střech z předpjatého betonu.....	62
7.2.1	Studovaná konstrukce střechy.....	63
7.2.2	Model střešní konstrukce.....	66
7.2.3	Dílčí závěr.....	67
7.3	Model lávky tvaru plochého oblouku podepřeného vnějším kabelem.....	68
7.3.1	Bridge across the Johnson Creek, konstrukční uspořádání.....	68
7.3.2	Postup výstavby.....	70
7.3.3	Statická a dynamická analýza konstrukce.....	70
7.3.4	Fyzikální model lávky tvaru plochého oblouku.....	72
7.3.5	Testování modelu na provozní a mezní zatížení.....	74
7.3.6	Závěr a zhodnocení experimentu.....	76
7.4	Půdorysně zakřivený plochý oblouk a předpjatý pás.....	77
7.4.1	Působení půdorysně zakřiveného předpjatého pásu.....	77
7.4.2	Předpjatý pás & plochý oblouk.....	78
7.4.3	Model konstrukce.....	79
7.4.4	Stavba modelu.....	81
7.4.5	Zatěžovací zkoušky provedené na modelu.....	82
7.4.6	Měřené veličiny a porovnání s výpočtním modelem.....	83

7.4.7	Závěrečný komentář	86
7.5	Model půdorysně zakřivených lávek podporovaných kabely	87
7.5.1	Zavěšená a visutá půdorysně zakřivená lávka - realita.....	87
7.5.2	Hledání výchozího tvaru.....	88
7.5.3	Statická analýza konstrukce	89
7.5.4	Příprava modelu.....	90
7.5.5	Modelová podobnost	90
7.5.6	Popis konstrukce a materiál modelu.....	91
7.5.7	Postup výstavby modelu.....	94
7.5.8	Vystrojení modelu měřicí technikou	95
7.5.9	Zatěžovací zkoušky modelu	97
7.5.10	Statická analýza, výpočtové modely a výsledky analýzy.....	100
7.5.11	Závěr.....	100
7.6	Modely půdorysně zakřivených obloukových konstrukcí	101
7.6.1	Studie vlivu půdorysného zakřivení konstrukce.....	102
7.6.2	Hledání optimálního tvaru	105
7.6.3	Fyzikální model, modelová podobnost.....	107
7.6.4	Popis modelu	108
7.6.5	Stavba modelu	110
7.6.6	Osazení měřicí technikou	110
7.6.7	Provozní a mezní zatěžovací zkoušky	111
7.6.8	Základní vyhodnocení experimentů	113
7.6.9	Dílní závěr	114
8.	Experimentální zkoušky konstrukčních prvků v měřítku 1:1	115
8.1	Zkouška mezní únosnosti předpjaté mostovky.....	115
8.1.1	Zkušební prvek mostovky komorového mostu	116
8.1.2	Statická analýza	116
8.1.3	Provedení zkoušky mezní únosnosti	117
8.1.4	Měřicí sestava a vystrojení experimentu	118
8.1.5	Průběh a vyhodnocení zkoušky	118
8.1.6	Průběh a vyhodnocení zkoušky	119
8.2	Mezní únosnost segmentů mostovky lávky pro pěší.....	120
8.2.1	Zkušební prvek mostovky komorového mostu	120
8.2.2	Zatěžovací a měřicí sestava	121
8.2.3	Průběh zkoušky	121
8.2.4	Vyhodnocení provedených experimentů.....	122
8.2.5	Srovnávací pevnosti betonu v tahu.....	122

8.2.6	Přetvárné chování segmentů.....	123
8.2.7	Analýza v prostředí ATENA 2D.....	124
8.2.8	Provedené analýzy a výsledky	124
8.2.9	Závěr.....	124
8.3	Zkoušky prefabrikovaných panelů s filigránovou výztuží	126
8.3.1	Program zkoušek	126
8.3.2	Výsledky zkoušek	128
8.3.3	Průhyby filigránů při betonáži mostovky	129
8.3.4	Výsledky zkoušek	131
8.3.5	Pokročilá numerická analýza	131
8.3.6	Závěr.....	132
8.4	Ověření teplotního gradientu po výšce segmentu.....	133
8.4.1	Navržený experiment a měřicí technika.....	134
8.4.2	První naměřená data	135
8.4.3	Analýza pomocí softwaru.....	136
8.4.4	Závěr a doporučení.....	138
9.	Experimenty pro ověření dynamického chování konstrukcí.....	139
9.1	Dynamická analýza mostních konstrukcí	139
9.2	Provozní modální analýza lávky v Kroměříži	150
9.2.1	Popis objektu a jeho statické zesílení.....	150
9.2.2	Měření dynamických parametrů.....	151
9.3	Měření dynamické odezvy modelu lávky pro pěší	153
9.3.1	Dílčí závěr	154
9.4	Lávka SAN DIEGO, model pro větrný tunel	155
9.4.1	Statická a dynamická analýza	157
9.4.2	Model pro zkoušky ve větrném tunelu.....	158
9.5	Síly v závěsech mostu Hrachovec a lávky v Ostravě.....	160
9.5.1	Most Hrachovec	160
9.5.2	Lávka pro pěší v Ostravě.....	165
10.	Modely pro jiné než statické účely	169
10.1	Model lanové střechy nad eliptickým půdorysem.....	170
10.1.1	Zastřešení fotbalového stadiónu.....	170
10.1.2	Konstrukční uspořádání.....	171
10.1.3	Postup výstavby.....	173
10.1.4	Popis modelu	173
10.2	Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy.....	176

10.2.1	Dřevěný model bytového domu	176
10.2.2	Spoje mezi panely.....	177
10.2.3	Variabilita dispozice na modelu	178
10.2.4	Ověření vlastností zatěžováním modelu.....	178
10.2.5	Závěrečné zhodnocení	180
10.3	Architektonické modely	181
10.3.1	Lávka MCLOUGHLIN OVERCROSSING.....	181
10.3.2	Soutěžní návrh přemostění Holešovice - Karlín.....	182
10.4	Model mostu jako didaktická pomůcka	183
10.4.1	Didaktické možnosti stavebnice	184
11.	Závěr	185
12.	Výzkumné projekty, literatura	187
12.1	Grantové projekty, smluvní výzkum	187
12.2	Použitá literatura	187
12.2.1	Úvod	187
12.2.2	Modelová podobnost konstrukcí	188
12.2.3	Dynamické vlastnosti konstrukcí	188
12.2.4	Materiál pro výrobu modelů.....	188
12.2.5	Vystrojení, výstavba a zatěžování modelu	189
12.2.6	Fyzikální modely mostů a inženýrských konstrukcí	189
12.2.7	Experimentální zkoušky konstrukčních prvků v měřítku 1:1.....	190
12.2.8	Experimenty pro ověření dynamického chování konstrukcí.....	191
12.2.9	Modely pro jiné než statické účely	192
13.	Summary.....	193

PODĚKOVÁNÍ:

PŘEDLOŽENÁ PRÁCE VYCHÁZÍ ZE ZKUŠENOSTÍ, KTERÉ JSEM ZÍSKAL V PRŮBĚHU SVÉ PŮSOBNOSTI NA FAKULTĚ STAVEBNÍ V BRNĚ NA ÚSTAVU BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ PŘI ŘEŠENÍ PROJEKČNÍCH, VÝZKUMNÝCH A EXPERTNÍCH PROJEKTŮ.

RÁD BYCH TOUTO CESTOU PODĚKOVAL PANU PROF. JIŘÍMU STRÁSKÉMU ZA NEOCENITELNÉ RADY, ODBORNÉ VEDENÍ, NEVYČERPATELNOU INSPIRACI, PŘEDANÉ ZKUŠENOSTI A ZEJMÉNA ZA MOŽNOST SPOLUPRÁCE NA ZAJÍMAVÝCH PROJEKTECH MOSTŮ A LÁVEK PRO PĚŠÍ U NÁS I V ZAHRANIČÍ, TAKÉ ZA MOŽNOST SPOLUPRÁCE NA GRANTOVÝCH PROJEKTECH A PUBLIKAČNÍ ČINNOSTI.

DĚKUJI ROVNĚŽ KOLEGŮM Z ÚSTAVU BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ FAST VUT V BRNĚ DOC. KLUSÁČKOVÍ, DOC. ZICHOVI, ING. KOLÁČKOVÍ, ING. STRNADOVI A OSTATNÍM ZA CENNÉ PŘIPOMÍNKY A NÁMĚTY VZNESENÉ PŘI NAŠÍ DLOUHODOBÉ SPOLUPRÁCI. TAKÉ VŠEM KOLEGŮM A DOKTORANDŮM, BEZ KTERÝCH BY SE POPISOVANÉ NÁROČNÉ EXPERIMENTY NEMOHLY PROVÉST. BEZ PŘÍSPĚNÍ VŠECH JMENOVANÝCH BY TATO PRÁCE NEMOHLA VZNIKOUT.

ING. RADIM NEČAS, PH.D.

Experimenty jsou jediným prostředkem poznání, který máme k dispozici. Zbytek je poezie, představivost.

M. Planck

Dnešní vědci nahradili experimenty matematikou a prochází jednu rovnici za druhou, až nakonec postaví strukturu, která nemá žádný vztah k realitě.

N. Tesla

Není třeba stavět hranice mezi teoretické a experimentální metody řešení stavebních konstrukcí. Každá z těchto metod má své přednosti a svou oblast použití. Je povinností konstruktéra znát tyto metody a v každém jednotlivém případě použít té, která je vhodnější, popřípadě zvolit nejlepší kombinaci obou metod.

P. Lardy

1. Úvod

Zavedením předpjatého betonu, nových technologií výstavby, rozmanitostí architektonických požadavků na tvary konstrukcí i možností využití vysokohodnotných materiálů ve stavebnictví se nutně mění přístup k návrhu stavební konstrukce a jejímu posouzení z hlediska bezpečnosti, provozní způsobilosti a trvanlivosti. Potřeby praxe si tímto vynucují stále podrobnější a výstižnější způsoby teoretického řešení.

V současné době velkého rozvoje výpočetních programů i teoretických metod vyšetřování statické a dynamické odezvy konstrukcí by mohl vzniknout dojem, že experimentální řešení úloh pružnosti stavební mechaniky a dynamiky pozbývá na významu. Faktem je, že u převážné většiny řešených úloh poskytují výpočetní metody za použití teoretických postupů uspokojivou, velmi rychlou odpověď s menšími finančními náklady. Avšak i přes tuto skutečnost zbývá ve stavební praxi ještě dost úloh, kdy teoretický výpočet je často složitý a někdy i s použitím té nejmodernější techniky nemožný. Proto jsme při teoretickém řešení nuceni zavádět řadu zjednodušujících předpokladů, více či méně ověřených pokusem prováděných na reálných konstrukcích nebo na modelech.

S novými teoretickými metodami výpočtu se v současnosti rozvíjejí i metody experimentální statiky, pružnosti a dynamiky. Souvisí to zejména s vývojem měřicí techniky. Elektrické měřicí přístroje umožňují spojitě registrovat velmi malé deformace, a to při zatížení nejen statickým, ale i dynamickým.

Nutno podotknout, že experimentálního řešení statických úvah se používalo i dříve, zejména u konstrukcí mostních, u přehrad i u význačných pozemních staveb. Již roku 1935 navrhl vynikající italský konstruktér betonových konstrukcí P. L. Nervi hangár o půdorysných rozměrech 100×40 m s válcovou střechou, jejíž nosnou konstrukci tvořily dvě soustavy prostorově působících žeber, výlučně podle měření na modelu.

Práce se zabývá experimentálním sledováním mostních konstrukcí a inženýrských staveb z hlediska statického, pružnostního i dynamického. Popisované experimenty sloužily k ověření statické odezvy mostů, lávek pro pěší i střešních konstrukcí, k potvrzení vhodného postupu výstavby, ověření provozního namáhání i určení mezní únosnosti. Experimenty byly provedeny zejména u konstrukcí vyžadujících zvláštní pozornost. V práci jsou uvedeny lávky pro pěší lehké transparentní konstrukce, mosty pro velká rozpětí, studie lávek významných z architektonického, konstrukčního i estetického hlediska, experimentální zkoušky fragmentů konstrukcí v měřítku 1:1 i modely pro jiné než statické účely.

Experimenty ověřující dynamickou odezvu se věnovaly pouze zjišťování vlastních frekvencí, tvarů a rezonančních křivek. Ve vybraných místech byly určovány i časové průběhy pohybových stavů, tj. výchylek, rychlostí a zrychlení. Poměrně častou úlohou bylo i stanovení logaritmického dekrementu útlumu a úhlů fázového posuvu. Součástí práce je i možnost využití dynamických vlastností při diagnostice konstrukce. Podrobnějšími teoriemi z dynamiky se práce nezabývá.

Habilitační práce navazuje na autorovu disertační práci [1] zabývající se modelovou podobností společně s návrhem a provedením experimentálních zkoušek na modelu segmentového mostu. Problematika modelové podobnosti a zejména přehled experimentálních

zkoušek provedených týmem kolem prof. Stráského a doc. Klusáčka je v této práci prohloubena.

Experimentální zkoušky na modelech, částech konstrukce v měřítku 1:1 i skutečných konstrukcích byly provedeny za podpory řady grantových projektů či smluvního výzkumu a interních grantů fakulty.

2. Analýza konstrukcí pomocí experimentu, cíle práce

Cílem měření prováděných na skutečných konstrukcích, jejich částech nebo na jejich zmenšených modelech je analýza statických či dynamických veličin. Úplná experimentální analýza se provádí poměrně vzácně, a to jen na modelech. Nutno podotknout, že současné experimentální metody ve spojení s rozsáhlými možnostmi měřicí a výpočetní techniky jsou na takové úrovni, že umožňují řešit převážnou část úloh pružnosti, stavební mechaniky i dynamiky. To ale neznamená, že provedení složitých experimentů je snadné, levné a časově nenáročné.

Při statických měřeních na modelech zjišťujeme zpravidla deformace a poměrná přetvoření následně převedená na napjatost v kritických místech. Měřením deformací určujeme průhyby, vodorovné posuny, pootočení, šířku případných trhlin nebo rozevírání spár mezi segmenty. Vyšetřováním napjatosti zjišťujeme velikost napětí na povrchu nebo uvnitř prvku. Z vnitřních sil se pomocí naměřených přetvoření nepřímo odvozují zpravidla ohybové a kroutící momenty, posouvající síly a reakce. Někdy se provádí modelové zkoušky až do porušení konstrukce provedením mezní zkoušky. Neměli bychom přitom zapomínat na vliv teploty a v případě dlouhodobých zkoušek také na reologické vlivy způsobené dotvarováním a smršťováním betonu.

U dynamických měření na modelech se určují zejména modální parametry konstrukcí, vlastní tvary a frekvence. Součástí analýzy pak je řešení pohybových výchylek, rychlostí a zrychlení. Deformační veličiny lze měřit přímo, silové veličiny se určují nepřímo z naměřených přetvárných veličin. Konstrukce se na modelech může rozkmitávat uměle, např. rázem. Skutečné konstrukce mohou být buzeny za provozu projíždějícími vozidly.

Kromě uvedených měření je obvykle nutné předem provést měření skutečných rozměrů konstrukce či modelu, objemové tíhy použitých materiálů, velikosti statických i dynamických modulů, meze pevnosti materiálů apod. Váží se balastní zátěž i zátěž aplikovaná při zkušebním zatížení. Kontroluje se funkčnost měřicí techniky.

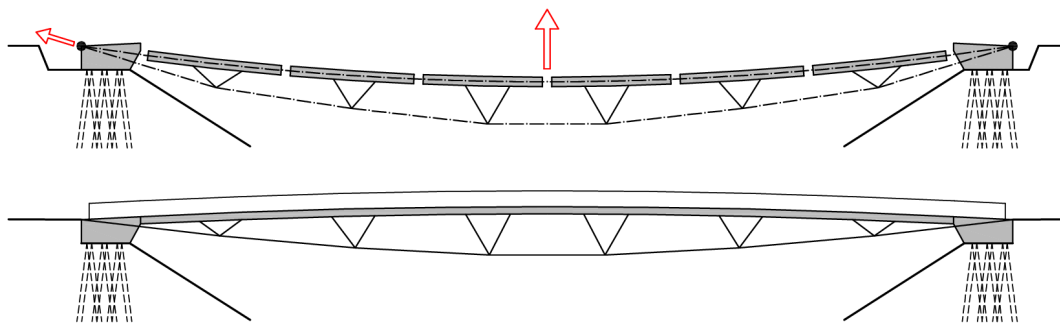
Modelování opírající se o podobnost mezi objekty využívá člověk intuitivně odpradávná. Podstatou modelování je napodobení funkce zkoumané konstrukce jiným objektem – modelem. Stavbu modelu použijeme v případě, chceme-li získat přesné informace o zkoumané konstrukci v určitých podmínkách a nemůžeme-li provést z důvodu jistého poškození měření na originálu. Také se může jednat o konstrukci, která nebyla dosud postavena a na modelu ověříme její statickou funkčnost, technologii výstavby, případně i mezní stavy porušení.

2.1 Od myšlenky přes model k návrhu konstrukce

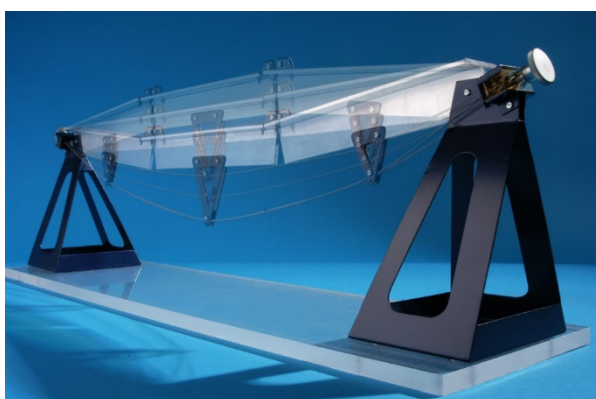
Přenesení myšlenky do reality je mnohdy velmi nesnadný úkol. Zvláště v případě stavebních konstrukcí, kdy má člověk většinou jen jeden pokus pro vytvoření unikátního stavebního díla. Určitě snadnější postup platí v jiných technických oblastech, kdy před samotnou výrobou projde výsledný objekt návrhem, testováním prototypu, laděním procesu výroby apod.

V tomto ohledu je experimentální statika snad jediným možným způsobem, jak předem stavební konstrukci otestovat. Základní myšlenku zakódovanou v konstrukci (**Obr. 2.1**) můžeme představit pomocí jednoduchého modelu (**Obr. 2.2**). Podrobnou analýzu konstrukce

pak lze ověřit pro provozní i mezní stavy před skutečnou výstavbou na fyzikálním zmenšeném modelu v laboratoři (**Obr. 2.3**).



Obr. 2.1 Hlavní myšlenka při návrhu, © IDEA, prof. Stráský



Obr. 2.2 Znárodnění výstavby lávky na pomocném modelu



Obr. 2.3 Testování navržené konstrukce na fyzikálním modelu

2.2 Cíle práce

Hlavními předpoklady správné experimentální analýzy jsou kvalitní návrh a provedení modelu konstrukce, bezchybné změření sledovaných veličin a vyvození závěrů použitelných v projekční praxi. Předložená práce se proto zabývá přehledem provedených experimentálních prací s důrazem na výjimečnost sledovaných konstrukcí mostů, lávek pro pěší i inženýrských staveb. Cíle práce lze shrnout do následujících bodů:

1. Představit základní myšlenky přímé modelové podobnosti a upozornit na vybrané dynamické vlastnosti konstrukcí.
2. Uvést přehled provedených experimentů zmenšených i skutečných konstrukcí s přínosem pro práci praktického inženýra.
3. V rámci popisu jednotlivých experimentů popsat a vyzdvihnout výjimečný statický a konstrukční systém sledovaných konstrukcí.
4. Provést srovnání vybraných výsledků měření s numerickými výpočty.
5. Formulovat dílčí závěry.

3. Modelová podobnost konstrukcí

Experimentálního výzkumu na modelech užíváme především v těchto případech:

- 1) teoretický výpočet daného problému není možný,
- 2) teoretický výpočet je sice možný, ale je tak složitý a namáhavý, že modelový výzkum je mnohem kratší a hospodárnější,
- 3) závažnost problému je taková, že je nutno teoretické výpočty experimentálně ověřit.

3.1 Metody experimentální statiky

Experimentálních metod používaných pro stavební praxi je celá řada. Pro naše účely si je rozdělme do tří základních skupin.

- a) metody přímé, které používají přímého zatěžování modelů,
- b) metody nepřímé, které nepoužívají přímého zatěžování,
- c) analogie, které jsou založeny na podobné stavbě základních matematických vztahů dvou problémů.

Přímé metody předpokládají fyzikální podobnost mezi skutečnou konstrukcí a modelem. Společným znakem všech přímých metod je, že model zatěžíme podobným a podobně rozloženým zatížením, jaké působí na skutečnou konstrukci. Totéž platí o daných posuvech jednotlivých bodů konstrukce. Přímé metody jsou nejobecnějšími modelovými metodami, které nezavádějí žádné zjednodušující předpoklady a mohou řešit všechny statické a dynamické problémy i nad mezí pružnosti. Musí být ovšem splněny podmínky podobnosti mezi konstrukcí a modelem. Jednotlivé přímé metody se liší podle způsobu měření přetvoření a napjatosti modelu. Pro určení přetvoření modelu měříme průhyby (posuvy) a poměrné deformace. Napětí modelu určíme nepřímou tak, že poměrné deformace změřené tenzometry násobíme modulem pružnosti materiálu modelu. Místo měření poměrných deformací je možno u prutových a deskových konstrukcí měřit křivost a ze známého modulu pružnosti a momentu setrvačnosti určit velikost ohybových momentů. Podobné metody však nejsou obecné, protože předpokládají platnost vzorců pružnosti a pevnosti, z kterých při výpočtu vycházíme. Částečný obraz stavu napjatosti poskytuje i dříve používaná metoda křehkých laků, jejichž pomocí můžeme určit isostatické čáry, směry hlavních napětí, na povrchu konstrukce. Důležitou přímou metodou je fotoelasticimetrie, která je založena na jevu dočasného dvojlomu určitých průhledných hmot vlivem napětí. Polarizovaný světelný paprsek se při průchodu modelem štěpí na dva paprsky, jejichž fázový rozdíl je přímo úměrný rozdílu hlavních napětí. Fotoelasticimetrie je snad jediná metoda, jež přímo určuje napětí a u které v obvyklých případech nemusíme znát modul pružnosti materiálu modelu.

Nepřímé metody předpokládají rovněž fyzikální podobnost mezi skutečnou konstrukcí a modelem. U těchto metod nepoužíváme přímého zatěžování jako u první skupiny, ale určujeme příčinkové pořadnice statických veličin a příčinkové pořadnice posuvů na základě principu vzájemnosti virtuálních prací. Princip vzájemnosti virtuálních prací platí jen pro takové soustavy, u nichž jsou vnitřní síly lineárními funkcemi vnějšího zatížení. Tím je také omezeno použití nepřímých metod jen na lineární problémy. Velkou výhodou nepřímých metod

je skutečnost, že měříme jediné posuvy, které jsou řádově vyšší než poměrné deformace, a že na modulu pružnosti materiálu při určování příčinkových pořadnic sil a momentů vůbec nezáleží.

Na rozdíl od předchozích dvou skupin *analogie* nepředpokládají geometrickou podobnost mezi skutečnou konstrukcí a modelem. Podobnosti mezi dvěma problémy lze dosáhnout také tehdy, jestliže jsou si podobny základní rovnice, které oba problémy popisují. Analogie jsou tedy založeny na matematické podobnosti, přičemž oba problémy mohou navíc spadat do různých vědních oborů (problémy pružnosti na jedné straně mohou být matematicky podobné jiným problémům pružnosti, hydrodynamiky, elektrotechniky nebo dynamiky na straně druhé). Analogie s výhodou používáme tam, kde daný matematicky složitý problém můžeme srovnávat s jiným problémem analogickým, v jehož případě hledané hodnoty snadno určíme experimentálně. Hledaným veličinám daného problému přitom odpovídají zcela jiné veličiny analogického problému.

3.2 Mechanická podobnost modelů

Při řešení konstrukcí na modelech obecně měníme geometrické rozměry skutečné konstrukce i velikost vnějších sil a užíváme modelových materiálů, jejichž fyzikální vlastnosti jsou často velmi rozdílné od vlastností materiálů použitých ve skutečné konstrukci. Abychom mohli správně interpretovat výsledky z provedeného experimentu, musíme postupovat podle *teorie podobnosti* [2], jejíž základní úlohou je:

- a) určit podmínky podobnosti mezi modelem a skutečnou konstrukcí,
- b) určit vztahy mezi veličinami zjištěnými experimentálně na modelu a odpovídajícími veličinami skutečné konstrukce.

Způsoby určení fyzikální podobnosti mezi dvěma podobnými soustavami, tedy skutečnou konstrukcí a modelem, jsou v podstatě dva.

U prvního způsobu můžeme vzájemný vztah veličin, na nichž řešení problému závisí, vyjádřit matematickými rovnicemi, nejčastěji diferenciálními. Přestože jejich řešení bývá mnohdy nesnadné nebo i nemožné, můžeme z nich poměrně snadno odvodit podmínky podobnosti. Matematické rovnice dvou podobných soustav jsou rovněž podobné, tj. jednotlivé členy rovnic jedné soustavy musí odpovídat obdobným členům druhé soustavy. Aby byla podobnost splněna identicky, musí být všechny si odpovídající členy v rovnicích obou soustav ve stejném konstantním poměru. Určení podobnosti z matematických rovnic má tu výhodu, že umožňuje odvodit nejen obecné případy, ale i celou řadu zvláštních případů s použitím jistého zjednodušení z pružnosti a stavební mechaniky.

Druhý případ určení podobnosti vychází ze skutečnosti, že v technických problémech se najdou takové, jejichž matematické vyjádření není známo. Zde je možno použít tzv. *teorii dimenzí* [2]. Základem této teorie je skutečnost, že jednotlivé členy každé fyzikální rovnice musí mít stejný rozměr (stejně jednotky). Při tomto způsobu musíme tedy znát veličiny, na kterých daný problém závisí a kde každá z těchto veličin má určitý rozměr vyjádřený základními jednotkami. V mechanice pružných těles vystačíme se třemi základními jednotkami, a to s délkou $[m]$, hmotou $[kg]$ a s časem $[s]$. Teorie dimenzí ukazuje, že z n veličin nezávisle proměnných lze při třech základních rozměrech vytvořit $(n-3)$ tzv. bezrozměrných

argumentů, které správně popisují problém. Podmínky podobnosti dostaneme pak za předpokladu, že bezrozměrné argumenty jsou pro model i skutečnou konstrukci stejné.

Protože v oblasti stavební praxe známe základní matematické rovnice, jeví se pro tyto případy výhodnější první z popsaných způsobů odvození podmínek podobnosti. Obecně lze podmínky podobnosti určit pro konstrukce s materiály pružnými i pružnoplastickými, pro problémy lineární i nelineární. Nelineární problémy nastávají přitom i u soustav tvořených materiály ideálně pružnými, a to tehdy, dochází-li k velkým deformacím při změně geometrického tvaru konstrukce, nebo jestliže se mění rozložení vnějších sil. Takovou podobnost nazýváme *podobností dokonalou*. Podobnost platná jen pro lineární problémy teorie pružnosti a stavební mechaniky se označuje jako *podobnost rozšířená*. Vnitřní síly a deformace jsou lineárními funkcemi vnějšího zatížení. V lineárních případech se mohou vnitřní síly určovat z podmínek rovnováhy nedeformované soustavy a platí zde princip superpozice, princip vzájemnosti virtuálních prací, věty Castiglianovy, Mohrova věta atd.

Podobnost dokonalá i rozšířená jsou teoreticky přesné, pokud jsou splněny všechny podmínky, které z nich vyplývají. Prakticky však všechny podmínky splnit nemůžeme, proto se snažíme podle povahy problému splnit alespoň některé z nich a ostatní jen přibližně. Mluvíme potom o *podobnosti přibližné* (většina technických problémů je přibližná). Na povaze problému a na zkušenostech experimentátora potom záleží, do jaké míry jsou tyto přibližné metody výstižné. Někdy je nutno některé části skutečné konstrukce modelovat rozdílně, aby se chování skutečné konstrukce napodobilo co nejvěrněji.

Pro větší přehlednost vztahů podobnosti zavedeme pro poměr odpovídajících si veličin skutečné konstrukce (dále jen S) a modelu (dále označováno M) následující označení.

Zavedené označení pro poměr			
délek	$l_S / l_M = \lambda$	posuvů, průhybů	η
tloušťek	β	časů	τ
modulů pružnosti	ε	ploch příčných řezů	φ
specifických hmot	ν	momentů setrvačnosti	ω
sil	π		
Převrácené hodnoty poměrů jednotlivých veličin označme jako měřítko veličin, měřítko délek je například $1/\lambda$, atd.			

Tab. 3.1 Označení poměrů veličin pro podobnost mezi skutečnou konstrukcí a modelem

3.3 Rozšířená prostorová podobnost

V již zmiňované rozšířené podobnosti platí u soustav tvořených ideálně pružnými materiály následující předpoklady, rovnice a vztahy.

3.3.1 Základní rovnice prostorové pružnosti

Pro prostorovou pružnost platí následující základní matematické rovnice. Předpokládejme nejprve, že na těleso působí dané vnější síly, pak tento případ řeší tři skupiny rovnic:

Tři rovnice rovnováhy

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0, \quad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0, \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0, \end{aligned} \quad (3.1)$$

šest rovnic spjitosti deformací (kompatibility), které, vyjádřeny pomocí napětí, mají tvar Beltramiho, kde vztah (3.3) značí Laplaceův operátor,

$$(1 + \mu)\nabla^2 \sigma_x + \frac{\partial^2}{\partial x^2} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = 0 \quad (3.2)$$

$$\nabla^2 \sigma_x = \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial z^2} \quad (3.3)$$

a tři okrajové podmínky vyjadřující rovnováhu sil na povrchu tělesa.

Pro splnění podobnosti mezi \mathbf{S} a \mathbf{M} musí být, jak už bylo uvedeno, jednotlivé členy rovnic (3.1) a (3.2) ve stejném konstantním poměru. Snadno se můžeme přesvědčit, že lze volit poměr délek λ a poměr napětí π/λ^2 a tím také poměr vnějších sil. Ke splnění podobnosti je dále nutné, aby platilo $\mu_S = \mu_M$. Druhá materiálová konstanta E se v rovnicích vůbec nevyskytuje, tudíž poměr ε může být libovolný.

Poměry λ , ε , π tří veličin můžeme tedy volit a poměry ostatních veličin jsou na nich závislé. Poissonův součinitel má být pro \mathbf{S} i \mathbf{M} stejný, a i když tato podmínka většinou nemůže být splněna, chyba tímto vzniklá není velká, zejména uvážíme-li, že Poissonův součinitel se prakticky u různých materiálů málo liší a že se v rovnicích (3.2) vyskytuje ve tvaru $(1+\mu)$.

Pokud dále tělesu udělíme dané posuvy určitých bodů, pak tento případ řeší tři Lamého rovnice typu

$$(1 - 2\mu)\nabla^2 u + \frac{\partial}{\partial x} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = 0 \quad (3.4)$$

a okrajové podmínky, což zde jsou dané posuvy.

Uvažujeme-li stejně jako v prvním případě, zjistíme, že poměry λ , ε , η tří veličin můžeme volit. Poměry ostatních veličin jsou na nich závislé a podmínka $\mu_S = \mu_M$ má být rovněž splněna. Modul pružnosti E se v rovnici (3.4) opět nevyskytuje, z čehož můžeme soudit, že deformace tělesa na modulu pružnosti nezávisí. Toto zjištění má význam pro nepřímé metody, kde modelu udělujeme dané deformační impulsy. Deformace modelu potom zůstávají stálé, i když se modul pružnosti v čase vlivem dobíhání zpožděných deformací mění.

3.3.2 Síly elastické soudržnosti

V následujících úvahách pokračujme v případě, že na těleso působí dané síly a zároveň jsou mu uděleny dané posuvy určitých bodů. V předchozích odstavcích jsme ukázali, že poměry λ a ε můžeme vždy volit. Při uvažování účinků daných sil jsme však mohli ještě volit poměr sil π a při daných posuvech potom ještě poměr η .

Vzájemný vztah mezi těmito dvěma veličinami stanovíme, jestliže z dříve odvozeného poměru napětí π/λ^2 určíme z obecného Hookova zákona poměr poměrných deformací $\pi/(\varepsilon\lambda^2)$ a ze vztahů mezi posuvy a deformacemi (Cauchyho rovnice) dostaneme hledanou závislost

$$\eta = \frac{\pi}{\varepsilon\lambda} \quad (3.5)$$

Podmínky podobnosti mezi skutečnou konstrukcí S a modelem M je možno definovat takto:

Jestliže S a M jsou geometricky podobné při délkovém měřítku $1/\lambda$ a jsou vytvořeny z materiálů s moduly pružnosti v měřítku $1/\varepsilon$, dále působí-li na obě tyto soustavy podobné a podobně rozložené síly v měřítku $1/\pi$ a jsou jim uděleny podobné posuvy v měřítku $1/\eta$, pak podmínky podobnosti jsou:

$$\mu_S = \mu_M \quad (3.6)$$

$$\pi = \varepsilon\lambda\eta \quad (3.7)$$

Podmínka (3.6) předepisuje rovnost Poissonových součinitelů. Podmínka (3.7) je základní rovnicí pro síly elastické soudržnosti a udává vztah mezi měřítkem daných sil a daných posuvů. Ze čtyř měřítek, která jsou vázána rovnicí (3.7), můžeme tři volit a čtvrté vypočteme. Jsou-li podmínky podobnosti splněny, jsou jednotlivé statické veličiny skutečné konstrukce a modelu v poměru.

síly – podporové reakce, osově a posouvající síly	$\frac{P_S}{P_M} = \pi$	
ohybové momenty	$\frac{M_S}{M_M} = \pi\lambda$	
napětí – poměrné zatížení na plošnou jednotku	$\frac{\sigma_S}{\sigma_M} = \frac{\pi}{\lambda^2}$	(3.8)
posunutí - průhyby	$\frac{y_S}{y_M} = \frac{\pi}{\varepsilon\lambda}$	
poměrné deformace – délkové, úhlové a pootočení	$\frac{\varepsilon_S}{\varepsilon_M} = \frac{\pi}{\varepsilon\lambda^2}$	

3.3.3 Síly objemové a síly setrvačné

Doposud jsme se zabývali jen vlivem vnějších sil a daných posuvů na napjatost a přetvoření pružné soustavy, čímž jsme odvodili podmínky pro síly elastické. Uvažujme nyní vliv specifické hmoty materiálu, tj. vlastní tíhu soustavy (síly objemové) a síly setrvačné.

Objemová síla (vlastní váha) elementárního objemu o specifické hmotě materiálu ρ je

$$g \rho dx dy dz, \quad (3.9)$$

kde g je tíhové zrychlení. Dále základní podmínka pro poměr objemových sil S a M je dána vzorcem

$$\pi = g\lambda^3 \quad (3.10)$$

$$\mathcal{G} = \frac{\rho_S}{\rho_M} = \frac{\gamma_S}{\gamma_M},$$

kde \mathcal{G} je poměr specifických hmot materiálu S a M nebo poměr jejich specifických vah.

Setrvačné síly elementárního objemu pružné soustavy určíme z druhého Newtonova zákona jako součin hmoty elementu a složky zrychlení v uvažovaném směru. Setrvačná síly ve směru osy x je

$$\rho \, dx \, dy \, dz \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (3.11)$$

Základní podmínka pro poměr setrvačných sil je tedy

$$\pi = \mathcal{G} \frac{\eta}{\tau^2} \lambda^3 \quad (3.12)$$

$$\tau = \frac{t_S}{t_M},$$

kde τ je poměr časů, v nichž nastávají vzájemně si odpovídající jevy u skutečné konstrukce a modelu.

3.3.4 Obecný případ prostorové podobnosti

Uvažujme nyní složené případy, při nichž na konstrukci působí zároveň několik vlivů. V prvním případě, kdy dochází k současnému účinku vnějších sil a vlastní váhy, musí být splněny současně podmínky (3.7) a (3.10)

$$\varepsilon \lambda \eta = \mathcal{G} \lambda^3, \quad (3.13)$$

tím dostáváme podmínku

$$\mathcal{G} = \frac{\varepsilon \eta}{\lambda^2}, \quad (3.14)$$

kteřá může být splněna i tehdy, jestliže jsou vnější síly nulové. Podmínka pro síly elastické soudržnosti musí být splněna vždy. Podmínku (3.14) můžeme také zapsat ve tvaru

$$\frac{\gamma_M}{E_M} = \frac{\lambda^2}{\eta} \frac{\gamma_S}{E_S} \quad (3.15)$$

Obyčejně chceme mít deformace modelu co největší a volíme proto $\eta < \lambda$, poslední vztah (3.15) pak nabývá tvaru

$$\frac{\gamma_M}{E_M} > \lambda \frac{\gamma_S}{E_S} \quad (3.16)$$

Abychom této nerovnosti vyhověli, museli bychom najít takový materiál modelu, který by byl specificky těžší a měl modul pružnosti nižší než materiál skutečné konstrukce, a to tím více, čím menší je délkové měřítko $1/\lambda$. Z rovnice (3.14) můžeme při daných materiálech vypočítat délkové měřítko. Prakticky však můžeme rovnici (3.14) vyhovět často jen umělým zvětšením γ_M , tedy **náhradním zatížením modelu**.

Ve druhém případě, kdy současně působí vnější a setrvačné síly, odvodíme z rovnosti měřítek sil

$$\varepsilon \lambda \eta = \mathcal{G} \frac{\eta}{\tau^2} \lambda^3 \quad (3.17)$$

podmínku

$$\tau = \lambda \sqrt{\frac{\mathcal{G}}{\varepsilon}} \quad (3.18)$$

Pokud dále uvažujeme zároveň vlastní váhu a je-li splněna podmínka (3.14), platí

$$\frac{\mathcal{G}}{\varepsilon} = \frac{\eta}{\lambda^2} \quad (3.19)$$

a vztah (3.18) je možno upravit do tvaru

$$\tau = \sqrt{\eta} \quad (3.20)$$

Je nutno připomenout, že jen zřídka je možné dosáhnout podobnosti v obecných případech a že je často nutno zhotovit několik modelů uvažované konstrukce, z nichž každý splňuje jen určité podmínky a slouží tak pouze k vyšetřování těchto podmínkám odpovídajícím vlivů.

Jsou-li splněny podmínky podobnosti v obecném případě, vypočtou se poměry jednotlivých statických veličin ze stejných vzorců jako dříve, tj. ze vztahů (3.8) a pro poměr časů platí vzorec (3.18), popřípadě (3.20). Ze známého poměru časů můžeme potom určit poměr rychlostí kmitání nebo rychlostí pohyblivého zatížení

$$\frac{v_S}{v_M} = \frac{\eta}{\tau} \quad (3.21)$$

nebo kmitočtů

$$\frac{n_S}{n_M} = \frac{1}{\tau} \quad (3.22)$$

3.4 Dokonalá prostorová podobnost

V dokonalé podobnosti u soustav tvořených ideálně pružnými materiály je možné obdobně vyjádřit následující podobnostní vyjádření.

3.4.1 Nelineární problémy pružnosti a mechaniky

Jak již bylo uvedeno, vzorců rozšířené podobnosti nelze použít pro nelineární problémy, protože vnitřní síly a deformace jsou nelineárními funkcemi vnějšího zatížení. V prvé řadě patří mezi nelineární soustavy konstrukce, u nichž dochází k velkým deformacím (mimostředný tlak štíhlých prutů, štíhlé oblouky, visuté mosty, stabilita konstrukcí).

Rovnice rovnováhy musíme určit se zřetelem na deformaci soustavy. Aby tedy byla mezi dvěma nelineárními problémy podobnost, musí být délky ve stejném měřítku jako posuvy. Následující vztah (3.23) je základní podmínkou dokonalé podobnosti.

$$\eta = \lambda \quad (3.23)$$

Nelineární jsou rovněž takové problémy, při nichž se během přetvoření konstrukce mění charakter soustavy tím, že některá její část přestane působit. Rovnice (3.23) je společnou podmínkou pro všechny tyto případy.

3.4.2 Obecný případ prostorové podobnosti

Podmínky podobnosti a vztahy mezi jednotlivými veličinami určíme přímo ze vzorců uvedených pro rozšířenou podobnost dosazením podmínky (3.23). Dostáváme tím podmínky podobnosti pro

$$\begin{array}{ll}
 \text{síly elastické soudržnosti} & \mu_S = \mu_M, \quad \pi = \varepsilon \lambda^2 \\
 \text{síly tížné (vlastní tíha)} & \pi = \mathcal{G} \lambda^3 \quad (3.24) \\
 \text{síly setrvačné} & \pi = \mathcal{G} \frac{\lambda^4}{\tau^2}
 \end{array}$$

Při současném působení vnějších sil a vlastní váhy musí být splněna podmínka

$$\mathcal{G} = \frac{\varepsilon}{\lambda} \quad (3.25)$$

a platí o ní totéž, co pro podmínku (3.14). Jednotlivé veličiny jsou potom v poměru

$$\begin{array}{ll}
 \text{napětí – poměrné zatížení} & \frac{\sigma_S}{\sigma_M} = \varepsilon \\
 \text{poměrné deformace – délkové, úhlové a pootočení} & \frac{\varepsilon_S}{\varepsilon_M} = 1 \\
 \text{časy při současném působení vnějších a setrvačných sil} & \frac{t_S}{t_M} = \lambda \sqrt{\frac{\mathcal{G}}{\varepsilon}} \quad (3.26) \\
 \text{časy při současném působení vnějších a setrvačných sil} & \frac{t_S}{t_M} = \sqrt{\lambda} \\
 \text{a vlastní váhy} &
 \end{array}$$

Napětí na skutečné konstrukci S a modelu M jsou v poměru jejich modulů pružnosti, poměrné (úhlové) deformace jsou stejné a posuvy jsou v poměru délek. Tyto vztahy by bylo možno odvodit také přímo z teorie dimenzí. Bezrozměrné veličiny μ_S a ε_S musí být pro S i M stejné. Protože modul pružnosti má rozměr napětí, je bezrozměrným argumentem σ/E a z rovnosti tohoto argumentu pro S a M odvodíme přímo první ze vzorců (3.26).

Zhotovíme-li model ze stejného materiálu, jakého bude, respektive bylo, použito pro skutečnou konstrukci, získáváme dosazením $\varepsilon = 1$ vztah

$$\frac{\varepsilon_S}{\varepsilon_M} = \frac{\sigma_S}{\sigma_M} = 1, \quad (3.27)$$

který vyjadřuje, že napětí i poměrné deformace jsou pro S a M stejné.

Protože je zde splněna podmínka rovnosti Poissonových součinitelů, stačí pro účinek vnějších sil splnit jedinou podmínku

$$\pi = \lambda^2, \quad (3.28)$$

ze které plyne, že osamělá břemena P , poměrné zatížení q na délkovou jednotku a poměrné zatížení p na plošnou jednotku zmenšíme u modelu v poměru

$$P_M = P_S \frac{1}{\lambda^2}, \quad q_M = q_S \frac{1}{\lambda}, \quad p_M = p_S \quad (3.29)$$

Při současném působení vnějších sil a vlastní váhy musí být splněna podmínka

$$\mathcal{G} = \frac{1}{\lambda}, \quad (3.30)$$

jejímž prostřednictvím je tedy vyjádřeno

$$\gamma_M = \gamma_S \lambda \quad (3.31)$$

Specifická váha materiálu modelu musí být λ -krát větší, tudíž ji musíme uměle zvětšit. Uvedeného lze docílit nahrazením objemových sil umělým zatížením na povrchu konstrukce. Tímto umělým zatížením se mohou modelovat prutové, deskové či skořepinové konstrukce, oproti tomu u masivních staveb, jakými jsou přehrady či masivní klenby, se již jedná o nesnadný problém.

3.5 Podobnost soustav neřídících se Hookovým zákonem

V předchozích odstavcích jsme se zabývali materiály ideálně pružnými. Jednalo se tedy o materiály řídící se Hookovým zákonem, u nichž vzniklá napětí nejsou vyšší než mez úměrnosti. V experimentální praxi je však často vhodné zatěžovat model až na mez únosnosti, abychom zjistili bezpečnost konstrukce a způsob jejího porušení. Někdy nutnost přesného napodobení chování konstrukce vyžaduje také při výrobě modelu použití „skutečného“ materiálu, nikoliv materiálu ideálně pružného.

V takových případech můžeme dosáhnout podobnosti v zásadě dvěma způsoby. Buď použijeme pro model stejného materiálu, jakého je použito pro skutečnou konstrukci, nebo materiálu jiného. V druhém případě musí však materiál vyhovovat dalším určitým podmínkám.

Pro další výklad se soustředíme pouze na první z uvedených způsobů. Předpokládejme, že fyzikální vlastnosti obou materiálů jsou stejné, tedy že křivka závislosti napětí na deformaci je pro S i M totožná. Pro zachování podobnosti musí být napětí a tím také deformace S a M stejné.

$$\frac{\varepsilon_S}{\varepsilon_M} = 1, \quad \frac{\sigma_S}{\sigma_M} = 1 \quad (3.32)$$

Za těchto okolností vychází poměr proměnných modulů pružnosti $\varepsilon = I$ a podmínky podobnosti i poměry jednotlivých veličin jsou totožné s dříve uvedenými podmínkami dokonalé prostorové podobnosti pro případ $\varepsilon = I$.

3.6 Použitá podobnost pro návrh a výrobu modelů

3.6.1 Základní předpoklady podobnosti

Z hlediska funkčnosti modelu a zejména s ohledem na výhodnou pozdější interpretaci naměřených výsledků je velmi důležitá volba základních principů modelové podobnosti.

Při návrhu testované konstrukce modelů, o kterých je v této práci pojednáno a které jsou „zmenšeninou“ skutečných konstrukcí v příslušném předem zvoleném měřítku $M = \lambda$, byl zvolen následující přístup. Řešení vycházelo z přímé fyzikální podobnosti mezi skutečnou konstrukcí a modelem, přičemž byl aplikován postup z dokonalé podobnosti prostorových soustav. Vzhledem ke skutečnosti, že byl pro modely (až na výjimky, viz dále) použit stejný materiál jako na skutečné konstrukci, odpovídá navíc napětí na modelu napětí na skutečné konstrukci. Z principů podobnosti dále vyplývá, že má-li být dosaženo stejných napětí na modelu jako na skutečné konstrukci ($\sigma_M / \sigma_S = 1$), je nutné provést tzv. **zvýšení stálého zatížení** v příslušném poměru za předpokladu zachování ostatních případů podobnosti. Základní vztahy zvolené podobnosti mezi veličinami jsou přehledně vyjádřeny v **Tab. 3.2**.

Parametr	Symbol	Měřítko	Parametr	Symbol	Měřítko
Délka	L	$\frac{L_S}{L_M} = \lambda = M$	Posunutí	v	$\frac{v_S}{v_M} = \lambda$
Plocha	A	$\frac{A_S}{A_M} = \lambda^2$	Rychlost	v'	$\frac{v'_S}{v'_M} = \sqrt{\lambda}$
Objem	V	$\frac{V_S}{V_M} = \lambda^3$	Zrychlení	v''	$\frac{v''_S}{v''_M} = 1$
Osamělá síla	F	$\frac{F_S}{F_M} = \lambda^2$	Modul pružnosti	E	$\frac{E_S}{E_M} = 1$
Liniové zatížení	q	$\frac{q_S}{q_M} = \lambda$	Poměrné přetvoření	ε	$\frac{\varepsilon_S}{\varepsilon_M} = 1$
Plošné zatížení	p	$p_S = p_M$	NAPĚTÍ	σ	$\frac{\sigma_S}{\sigma_M} = 1$

Tab. 3.2 Tabulka podobností mezi skutečnou konstrukcí a modelem

3.6.2 Doplnění použité modelové podobnosti

Před vlastním rozpracováním projektu modelu je vždy nutno řešit otázku stanovení nutného zvýšení vlastní tíhy modelu. Splnění předpokladu dodržení základního měřítka λ vyžaduje podvěsit pod model zátěž o hodnotě ($\lambda - 1$) násobku jeho vlastní tíhy.

Vzhledem k obtížné realizaci zátěže nahrazující vlastní tíhu konstrukce a ostatní stálé zatížení a vzhledem k modelování obdobného způsobu výstavby konstrukce jako ve skutečnosti, ale také ke snaze o srovnatelné hodnoty napětí mezi modelem a skutečností lze provést jistou úpravu základních předpokladů modelové podobnosti zavedením **součinitele korekce zatížení k** .

Doplnění dříve popsané modelové podobnosti se vztahuje k možné změně měřítka modelu v příčném a podélném směru (např. z 1:4,5 na 1:3,4 s tím, že místo vnitřního pole bude realizována zkouška pole krajního). Dále v textu popsaná úprava podobnosti byla s výhodou použita u modelu segmentové konstrukce v navrhovaném měřítku $\lambda = 4,5$, vycházejícího z rozpětí hlavního pole délky 45,0 m. Předlohou modelu se stala estakáda přes ulici Mikulášskou v Plzni (podrobněji v kap. 7.1).

Splnění předpokladu dodržení základního měřítka vyžadovalo podvěsit pod model zátěž o hodnotě $(\lambda - 1) = 3,5$ násobku vlastní tíhy. Důležité pro uvedenou změnu přitom bylo, že modelovaná konstrukce v Plzni je spojitý nosník o sedmi polích, přičemž rozpětí jednotlivých polí jsou $34,0 \text{ m} + 3 \times 45,0 \text{ m} + 2 \times 42,0 \text{ m} + 34,5 \text{ m} = 287,5 \text{ m}$. Také způsob výstavby segmentů v symetrické konzole v kombinaci s montáží segmentů na pevné skruži, který byl použit v prvním krajním poli mostu v Plzni, byl pro model výhodnější. Pokud by dále panovala snaha pokračovat v modelování dvou typických středních polí o rozpětí $45,0 \text{ m}$, nastal by rovněž problém v uložení modelu na podpory, neboť u takto velkého modelu (spojitý nosník o dvou polích celkové délky $20,5 \text{ m}$) se jen těžko dá zrealizovat vetknutí krajních podpor simulující spojitost.

Následující srovnání napětí ukazuje, že pomocí spojitě konstrukce o dvou polích, která má nad krajními podporami nulové momenty, je možné modelovat konstrukci spojitou o sedmi polích. Oproti spojitému nosníku o dvou polích ve spojitěm nosníku o více polích dochází v důsledku záporných momentů nad podporami ke snížení hodnot vnitřních sil (momentů) v poli. Pokud k tomuto navíc navrheme kratší první pole, dostáváme srovnatelné hodnoty momentů ve všech polích takto navrženého spojitěho nosníku.

Změna základního měřítka modelu byla tedy navržena s ohledem na rozpětí prvního pole skutečného mostu. Měřítka modelu bylo změněno na hodnotu $\lambda = 34 / 10 = 3,4$, což ve svém důsledku vedlo také k aplikaci dodatečného přetížení v hodnotě $(\lambda - 1) = 2,4$ násobku vlastní tíhy konstrukčních prvků oproti původně uvažovanému $3,5$ násobku, čímž bylo docíleno snížení zátěže o $1,1$ násobek vlastní tíhy konstrukčních prvků.

Vycházejme z již navržené geometrie modelu mostu. Skutečnou konstrukci si pro výstižnost příkladu poněkud upravíme. Cílem porovnávací studie pro základní měřítka délek $\lambda = 3,4$ bude rovnost napětí na modelu i na skutečné konstrukci porovnávaných spojitých nosníků (**Obr. 3.1 a Obr. 3.2**).

navrhovaný model a skutečná konstrukce v Plzni:

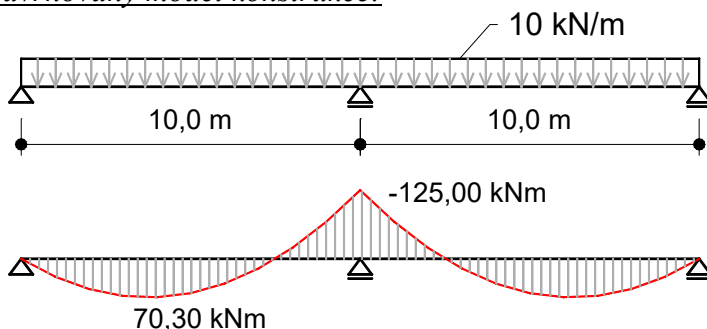


$\lambda = 3,4$

Průřezové charakteristiky modelu a skutečné konstrukce:

$A_{M} = 0,21997 \text{ m}^2$	$A_S = A_M \times \lambda^2 = 2,54285 \text{ m}^2$
$z_{d,M} = 0,132 \text{ m}$	$z_{d,S} = z_{d,M} \times \lambda = 0,4488 \text{ m}$
$z_{h,M} = 0,293 \text{ m}$	$z_{h,S} = z_{h,M} \times \lambda = 0,9962 \text{ m}$
$I_{y,M} = 4,32943 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$	$I_{y,S} = I_{y,M} \times \lambda^4 = 0,5785 \text{ m}^4$
$W_{d,M} = 3,27987 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$	$W_{d,S} = 1,28912 \text{ m}^3$
$W_{h,M} = 1,47762 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$	$W_{h,S} = 0,58076 \text{ m}^3$

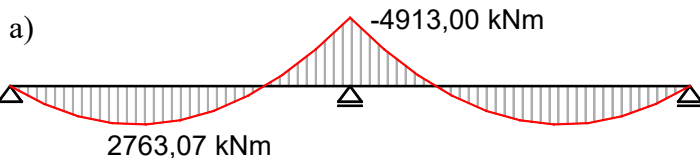
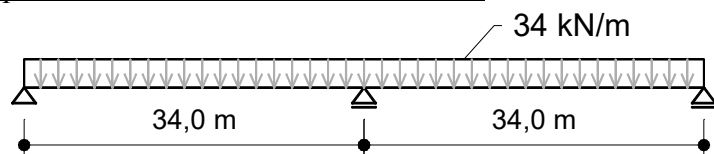
navrhovaný model konstrukce:



Statické řešení:

*) zvolené zatížení: $[\text{kNm}^{-1}]$
 $g_M = 10 \text{ kNm}^{-1}$

upravená skutečná konstrukce v Plzni:



Statické řešení:

*) přepočtené zatížení: $[kNm^{-1}]$

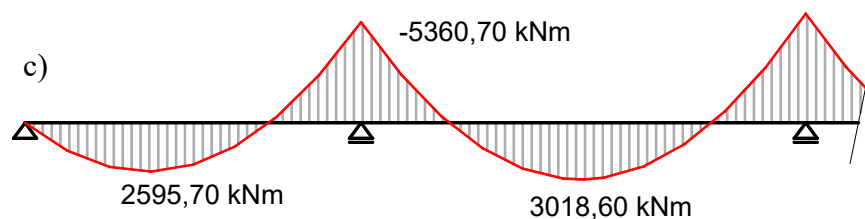
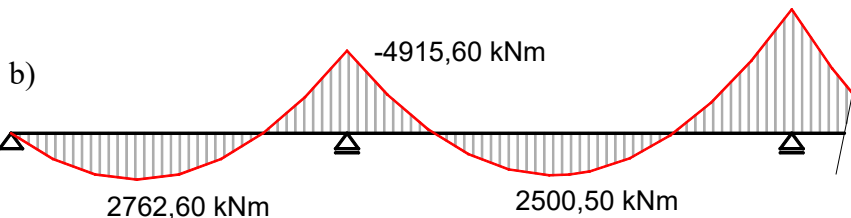
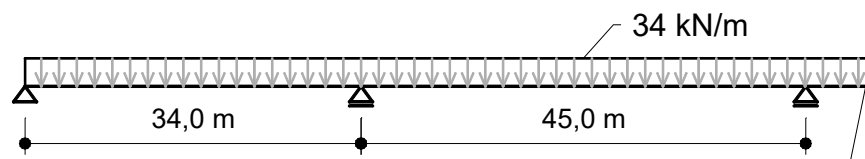
$$g_s = 10 \times \lambda = 34,0 \text{ kNm}^{-1}$$

Skutečná konstrukce byla k modelu porovnávána ve třech variantách:

a) spojitý nosník 2 pole

b) spojitý nosník 3 pole (první 3 pole mostu v Plzni)

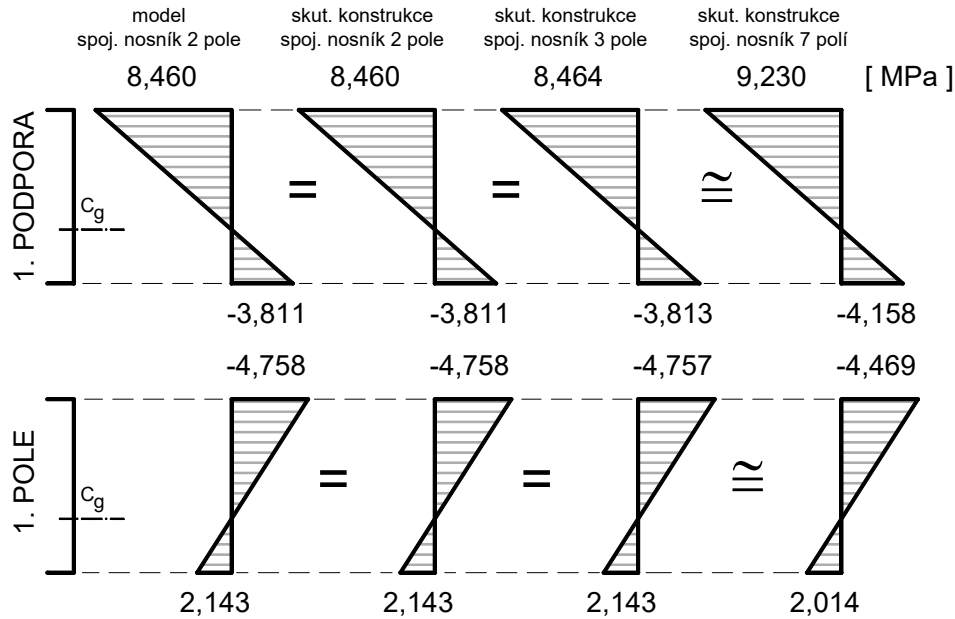
c) spojitý nosník 7 polí (celý most v Plzni)



Obr. 3.1 Statické řešení modelu a skutečné konstrukce

Při porovnání napětí v prvním poli a první podpoře spojitěho nosníku o dvou polích navrhovaného modelu a skutečné konstrukce o více polích došlo ke shodě (**Obr. 3.2**). Napětí jsou identická v prvních třech případech, tj. na modelu, na spojitě skutečné konstrukci o dvou polích rozpětí 34,0 m a na spojitě skutečné konstrukci o třech polích 34,0 + 45,0 + 45,0 m. V případě spojitě konstrukce o sedmi polích s rozpětím 34,0 + 3×45,0 + 2×42,0 + 34,5 m je rozdíl v napětí také přijatelný do 10 % (přesněji 8,5 %) a u druhého krajního pole by byla chyba v napětí ještě menší.

Vzhledem k tomu, že v případě tohoto modelu však již byla zahájena výroba formy pro výrobu segmentů, musel být dříve navržený příčný řez vycházející z měřítka $\lambda = 4,5$ zachován. Objevila se zde tedy jistá komplikace v modelové podobnosti vycházející z nerovnosti měřítek v podélném $\lambda = 3,4$ a příčném $\lambda = 4,5$ směru. Zatížení odpovídající konstrukci v měřítku 1:3,4 vyvolává na příčném směru v měřítku 1:4,5 daleko větší napětí (průřez je menší), než by vyvolalo na konstrukci odpovídajícího měřítka. Podobnost musela být s ohledem na tuto skutečnost opravena o další určitou korekci, nadále označovanou jako **korekce k**. Snížení hladiny napětí se nabízelo ve zmenšení aplikované zátěže zvyšující vlastní tíhu modelu a ostatní stálé zatížení, přičemž tento přístup měl i kladný dopad na realizaci zmíněné zátěže.



Obr. 3.2 Porovnání napětí na modelu a skutečné konstrukci

Výpočet korekce „ k “ snižující zatížení modelu vychází z původních dříve popsaných předpokladů. Přitom z modelové podobnosti (Tab. 3.2) a z provedených srovnávacích příkladů víme, že pokud by na modelu konstrukce bylo použito jediné měřítko λ , tak platí uvedené předpokládané principy modelové podobnosti. V našem případě však tato skutečnost splněna nebyla z důvodu použití rozdílného měřítka v podélném a příčném směru, avšak i nadále požadujeme

$$\sigma_M = \sigma_S \quad (3.33)$$

Vypočtené napětí na modelu označme

$$\sigma = \sigma_M^{\lambda=3.4} \quad (3.34)$$

Přepočet na příčný řez v $\lambda = 4,5$

$$\sigma \cdot \frac{\sigma_M^{\lambda=4.5}}{\sigma_M^{\lambda=3.4}} = \sigma_M^{\lambda=4.5} \quad (3.35)$$

$$\sigma \cdot k = \sigma_M^{\lambda=4.5} \quad (3.36)$$

Stanovená korekce k (korekce zatížení modelu)

$$k = \frac{\sigma_M^{\lambda=4.5}}{\sigma_M^{\lambda=3.4}} = \frac{M_y}{I_{y,jed} \cdot 4.5^4} \cdot z_{d,jed} \cdot 4.5 \bigg/ \frac{M_y}{I_{y,jed} \cdot 3.4^4} \cdot z_{d,jed} \cdot 3.4 = \frac{3.4^3}{4.5^3} \quad (3.37)$$

$$k = 0,43132$$

kde I_{jed} , $z_{d,jed}$... jsou jednotkové průřezové charakteristiky

Pokud navážeme na předchozí příklad porovnání napětí mezi navrhovaným modelem a skutečnou konstrukcí, můžeme vliv různých měřítek a korekce zatížení k překontrolovat (Obr. 3.3).

navrhovaný model a skutečná konstrukce:

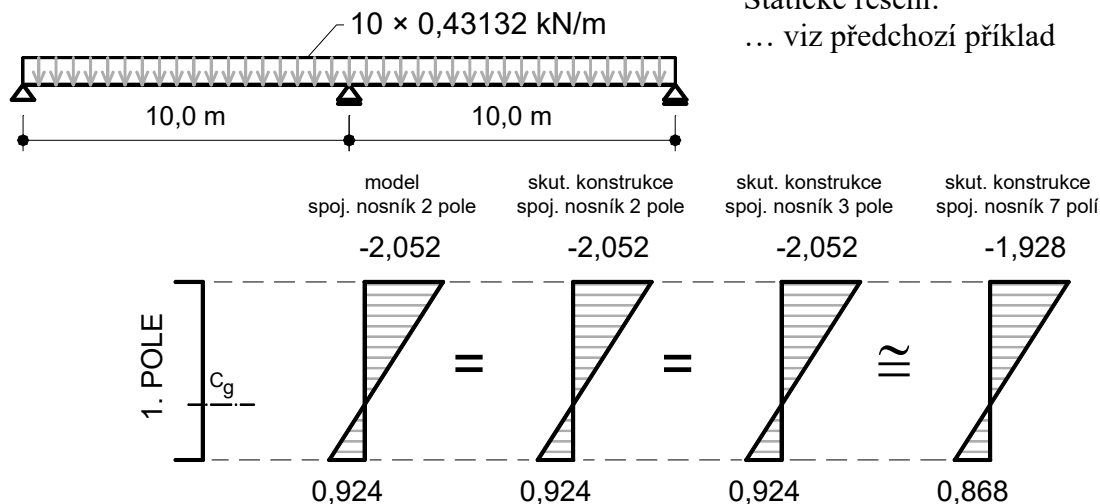


Průřezové charakteristiky modelu a skutečné konstrukce:

$$\begin{aligned}
 A_M &= 0,21997 \text{ m}^2 & A_S &= A_M \times 4,5^2 = 4,454 \text{ m}^2 \\
 z_{d,M} &= 0,132 \text{ m} & z_{d,S} &= z_{d,M} \times 4,5 = 0,594 \text{ m} \\
 z_{h,M} &= 0,293 \text{ m} & z_{h,S} &= z_{h,M} \times 4,5 = 1,319 \text{ m} \\
 I_{y,M} &= 4,32943 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 & I_{y,S} &= I_{y,M} \times 4,5^4 = 1,775 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Statické řešení:

... viz předchozí příklad



Obr. 3.3 Porovnání napětí při zavedení korekce k

Pro představu si na závěr ukažme princip výpočtu dodatečného zatížení vycházejícího ze základního měřítka modelu s uvažováním korekce k pro vlastní tíhu modelu.

zatížení na modelu: $g_0 = \frac{vl.t._{SKUT}}{\lambda} \cdot k$ vl.tíha skut. k-ce ... $vl.t._{SKUT}$
 vl.tíha modelu ... $vl.t._{MODEL}$

zvýšení zatížení: $g_{nadv} = g'_0 = g_0 - vl.t._{MODEL}$ základní měřítko $\lambda = 3,4$
 korekce $k = 0,43132$

3.6.3 Použití dvou měřítek pro stavbu modelu

S ohledem na potřeby stavební praxe je s výhodou sledován přístup vycházející z přímé fyzikální podobnosti mezi skutečnou konstrukcí a modelem, přičemž je aplikován postup z dokonalé podobnosti prostorových soustav. Použití skutečných materiálů na modelu navíc usnadní vyhodnocování experimentu (stejná napětí na modelu jako na skutečné konstrukci) a přispívá i k samotnému testování a ověřování.

Použití dvou různých měřítek má velmi pozitivní důsledek pro proveditelnost modelu i pro aplikovanou zátěž dorovnávací jeho tíhu za účelem dosažení zmíněné rovnosti napětí. Získat a podvěsit pod model jakékoliv závaží představuje z pohledu technického i ekonomického nemalý problém, takže snaha o minimalizaci zátěže je vítána. Základní princip modelové podobnosti je pak pro rozdílná měřítka upraven např. pomocí výše popsané a na příkladu ověřené korekce k . Ukázka ze stavby modelu skutečné konstrukce s podvěšenou balastní zátěží v několika krocích je uvedena na **Obr. 7.5**.

4. Dynamické vlastnosti konstrukcí

Nedávno bylo nutno s ohledem na nevyhovující dynamickou odezvu několik nově postavených lávek pro pěší uzavřít a nákladně opravit, přičemž nepřijatelná dynamická odezva byla vyvolána pohybem lidí. Tato skutečnost vyvolala zvýšenou pozornost dynamické analýze mostních konstrukcí [3]. Bylo publikováno množství teoretických článků, k jejichž pochopení je nutno mít hluboké teoretické znalosti dynamiky stavebních konstrukcí, které jsou pro běžného projektanta příliš teoretické a těžko pochopitelné. Na druhou stranu je zřejmé, že jednoduchá ustanovení starších norem, ve kterých se nepřipouští konstrukce s ohybovými frekvencemi menšími než 5 Hz [4], popřípadě 3 Hz [5], nevystihují podstatu problému, a přitom jejich aplikace automaticky neznamená, že bude navržena konstrukce s přijatelnou odezvou.

4.1 Dynamická analýza mostních konstrukcí

Modální analýza vede k určení vlastních frekvencí a vlastních tvarů konstrukce. Na významu nabývá u lávek pro pěší díky jejich štíhlosti a náchylnosti na vibrace. Dynamické zatížení konstrukcí je vyvoláno rytmickým pohybem těla osob. S ohledem na fyziologii pohybu dále z hlediska dynamické odezvy rozlišujeme kmitání konstrukce ve svislém a vodorovném směru.

4.1.1 Svislé kmitání

Typické frekvence kroků lidí přecházejících nebo běžících po lávce a frekvence lidí skákajících jsou uvedeny v **Tab. 4.1**. Hrubý průměr pro chůzi je $f_s = 2$ Hz, pro běh f_r a skok f_j je $= 2,5$ Hz.

	celkový rozsah	pomalá (ý)	běžná (ý)	rychlá (ý)
chůze f_s [Hz]	1,4 - 2,4	1,4 - 1,7	1,7 - 2,2	2,2 - 2,4
běh f_r [Hz]	1,9 - 3,3	1,9 - 2,2	2,2 - 2,7	2,7 - 3,3
skok f_j [Hz]	1,3 - 3,4	1,3 - 1,9	1,9 - 3,0	3,0 - 3,4

Tab. 4.1 Frekvence kroků (s) a (r) a skoků (j) v Hz

Aby nedošlo k resonanci, některé starší normy požadují, aby základní ohybové frekvence nebyly menší než 5 Hz, popřípadě 3 Hz. Protože řada konstrukcí má základní ohybové frekvence mnohem nižší, a přesto mají přijatelné chování, je zřejmé, že je správné určit rychlost pohybu, popřípadě zrychlení konstrukcí a porovnat je s obecně uznávanými kritérii.

Ve smyslu [6] je možné dynamické zatížení vyvolané chodci vyjádřit jako pulzující sílu F_V , která se pohybuje po mostovce konstantní rychlostí v_t .¹

$$F_V = 180 \cdot \sin(2\pi f_V T) \quad v_t = 0,9f_V \quad (4.1)$$

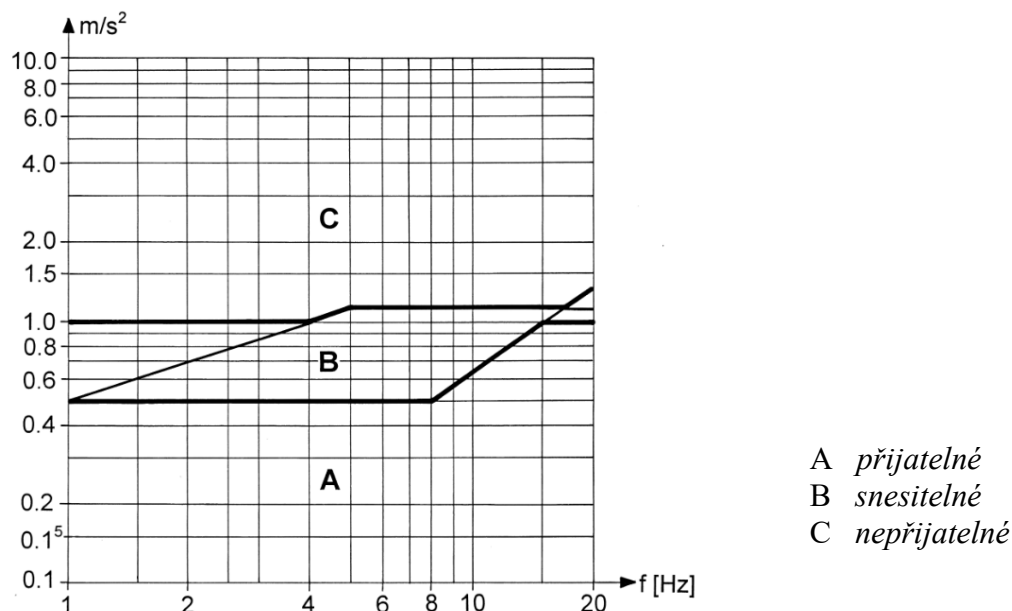
kde F_V je osamělá síla [N], T je doba [s] a rychlost v_t je v [m/s]. Maximální svislé zrychlení $\max a$ [m/s²] by pak mělo být menší než

$$a_{lim} = \min(0,5\sqrt{f_V}; 0,70) \quad (4.2)$$

¹ Dle požadavků uvedených v [6] byly posouzeny všechny zde uvedené konstrukce. Drobně odlišné požadavky na svislé a vodorovné pulzující zatížení lze najít v [7].

Přípustné hodnoty zrychlení v závislosti na první ohybové frekvenci $f_V = f(\theta)$, které byly převzaty z [9] a jsou také uvedeny na **Obr. 4.1**. Prof. Miroš Pirner, Dr.Sc. z Akademie věd doporučuje, aby rychlost pohybu lávek *max v* nebyla větší než 0,024 m/s.

Při praktickém řešení je pulzující síla postupně vkládána do míst maximální amplitudy prvních vlastních tvarů konstrukce, a to nejen ohybových, ale také kroutivých. Při buzení kroutivých tvarů se břemeno umísťuje mimo podélnou osu lávky co nejblíže k zábradlí.



Obr. 4.1 Psychologická klasifikace

4.1.2 Vodorovné kmitání

Chodci zatěžují konstrukci také ve vodorovném směru. S každým krokem vzniká vodorovná síla F_H , která je v interakci s vodorovným kmitáním. Zatímco svislá síla zatěžuje konstrukci s každým krokem, vodorovná síla působí střídavě nalevo a napravo (**Obr. 4.2**). Proto mluvíme o resonanci, jestliže:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Svislé kmitání} & f_V = f_S \\
 \text{Vodorovné kmitání} & f_H = f_S/2
 \end{array} \quad (4.3)$$

Frekvence lidských kroků f_S kolem 2,0 Hz vyvolá u lávek s vodorovnými vlastními tvary kmitání $f_V = 1,0$ Hz podstatné vodorovné deformace. Případy, kdy $f_V = 2 f_H$, by se neměly vyskytovat.

Podobně jako u svislého kmitání je možné ve smyslu [6] dynamické zatížení vyvolané chodci ve vodorovném směru vyjádřit jako pulzující sílu F_H , která se pohybuje po mostovce konstantní rychlosti v_t .

$$F_H = 70 \cdot \sin(2 \pi f_H T) \quad (4.4)$$

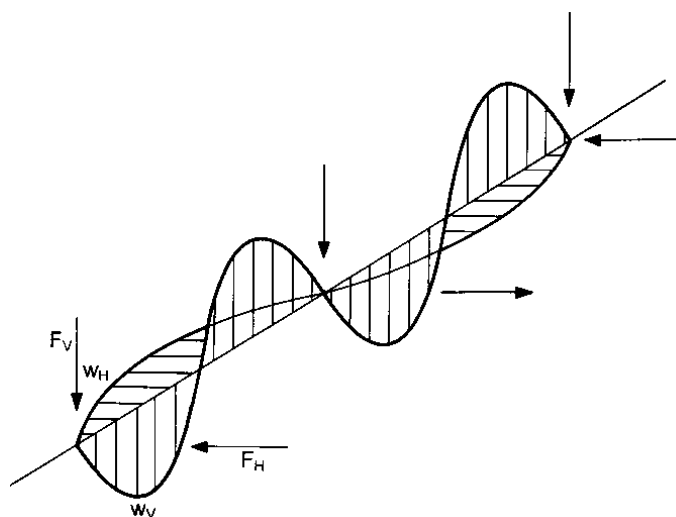
Maximální vodorovné zrychlení *max a* [m/s²] by pak mělo být menší než

$$a_{lim} = \min(0,14\sqrt{f_H}; 0,15) \quad (4.5)$$

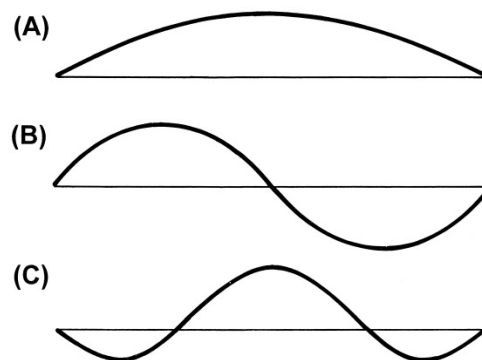
Podle [8] spektrum amplitudy vodorovných sil vyvolaných osobou pohybující se krokovou frekvencí 2 Hz ukazují značný rozptyl. Všeobecně se amplituda zvětšuje se zvětšujícím se kmitáním mostovky. Ve vodorovném směru byly měřeny maximální hodnoty $\Delta G/G$ až 0,07 v případě pevné mostovky a hodnoty až 0,14 v případě pohybující se mostovky.

Ačkoliv vodorovné síly vyvolané chůzí anebo během jsou v poměru k svislým relativně malé, jsou dostatečné velké k tomu, aby vyvolaly silnou vibraci vodorovně poddajných konstrukcí charakterizovaných nízkými vodorovnými frekvencemi.

Důležitý je také tzv. účinek „Lock-in“. Jestliže vodorovné posunutí dosáhne určitou prahovou hodnotu, jdoucí anebo běžící osoby se přizpůsobí pohybu mostovky a synchronizují svůj pohyb s pohybem konstrukce. Při horizontální vibraci s frekvencí kolem 1 Hz se některé osoby začínají přizpůsobovat kmitání konstrukce již při amplitudě 2 až 3 mm. Důsledkem toho je zvětšení amplitudy, které se následně přizpůsobí více osob. Může dojít až k synchronizaci 80 % osob, kteří následně dále rozkmitají konstrukci (viz případ lávky Millenium v Londýně).



Obr. 4.2 Svislá a vodorovná zatížení



Obr. 4.3 Typické vlastní tvary kmitání

4.1.3 Kmitání od větru

Lávky pro pěší by měly být také posouzeny pro kmitání vyvolané větrem. Protože chůze po lávce při rychlosti větru větší než 20 m/s (72 km/hodinu) je velmi obtížná, posuzování rychlosti kmitání anebo zrychlení by mělo být provedeno jen pro rychlost větru, při kterém mohou lávku používat normální chodci.

4.1.4 Modální analýza, způsoby řešení

Modální analýza vede k určení vlastních frekvencí a vlastních tvarů konstrukce. V závislosti na konstrukčním systému, podepření a hmotě lávek je první vlastní tvar buď tvaru (A) (B) anebo (C) - Obr. 4.3. U lávek o více polích se základní tvary (A), (B) popřípadě (C) někdy vyskytují současně. Svislé a vodorovné kmitání bylo již zmíněno (vlastní frekvence f_v a f_H). Nyní doplníme ještě torzní kmitání, kdy frekvenci označíme f_T . Torzních tvarů a frekvencí se týká neméně důležité posouzení na tzv. „Phenomen of Flutter“ (česky třepotání) vlivem bočního větru. Zde je důležitá vzájemná poloha svislé a torzní frekvence. Typickým případem,

kde nebyla tato podmínka dodržena, je známý kolaps mostu Tacoma Narrows ve státě Washington, USA. K tomuto jevu nedojde, pokud bude splněna podmínka:

$$\frac{f_T}{f_V} \geq 2,5. \quad (4.6)$$

Modální analýza v programu ANSYS je počítána na lineárním modelu se zahrnutím následujících předpokladů: lineárně statický materiál, platí teorie malých deformací a posunů (nelinearity nejsou uvažovány), není počítáno s tlumením, systém není buzen vnějším zatížením. Výpočetní program ANSYS rozlišuje modální analýzu klasickou, modální analýzu s vlivem předpětí a modální analýzu s vlivem předpětí a velkých deformací.

Při **klasické modální analýze** jsou vypočteny vlastní frekvence ω_i a vlastní tvary ϕ_i z rovnice:

$$([K] - \omega_i^2 [M])\{\phi_i\} = 0, \quad (4.7)$$

kde $[K]$ je matice tuhosti a $[M]$ matice hmot. Protože není zadáno žádné buzení, hodnoty deformace vlastních tvarů jsou relativní.

V některých výpočtech je třeba zahrnout do výpočtu **modální analýzu s vlivem předepnutí** (*prestress effect*). Tato analýza se rozvětví na dva kroky. Nejprve je nutné udělat lineární statickou analýzu s vlivem prestress effect.

$$[K]\{u_0\} = \{F\} \quad (4.8)$$

Tento efekt vypočítá matici tuhosti *stress stiffness matrix* $[S]$, která v sobě zahrnuje vliv předpětí modelu:

$$[\sigma_0] \rightarrow [S] \quad (4.9)$$

V posledním kroku výpočtu se spočítá modální analýza na modelu, který v sobě již zahrnuje vliv předepnutí $[S]$.

$$([K + S] - \omega_i^2 [M])\{\phi_i\} = 0 \quad (4.10)$$

U některých konstrukcí je potřeba vypočítat vlastní tvary a frekvence na deformované konstrukci - **Modální analýza s vlivem předepnutí a velkých deformací**. V prvním kroku podobného postupu se provede místo lineární statické analýzy analýza nelineární s vlivem velkých deformací a vlivem prestress effect. Opět se vypočte matice tuhosti zahrnující vliv předpětí $[S]$ a připočte se k matici tuhosti $[K]$. Posledním krokem je výpočet modální analýzy, který se rozdělí na dva dílčí výpočty (*partial solution*). V prvním výpočtu se provede výpočet vlastních tvarů a vektorů na základě změněné geometrie (k souřadnicím uzlů jsou připočteny posuny a rotace z nelineárního výpočtu) a ve druhém se provede rozšířený výpočet *expansion pass* a rozšířený výpočet vlastních vektorů.

Pro řešení rovnic (4.7) a (4.10) je používána řada numerických metod, tzv. Mode-Extraction Metod. ANSYS má implementováno 7 těchto metod (Block Lanczos, PCG Lanczos, Supernode SNODE, Reduced Householder, Unsymmetric, Damped a QR Damped).

4.1.5 Harmonická analýza

Analýza harmonické odezvy dává schopnost předpovídat dynamické chování konstrukce a umožňuje ověřit, zda návrh úspěšně odolá rezonanci nebo jinému škodlivému účinku vynuceného kmitání. Harmonická analýza je vlastně postup určení odezvy konstrukce na ustálený stav od harmonického zatížení, který má proměnný sinusový průběh v čase. Ustálená odezva na harmonické buzení se sleduje na konstrukci ve vybraných bodech (uzlech). Poté se postupně každý sledovaný uzel na konstrukci budí harmonickou silou a zároveň se vyhodnocuje ustálená odezva všech sledovaných uzlů. Harmonická síla, která zastupuje dynamické zatížení chodci o velikosti F_V a F_H , byla uvedena dříve (4.1) a (4.4).

Výsledkem vyhodnocení je graf ustálené odezvy, což je závislost posunutí sledovaného uzlu na frekvenci, kde lze odečíst maximální výchylku u_{peak} . Z maximální výchylky pak stanovíme rychlost a zrychlení (4.11) pro každý sledovaný uzel, které posoudíme s dovolenými hodnotami.

$$\begin{aligned} v_{max} &= u_{peak} \cdot (2\pi f) \leq 0,024 \text{ ms}^{-1} \\ a_{max} &= -u_{peak} \cdot (2\pi f)^2 \leq a_{lim} \end{aligned} \quad (4.11)$$

Harmonická analýza v programu ANSYS se provádí za následujících předpokladů: zatížení musí mít v čase sinusový charakter, musí mít stejnou frekvenci a nelinearity nejsou povoleny.

A řeší se pomocí tří metod: plná, redukováná a superpozicí vlastních tvarů. Každá metoda má svoje výhody a nevýhody. Pro lávky pro pěší je vhodná metoda poslední - superpozice vlastních tvarů, která sčítá násobky vlastních tvarů (vlastních vektorů) z modální analýzy, aby vypočítala odezvu konstrukce. Postup výpočtu je takový, že se nejdříve spočte modální analýza a poté se provede analýza s harmonickým buzením.

4.2 Provozní modální analýza

Provozní modální analýza (OMA) patří k metodám experimentálního stanovení modálních parametrů konstrukcí – vlastních tvarů, frekvencí a tlumení [10]. Modální parametry jsou stanovovány při běžném provozu, přičemž budící síly působící na konstrukci nejsou známy. Tato metoda podává informace o modálních charakteristikách objektu při skutečných okrajových podmínkách a skutečné úrovni zatížení.

Protože budící síly působící na konstrukci nejsou známy ani zaznamenávané, algoritmy OMA pro stanovení modálních charakteristik pracují pouze se změřenou odezvou konstrukce. Předpokládá se, že budící síly jsou Gaussovským bílým šumem s nulovou střední hodnotou. Buzení je tedy širokopásmové a při buzení jsou vyvozeny všechny módy. Tento předpoklad není při samotném měření nijak kontrolován.

Dva základní přístupy způsobů identifikace modálních parametrů se liší v doméně, ve které pracují. Identifikace v podprostoru (SSI) pracuje se záznamem v časové oblasti, dekompozice ve frekvenční oblasti (FDD) pracuje ve frekvenční doméně.

FDD vychází ze zápisu pohybové rovnice pomocí konvoluce. Pracuje se záznamem po Fourierové transformaci, ze které je následně stanovena výkonová spektrální hustota (PSD). Matice PSD je čtvercová a pozůstává z autospekter umístěných na diagonále a křížových spekter mimo ni. Rozměr matice m je dán počtem použitých snímačů.

Vlastní frekvence jsou dané rezonančními vrcholy v grafech jednotlivých PSD, což vede na úlohu hledání maxim v m^2 grafech. Tato úloha se řeší singulárním rozkladem matice PSD na singulární čísla a singulární vektory. Vlastní frekvence jsou pak dány vrcholy v grafech singulárních čísel. Odpovídající vlastní tvar je singulárním vektorem příslušejícím k danému singulárnímu číslu.

Rozšířené varianty FDD dále pracují s myšlenkou, že na rezonančním kmitání se podílí více módů s blízkou frekvencí v okolí rezonančního vrcholu v grafu singulárních čísel. Tyto vektory mohou být stanoveny na základě vzájemné podobnosti (MAC hodnoty indikující lineární závislost). Stanovená vlastní frekvence a tvary jsou tak váženým průměrem singulárních čísel a vektorů s MAC hodnotou vyšší než zvolený limit.

Provozní modální analýza s vyhodnocením ve frekvenční doméně byla použita pro stanovení modálních parametrů opravované lávky pro pěší v Kroměříži (kap. 9.2). Obdobným způsobem ji lze použít pro sledování skutečných konstrukcí mostů, ale i pro měření na modelech.

4.3 Využití dynamických vlastností při sledování konstrukce

Sledování dynamických vlastností (modálních parametrů) pro diagnostické účely lze využít zejména u předpjatých mostů. Stanovení vlastních tvarů a vlastních frekvencí pro mostní konstrukci může pomoci při určení stavebního stavu mostu v budoucnu při jejich opětovném změření. Přitom pokles vlastních frekvencí nebo změna vlastního tvaru znamená změny v tuhosti konstrukce, v jejím podepření nebo změny v hmotnosti konstrukce. Změna tuhosti pak ukazuje např. na porušení trhlinami. Znamená to také ale i porušení předpjaté výztuže, např. korozi, a tím zmenšení tlakové rezervy v průřezu. U zavěšených mostů je rovněž kladen důraz na stav jednotlivých předpjatých závěsů [11]. Diagnostika závěsů za účelem jejich případné rektifikace je přitom u složitějších lanových závěsů v ocelovém obalu úlohou velmi nesnadnou.

4.3.1 Dynamické měření sil v závěsech

Pro sledování změny velikosti předpínacích sil, případně stanovení celkové napínací síly v lanových závěsech, lze aplikovat analýzu rázově vybuzeného kmitání za použití měřicí ústředny (**Obr. 4.5**) a jednoosého snímače zrychlení – akcelerometru (**Obr. 4.4**).



Obr. 4.4 Měřicí přípravek s osazeným akcelerometrem



Obr. 4.5 Stanoviště s měřicí ústřednou a záznamovým notebookem

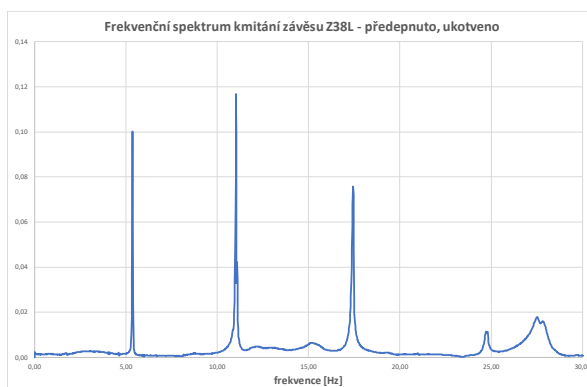
Kmity mohou být vybudeny úderem palice s pryžovou hlavicí vždy v horizontálním směru a v bodě s dostatečnou vzdáleností od konce závěsu (povrchu mostovky nebo kotvení, např. na oblouku). Tímto postupem dojde k efektivnímu vybudení nižších tvarů kmitání. Délka záznamů bývá často nastavena minimálně na 90 s se vzorkovacím kmitočtem 1200 Hz. Měření má být prováděno za bezvětrí, se záznamem aktuální okolní teploty a pokud možno za vyloučeného provozu na mostní konstrukci. V případě nepřerušného provozu dochází k mírné infekci dynamických záznamů.

Záznamy kmitání jsou dále podrobeny frekvenční analýze metodou FFT v softwarovém prostředí NV4 BMC Messsysteme (časové okno Hanning). Rozlišovací krok frekvence $\Delta f = 0,0244$ Hz. Zjištěné hodnoty kmitočtů pro jednotlivé tvary ohybového kmitání jsou tabulkově zaznamenávány včetně mezních chyb.

Příklady záznamů kmitání (**Obr. 4.6**) a jejich frekvenčních spekter (**Obr. 4.7**) pro závěsy mostu u obce Hrachovec (kap. 9.5.1) jsou zobrazeny na následujících obrázcích.



Obr. 4.6 Záznam kmitání závěsu Z38L



Obr. 4.7 Frekvenční spektrum kmitání závěsu Z38L

4.3.2 Výpočet sil v závěsech

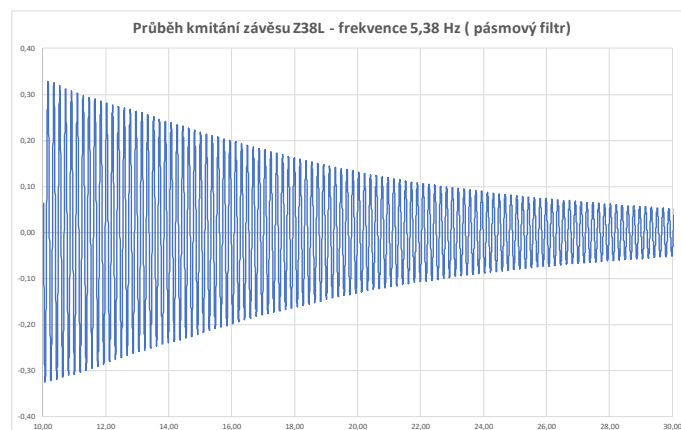
Ze zjištěných vlastních frekvencí “struny“ f_n lze, při dostatečně přesné známosti měrné hmotnosti μ ($\mu = \rho A$, objemová tíha materiálu krát plocha průřezu) a volné vibrační délky l , určit napínací síly [12], [13].

$$\text{pro netlumenou strunu} \quad F_n = \frac{4l^2\mu}{n^2} f_n^2, n = 1,2,3,4 \quad (4.12)$$

$$\text{pro tlumenou strunu} \quad F_n = \frac{4l^2\mu}{n^2} f_{nt}^2 (1 + \xi^2) \quad (4.13)$$

Jak ukazují dosud proběhlá zkušební měření na reálných táhlech, jako netlumená struna se přibližně chovají pouze tenká dlouhá táhla s poměrně velkou tahovou silou. U většiny táhel na reálných konstrukcích by se měl zohlednit útlum. Avšak v jistých případech, vzhledem k velmi malým hodnotám poměrného útlumu ξ zjištěným ze záznamů kmitání pro jednotlivé vybrané závěsy o délkách 10 až 28 m, lze brát dále $f_n = f_{nt}$.

Velikost tlumení je přesto možné určit filtrací záznamu pásmovou propustí zjištěné frekvence (B_s , 4. řád) a výpočtem logaritmického dekrementu útlumu z jejího průběhu. Příklad filtrovaného záznamu pro frekvenci f_i je uveden na následujícím obrázku (**Obr. 4.8**).



Obr. 4.8 Průběh kmitání a útlum závěsu pro frekvenci 5,38 Hz

Chování reálného závěsu je oproti ideální struně dále ovlivněno jeho ohybovou tuhostí EJ a poddajností podpor (okrajovými podmínkami) – viz rovnice (4.14) a (4.15). Další volba výpočtu pak závisí na individuální situaci na reálné konstrukci.

$$\text{pro kloubové uložení} \quad F_n = \frac{4l^2\mu}{n^2} f_n^2, n = 1,2,3,4 \quad (4.14)$$

$$\text{pro vetknutí} \quad F_n = \frac{4l^2\mu}{n^2} f_{nt}^2 (1 + \xi^2), \quad (4.15)$$

$$\text{kde:} \quad t = f_n - \frac{n}{l^2} \sqrt{\frac{EJ}{\mu}}, \quad y = \frac{n}{2l\sqrt{\mu}}, \quad z = y \left(4 + \frac{n^2\pi^2}{2} \right) \frac{EJ}{l^2}$$

Pro určení účinné kmitající délky závěsů lze použít několik metod. V prvním případě bývají od celkové délky závěsů odečteny délky velmi tuhých koncovek a délky dolních uzavřených tlumičů (dle výkresové dokumentace). Ve druhém případě jsou ve výpočtu aplikovány teoretické délky závěsů l_{teor} (dle výkresové dokumentace).

Metoda určování sil v napnutých závěsech měřením vlastních frekvencí při správném určení kmitající délky l dává dobré výsledky pro závěsy o relativně větších délkách – lze odhadnout cca > 10 m. Při menších délkách již hraje značnou roli volba a uplatnění vlivu okrajových podmínek a reálné provedení koncových částí konstrukce závěsu.

5. Materiál pro výrobu modelů

Pravidla modelové podobnosti uvedená v předchozí kapitole byla odvozena za předpokladu použití stejných materiálů na modelu i skutečné konstrukci. Fyzikální vlastnosti obou materiálů jsou stejné a stejná pro S i M je i křivka závislosti napětí na deformaci.

Plné použití skutečných materiálů je pak ovlivněno pouze geometrickou velikostí modelu, konstrukčními zásadami jeho provedení, případně zvolenou technologií výstavby. Pro modely větších měřítek pak využíváme menší profily výztuží, betony jemnějších frakcí apod. Mnohdy návrh a provedení experimentu s sebou přináší nutnost návrhu nové směsi betonu, jiné konstrukční provedení výztuže či individuální řešení detailů.

5.1 Beton

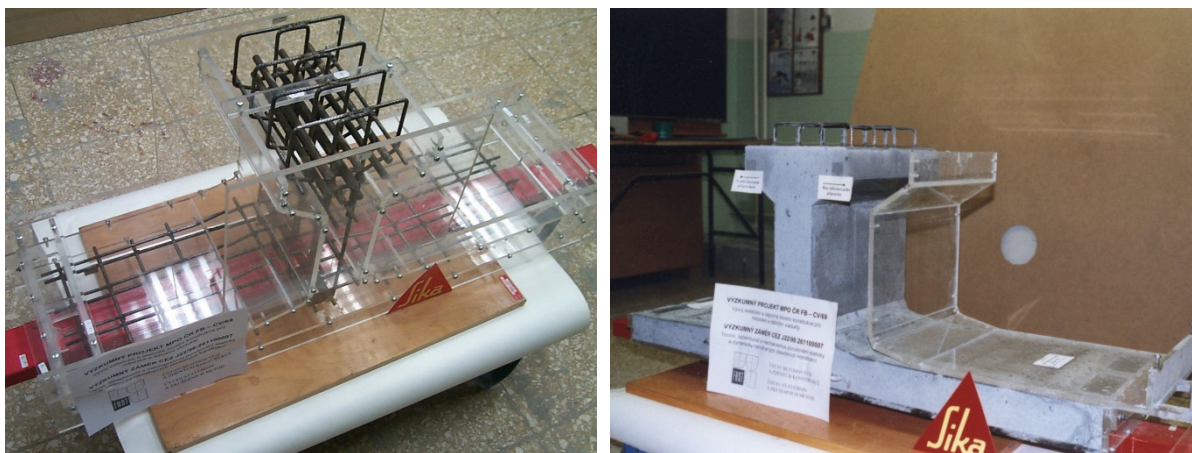
Pokud geometrie modelu dovolí, lze ve většině případů na výrobu modelu použít standardní betonovou směs. Existují ale případy, kdy si technologie výroby jednotlivých prvků modelu a jeho velikost vynutí použití výjimečného betonu. Příkladem je uvedena nová směs betonu pro model segmentové konstrukce (viz také kap. 7.1).

Z konstrukčního a geometrického uspořádání příčného řezu modelu mostní konstrukce vyplynulo při výrobě segmentů použití **samohutnicí betonové směsi (SZB)**. Samotná výroba 28 ztužujících diafragmat a 30 mostních segmentů, včetně dvou zkušebních, probíhala v prostorách FAST VUT v Brně za spolupráce řady akademických a technických pracovníků. Tato skutečnost umožnila souběžně sledovat parametry a kvalitu samohutnicího betonu v rozsahu, který není za běžné výroby prefabrikátů obvyklý a ani možný. Provedené experimentální práce mimo jiné přinesly poznatky týkající se aplikace samohutnicího betonu v relativně složitých konstrukcích.

Požadované vlastnosti betonu určeného pro výrobu diafragmat, segmentů a spřažené monolitické desky mostovky zkoušeného modelu závisely na třech základních hlediscích.

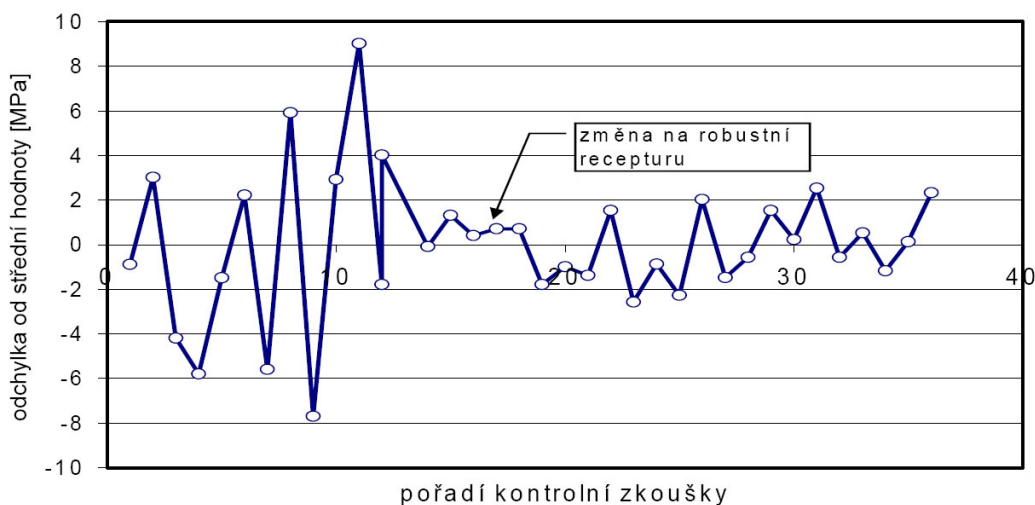
1. Navržený samohutnicí beton pro výrobu diafragmat a segmentů měl být, dle projektu, značky 500 (ČSN 73 6207), což odpovídá betonu B45 dle ČSN 74 2400 a třídě C 35/45 dle ČSN EN s charakteristickou krychelnou pevností 45 MPa. Pro betonáž monolitické desky mostovky měl být potom použit beton značky $400 \cong B35 \cong C -/35$ s charakteristickou krychelnou pevností 35 MPa. Zároveň byly požadovány fyzikálně mechanické vlastnosti odpovídající běžným betonům téže třídy.
2. Další určující parametr představovala velikost maximálního zrna kameniva. V tomto případě představoval betonový segment tenkostěnnou, poměrně silně armovanou konstrukci, u které přitom rozhodujícími rozměry pro betonáž byly tloušťky stěny segmentu 90 mm, spodní desky 55 mm a krytí výztuže 13 mm. Za daných okolností mohlo být použito kamenivo maximální frakce 8 mm.
3. Neméně důležitá byla také doba zpracovatelnosti betonové směsi v reálné výrobě jednotlivých segmentů. Na jeden segment bylo zapotřebí přibližně 200 l betonu zpracovatelného po dobu minimálně 1 hodiny.

Při vývoji samohutnicího betonu [14] bylo nutno určit vstupní materiály, jejich vhodný poměr a postup při jejich mísení. Nezanedbatelnou skutečností bylo také určení vhodných zkušebních postupů k ověření tekutosti a spolehlivosti navrhovaného betonu. K tomuto účelu bylo používáno měření rozlité kužele „*slump flow*“ využívající Abramsova kužele. Schopnost vyplnit prostor formy segmentu obsahující betonářskou výztuž a trubky vedení předpínacích lan byla nejprve ověřována na fragmentu mostního segmentu. Zkušební betonáž popsáného fragmentu byla provedena do plexisklové formy $\frac{1}{4}$ běžného segmentu (**Obr. 5.1**) nejprve bez výztuže, později i s výztuží, přičemž použití plexiskla umožnilo snadnější sledování vyplňování prostoru formy [15].



Obr. 5.1 Zkušební betonáž, ověření betonové směsi

V průběhu vývojových prací se ukázalo, že způsob přípravy SZB je velmi významným faktorem ovlivňujícím výsledné parametry. Bylo zjištěno, že nevhodný způsob míchání vede ke zvýšenému obsahu vzduchu v čerstvém i ztvrdlém betonu a že jeho kvalita záleží na otáčkách i konstrukci míchadla. Rovněž změny vlastností vstupních materiálů jsou komplikací. Stabilita samohutnicího betonu totiž silně závisí na obsahu jemných částic ve směsi. Recepturu bylo nutno upravit tak, aby přednostně nebyla citlivá na kolísání kvality kameniva. Taková filozofie návrhu složení betonu byla označena jako „*robustní*“ [16]. Po této zásadní změně receptury již kvalita betonu byla vzácně vyrovnaná (**Obr. 5.2**).



Obr. 5.2 Graf vývoje odchylek pevnosti SZB v tlaku od střední hodnoty

Rozdíly v recepturách samohutnicích betonů použitých při výrobě modelu segmentového mostu jsou patrné z následující tabulky (**Tab. 5.1**).

Složení samohutnicího betonu			
Složky na 1 m³	Jednotky	Úvodní návrh	Robustní návrh
Cement I 42,5 R Mokrý	kg	470	485
Poměr voda/cement	-	0,4	0,4
Filler	kg	120	145
Kamenivo 0/4 mm př.vlhké	kg	1046	1025
Kamenivo 4/8 mm př.vlhké	kg	552	552
Voda dávkovaná	l	Dle konzistence	Dle konzistence
ViscoCreta 5-800	l	7,2	8,0
Parametry čerstvého betonu			
Jmenovité rozlití kužele	mm	740-760	720-740
Čas T50	s	5-7	6-10
Parametry vytvrzeného betonu			
Objemová hmotnost	kg·m ⁻³	2290-2340	2310-2345
Prům. pevnost v tlaku po 28 dnech	MPa	51,4	54,6
Směrodatná odchylka pevnosti	MPa	4,04	1,62
Rozdíl max.-min. pevnosti	MPa	16,7	5,1
Průměrný modul pružnosti	MPa	nesledováno	30921
Maximální modul pružnosti	MPa	nesledováno	32909
Minimální modul pružnosti	MPa	nesledováno	27903

Tab. 5.1 Tabulka podobností mezi skutečnou konstrukcí a modelem

5.2 Předpínací a betonářská výztuž

Podobně jako u betonu lze ve většině případů na výrobu modelu použít standardní předpínací a betonářskou výztuž, i když menších průřezů.

Pro předepnutí modelů jsou často používána lana průměru $3/8'' = 9,3$ mm o jednotkové ploše $a_1 = 5,2 \times 10^{-5}$ m² a průměru $1/2'' = 12,5$ mm o ploše $a_1 = 9,3 \times 10^{-5}$ m² s modulem pružnosti $E = 195$ GPa. V průběhu montáže lze předpínání doplnit systémem HPT (hladké předpínací tyče) o průměru 16 mm opatřených na obou stranách válcovanými závity s modulem pružnosti $E = 185 \pm 10$ GPa.

Pro klasické vyztužení bývá používána betonářská výztuž typu B500 malých průřezů (ϕ 6, ϕ 8 mm, apod.). Pro vyztužení plošných prvků pak výztuže KARI, rovněž malých profilů.

5.3 Ostatní materiály

Konstrukční beton a ocel pro výrobu modelů lze doplnit i ostatními materiály. Elastomery v případě uložení konstrukcí. Dřevo a plast pro tvorbu modelů představující architektonické ztvárnění konstrukce (**Obr. 5.3**), případně pro modely umožňující kontrolu správnosti technologie výstavby konstrukcí (**Obr. 5.4**). Silonová lanka v případě podvěšování balastní zátěže apod.

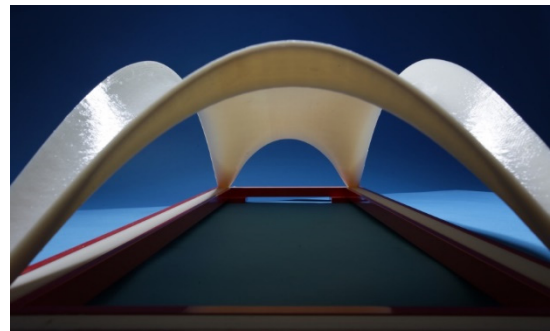
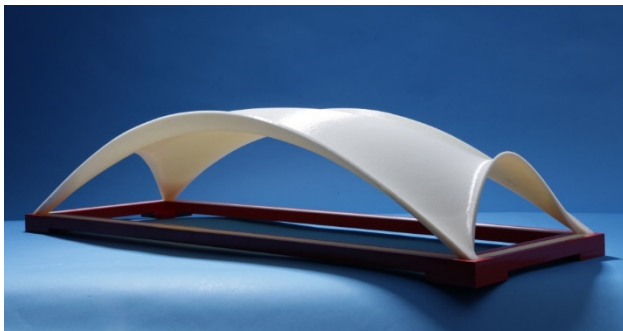


Obr. 5.3 Architektonické modely



Obr. 5.4 Postup výstavby

Ve zcela zvláštních případech lze samozřejmě použít i jiné materiály pro výrobu modelů. V tomto případě by však pro účely experimentálních zkoušek bylo nutné upravit popsanou modelovou podobnost. Experiment zkoušený na FAST v Brně uvedený na obrázku níže vytištěný na 3D tiskárně představující střešní skořepinu není dále v práci uveden (**Obr. 5.5**).



Obr. 5.5 Model střešní skořepiny vytištěný na 3D tiskárně

6. Vystrojení, výstavba a zatěžování modelu

Vystrojení modelu měřickým zařízením, stejně tak technologie jeho výstavby a způsob zatěžování s vyhodnocením naměřených dat je vždy individuální a závislé na dané sledované konstrukci. V textu této kapitoly je uveden krátký popis týkající se přípravy a provedení zkoušky segmentové konstrukce (kap. 7.1). Další skutečnosti k této problematice lze nalézt u popisu jednotlivých testovaných modelů v následujících kapitolách práce.

6.1 Vystrojení modelu měřickým zařízením

Volba způsobu vystrojení prováděného experimentu vychází z požadavků projektu na experimentální ověření hodnot vybraných veličin. S možností objektivního posouzení reálného chování prvků konstrukce i modelu jako celku souvisí i počet a umístění měřicích prvků ve sledovaných řezech. Konkrétní umístění, počet, zvolené značení, fixace polohy před betonáží i návrh umístění ústředěn je nutno podrobně předem zpracovat. Průběh a vyhodnocení měření tvoří součást zpráv. Vše směřuje k vyhodnocení a určení vzájemné souvislosti mezi chováním reálné konstrukce a daného modelu.

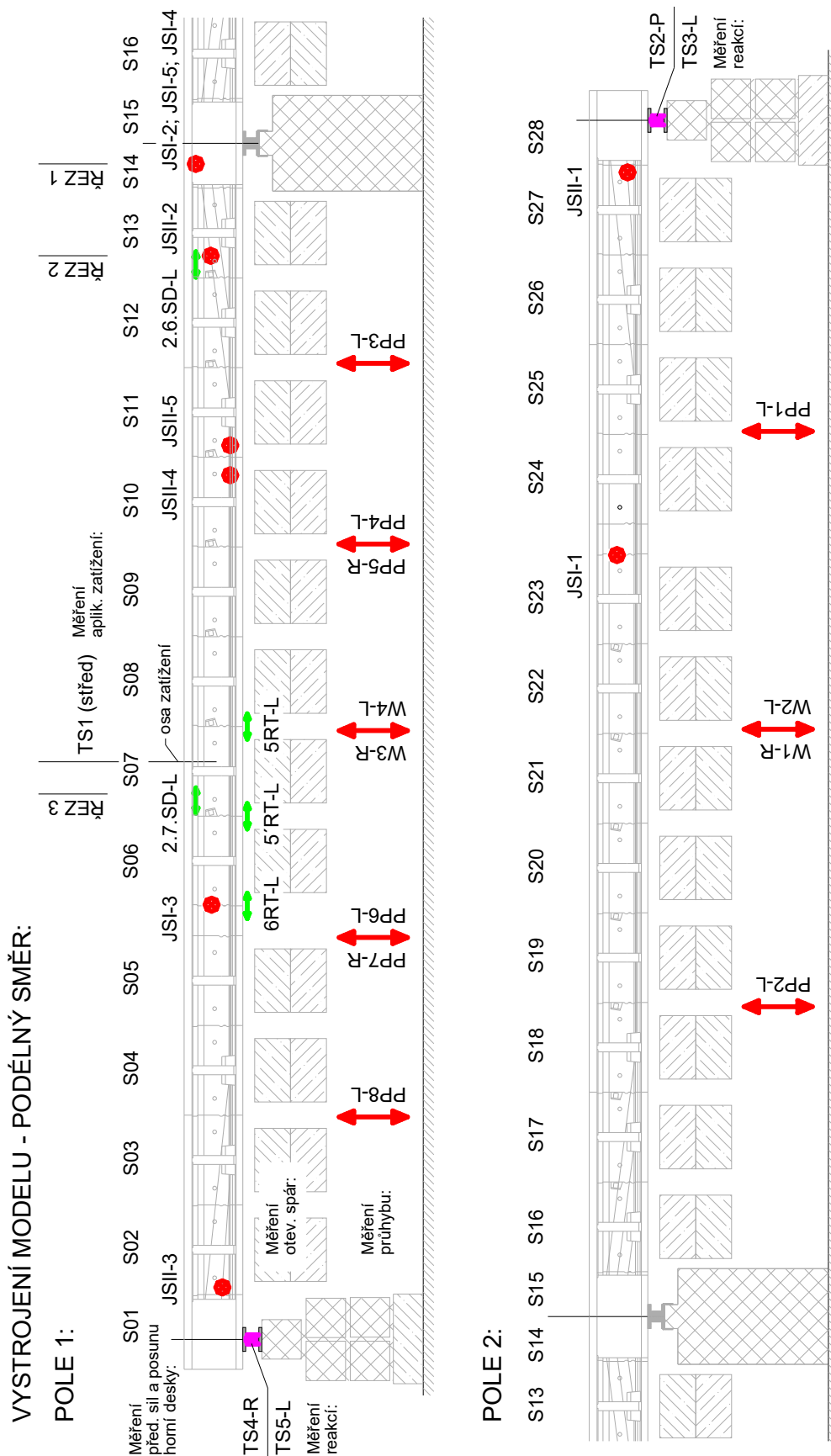
Pokud dojde při realizaci k vystrojení i skutečné konstrukce, je také zřejmá základní myšlenka vypracovaného projektu experimentálních prací, a to snaha o měření v obdobných částech konstrukce tak, aby bylo možné chování reálné konstrukce sledovat na modelu mostu a opačně. Uvedeným postupem má být dosažen základní cíl prováděných experimentů – posouzení chování reálné konstrukce při extrémním namáhání, resp. ověření výpočtové (teoretické) únosnosti a způsobu porušení reálné konstrukce.

Jedním z požadavků na průběh samotné zatěžovací zkoušky je obvykle pořízení spojitého záznamu sledovaných hodnot. Kontinuální záznam hodnot při změnách zatěžovacích hladin umožňuje měření elektrickou metodou. K měřicím ústřednám (**Obr. 6.1**) má být k dispozici také příslušný software pro kalibraci měřicích kanálů, programování průběhu měření, ukládání hodnocených veličin a vyhodnocení naměřených údajů.



Obr. 6.1 Měřicí ústředna DT 80G společnosti dataTaker
[zdroj: <http://www.thermofisher.com.au>]

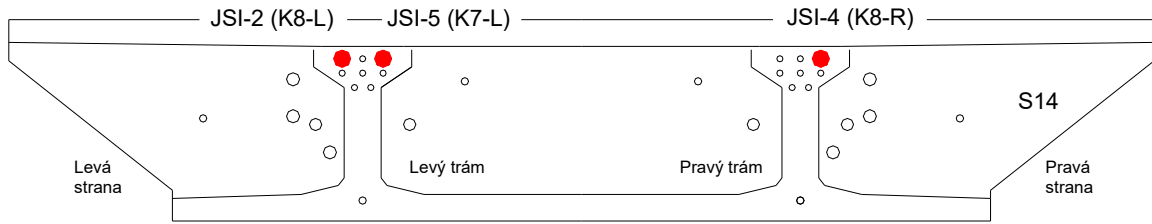
Příklad umístění měřického zařízení a označení jednotlivých snímačů je patrné z dvojice následujících obrázků (**Obr. 6.2** a **Obr. 6.3**).



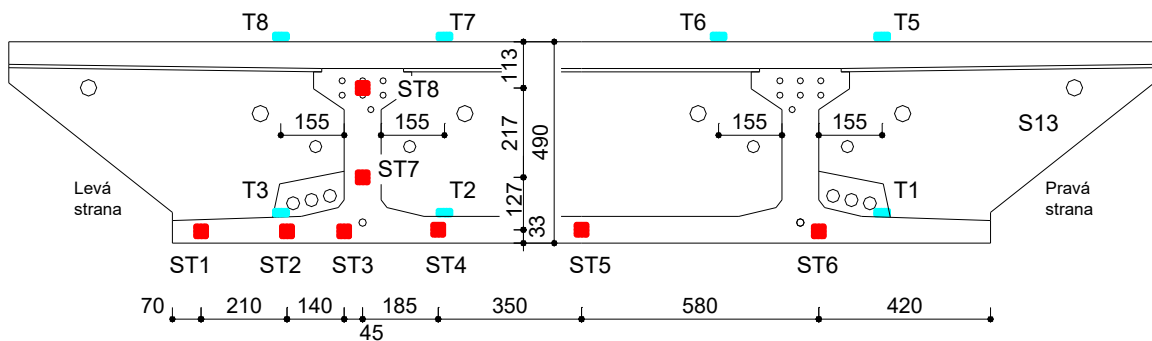
Obr. 6.2 Označení snímačů a uspořádání měřických řezů v podélném směru

VYSTROJENÍ MODELU - PŘÍČNÉ ŘEZY:

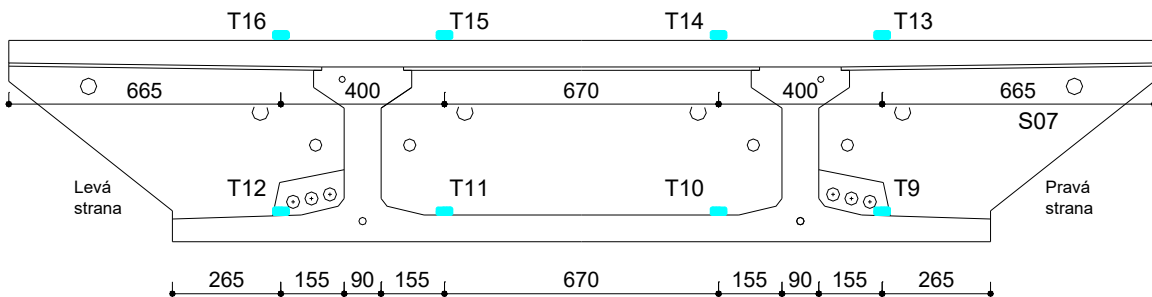
a) Měřický řez 1: segment S14, staničení 10,080 m, pohled ve směru staničení



b) Měřický řez 2: segment S13, staničení 9,310 m, pohled ve směru staničení



c) Měřický řez 3: segment S07, staničení 4,810 m, pohled ve směru staničení



LEGENDA:

	JSI-1	Jaroševičovy snímače předpínacích sil na soudržných kabelech I. FÁZE		5'RT	Měření rozevření spár a posunu horní desky
	JSII-1	na volných kabelech II. FÁZE		2.7.SD	Indukčnostní snímač absolutní změny délky
		Měření svislých průhybů		TS1	Měření reakcí a vnášeného zatížení
		Indukčnostní snímače průhybu			Tenzometrické siloměry
		Potenciometrické snímače průhybu			
	ST1	Měření poměrných přetvoření betonu	- L		Umístění snímače na levé straně modelu
		Strunové tenzometry TES/5.5	- R		Umístění snímače na pravé straně modelu
	T1	Měření poměrných přetvoření betonu			
		Odporové tenzometry			

Obr. 6.3 Vystrojení vybraných příčných řezů modelu

6.1.1 Měření deformací

Ke spojitému sledování deformací je možné použít indukčnostní (Obr. 6.4) a potenciometrické (Obr. 6.5) snímače na elektrické bázi, připojené většinou na spodní hranu nosné konstrukce modelu v několika místech po jeho délce. Průhyb modelu je spojitě měřen s citlivostí 0,01 mm.



Obr. 6.4 Indukčnostní snímač průhybu



Obr. 6.5 Potenciometrický snímač průhybu

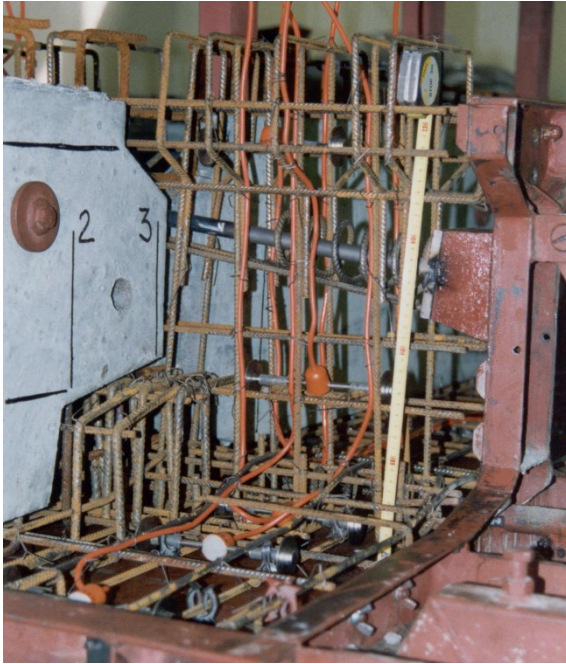
6.1.2 Měření poměrných přetvoření betonu

Pro určení napětí při posouzení v mezním stavu použitelnosti je používán kontinuální záznam ze strunových a odporových tenzometrů. Strunové tenzometry TES/5.5 (Obr. 6.6) jsou upevněny k armokoši a zality do betonu při výrobě prvku. Měření na nich započne ihned po betonáži za účelem měření reologických vlastností betonové směsi.

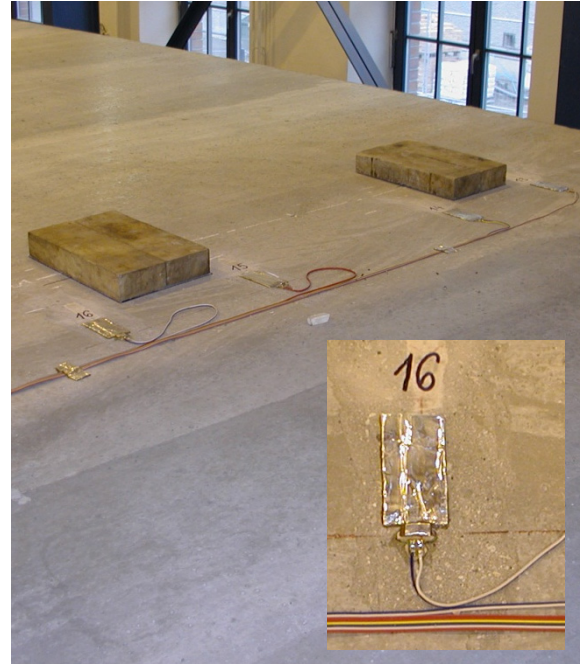
Měření přetvoření betonu strunovými tenzometry je možné, většinou při provozních a mezních zkouškách na hotové konstrukci, doplnit měřením odporovými tenzometry o velikosti 50 mm nalepenými na povrch betonového prvku (Obr. 6.7). Odporovými tenzometry kratších délek, do 10 mm, lze měřit i přetvoření betonářské výztuže nalepením tenzometru na obroušený povrch výztuže ještě před betonáží prvku. Odporové tenzometry je však v tomto případě nutno chránit před vlhkostí čerstvé betonové směsi.

6.1.3 Měření předpínacích sil

K měření předpínacích sil jsou používány Jaroševičovy magnetoelastické snímače (dále jen ME snímače) různých velikostí. Pro měření předpínacích sil se ME snímač navléká na kabel tvořený jednotlivými lany před betonáží (Obr. 6.8). V případě vnějších předpínacích kabelů je snímač umístěn mimo betonový průřez (Obr. 6.9).



Obr. 6.6 Strunové tenzometry



Obr. 6.7 Odporové tenzometry



Obr. 6.8 Magnetoelastický snímač



Obr. 6.9 ME snímač na vnějším kabelu

6.1.4 Měření reakcí a vnášeného zatížení

Velikost podporových reakcí modelu a zejména pak velikost vnášeného zatížení je většinou měřena tenzometrickými siloměry příslušného rozsahu. Kalibrace a ověření siloměrů probíhají těsně před jejich uložením do experimentu v ověřených hydraulických lisech v akreditovaných laboratořích.

Příklad použití siloměru pro měření podporové reakce je uveden na (Obr. 6.10). Siloměr uložený na hydraulických válcích měřící vnášené zatížení je zobrazen na (Obr. 6.11).



Obr. 6.10 Měření reakce siloměrem



Obr. 6.11 Měření vnášeného zatížení

6.1.5 Měření otevírání spár

Za předpokladu, že kritickým místem v tažené oblasti zatěžovaného pole je nevytlužená spára mezi segmenty, lze otevírání spáry sledovat indukčnostními snímači osazenými tak, aby zaznamenaly absolutní změnu délky v otevírané spáře (**Obr. 6.12**). Stejným typem snímače je možné měřit pohyby mezi dílčími částmi nosné konstrukce (např. mezi prefabrikovaným segmentem a spřaženou deskou **Obr. 6.13**).



Obr. 6.12 Měření otevírání spár



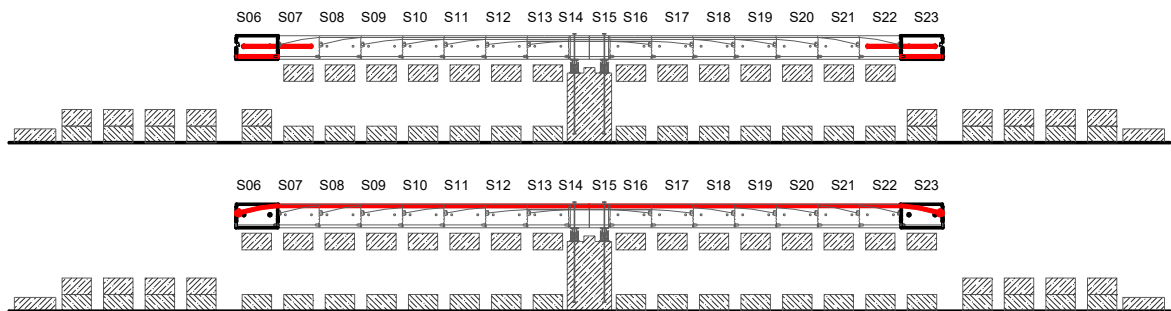
Obr. 6.13 Měření posunu dílčích částí

6.2 Výstavba konstrukce modelu

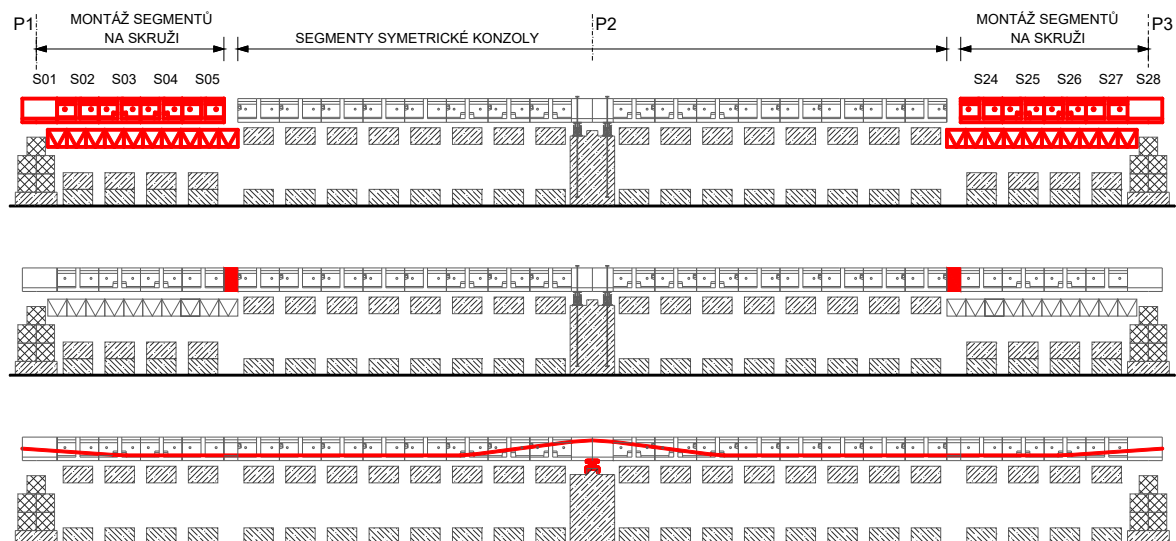
Technologie výstavby experimentálního modelu by měla co možná nejdříve napodobit způsob výstavby skutečné konstrukce, neboť jednotlivé fáze výstavby s možnými změnami statického systému, změnami v zatížení a v některých případech i změnami v uložení zcela mění výsledné statické působení celé konstrukce. Stavba modelu jiným způsobem mění zásadně sledovaná a posuzovaná napětí v materiálu modelu. Nespornou výhodou použití stejné technologie výstavby je také ověření zvoleného postupu na zmenšeném modelu před jejím použitím na skutečné konstrukci.

Příkladem poměrně složitějšího postupu výstavby je zvolená technologie pro model segmentové konstrukce (kap. 7.1). Další skutečnosti jsou navíc uvedeny u popisu jednotlivých testovaných modelů v následujících kapitolách práce.

Model segmentového mostu byl stavěn letmou montáží [17]. Při výstavbě byla použita metoda postupného připínání segmentů v symetrické konzole a montáž krajních segmentů na pevné skruži. Po vymazání spáry epoxidovým tmelem se osazený segment, pro zajištění montážního přítlaku, připne předpínacími tyčemi k vahadlu. Následuje předepnutí kabelů první fáze a povolení předpínacích tyčí (**Obr. 6.14**).



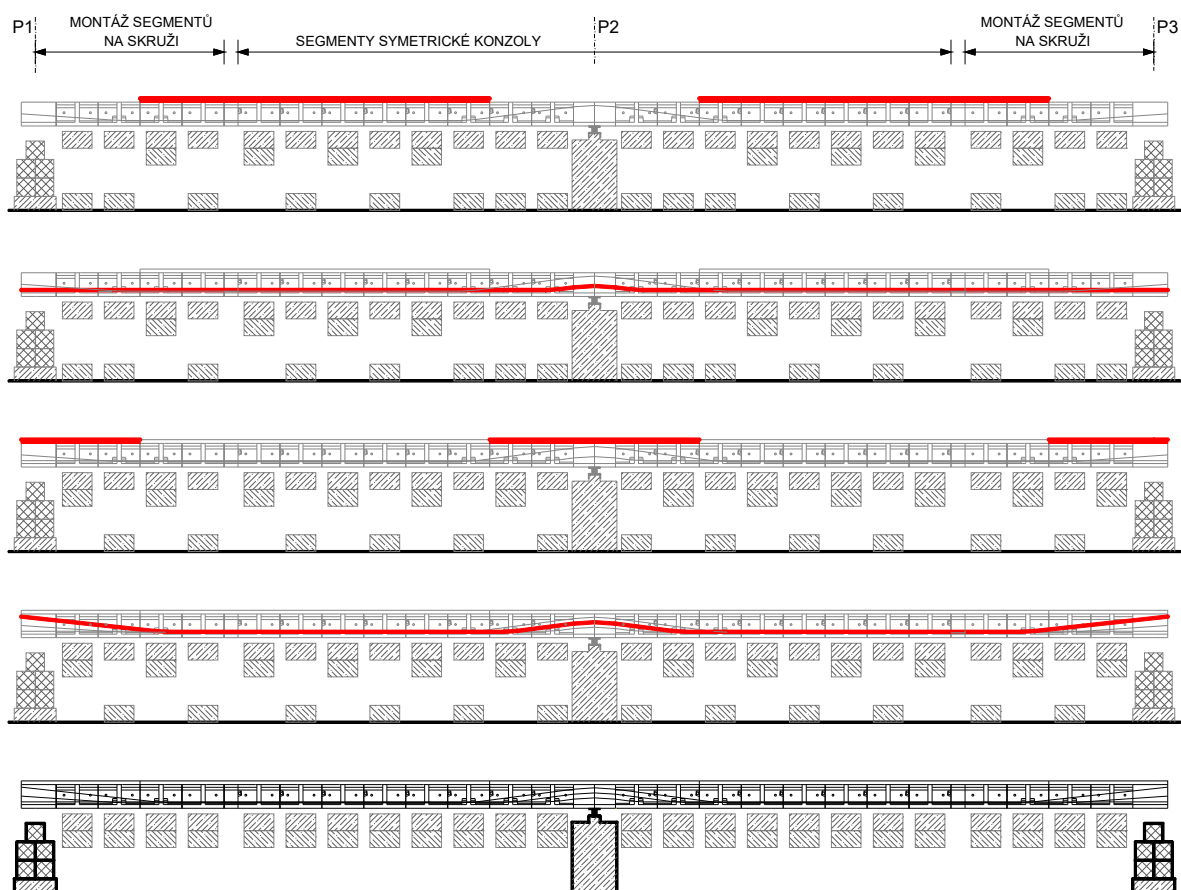
Obr. 6.14 Letmá montáž segmentů v symetrickém vahadle



Obr. 6.15 Montáž segmentů na pevné skruži, zmonolitnění konstrukce modelu

Montáž modelu pokračovala sepnutím nadpodporového a čtyř klasických segmentů na pevné skruži. Všechny spáry mezi segmenty byly vymazány epoxidovým tmelem současně a spojované segmenty byly předepnutý dvěma řadami předpínacích tyčí. Spára mezi částí konstrukce montované v symetrické konzole a částí montované na pevné skruži byla monoliticky dobetonována a před uvolněním skruže u krajních podpor byly předepnutý první kabely druhé fáze, tzv. kabely spojitosti (**Obr. 6.15**).

Na závěr výstavby byla nad segmenty betonována monolitická spřažená deska, přičemž betonáž desky mostovky probíhala ve dvou oddělených etapách z důvodu eliminace vzniku trhlin v desce mostovky nad vnitřní podporou (**Obr. 6.16**). Nejdříve byla vybetonována část mostovky ve středu obou polí s následným předepnutím dalších kabelů II. fáze. Ve druhé etapě byly betonovány nadpodporové části mostovky. Předepnutím posledních kabelů II. fáze bylo ukončeno předpínání celého modelu. Etapová betonáž mostovky s postupným předpínáním zajistila nutnou tlakovou rezervu v železobetonové mostovce.



Obr. 6.16 Betonáž spřažené monolitické desky, dokončení výstavby modelu

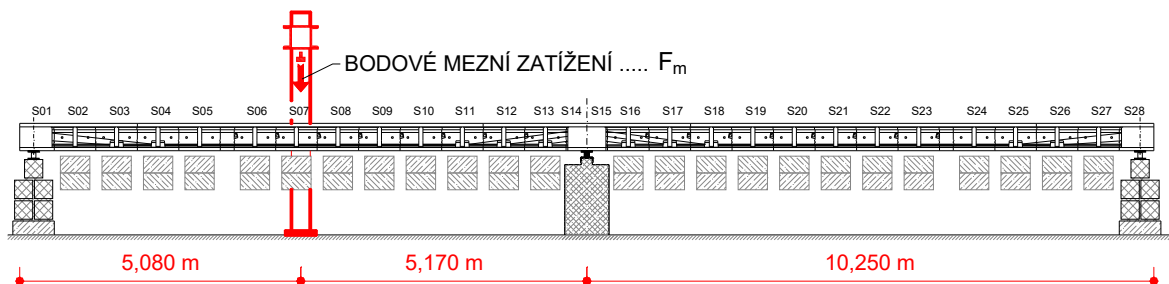
Ve fázích výstavby je vhodné řešit i podvěšování balastního zatížení modelu, které zajistí správné váhové poměry dle pravidel modelové podobnosti. Na uvedeném příkladu je podvěšená zátěž zobrazena šrafovanými obdélníky (betonové bloky balastního zatížení) pod konstrukcí modelu. Na obrázcích (**Obr. 6.14 až Obr. 6.16**) je viditelné fázované podvěšování balastu korespondující se změnou hmotnosti konstrukce při letné montáži a následné betonáži desky mostovky.

6.3 Zatěžování modelu

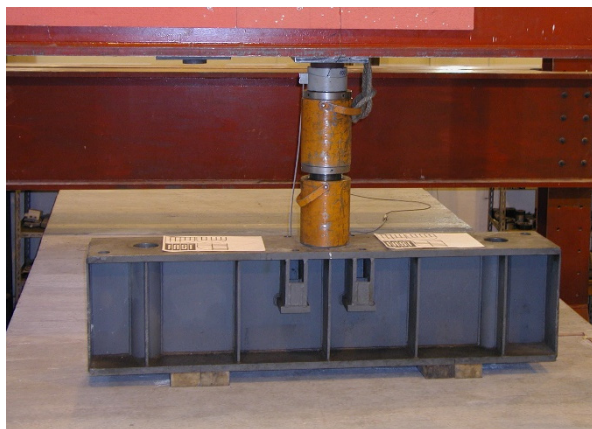
Proces zatěžování modelu, mnohdy až do vyčerpání jeho mezní únosnosti, je předmětem úvah od samého začátku navrhování modelu. Simulace standardních podmínek provozního pohyblivého zatížení mostních konstrukcí včetně klimatických jevů v laboratorních podmínkách je poměrně složitá. Mezi zásadní problémy patří: zmenšené měřítko modelu, nutnost velkého počtu zatěžovacích rámců s hydraulickými lisami, problémy s uložením a opětovným složením balastní zátěže při absenci hydraulických lisů, nemožnost sledování rozvoje poruch na konstrukci pod uloženou zátěží, nesnadné zatěžování klimatickými jevy pro stabilní podmínky v laboratoři a podobně.

Výše uvedené problémy se řeší s ohledem na rozsah experimentu, podmínky ve zkušební hale, velikost a vhodnost případné zátěže. Často bývá rozhodnuto o nahrazení pohyblivého zatížení mostní konstrukce bodovým břemenem, přičemž zpětný přepočít na skutečné pohyblivé zatížení se řídí zásadami stavební mechaniky a použitou modelovou podobností. Modely skutečných konstrukcí, dále uvedené v textu práce, byly zatěžovány zejména hydraulickými lisami (**Obr. 6.17** až **Obr. 6.19**), balastní zátěží uloženou na povrchu modelu, případně vnášením silového účinku pomocí předpínacích lan a lisů.

S ohledem na bezpečnost při provádění experimentálních testů, zejména pak při zkouškách na mezi únosnosti, lze doporučit, aby únosnost zatěžovacích rámců a kapacita hydraulických lisů byla min. 2× větší, než je potřeba pro zlomení konstrukce.



Obr. 6.17 Umístění zatížení na modelu segmentového mostu v podélném směru



Obr. 6.18 Roznos bodového zatížení do příčného směru



Obr. 6.19 Celkový pohled na model ve zkušební hale

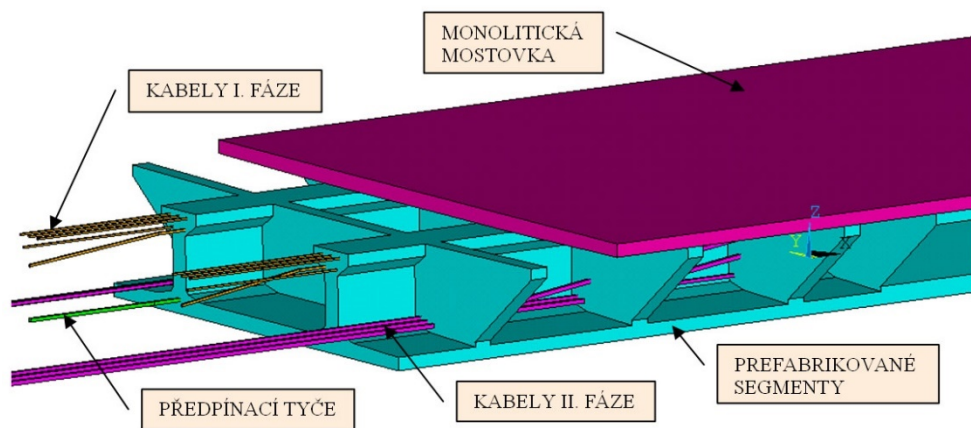
6.4 Statický výpočet a vyhodnocení experimentu

Konstrukční řešení modelu je vždy navrhováno na základě podrobné statické a často i dynamické analýzy, která je zpracována podle zvoleného postupu výstavby nosné konstrukce. Statické řešení začíná analýzou na jednoduchých prutových modelech, na kterých se navrhne předpětí a konstrukce modelu se předběžně posoudí v mezních stavech použitelnosti a únosnosti s návrhem nutné betonářské výztuže. Závěry z předběžných prutových modelů pomohou zpřesnit základní geometrii zmenšené konstrukce, přičemž v této fázi návrhu lze s ohledem na použité materiály upravit velikost modelu, tedy velikost základního měřítko.

Prostorový výpočetní model konstrukce s použitím objemových konečných prvků „bricků“ bývá použit pro srovnání předchozího prutového modelu a zvláště pak pro analýzu mezního zatěžování modelované konstrukce s ohledem na její postupnou montáž (**Obr. 6.20**). Zavedením postupné montáže do výpočtu je stanoven tzv. „výchozí stav konstrukce“, při kterém napjatost v prvcích výpočetního modelu a jeho celková deformace odpovídá napjatosti skutečné konstrukce po ukončení její výstavby. Jinými slovy to znamená, že v další výpočetní fázi je nové zatížení aplikováno na již deformovanou a určitým napětím namáhanou konstrukci.

Problematická místa, lokální oblasti diskontinuity je vhodné řešit pomocí příhradové analogie.

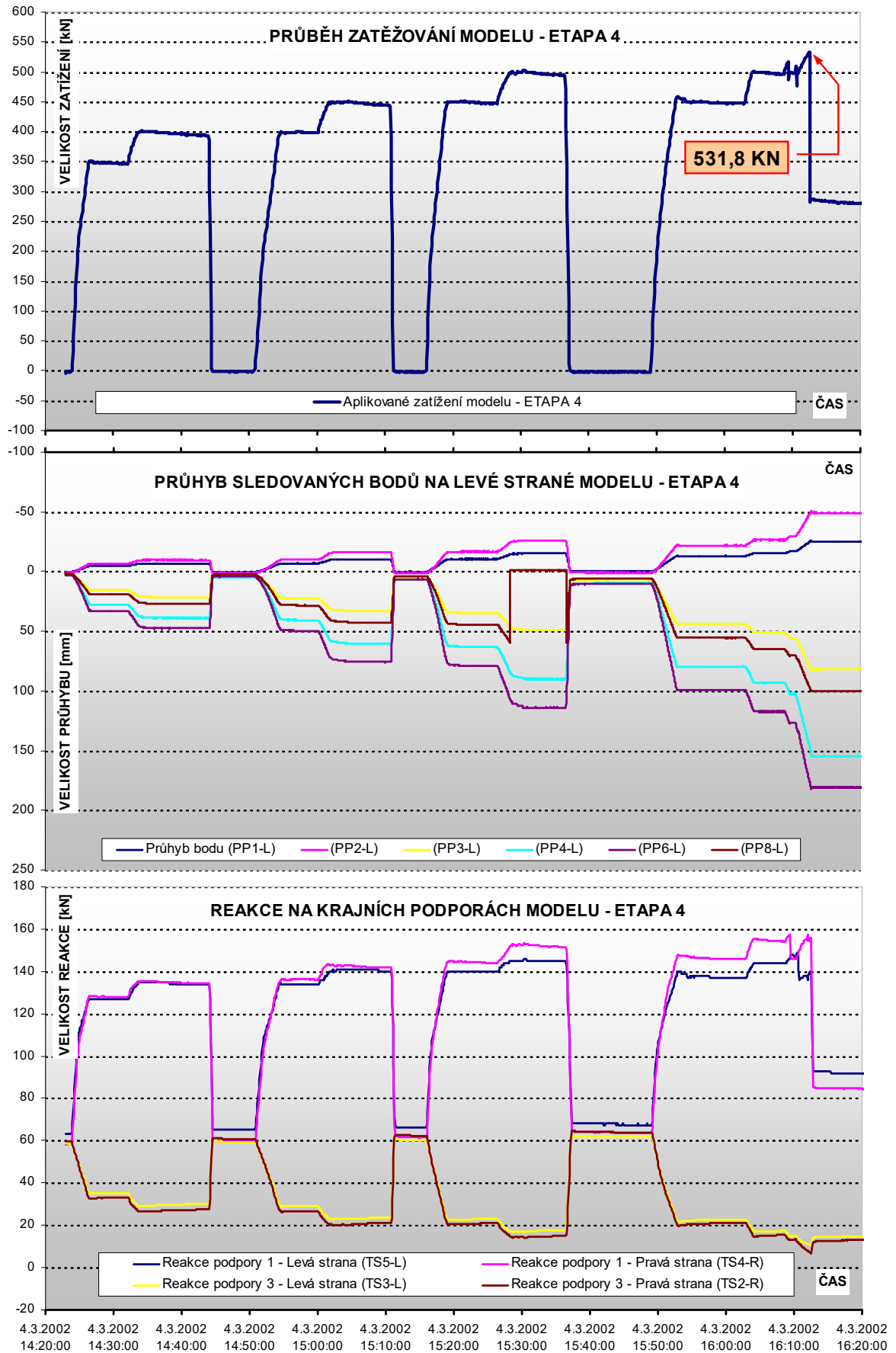
Pro statickou analýzu jsou použity standardní výpočetní systémy stejné jako při výpočtu skutečné konstrukce. V případě přímé modelové podobnosti, kdy je konstrukce modelu postavena ze stejných materiálů jako ve skutečnosti, je stejné posouzení nosné konstrukce modelu dle platných norem.



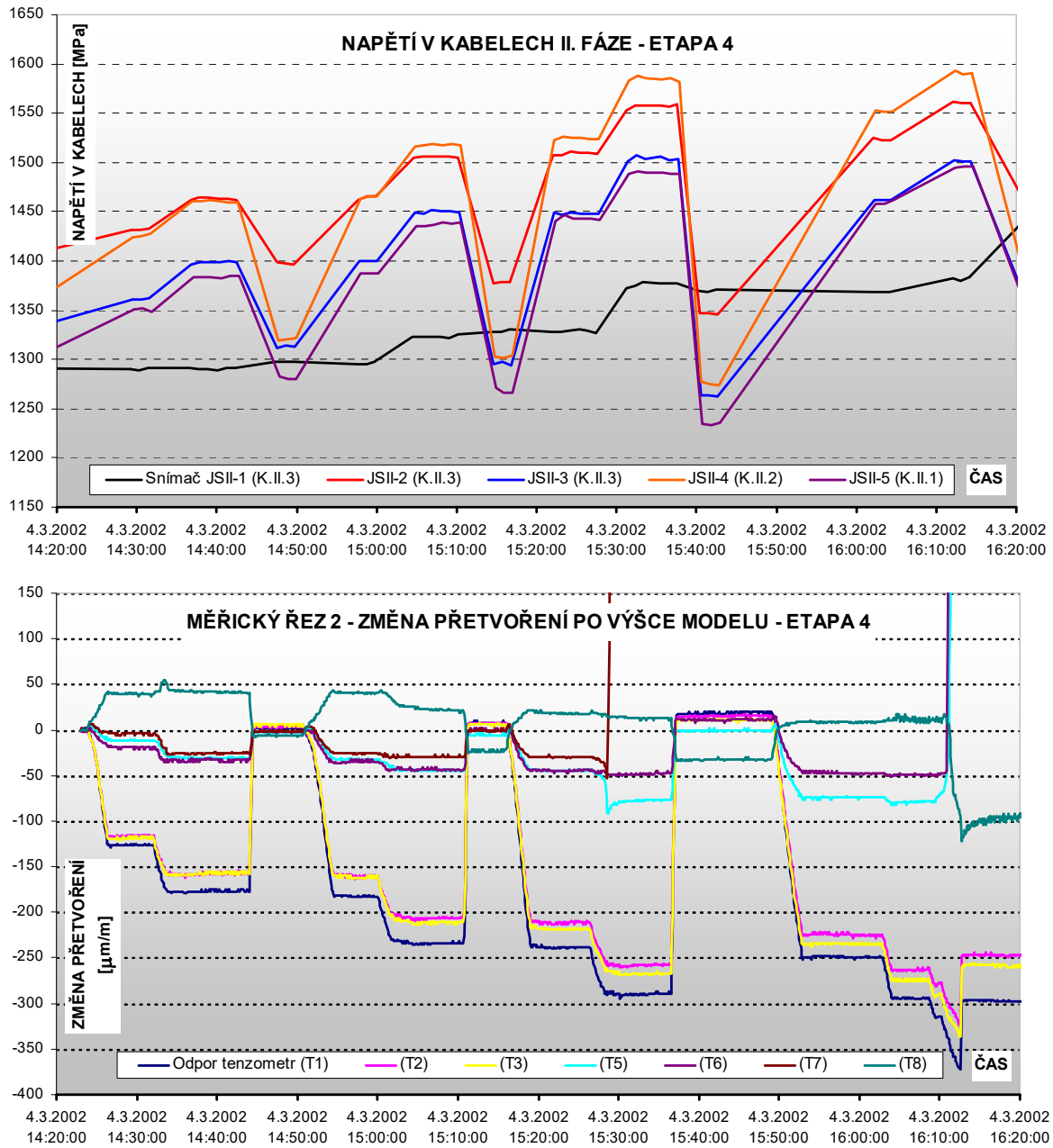
Obr. 6.20 Prostorový výpočetní model z konečných prvků

Vyhodnocení experimentu pro výsledné porovnání výsledků na modelu a skutečné konstrukci je provedeno na základě spojitého záznamu naměřených dat ve sledovaných kritických řezech na konstrukci. Naměřené hodnoty jsou pro přehlednost vynášeny graficky převážně na časové ose (**Obr. 6.21** a **Obr. 6.22**).

Kromě zpracování naměřených dat vedoucí k ověření rovnosti napětí (platí pro přímou modelovou podobnost) je při zkoušce sledován rovněž způsob porušení konstrukce (drcení betonu, porušení trhlinami, vznik kritických míst apod.).



Obr. 6.21 Spojitý záznam naměřených dat při testování modelu

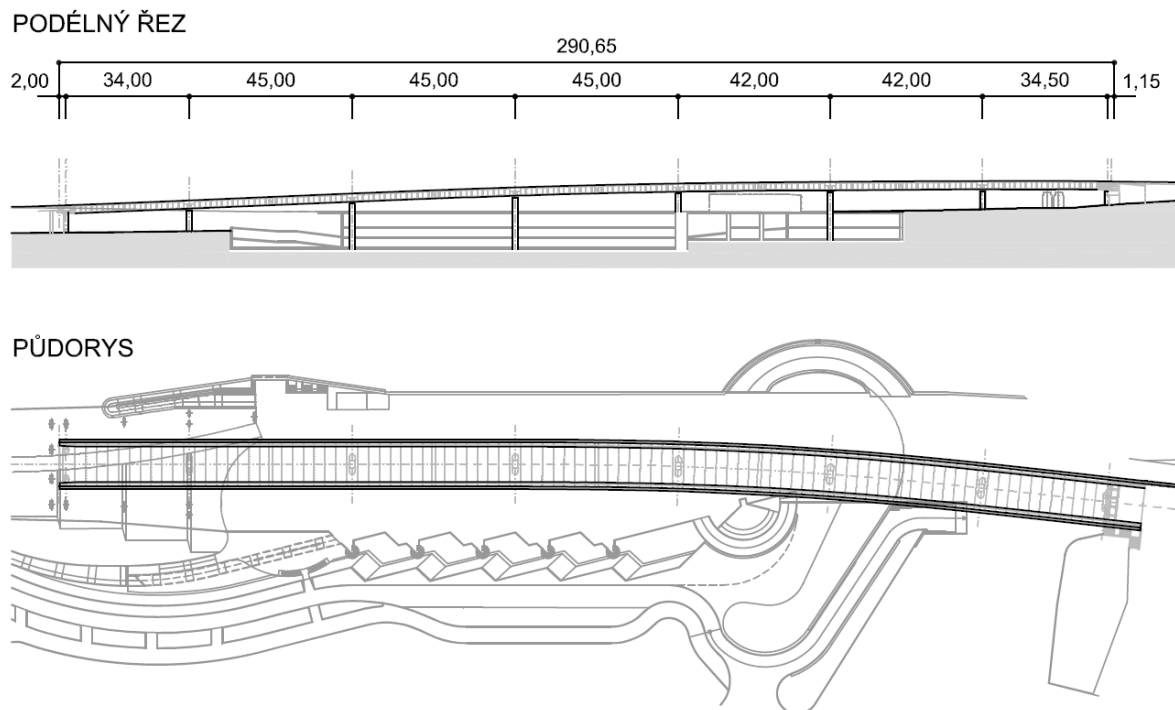


Obr. 6.22 Spojitý záznam naměřených dat při testování modelu

7. Fyzikální modely mostů a inženýrských konstrukcí

7.1 Model segmentového mostu se spřaženou mostovkou

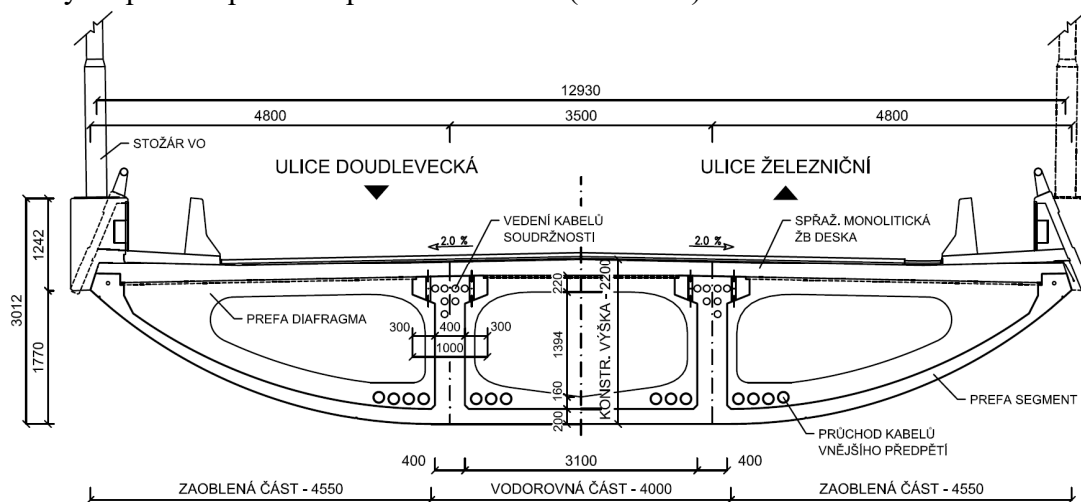
Konstrukce segmentového předpjatého mostu s vyměnitelnou mostovkou vychází z nosné konstrukce mostního objektu SO213 přes ulici Mikulášskou v Plzni, která je navržena jako spojitá, předpjatá, segmentová konstrukce s monolitickou spřaženou horní deskou o sedmi polích [18]. Rozpětí jednotlivých polí nosné konstrukce, měřeno v ose komunikace, jsou 34,0 m + 3 × 45,0 m + 2 × 42,0 m + 34,5 m = 287,5 m (**Obr. 7.1**). Konstrukce je zakřivená jak v horizontálním, tak ve vertikálním směru a nachází se nad komplikovaným integrovaným objektem, kde místní komunikace jsou vedeny na jeho stropní konstrukci a v nižších podlažích se nachází parkoviště.



Obr. 7.1 Podélný řez a půdorys segmentového mostu v Plzni

Nosná konstrukce je v příčném směru tvořena komorovým nosníkem o třech komorách se zakřivenou spodní deskou velké tuhosti v kroucení, což umožňuje návrh štíhlých pilířů s velkým využitelným místem pod mostem. Komorový nosník je sestaven ze čtyř základních typů segmentů totožného vnějšího tvaru. Segmenty jsou tvořené dvěma trámy tloušťky 0,4 m propojenými spodní zakřivenou deskou tloušťky 0,2 m (**Obr. 7.2**). Příčné prefabrikované diafragma tl. 0,3 m situované uprostřed každého segmentu ztužuje segment během výroby a následné montáže. Spřažená monolitická deska byla v průběhu výstavby předpínána vnějšími kabely vedenými v dutině nosné konstrukce tak, aby i nad podpěrami vyhověla jako částečně předepnutý průřez. Deska byla z důvodů nutných prací spojených s kontrolou montážních nebo stálých kotev betonována ve dvou etapách, v poli a nad podporami. Nutná tlaková rezerva ve spárách mezi montovanými segmenty byla zaručena předpínacími tyčemi. Segmenty byly

montovány letmo, symetricky od pilířů ke středu mostu (**Obr. 7.3**). Při montáži byly nejdříve postupně napínány konzolové kabely situované ve stěnách segmentů. Po smontování segmentů sousedních polí byla vybetonována a předepnuta monolitická mostovková deska. Předpětí bylo vyvozeno vnějšími nesoudrznými kabely, které byly vedeny přes dvě pole a byly kotveny v zesílených podporových segmentech. Nosník je podporován dvojicí ložisek umístěných pod trámy na pilíři eliptického průřezu s hlavicí (**Obr. 7.4**).



Obr. 7.2 Charakteristický příčný řez mostní konstrukcí v Plzni



Obr. 7.3 Montáž mostu v Plzni v symetrickém vahadle



Obr. 7.4 Most přes ulici Mikulášskou v Plzni

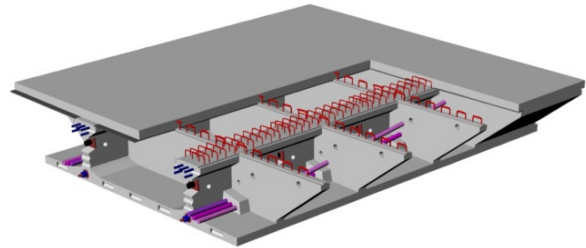
Modelem dvou typických polí objektu v Plzni je konstrukce předpjatého spojitého segmentového mostu o dvou polích se spřaženou nadbetonovanou železobetonovou deskou mostovky (**Obr. 7.5** a **Obr. 7.8**). Nosná konstrukce modelu je obdobně jako u skutečné konstrukce sestavena z prefabrikovaných, kontaktně vyráběných segmentů a spřažené monolitické desky [17]. Tvoří ji čtyři základní typy segmentů – klasický segment délky 0,75 m, nadpodporové segmenty nad středními a krajními podporami a dobetonávka mezi segmenty. Uprostřed každého segmentu je rovněž z důvodu ztužení při výrobě a montáži navrženo ztužující diafragma. Spáry mezi segmenty jsou vyplněny epoxidovým tmelem (**Obr. 7.6**).

Protože při experimentálních zkouškách modelu byla ověřována ohybová únosnost konstrukce, nebylo nutno věrně modelovat její torzní tuhost. Spodní deska není tudíž na vnější straně stěn zakřivena a nevytváří vnější komory. To umožňovalo situovat předpínací kabely vně průřezu a při zkoušce pak podrobně sledovat chování stěn segmentů a předpínacích kabelů.

Podobně jako estakáda v Plzni je model předepnut vnitřními soudržnými kabely vedenými ve stěnách a vnějšími nesoudržnými kabely vedenými vně stěn. Soudržné kabely, které zachycují montážní zatížení montovaného vahadla, jsou situovány v kabelových kanálcích v horní úrovni stěn segmentů (Obr. 7.9). Vnější průběžné kabely, kabely spojitosti, jsou kotveny v zesílených koncových segmentech a ohýbány v deviátorech a v zesíleném podporovém segmentu (Obr. 7.7).



Obr. 7.5 Dokončený model mostu

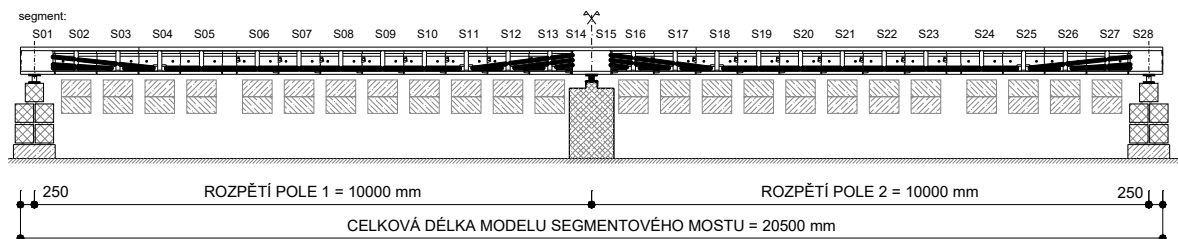


Obr. 7.6 Schéma modelu s předpětím



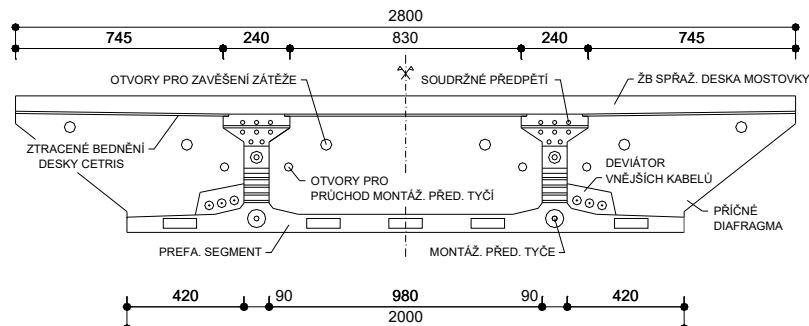
Obr. 7.7 Vedení kabelů II. Fáze, kabelů spojitosti

PODÉLNÉ USPOŘÁDÁNÍ: M 1:100



PŘÍČNÉ USPOŘÁDÁNÍ: M 1:20

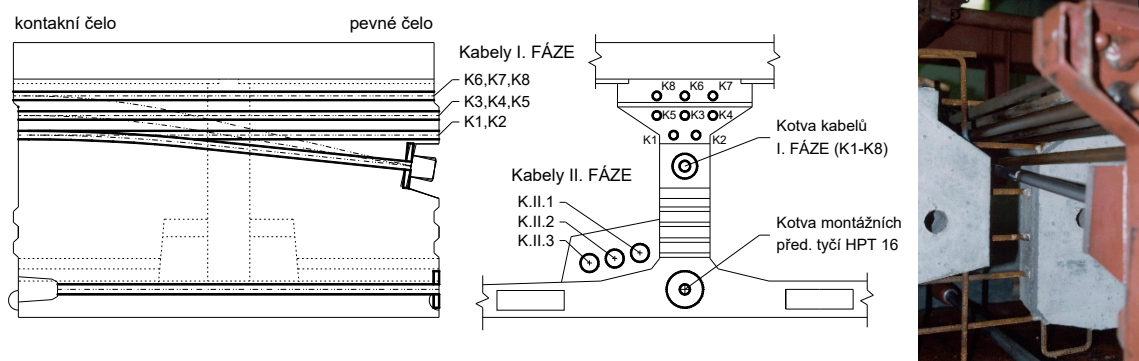
Pohled na čelo segmentu.



Obr. 7.8 Přehledné výkresy modelu segmentové konstrukce

Model spojitě mostní konstrukce byl podepřen prostě. Pro pevnou podporu byla navržena a vyrobena dvě ocelová kalotová ložiska, která byla s ohledem na postup montáže umístěna

na střední podporový blok. Obě krajní kluzné podpory byly nahrazeny vždy dvojicí siloměrů ke spojitému měření reakcí. Pro bezpečné uložení vahadla byla konstrukce v první fázi výstavby stabilizována čtveřicí „pískových hrnců“ a přikotvením k vnitřní podpoře soustavou předpínacích tyčí (**Obr. 7.11**). Po napnutí prvního volného kabelu spojitosti, povolením tlaku v pískových hrncích, dosedla konstrukce na finální podpory.



Obr. 7.9 Umístění předpínacích kabelů I. Fáze, kabelové kanálky před betonáží

7.1.1 Návrh a konstrukční provedení modelu

Model segmentového mostu financován za pomoci grantových projektů [P1] a [P2] byl vytvořen v souladu s pravidly modelové podobnosti v měřítku 1:3,4 podélně a v měřítku 1:4,5 příčně. Základním kritériem byl požadavek, aby při provozním zatížení bylo napětí v modelu stejné jako napětí na skutečné konstrukci. Použitá modelová podobnost s návrhem balastní zátěže modelu byla podrobně vysvětlena v předchozích kapitolách práce.

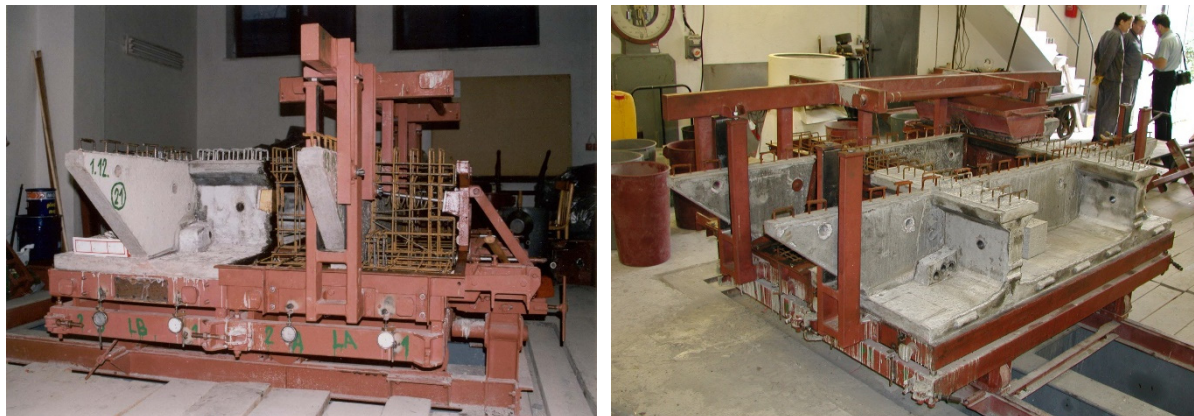
Tento experiment byl rovněž použit jako reprezentativní pro popis materiálů používaných pro modely (kap. 5), návrhu vystrojení experimentu měřickou technikou (kap. 6.1), postupu výstavby modelu (kap. 6.2), uspořádání zkoušky a způsobu zatěžování (kap. 6.3) a popisu dílčích výsledků a vyhodnocení zkoušek (kap. 6.4). Další modely uvedené dále v práci zmíněné poznatky doplní, případně rozšíří.

7.1.2 Výroba segmentů, montáž modelu

Výroba modelu segmentového mostu byla zahájena v roce 2000 v areálu Fakulty stavební na ulici Údolní v Brně [19]. Betonáž jednotlivých segmentů byla provedena ve dvou oddělených etapách. Vzhledem k použité technologii výroby a navržené ocelové formě bylo nejdříve pro každý segment vyrobeno příčné diafragma a poté následovala výroba segmentů kontaktním způsobem.

Při kontaktní výrobě na krátké dráze se segmenty betonují ve výrobní buňce délky odpovídající délce dvou segmentů. Výrobní buňka (**Obr. 7.10**) je vždy sestavená ze dvou částí, samotné ocelové formy a dvojice vozíků s rektifikačními šrouby sloužících k nastavení již vyrobeného segmentu. Vlastní forma bývá tvořena pevným čelem a jednotlivými bočnicemi. Na prázdném vozíku probíhá svázání armokoše a protažení trubek pro vedení předpínacích kabelů. Poté se vozík přitáhne k pevnému čelu formy a před betonáží se oba vozíky vzájemně sestaví a pomocí rektifikačních šroubů ustaví tak, aby kontaktní segment byl v přesně navržené poloze. Následuje uzavření formy a samotná betonáž, po které se kontaktní segment uvolní

a odveze na skládku. Vyrobený segment se i s vozíkem přesune vzad do kontaktní polohy a před něj se umístí vozík prázdný, na němž může opětovně probíhat betonáž následujícího segmentu. Výhodou výroby na krátké dráze je, že vyžaduje poměrně malý prostor. Nevýhodou je vytvoření podrobného programu určujícího nastavení polohy kontaktního segmentu.



Obr. 7.10 Kontaktní výroba prefabrikovaných segmentů

Montáž modelu, která probíhala v souladu s postupem popsáním v kap. 6.2, začala připnutím podporového segmentu ke střední podpoře a dále pokračovala letmou montáží segmentů v symetrické konzole (**Obr. 7.11**) připnutými předpínacími tyčemi HPT 16 a posléze soudržnými kabely I. Fáze. Ve druhé etapě montáže byly sepnuty segmenty krajních polí na pevné skruži a poté betonována dobetonávka (**Obr. 7.12**) mezi segmenty vahadla a segmenty krajních polí. Betonáží mostovky v polích a nad podporami za postupného předpínání kabelů II. Fáze a podvěšením zbylé balastní zátěže byla konstrukce modelu dokončena (**Obr. 7.5**).



Obr. 7.11 Letmá montáž segmentů



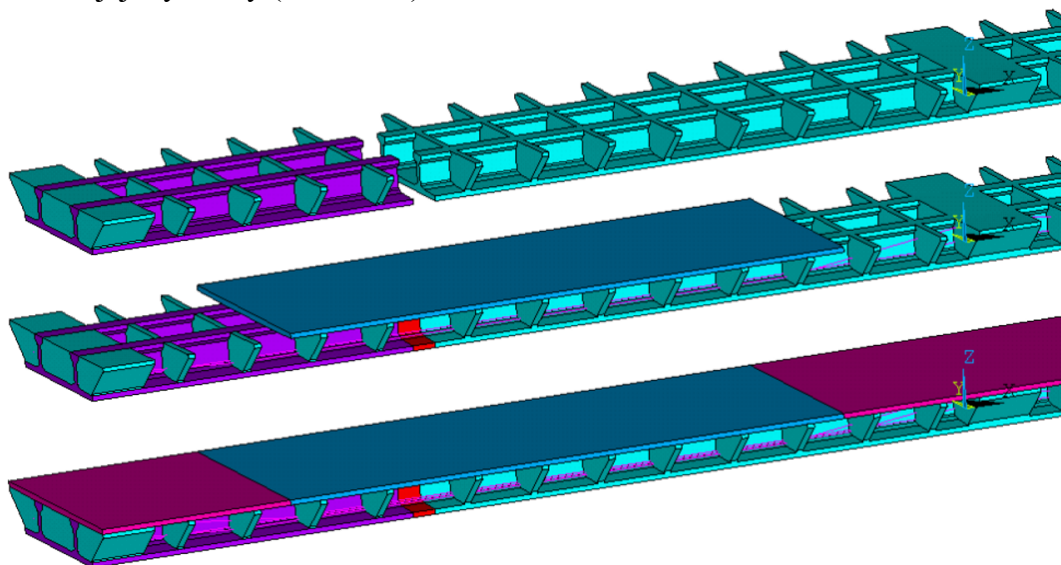
Obr. 7.12 Dobetonávka mezi segmenty vahadla a pole

7.1.3 Statická analýza a zkouška mezní únosnosti

Konstrukční řešení modelu bylo navrženo na základě podrobné statické analýzy včetně zapracování fází výstavby nosné konstrukce. Pro návrh modelu byl použit jednoduchý prutový model, na kterém byl proveden návrh předpětí, předběžné posouzení v mezních stavech použitelnosti a únosnosti s návrhem betonařské výztuže. Oblasti diskontinuit (kotevní oblasti, deviátory apod.) byly posouzeny pomocí příhradové analýzy. Vzhledem ke skutečnosti,

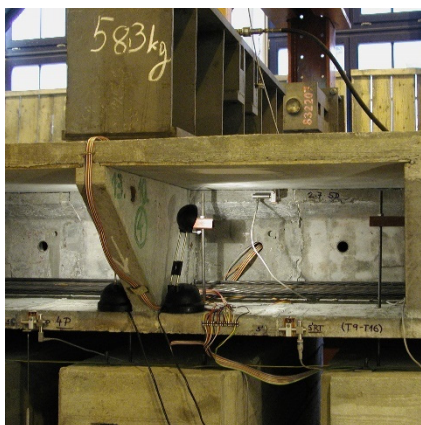
že zátěž modelu byla zavěšena na segment ve čtyřech bodech do jeho diafragmatu, byl stěnovým modelem sledován vznik lokálních napjatostí v diafragmatu a roznos zatížení přes diafragma do celého segmentu.

Prostorový výpočetní model konstrukce s použitím objemových konečných prvků „bricků“ byl použit pro srovnání prutového modelu a pro analýzu mezního zatěžování modelované konstrukce s ohledem na její postupnou montáž (Obr. 6.20). Zavedením postupné montáže do výpočtu byl stanoven tzv. „výchozí stav konstrukce“, při kterém napjatost v prvcích výpočetního modelu a jeho celková deformace odpovídá napjatosti skutečné konstrukce po ukončení její výstavby (Obr. 7.13).

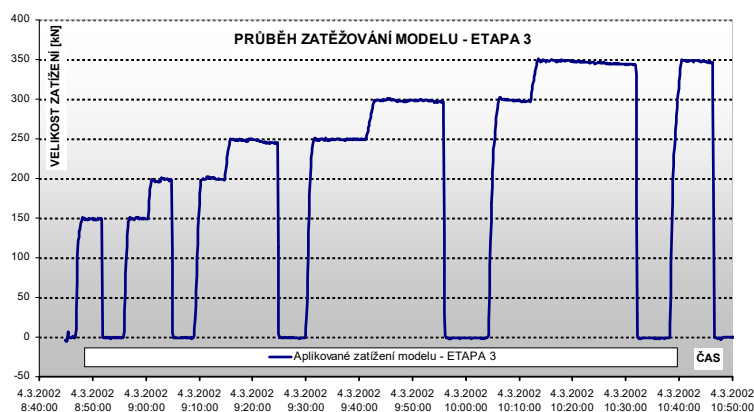


Obr. 7.13 Fázování výstavby ve výpočetním modelu

Zatěžovací zkouška modelu proběhla ve sdružených laboratořích v areálu FAST Brno v březnu roku 2002. Zatěžování do meze porušení bodovým břemenem (Obr. 7.14) bylo rozděleno do čtyř oddělených etap probíhajících během dvou dní. V každé etapě bylo provedeno několik cyklů zatěžování s postupným nárůstem síly s požadovanou dobou čekání na ustálení sledovaných hodnot (Obr. 7.15). Následovalo opětovné odtížení. K porušení konstrukce došlo ve 4. etapě zatěžování při mezní síle 531,8 kN (Obr. 6.21).



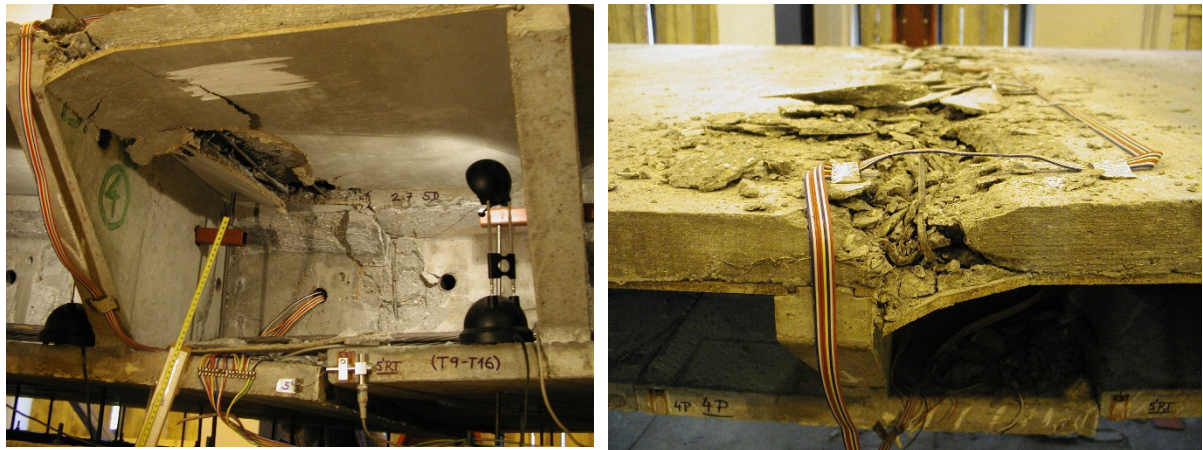
Obr. 7.14 Kritický průřez zatížený břemenem



Obr. 7.15 Průběh zatěžování modelu, etapa 3

Při zatěžovací zkoušce bylo podrobně analyzováno působení sprážené desky, rozvoj trhlin v mostovce v oblasti nad vnitřní podpěrou a následná změna tuhosti celé konstrukce, chování vnitřních soudržných a vnějších nesoudržných kabelů, rozevírání spár mezi segmenty v kritickém průřezu a předpokládané porušení tlačené desky mostovky.

Způsob porušení konstrukce odpovídal vstupním předpokladům. Mostní konstrukce byla porušena v kritickém průřezu drcením betonu v tlačené oblasti tvořené hlavou segmentů a monolitickou deskou mostovky (**Obr. 7.16**) se současným rozvojem trhlin v celé tloušťce desky mostovky v oblasti nad vnitřní podpěrou. Dosažené maximální zatížení konstrukce 539,1 kN bylo dáno součtem mezního bodového zatížení vyvolaného hydraulickými lisami o velikosti 531,8 kN a tíhou roznášecího přípravku včetně tíhy obou lisů o velikosti 7,3 kN. Krátce před dosažením mezního stavu konstrukce došlo v rozevřené spáře mezi segmenty v kritickém průřezu k přetržení předpínacích tyčí vedených v patě trámů. Toto porušení je zřejmé z průběhu aplikovaného zatížení, a to dvěma skoky na jinak spojitě křivce (**Obr. 6.21**).



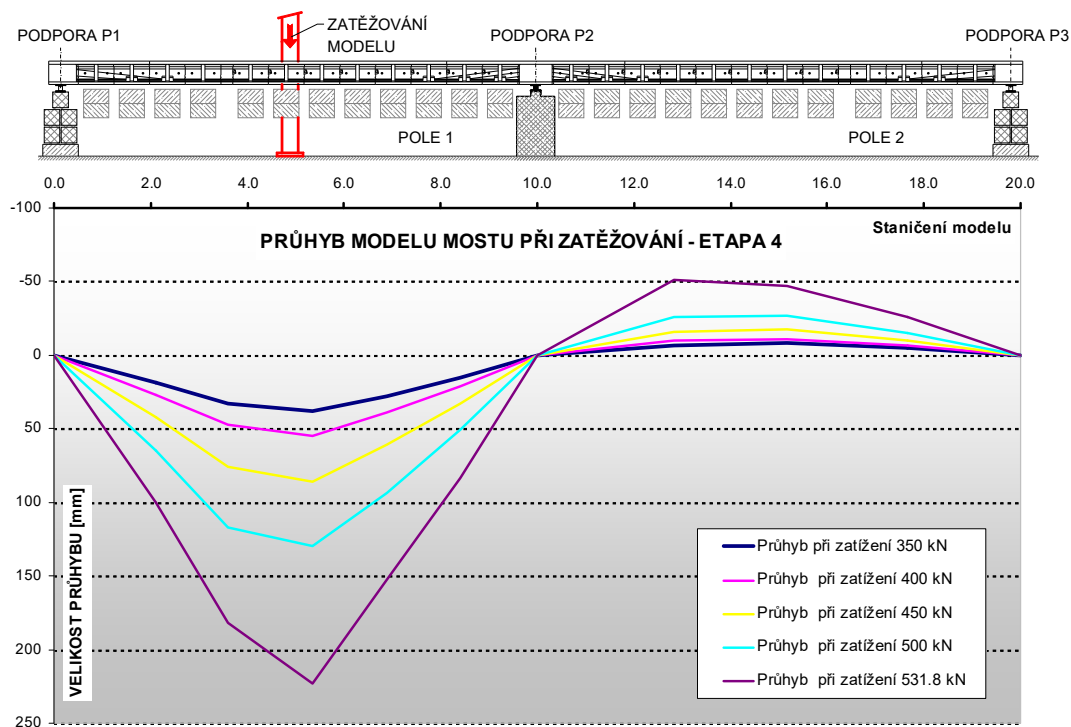
Obr. 7.16 Porušení konstrukce modelu v kritickém řezu

O bezpečnosti sledované konstrukce vypovídají i poměrně velké průhyby (**Obr. 7.17**). Maximální průhyb při mezním zatížení v zatěžovaném poli byl 223,3 mm (**Obr. 7.18**), což činí 1/45 jeho rozpětí. O uspokojivém chování konstrukce vypovídají nevratné průhyby při odlehčení konstrukce. Trhliny ve spárách se při odlehčení vždy uzavřely a nevratný průhyb modelu při odlehčení ze zatížení 500 kN byl 10,2 mm (přibližně 1/1000 rozpětí).



Obr. 7.17 Průhyb modelu při zatěžovací zkoušce

Maximální naměřené vzepětí nezatíženého pole 50,9 mm bylo pozorováno ve třetině rozpětí pole blíže ke střední podpoře (**Obr. 7.18**).



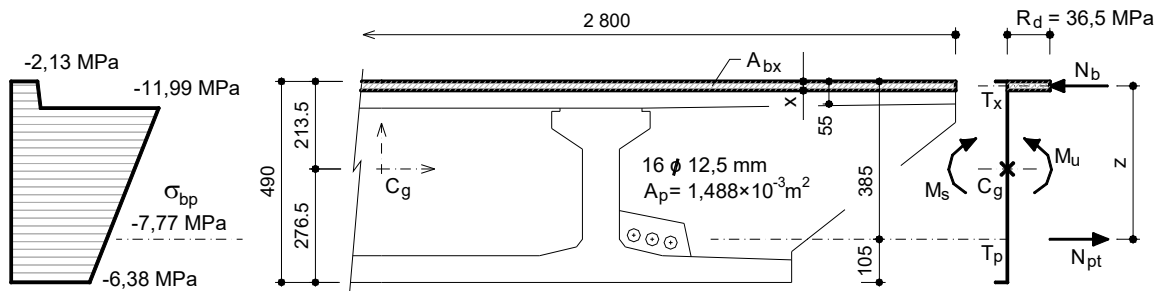
Obr. 7.18 Průhyb modelu při různých úrovních zatížení

Mezní porušení konstrukce nastalo při zatížení 539,1 kN, což představuje 5,39násobek provozního zatížení. Je přitom důležité, že nebyla vyčerpána únosnost soudržných ani volných předpínacích kabelů. Maximální změna napětí v soudržných kabelech z nezatíženého stavu do porušení konstrukce dosáhla hodnoty 370 MPa a ve volných kabelech pak 230 MPa.

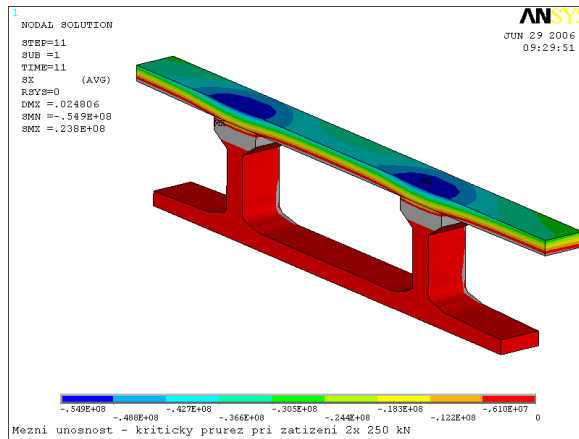
7.1.4 Závěr, porovnání experimentu s výpočtem

V projekční praxi se pro statickou analýzu konstrukcí používají většinou výpočetní metody založené na předpokladu lineárně pružného chování materiálů [20]. Získané vnitřní síly proto neodpovídají reálnému rozdělení sil v mezním stavu únosnosti konstrukce. Obecně dále platí, že mezní stav únosnosti staticky neurčité konstrukce není v důsledku možné redistribuce vnitřních sil určen mezním stavem jejího kritického průřezu. Reálnější odhad mezní únosnosti je pak možné získat fyzikálně nelineární analýzou. I přes tyto skutečnosti byl pro přibližnou představu zpracován zjednodušený výpočet provedený na jeho kritickém průřezu (**Obr. 7.19**), přičemž tento výpočet sloužil jako prvotní odhad pro posouzení dimenzí zatěžovacího rámu včetně použitých hydraulických lisů. Nakonec s cílem srovnat skutečnost s teoretickými předpoklady bylo provedeno postupné zatěžování výpočetního modelu v systému ANSYS (fyzikálně nelineární analýza). Jednotlivé kroky zatěžovací zkoušky zde byly simulovány jako další bodové zatížení aplikované ve výpočtu na výchozí stav konstrukce. V modelu byl rovněž vhodným způsobem zohledněn vznik trhlin (rozevření spáry mezi segmenty nebo trhliny v desce mostovce). V průběhu řešení byly podrobně testovány jednotlivé uzly celého modelu s ohledem na jejich napjatost v tahu. Po překročení tahové hodnoty 3 MPa byly prvky vybrány

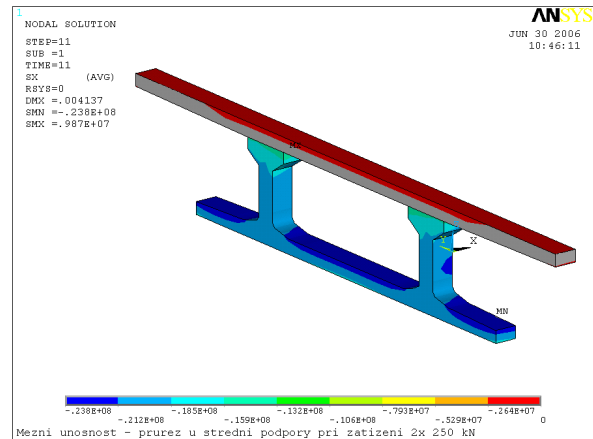
a následně umrtveny. Tímto způsobem v několika krocích došlo k požadované redistribuci normálového napětí po výšce konstrukce (**Obr. 7.20** a **Obr. 7.21**).



Obr. 7.19 Předběžný výpočet mezního zatížení



Obr. 7.20 Průběh napětí σ_x v kritickém řezu při zatížení 500,0 kN



Obr. 7.21 Průběh napětí σ_x v řezu u střední podpory při zatížení 500,0 kN

Posouzením chování reálné segmentové konstrukce se spřaženou deskou mostovky, resp. ověřením její mezní únosnosti, byl splněn základní cíl provedeného experimentu. S výpočtovými hodnotami mezní únosnosti lze porovnat experimentální hodnotu, stanovenou při zatěžovací zkoušce, o velikosti 539,1 kN. Předběžným ručním výpočtem byla vypočtena únosnost modelu o velikosti 362,0 kN a podrobnějším geometricky nelineárním výpočtem konečnými prvky za předpokladu vzniku trhlin poté 500,0 kN. Porovnáním těchto hodnot lze konstatovat dosažení uspokojivé shody mezi teoretickými výpočty a provedenou zkouškou.

Získané výsledky a poznatky ukazují, že předběžné výpočty provedené v rámci návrhu modelové konstrukce i výpočty týkající se předpokládané mezní únosnosti jsou za určitých předpokladů dostatečně bezpečné a lze jich tak využít pro prvotní posouzení konstrukcí. Ke skutečné hodnotě mezní únosnosti se lze přiblížit zpřesněním výpočetního modelu, například řešením konečnými prvky, přičemž velmi důležité je předchozí určení „výchozího stavu“ konstrukce, kdy je pro fázování výstavby nutný geometricko-nelineární výpočet.

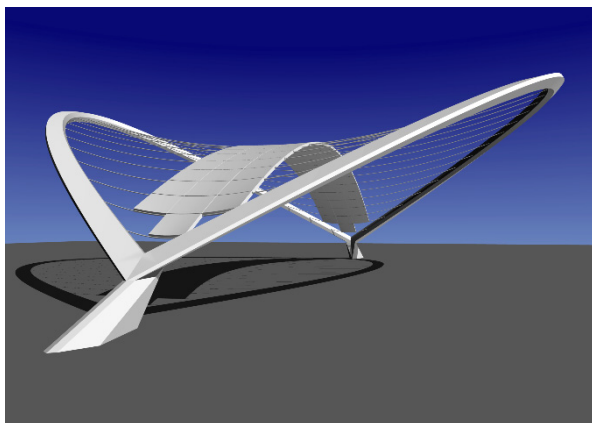
Provedený experiment potvrdil, že pro standardní projekční činnost jsou popsány výpočetní modely dostačující a výstižné. Řešení konečnými prvky navíc otevírá prostor pro možnosti zpřesnění výpočetních modelů, například zavedením reologických vlastností použitých materiálů, fyzikální nelinearity (vložením skutečného pracovního diagramu používaného materiálu) nebo modelováním kontaktních prvků, například ve spárách mezi segmenty.

7.2 Vývoj membránových střech z předpjatého betonu

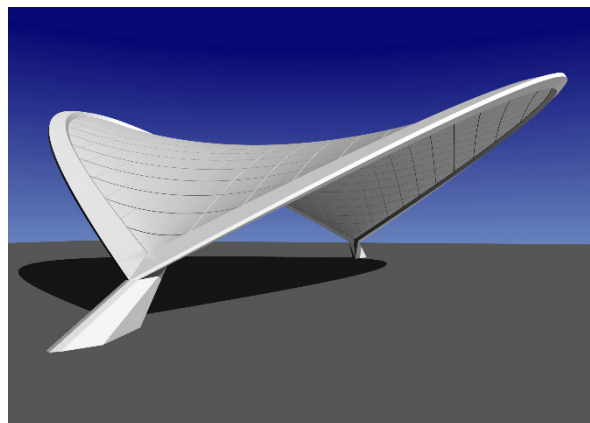
Membránové střechy z předpjatého betonu se staví od samého počátku předpjatého betonu [21], [22]. V posledních letech však bývaly opomíjeny. Nedávné realizace v Portugalsku, které získaly řadu architektonických a inženýrských cen, však potvrzují, že tyto konstrukce jsou stále moderní, ekonomické a umožňují architektonicky obohatit naše prostředí [23], [24].

Konstrukční uspořádání předpjatých membrán je podobné jako upořádání předpjatých pásů. Bohužel předpjaté membránové střechy z předpjatého betonu nebyly u nás dosud realizovány. Proto projektanti propagují tyto konstrukce a snaží se prokázat jejich konstrukční efektivitu. Výzkumné práce prováděné na Vysokém učení technickém v Brně prokázaly, že membrány z předpjatého betonu mají, v porovnání s konstrukcemi z lanových sítí ztuženými zatížením stálým anebo kabely opačné křivosti, větší tuhost a životnost [25].

V rámci grantového projektu [P3] byly studovány membránové konstrukce rozdílných typů z hlediska jejich architektonického a konstrukčního řešení, postupu stavby a statického a dynamického působení. Všechny konstrukce byly sestaveny z prefabrikovaných prvků z lehkého betonu, které jsou zavěšeny na prostorovou síť kabelů (**Obr. 7.22**). Po vybetonování spar mezi prvky je konstrukce dalšími lany předepnuta, čímž získává dostatečnou prostorovou tuhost (**Obr. 7.23**).

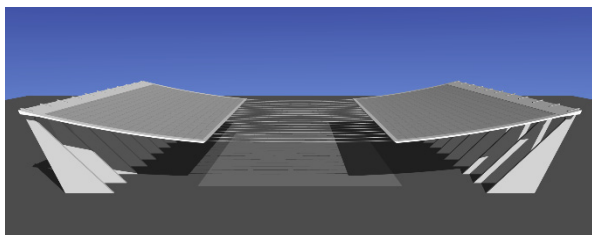


Obr. 7.22 Prefa prvky na lanové síti

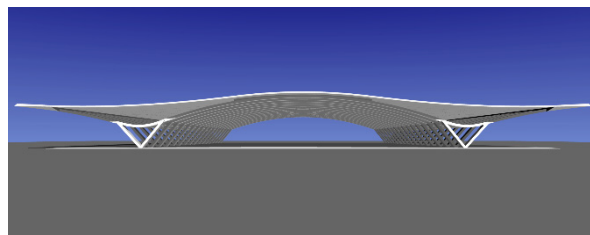


Obr. 7.23 Membrána z předpjatého betonu

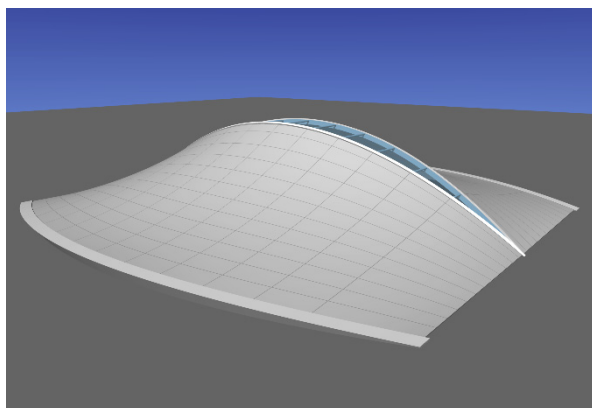
Podrobné studie byly provedeny pro membrány jednoduché křivosti situované nad celou, případně jen částí plochy (**Obr. 7.24**), a membrány podepřené oblouky (**Obr. 7.25**) nebo skořepinami. Také byly analyzovány rotačně symetrické membrány nad celou nebo částí plochy (**Obr. 10.4**), membrány tvaru hyperbolického paraboloidu (**Obr. 7.23**) a membrány volných tvarů zavěšených na oblouky (**Obr. 7.26**) nebo visuté kabely (**Obr. 7.27**).



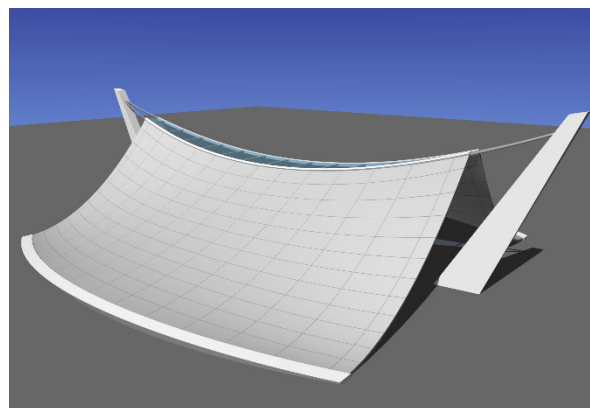
Obr. 7.24 Konstrukce jednoduché křivosti nad částí plochy



Obr. 7.25 Konstrukce jednoduché křivosti podepřená oblouky



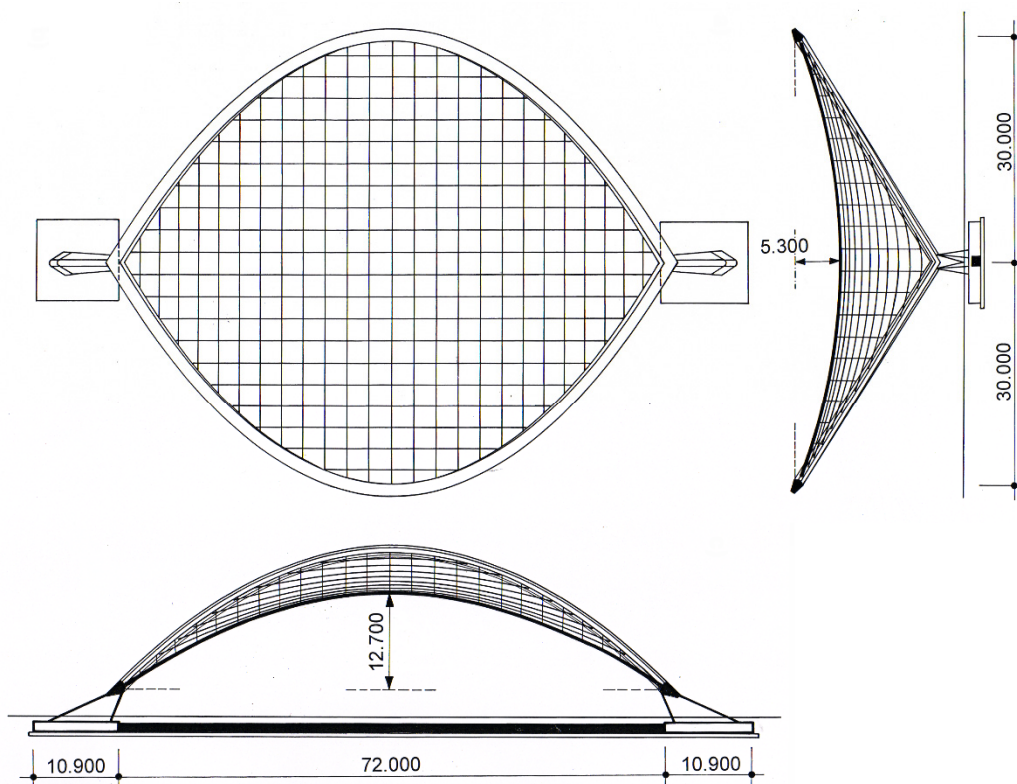
Obr. 7.26 Membrána volného tvaru
podepřená oblouky



Obr. 7.27 Membrána volného tvaru
podepřená visutými kabely

7.2.1 Studovaná konstrukce střechy

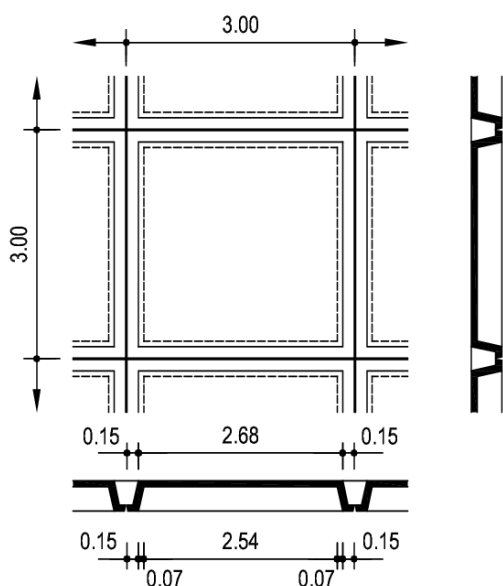
Výzkumné analytické práce byly doplněny o zkoušku modelu konstrukce s rozpětím 72 m (**Obr. 7.28**), která vychází z tvaru hyperbolické skořepiny rekonstruované berlínské kongresové haly [26]. Studovaná konstrukce však byla oproti hale v Berlíně sestavena z prefabrikovaných prvků zavěšených na prostorovou síť kabelů (**Obr. 7.23**).



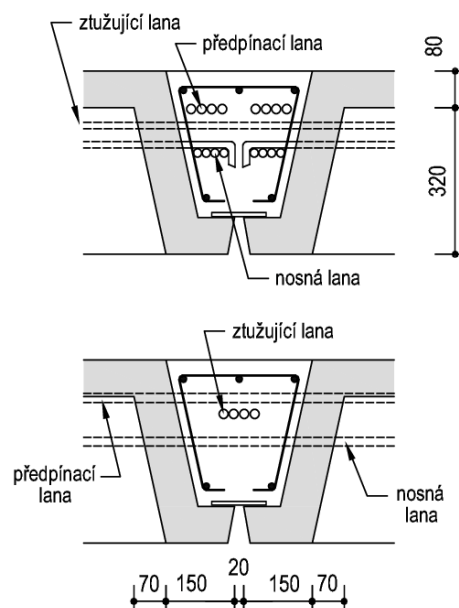
Obr. 7.28 Studovaná membránová konstrukce dvojí křivosti

Střechu tvoří membrána z předpjatého betonu, která je podepřena skloněnými oblouky. Protilehlé rovinné oblouky jsou rámově spojeny se šikmými stojkami, které jsou vetknuty do patek základů. Patky jsou vzájemně spojeny předpjatým táhlem. Tvar konstrukce vyplynul z podrobné statické analýzy. Oblouky, které jsou situovány v nakloněných rovinách, mají

přibližně tvar paraboly druhého stupně. Membrána je sestavena z prefabrikovaných čtvercových prvků (**Obr. 7.29** a **Obr. 7.30**), které jsou neseny lany příčně pnutými mezi oblouky.



Obr. 7.29 Prefabrikovaný prvek

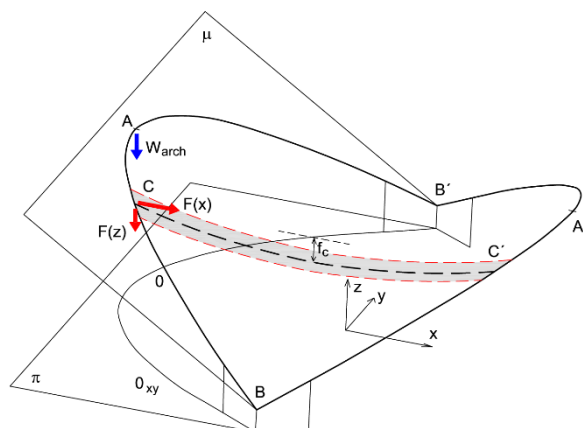


Obr. 7.30 Spáry mezi prefa prvky

Tvar nosných lan odpovídá přibližně parabole druhého stupně (**Obr. 7.31**). Poměr f / L^2 všech lan je konstantní, to znamená, že každé lano je vlastně výsekem z nejdelšího situovaného lana mezi vrcholy oblouků. Potom horizontální složka H tahové síly S je ve všech lanech stejná. Sklon oblouků a průvès lan byly určeny tak, aby výslednice vnitřních sil (od tahové síly lana a tíhy oblouku) působila v rovině oblouků.



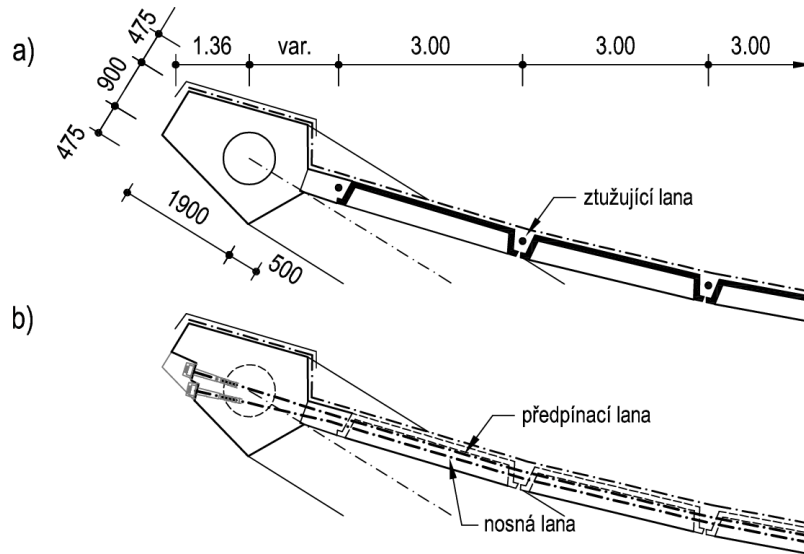
Obr. 7.31 Model střešní konstrukce



Obr. 7.32 Geometrie membrány

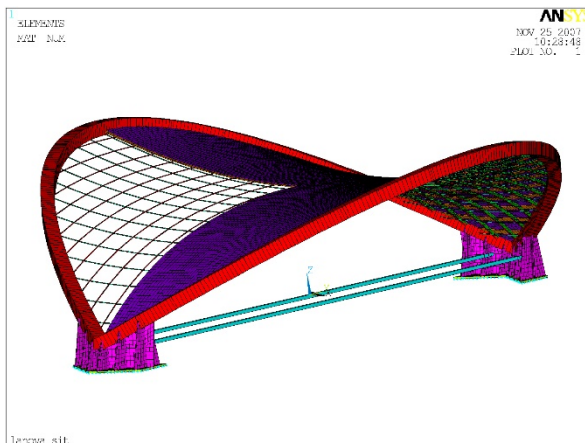
Prefabrikované čtvercové prvky z lehkého betonu LC30/33 o rozměrech $2,980 \times 2,980$ m jsou tvořeny 80 mm tlustou deskou na okrajích ztuženou žebry. S ohledem na půdorysný tvar konstrukce jsou u oblouků prefabrikované prvky doplněny monolitickými klíny betonovanými spolu se sparami mezi prvky (**Obr. 7.33**). Tuhost konstrukce je dána předpětím vyvozeným lany situovanými jak v příčných, tak i v podélných sparách. Zatímco nosné kabely jsou tvořeny

lany průměru 15,5 mm, předpínací a ztužující kabely jsou tvořeny monostrandy stejného průměru 15,5 mm (**Obr. 7.30**). Skloněné oblouky z vysokopevnostního betonu C70/80 mají pětiúhelníkový průřez.

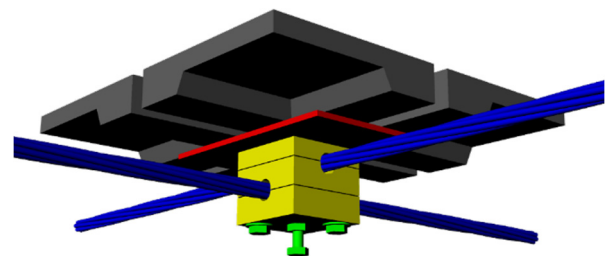


Obr. 7.33 Spojce mezi prefa prvky: a) v podélném, b) v příčném směru

Statický výpočet provedený programovým systémem ANSYS zohlednil nelineární působení konstrukce a postup stavby, při kterém se konstrukce tvořená prostorovou sítí lan změnila v předpjatou membránu. Vlastní tíhu lan, tíhu betonových prvků a spar přenáší nosná lana zakotvená ve skloněných obloucích. Všechna ostatní zatížení, tj. účinky předpětí, tíhu izolace, sněh, vítr, možné nahodilé zatížení a objemové změny betonu, přenáší předpjatá membránová konstrukce, která je namáhána nejen tahem, ale i ohybem. Ohybové namáhání je výrazné zejména v místě vetknutí membrány do oblouků.



Obr. 7.34 Výpočtový model



Obr. 7.35 Spojení kabelů a podepření prefabrikovaných prvků

Konstrukce byla posouzena pro všechna zatížení daná Českými normami. Sněh byl situován na celé střeše, na podélné a příčné polovině a uprostřed střechy. Hladina předpětí garantovala, že pro všechna tato zatížení nevznikl ve sparách tah.

7.2.2 Model střešní konstrukce

Statické předpoklady a funkce studované konstrukce byly ověřeny na statickém modelu postaveném v měřítku 1:10 (**Obr. 7.31**). Také tento model byl analyzován programovým systémem ANSYS (**Obr. 7.34**). S ohledem na rozměry konstrukčních prvků jsou skloněné oblouky tvořeny ocelovými trubkami průměru 152 mm vyplněnými vysokopevnostním betonem C70/85. Trubky umožnily přesně situovat kabelové kanálky, které byly tvořeny silnostěnnými trubkami podporujícími nastavitelné kotvy lan. Betonové podpěry byly nahrazeny ocelovými svařenci s patkou přenášejícími zatížení do betonových bloků. Svařence jsou vzájemně spojeny dvěma ocelovými táhly „U“ průřezu nahrazujícími předpjatá táhla.

Vlastní betonová membrána byla sestavena z čtvercových prefabrikovaných prvků rozměru 290 x 290 mm, tloušťky 10 mm, po obvodu ztužených žebrem tloušťky 20 mm. Prvky byly vyrobeny z lehkého konstrukčního betonu LC 30/33. S ohledem na tvar střechy byla část membrány u oblouků vyskládána z trojúhelníkových a pětiúhelníkových segmentů řezaných z panelů tloušťky 20 mm. Jak nosné, tak i předpínací kabely byly tvořeny monostrandy průměru 9,3 mm, které byly situovány vně membrány. Křížení lan a osazení prefabrikátů zajišťovaly speciálně navržené ocelové spojky (**Obr. 7.35**). Předpětí membrány bylo realizováno dopnutím nosných lan a předepnutím ztužujících (předpínacích) lan.

Pro zajištění modelové podobnosti byly oblouky a lanová síť zatíženy balastem z prefabrikovaných prvků. Prvky nahrazující tíhu oblouku byly zavěšeny přímo na oblouky, bloky nahrazující tíhu prefabrikovaných prvků membrány byly přímo zavěšeny v uzlech lanové sítě na ocelové spojky. Zatížení sněhem bylo nahrazeno pytli s pískem.

Realizace modelu začala vybetonováním masivních základových bloků, na které byly osazeny skloněné ocelové oblouky. Ty byly následně podepřeny montážními podporami a vyplněny betonem. Poté byla natažena a napnuta nosná lana. Potom byla smontována a napnuta ztužující lana. Lana byla vzájemně spojena ocelovými spojkami. Poté byl postupně zavěšen balast modelující tíhu střechy (**Obr. 7.36**). Následně byla upravena síla v nosných lanech a montážní podpěry oblouku byly uvolněny.



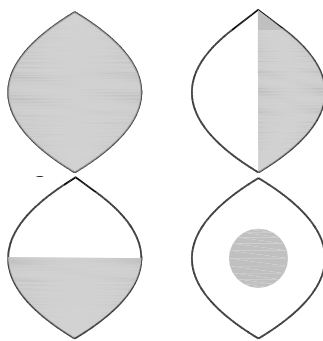
Obr. 7.36 *Výstavba modelu*



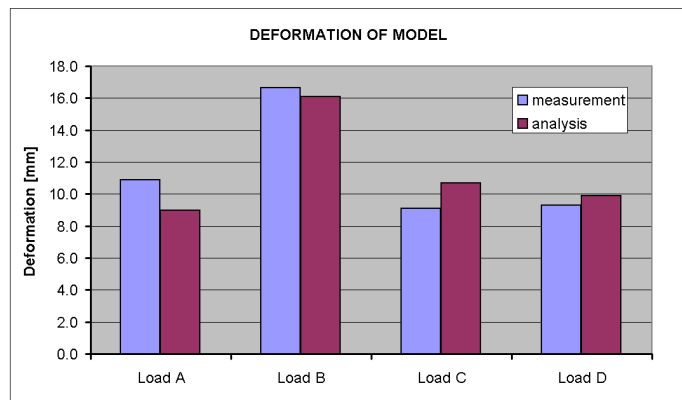
Obr. 7.37 *Ukládání prefa prvků*

Prefabrikované prvky byly postupně montovány ve směru od patek oblouku do jejich vrcholu (**Obr. 7.37**). Potom byly osazeny krajní segmenty. Protože zborcená plocha byla vytvořena z rovinných čtvercových prvků, které byly podepřeny ocelovými plechy v uzlech

lanové sítě, byly prvky ukládány na cementovou pastu. Její rozdílná tloušťka garantovala rovnoměrné podepření všech prefabrikovaných prvků. Zborcení plochy střechy bylo dosaženo ve sparách, které byly následně vybetonovány a předepnuty (**Obr. 7.31**). Model byl zkoušen pro čtyři polohy nahodilého zatížení (**Obr. 7.38**), které bylo situováno na celé ploše (A), na podélné polovině (B), na příčné polovině (C) a ve středu membrány (D). Nahodilé zatížení sněhem bylo nahrazeno zatížením pytli s pískem umístěnými na povrch membrány. Naměřené deformace a poměrná protažení byla v dobré shodě s výsledky získanými statickou analýzou (**Obr. 7.39**). Na závěr byl model zatížen mezním zatížením situovaným na podélné polovině membrány (**Obr. 7.40**). Konstrukce prokázala, že má dostatečný stupeň bezpečnosti. První diagonální trhliny vznikly v membráně u podpěr v místě (**Obr. 7.41**), kde výpočtové modely ukázaly maximální hlavní napětí.



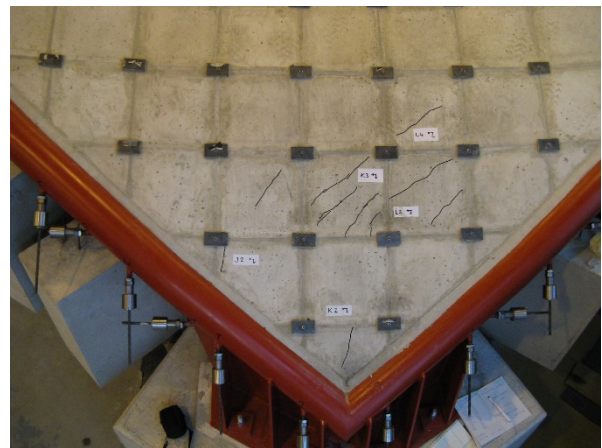
Obr. 7.38 Nahodilé zatížení ve čtyřech základních polohách



Obr. 7.39 Porovnání deformací ve středu zatěžovací plochy



Obr. 7.40 Mezní zatížení



Obr. 7.41 Vznik prvních trhlin

7.2.3 Dílčí závěr

Dosud provedené výzkumné práce prokázaly, že membrány z předpjatého betonu umožňují návrh ekonomických a architektonicky zajímavých konstrukcí. Střechy mohou být sestaveny z jednoduchých prefabrikovaných prvků, které mohou být zavěšeny na lanovou síť. Předpětí provedené po vybetonování spar zajišťuje tuhost a trvanlivost konstrukcí.

7.3 Model lávky tvaru plochého oblouku podepřeného vnějším kabelem

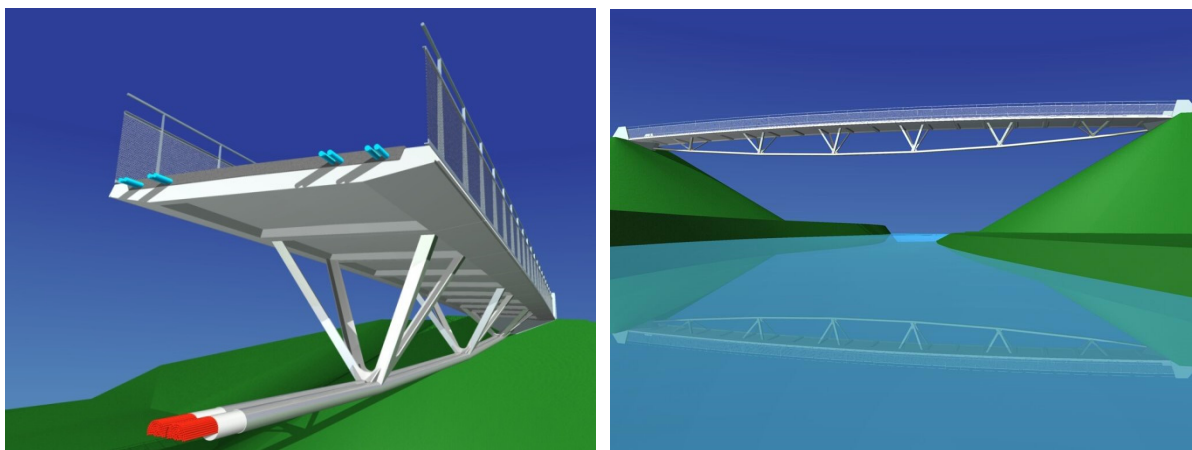
Vhodnost aplikace vysokohodnotného betonu u konstrukcí mostů, lávek pro pěší i konstrukcí střech halových objektů, tvořených plochým betonovým obloukem podepřeným a předepnutým vnějšími kabely vedenými mimo průřez obloukové desky, byla rovněž předmětem zkoumání. V průběhu řešení grantového projektu [P4] byl vyvinut konkrétní nový originální typ konstrukčního uspořádání, tvořený obloukem z vysokopevnostního betonu (mostovka lávky, resp. střecha budovy), který je podepřen vnějším přepínacím kabelem prostřednictvím ocelových vzpěr. Další předpínací kabely sledující geometrii oblouku slouží pak k vnesení tlakové rezervy do konstrukce [27].

Dále popsaná konstrukce lávky je charakterizována netypickým konstrukčním uspořádáním, spojujícím v jedné konstrukci předpjatý pás a předpětí vnějšími kabely s velmi netradičním postupem výstavby, kdy je oblouková mostovka sestavena z prefabrikovaných segmentů na lanech předem napjatých mezi opěrami a do finální polohy vyzdvižena předepnutím vnějšího předpínacího kabelu, provlečeného sedly ocelových vzpěr. Hlavním úkolem experimentu bylo ověření geometrických proporcí konstrukce ve vztahu k tuhosti celé konstrukce a průkaz statické a dynamické odezvy na zatížení a dále také získání úplné představy o působení navržené konstrukce ve všech fázích výstavby a provozu.

Vývoj nového konstrukčního typu byl proveden souběžně s návrhem přemostění Johnson Creek in Milwaukee v Oregonu, USA. Statická funkce byla ověřena na modelu v měřítku 1:8.

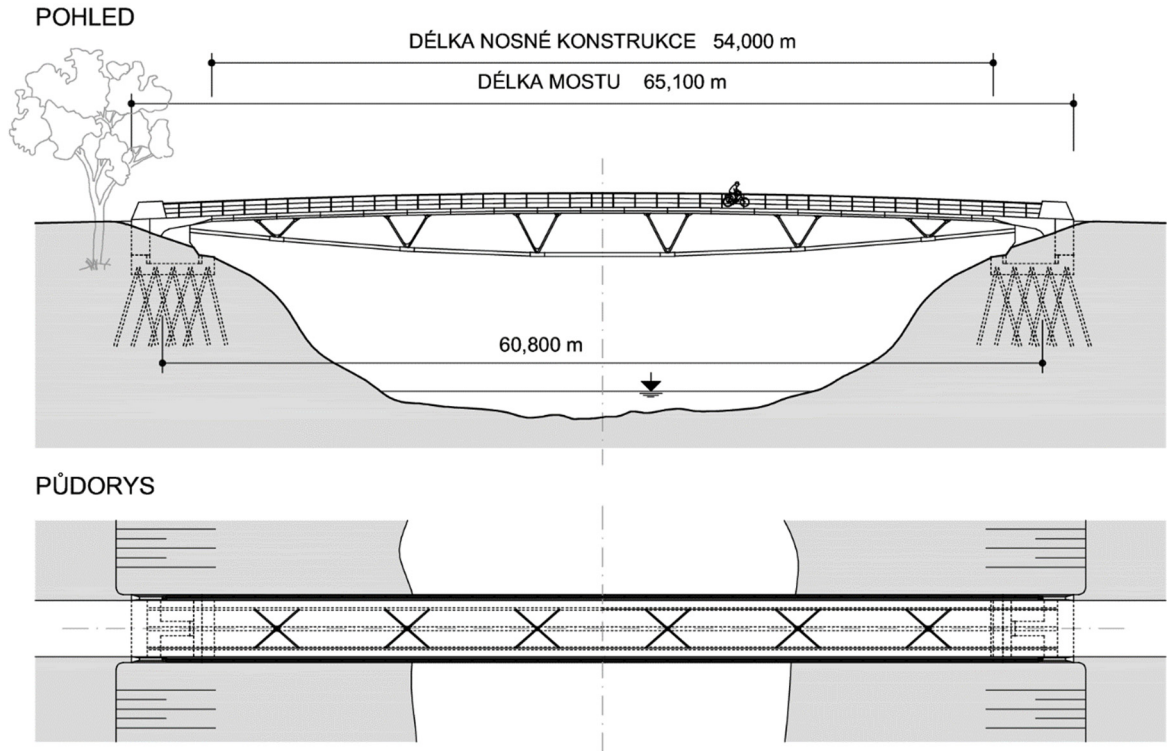
7.3.1 Bridge across the Johnson Creek, konstrukční uspořádání

V případě konstrukce lávky pro pěší v Milwaukee ve státě Oregon se jedná o částečný samokotvený systém o rozpětí 60,8 m (**Obr. 7.43**). Mostovka lávky má proměnný podélný sklon o maximální hodnotě 5 % u opěr a je tvořena prefabrikovanými segmenty s monolitickou spřaženou deskou. Každý třetí segment je napojen na trojúhelníkové ocelové vzpěry umožňující přenos radiálních sil z externího kabelu do mostovky (**Obr. 7.42**). Segmenty mostovky jsou uloženy na opěry, ve kterých je kotveno vnější předpětí a které jsou založeny na skloněných ocelových pilotách navržených pouze pro přenos zatížení v průběhu výstavby lávky (po dokončení stavby budou horizontální složky reakcí vyrovnány).

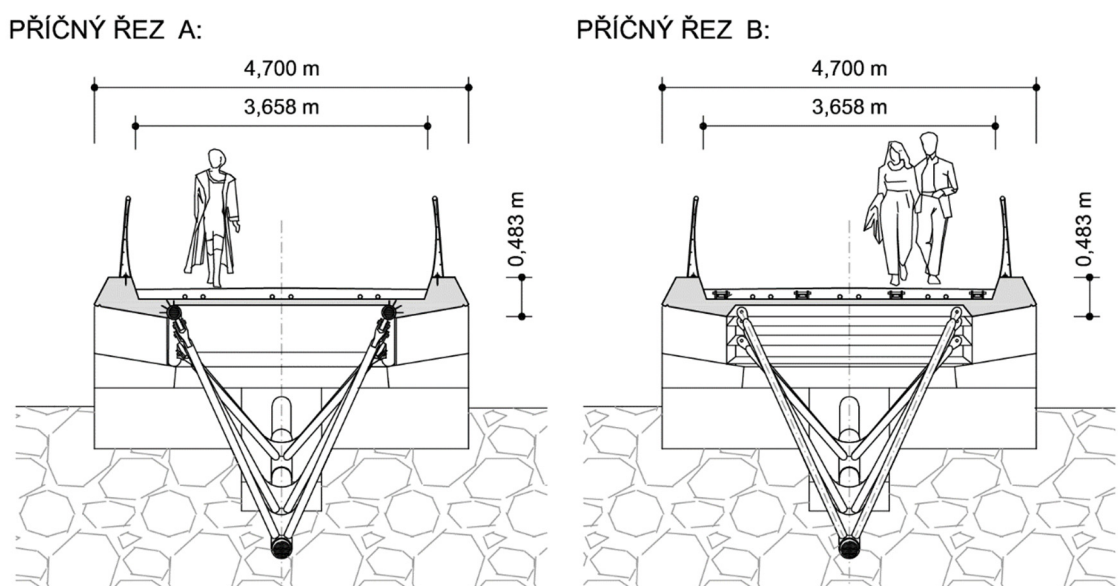


Obr. 7.42 Vizualizace statického působení lávky přes Johnson Creek

Mostovku tvoří prefabrikované segmenty délky 3,048 m spřažené s monolitickou deskou. V uspořádání příčného řezu se u tohoto typu konstrukce nabízí dvě možnosti (**Obr. 7.44**). V první variantě je montážní předpětí umístěno do ocelových chrániček na spodním líci segmentů, ve druhé jsou montážní kabely vedeny v prostoru spřažené desky (**Obr. 7.42**). V obou popsaných variantách je v prostoru monolitické desky umístěno navíc předpětí umožňující finální dopnutí mostovky na závěr výstavby konstrukce.



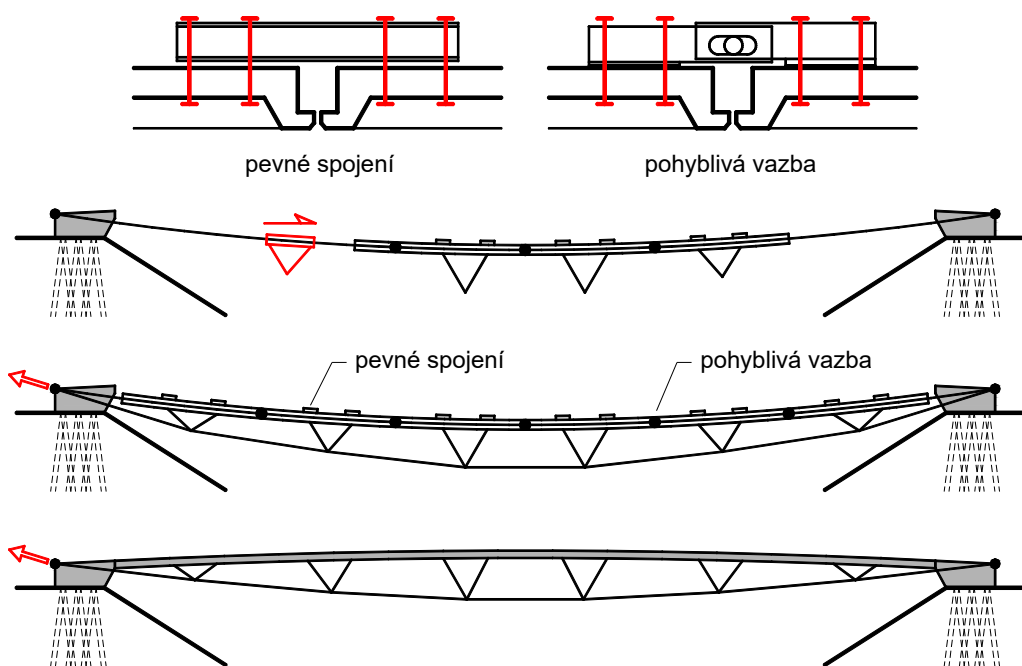
Obr. 7.43 Přehledné schéma lávky Johnson Creek



Obr. 7.44 Variantní příčné řezy lávkou Johnson Creek

7.3.2 Postup výstavby

Velmi netradičně je řešen postup výstavby bez omezení prostoru pod mostem, přičemž výstavba vychází z montáže předpjatých pásů (**Obr. 7.45**). Po provedení základových konstrukcí bude přes přírodní překážku napnuta soustava montážních předpínacích lan sloužící pro dopravu jednotlivých prefabrikovaných segmentů. Segmenty jsou montovány symetricky od středu lávky na obě strany pomocí spojů dvou základních typů. Prvním typem je pevné spojení sousedních segmentů, které bude použito pro spojení segmentů do dílčích celků nad trojúhelníkovými vzpěrami. Druhý typ spoje představuje vazba umožňující pootočení sousedních segmentů a jejich vzájemný posuv. Vybrané segmenty jsou montovány již s osazenými ocelovými trojúhelníkovými vzpěrami pro vedení vnějšího předpětí.



Obr. 7.45 Postup výstavby lávky Johnson Creek

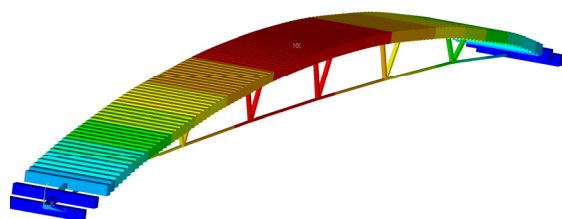
V následné etapě výstavby jsou skrze deviátory na koncích vzpěr protažena vnější předpínací lana. Předpínáním vnějších lan zároveň dochází ke změně geometrie a postupnému vzpínání konstrukce do finální polohy. Deska mostovky se dostává do tvaru o opačné křivosti. Názornou představu o pohybu konstrukce vzhůru lze získat ze zmenšeného modelu postaveného pro tyto účely (**Obr. 2.2** a **Obr. 10.1**). Následuje betonáž spár mezi segmenty a betonáž monolitické desky mostovky. Po dosažení pevnosti monolitického betonu jsou dopnuta finální předpínací lana v prostoru spřažené desky na požadovanou hodnotu, čímž se vnese do prefabrikátů a monolitické desky tlaková rezerva. Předpětí lávky je, jak již bylo zmíněno, navrženo tak, aby konstrukce na účinky stálých složek tvořila tzv. samokotvený systém, tudíž aby pro zatížení stálé nevyvolávala na základy žádné horizontální síly.

7.3.3 Statická a dynamická analýza konstrukce

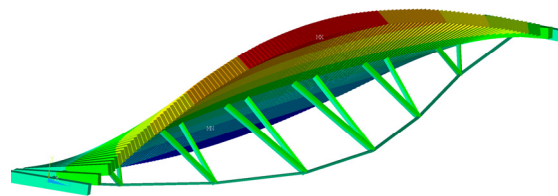
Návrh konstrukce lávky vyšel z podrobné statické a dynamické analýzy provedené v programovém systému ANSYS, přičemž bylo ve všech ohledech prokázáno uspokojivé statické i dynamické chování. Ve statické analýze byly uvaženy kombinace stálých i nahodilých

složek zatížení (zatížení lidmi 4 kN/m^2 , teplotou $\pm 20^\circ\text{C}$ atd.). Byly získány předpínací síly nutné pro vnesení konstrukce v odpovídající geometrii. Konstrukce byla ověřena v mezních stavech použitelnosti i únosnosti. Analýza potvrdila, že je konstrukce lávky proveditelná a že deska mostovky je během celé životnosti plně předpjata.

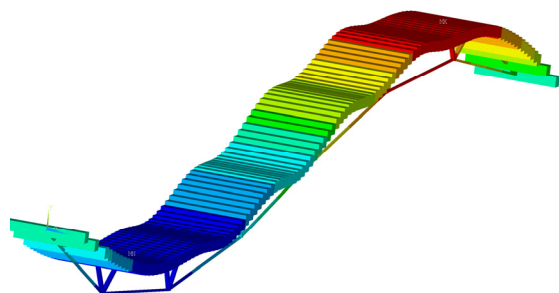
Modální analýza vlastních tvarů a frekvencí za použití metody Block-Lanczos byla provedena pro ověření citlivosti konstrukce na dynamická zatížení (**Obr. 7.46**). Získaná data byla dále použita pro harmonickou analýzu, která řeší rychlost pohybu a zrychlení konstrukce způsobené vynucenými vibracemi vyvolanými pohybem osob.



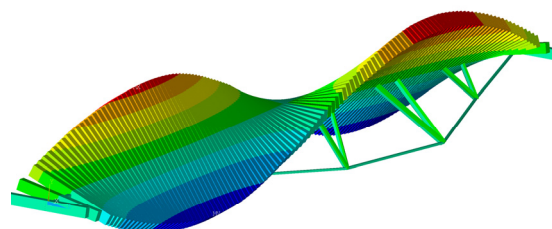
První svislý ohybový vlastní tvar, $f_1 = 0,838 \text{ Hz}$



První horizontální tvar, $f_2 = 1,674 \text{ Hz}$



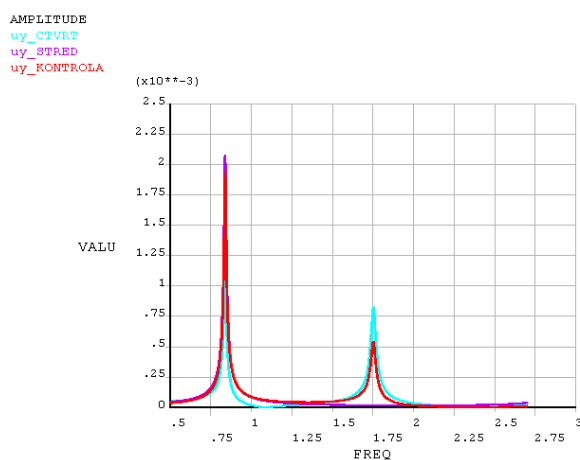
Druhý svislý ohybový tvar, $f_3 = 1,774 \text{ Hz}$



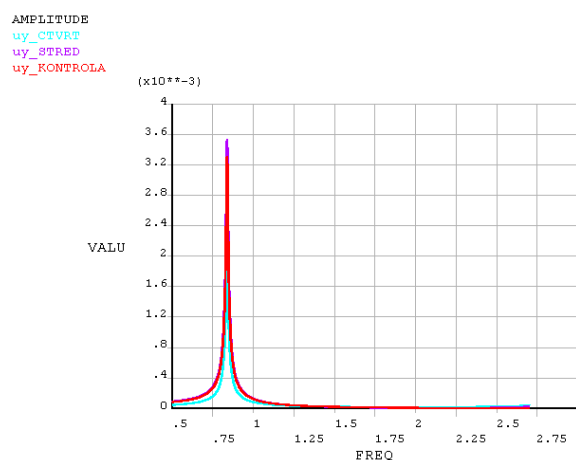
První torzní tvar, $f_4 = 2,444 \text{ Hz}$

Obr. 7.46 Lávka Johnson Creek – vlastní tvary a frekvence

Nízké vlastní frekvence určené modální analýzou nedosahují běžně v normách požadovaných hodnot základních frekvencí ($f_0 \geq 3 \text{ Hz}$), pro které není nutno provádět dynamický výpočet. Rozdíl mezi první ohybovou frekvencí lávky $f_1 = 0,838 \text{ Hz}$ a frekvencí lidské chůze (2 Hz), případně běhu (3 Hz) je však dostatečný.



Obr. 7.47 Harmonická odezva – pulzující síla uprostřed rozpětí lávky

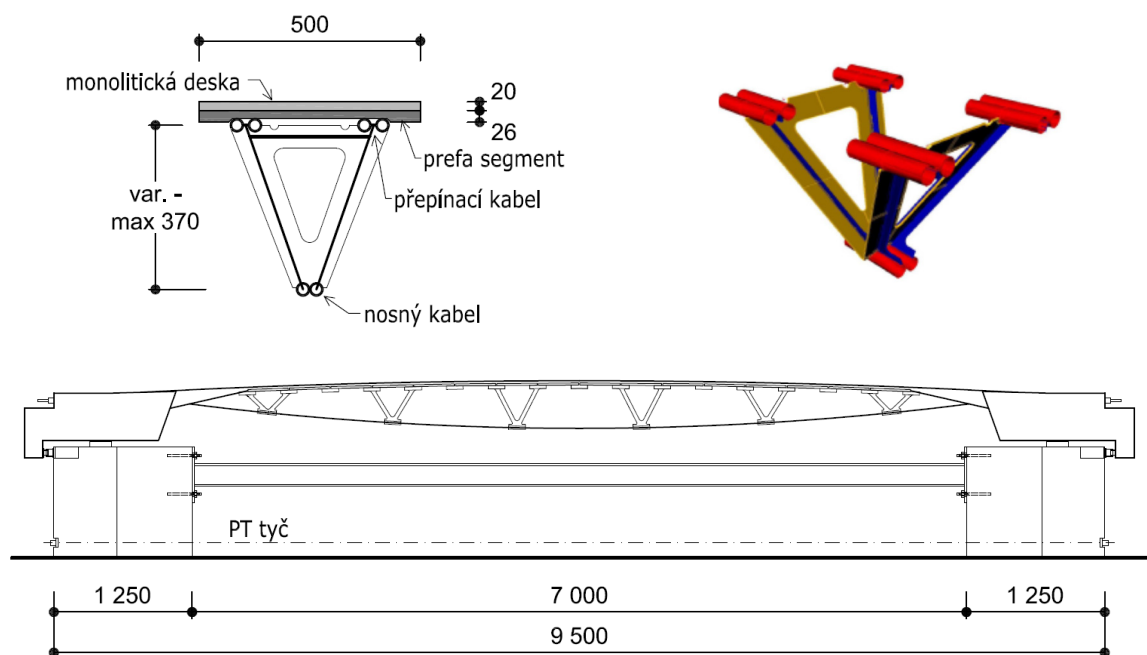


Obr. 7.48 Harmonická odezva – pulzující síla v jedné čtvrtině rozpětí lávky

Největší posunutí mostovky při harmonické odezvě pro periodické zatížení uprostřed rozpětí lávky bylo dosaženo při rezonanci, kdy je frekvence pulzující síly rovna vlastní ohybové frekvenci konstrukce. Popsaná závislost mezi svislým přetvořením konstrukce a frekvencí periodického zatížení je zobrazena na **Obr. 7.47** pro polovinu rozpětí a na **Obr. 7.48** pro čtvrtinu rozpětí mostovky. Maximální zrychlení $a_{\max} = 0,098 \text{ m/s}^2$ je menší než limitní zrychlení $a_{\text{lim}} = 0,458 \text{ m/s}^2$. Ačkoli je konstrukce extrémně štíhlá, nebudou mít osoby stojící či kráčející po mostě nepříjemné pocity.

7.3.4 Fyzikální model lávky tvaru plochého oblouku

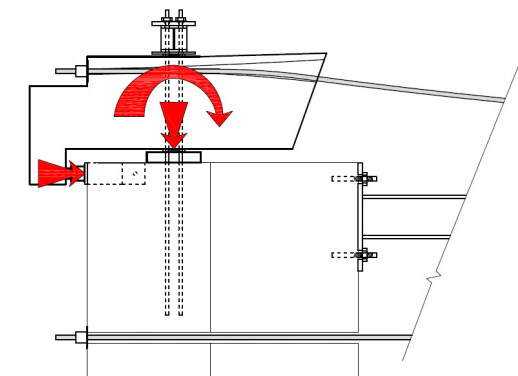
Chování konstrukce bylo ověřeno na statickém modelu postaveném v měřítku 1:8 za splnění předpokladů přímé modelové podobnosti [28]. Nosnou konstrukcí modelu tvoří mostovka ze segmentů, která je podporována a předepnuta vnějšími kabely. Jak mostovka, tak i kabely jsou zakotveny v koncových kotevních blocích, které byly podepřeny betonovými podstavci. Pro účely výstavby modelu byly podstavce vzájemně spojeny ocelovými profily a předpínacími tyčemi. Předpjatý pás byl sestaven z prefabrikovaných segmentů tloušťky 26 mm z betonu C70/85 a spřažené monolitické desky tloušťky 20 mm také z betonu C70/85. Ve vetknutí mostovky do kotevního bloku byl proveden monolitický náběh. Externí vedení vnějších kabelů tvořených dvěma monostrandy průměru 15,5 mm po délce mostu bylo zajištěno ocelovými vzpěrami tvaru písmene V (**Obr. 7.49**).



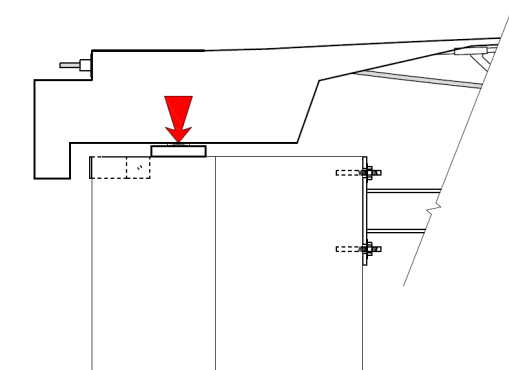
Obr. 7.49 Příčný a podélný řez modelem lávky přes Johnson Creek

Model byl stavěn podobně jako navrhovaná konstrukce. Avšak vzhledem ke skutečnosti, že základy lávky jsou během fáze výstavby namáhány svislými i vodorovnými silami, a že založení modelu v laboratoři není možné, byla pro tyto účely vyvinuta alternativní konstrukce spodní stavby zajišťující výstavbu i stabilitu modelu. Spodní stavba se skládá ze dvou betonových podstavců, na které jsou uloženy opěry lávky. Ve fázi montáže segmentů a pro následné vyzdvižení do finální geometrie včetně betonáže monolitické části mostovky

byly opěry ze stabilitních důvodů a zejména pro přenesení vodorovných sil připnuty pomocí ocelového rámu a předpínacích tyčí do podstavce. Vodorovná deformace byla zajištěna pískovými hrnci vloženými mezi opěru a podstavec (**Obr. 7.50**).



Obr. 7.50 Silové působení na spodní stavbu v průběhu výstavby



Obr. 7.51 Výsledné svislé namáhání pro samokotvený systém

Montáž byla zahájena napnutím nosných kabelů mezi opěrami s následným ukládáním prefabrikovaných segmentů symetricky od středu rozpětí. Segmenty byly vzájemně propojovány prvky zajišťujícími buď kloubové nebo pevné spojení. Na konstrukci byla postupně zavěšováno balastní zatížení dle pravidel podobnosti. Po provlečení externích lan přes sedla ocelových vzpěr bylo zahájeno zdvíhání do finální geometrie (**Obr. 7.52**).

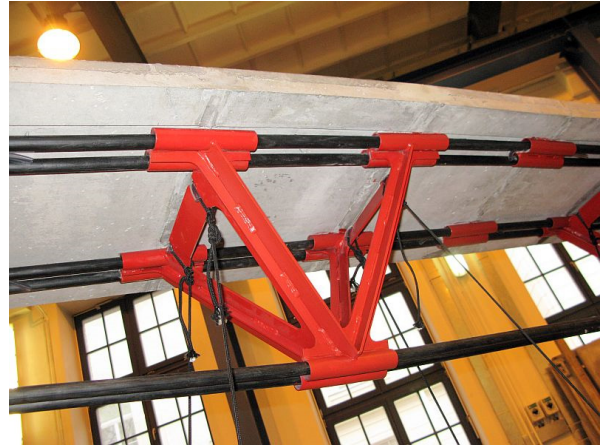


Obr. 7.52 Montáž na nosných lanech a vyzdvižení lávky do požadované geometrie

Závěrečnou etapou výstavby byla betonáž sprážené desky a koncových náběhů. Bednění pro náběhy bylo z důvodů zajištění spojitosti deformace zavěšeno na segmenty (**Obr. 7.53**). Když beton dosáhl dostatečné pevnosti, vetknutí kotevních bloků k podstavcům bylo uvolněno a předpínací kabely pod mostovkou byly napnuty (**Obr. 7.54**).



Obr. 7.53 *Koncový náběh mostovky*



Obr. 7.54 *Detail uspořádání předpětí*

Vznik samokotvené konstrukce eliminující vodorovné síly v uložení mostu umožnilo zkrácení mostovky vlivem předpětí předpínacích lan pod mostovkou. Abychom toho dosáhli, bylo nutné uvolnit pískové hrnce vložené mezi opěry a podstavce. Opěra se poté mohla ve směru rozpětí volně posouvat na elastomerovém ložisku, vloženém mezi opěrou a horní plochou podstavce. Nastolením projektované rovnováhy vodorovných sil je celý konstrukční systém podepřen pouze ve svislém směru. Nakonec byla odstraněna veškerá zařízení použitá k přenosu vodorovných sil (ocelové rámy, předpínací tyče apod.), čímž byla výstavba modelu dokončena (**Obr. 7.55**).



Obr. 7.55 *Dokončený model před testováním*

7.3.5 Testování modelu na provozní a mezní zatížení

Platné normy pro zatěžování konstrukcí byly použity při plánování experimentálních zkoušek. Monitoring s kontinuálním záznamem měřených veličin byl spuštěn již v průběhu výstavby modelu. Stavba, následné provozní zkoušky i zkouška mezní únosnosti byla tak velice pečlivě monitorována. Nahodilé zatížení bylo nahrazeno tíhou betonových válců ukládaných

na mostovku. Konstrukce byla zkoušena pro tři základní polohy provozního nahodilého zatížení situovaného po celé délce, uprostřed délky a na jedné polovině délky mostovky (**Obr. 7.56** až **Obr. 7.58**). Během provozních zkoušek se konstrukce lávky chovala pružně bez trvalých přetvoření. Naměřené svislé deformace, poměrná přetvoření i extrémní přírůstky napětí v betonové mostovce (**Tab. 7.1**) byly v dobré shodě s výsledky statické analýzy (**Obr. 7.60**).



Obr. 7.56 Nahodilé na polovině LC-I



Obr. 7.57 Nahodilé na středu lávky LC-II



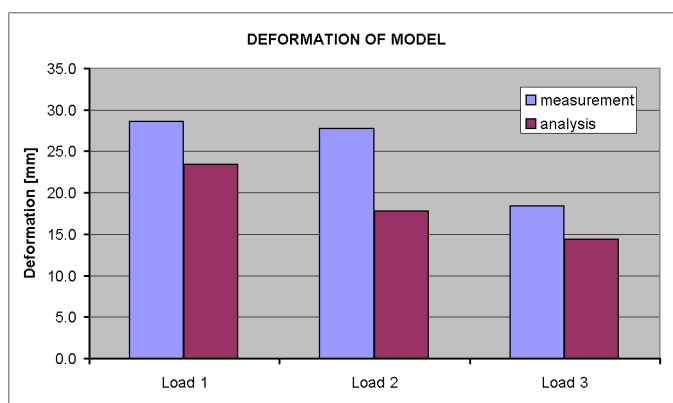
Obr. 7.58 Nahodilé po celé délce LC-III



Obr. 7.59 Mezní zatěžování

	Svislá deformace		Podélná deformace $\Sigma \Delta u_x$ [mm] roztažení	Přírůstky napětí	
	Δu_z [mm] dolů	Δu_z [mm] nahoru		$\Delta \sigma$ [Mpa] tlak	$\Delta \sigma$ [Mpa] tah
LC - I	18,50	5,50	4,40	-7,00	5,10
LC - II	23,00	0,00	1,50	-10,20	2,30
LC - III	28,50	0,00	4,30	-11,00	4,90

Tab. 7.1 Porovnání výsledků pro provozní nahodilé zatížení



Obr. 7.60 Porovnání měření a výpočetní analýzy

Zkouška mezní únosnosti byla provedena pro nejnepříznivější pozici nahodilého zatížení situovaného na jedné polovině délky (**Obr. 7.61**). Konstrukce se porušila smykem v podélné spáře mezi prefabrikovanými segmenty a monolitickou deskou při zatížení 10 kN/m^2 větším, než bylo zatížení mezní (**Obr. 7.62**).

7.3.6 Závěr a zhodnocení experimentu

Nově vyvinuté konstrukční uspořádání lávky pro pěší experimentálně testované na modelu prokázalo proveditelnost konstrukce a schopnost odolávat provozním zatížením po celou dobu životnosti. Statická a dynamická analýza konstrukčního systému provedená na výpočetních modelech pomocí konečných prvků ukázala výhody návrhu – samokotvený systém lehké transparentní konstrukce (tloušťka mostovky pouhých 250 mm na rozpětí mostu 63 m s použitím „high performance concrete“). Dynamické výpočty ověřily přijatelné účinky vibrací na chodce pohybující se po lávce. Zkouška únosnosti prokázala dostatečnou kapacitu v únosnosti mostu. Nedostatečná smyková výztuž ve spojení mezi prefabrikovanou a monolitickou vrstvou betonové desky byla hlavní příčinou porušení konstrukce. Tato „slabá stránka“ modelu vyplývá z jeho velikosti. Ve skutečné konstrukci by spřažení vrstev bylo řešeno správně a neovlivnilo by únosnost mostu.



Obr. 7.61 Zkouška mezní únosnosti



Obr. 7.62 Kolaps konstrukce

Mezi hlavní problémy, na které experiment ukázal patří, torzní stabilita mostovky během montáže a zvedání mostu do jeho konečné polohy. Na modelu řešeno pomocí provizorní stabilizace uprostřed rozpětí (**Obr. 7.52**), ve skutečnosti možné řešit montážními kotvicími kabely z břehů, zajišťující stabilitu v příčném směru.

Neméně důležitým bodem v procesu výstavby byla změna okrajových podmínek. Abychom zajistili, že spojení mezi opěrami a spodními bloky bude po určitou dobu výstavby působit jako absolutně tuhé a poté umožní plynulé uvolnění deformace pro vnesení předpětí, použili jsme „pískové hrnce“. Na skutečné konstrukci je možné pískové hrnce zaměnit za hydraulické lisy s adekvátním konstrukčním provedením spodní stavby.

Na závěr je nutné upozornit, že i malé přírůstky předpětí vnějších kabelů způsobují značné změny v geometrii mostovky. Je tudíž na místě vždy provádět geodetické ověření procesu výstavby.

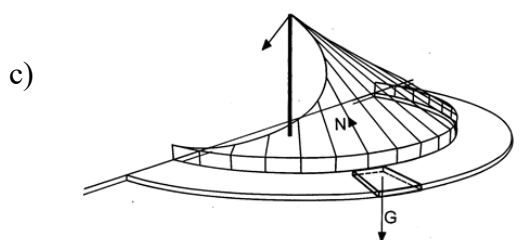
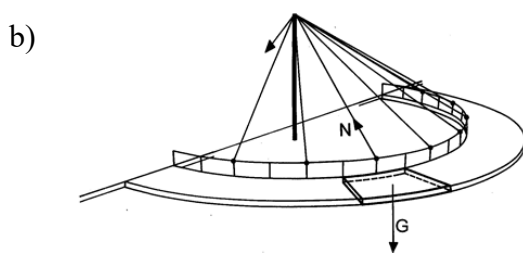
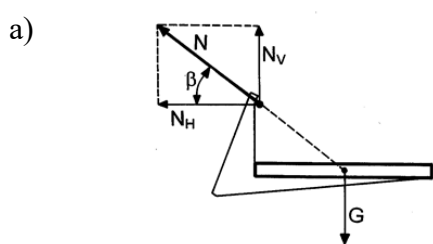
7.4 Půdorysně zakřivený plochý oblouk a předpjatý pás

V minulosti bylo postaveno několik pozoruhodných půdorysně zakřivených lávek pro pěší, které jsou na vnitřním okraji zavěšeny na visutých nebo závěsných kabelech. Půdorysně zakřivené konstrukce tvořené předpjatým pásem nebo plochým obloukem však dosud nebyly realizovány. I když je zřejmé, že tyto konstrukce jsou vhodné jen ve speciálních případech dle prostorového uspořádání terénu, je vhodné tyto konstrukce studovat a analyzovat. Jejich návrh totiž vychází z pochopení prostorového působení předpětí, jehož ověření umožní návrh řady dalších konstrukcí.

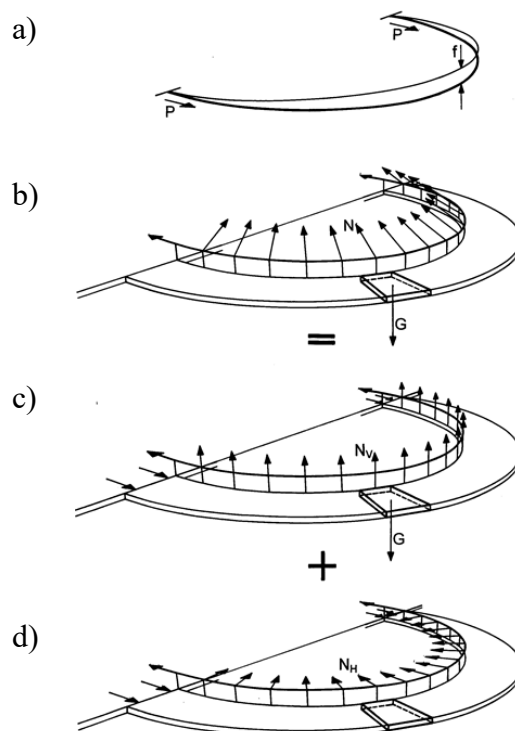
V navazujícím textu je, stejně jako u jiných konstrukcí, uvedena stručná informace o návrhu dvou půdorysně zakřivených mostů tvořených předpjatým pásem a obloukem, jejich analýze a ověření pomocí experimentu. Rozpětí studovaných konstrukcí je 45 m, poloměr půdorysného zakřivení je v ose chodníku 30,312 m. Model konstrukcí vycházející z analýzy předpjatého pásu byl postaven v měřítku 1:6 za finanční podpory projektu [P4].

7.4.1 Působení půdorysně zakřiveného předpjatého pásu

U půdorysně zakřivených a visutých konstrukcí je nutno navrhnout zavěšení, popřípadě zavěšení a vedení předpínacích kabelů tak, aby průřez nebyl od zatížení stálého kroucen. Jedna z možností je doplnit průřez zalomenými tuhými prvky a zakotvit závěsy v jejich horní části. Geometrie kabelů (**Obr. 7.63b** a **Obr. 7.63c**) se pak navrhuje tak, aby závěsy směřovaly do středu smyku průřezu (**Obr. 7.63a**).



Obr. 7.63 Zavěšená a visutá konstrukce



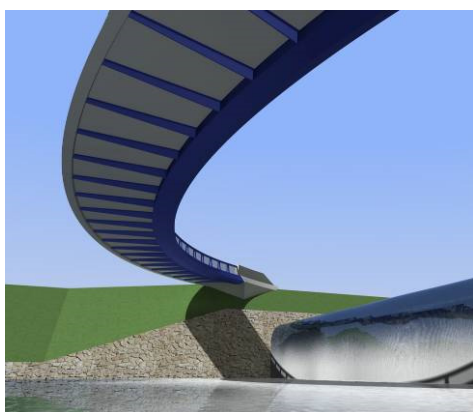
Obr. 7.64 Konstrukce z předpjatého pásu

Tento přístup byl zvolen při návrhu konstrukce z předpjatého pásu (**Obr. 7.64**). Konstrukci pásu tvoří zakřivená betonová deska doplněná o zalomené ocelové rámy podpírající desku

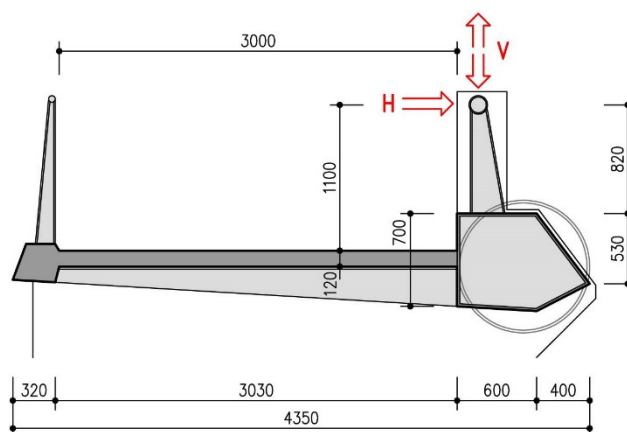
(Obr. 7.63a). Horní části rámců jsou spojeny trubkou, ve které je veden vnější předpínací kabel zatěžující konstrukci radiálními silami (Obr. 7.64b). Svislá složka radiálních sil vyrovnává zatížení stálé (Obr. 7.64c), horizontální složka vyrovnává kroučící moment a zatěžuje konstrukci vodorovnými radiálními silami (Obr. 7.64d). Protože pás je vetknut do opěr, vyvolává tato složka v předpjatém pásu centrický tlak.

Při řešení studovaných konstrukcí, jejichž řešení vyšlo z popsaného přístupu, vyšlo najevo, že lze v kombinaci s dalším předpětím vedeným v předpjatém pásu navrhnout konstrukci, která je od zatížení stálého jen tlačena a která je schopná přenést návrhové nahodilé zatížení. Vedení kabelů by však bylo velmi komplikované, a proto byla konstrukce doplněna o torzně tuhý prvek. Výsledné řešení je zřejmé z Obr. 7.65 a Obr. 7.66. Nosnou konstrukci tvoří ocelový komorový průřez, který je rámově spojen se sloupky zábradlí a příčnický podporující betonovou mostovku. V madle zábradlí jsou vedeny vnější předpínací kabely zakotvené v koncové zídce spojené s kotevními bloky. Bloky jsou založeny na mikropilotách přenášejících zatížení do podloží.

V popisovaném návrhu má komorový nosník výšky 700 mm pětiúhelníkový průřez. Pro model byl s ohledem na snadnou výrobu nahrazen kruhovým průřezem. Je zřejmé, že podobně lze navrhnout konstrukci tvořenou zakřiveným plochým obloukem. Svislá složka radiální síly kabelu však přitěžuje oblouk (Obr. 7.66).



Obr. 7.65 Předpjatý pás - vizualizace



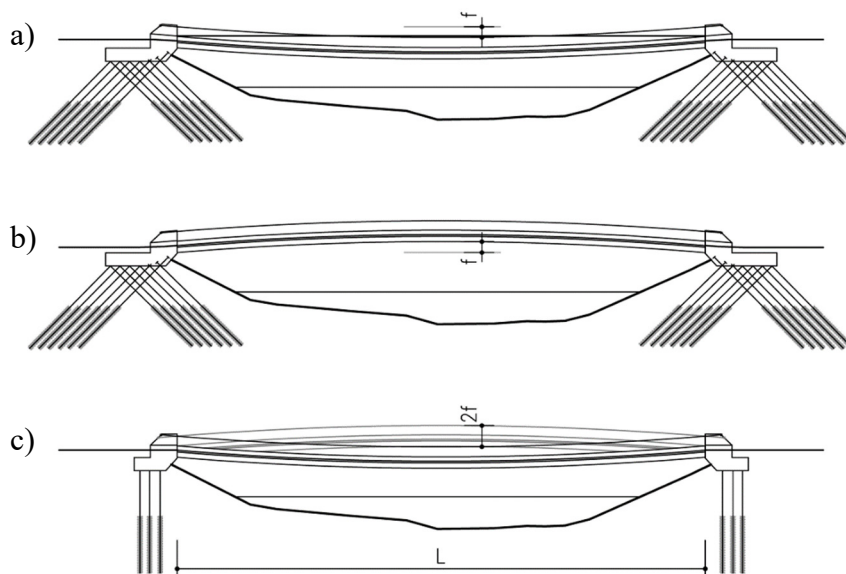
Obr. 7.66 Předpjatý pás – příčný řez

7.4.2 Předpjatý pás & plochý oblouk

Přímý předpjatý pás (Obr. 7.67a) je obvykle navržen v maximálním podélném sklonu 8 %. Konstrukce je namáhána velkou tahovou silou, kterou je nutno přenést do podloží. Tahová síla způsobuje, že ohybová namáhání pásu jsou velmi malá. Vodorovnou deformací podpěr se sice zhorší provozní a estetické kvality díla, vodorovná síla se však zmenší. Navrhne-li podobným způsobem přímý plochý oblouk (Obr. 7.67b), je namáhání konstrukce zdánlivě podobné. Konstrukce je namáhána velkou tlakovou silou, kterou je nutno přenést do podpěr. Tlaková síla však způsobuje, že ohybové namáhání oblouku se podstatně zvětšuje. Proto je nutné oblouk ohybově ztužit. Spojíme-li přímý předpjatý pás s přímým obloukem, získáme úspornou konstrukci namáhající základy jen svislými silami. Ale i v tomto případě musíme oblouk ohybově ztužit, popřípadě spojit oblouk s pásem svislými nebo diagonálními vzpěrami.

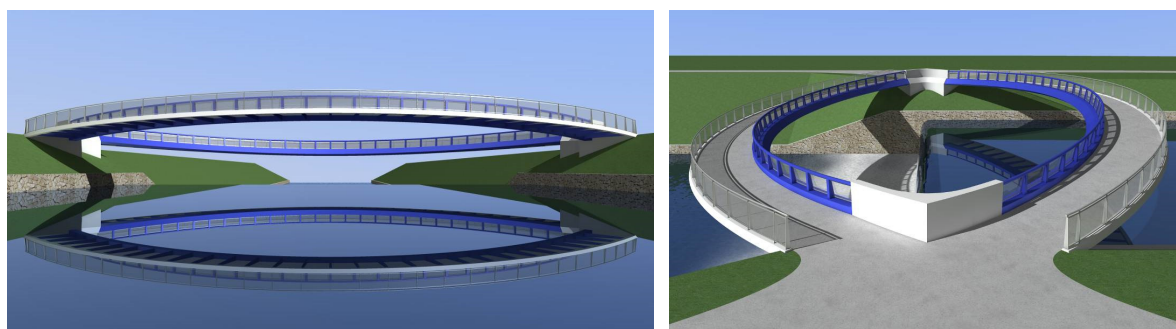
Poněkud jiná je situace u půdorysně zakřivené konstrukce. Protože jak předpjatý pás, tak i plochý oblouk je nutno torzně ztužit, lze tuto tuhost rovněž využít pro přenesení ohybu. Takto

lze navrhnout samostatně půdorysně zakřivené konstrukce z předpjatého pásu nebo plochého oblouku, popřípadě tyto konstrukce vzájemně spojit ve společných základech (**Obr. 7.68**).



Obr. 7.67 Studované konstrukce: a) předpjatý pás, b) plochý oblouk, c) předpjatý pás & plochý oblouk

Jak předpjatý pás, tak i plochý oblouk jsou studijně navrženy v půdorysném oblouku, který v ose chodníku šířky 3,00 m má poloměr 30,312 m. Rozpětí obou spojených konstrukcí je 45 m. Navrhovaná konstrukce byla podrobně analyzována v programovém systému ANSYS. Byl proveden geometricky nelineární výpočet, výpočet vlastních tvarů a dle dříve popsaných postupů ověření konstrukce na dynamické zatížení. První vlastní frekvence předpjatého pásu má velikost $f_1 = 1,386$ Hz, u plochého oblouku je $f_1 = 1,437$ Hz. Protože u předpjatého pásu je maximální vypočítané zrychlení $a_{\max} = 0,578$ m/s² blízko limitnímu zrychlení $a_{\lim} = 0,589$ m/s², předpokládá se použití tlumičů vibrací.

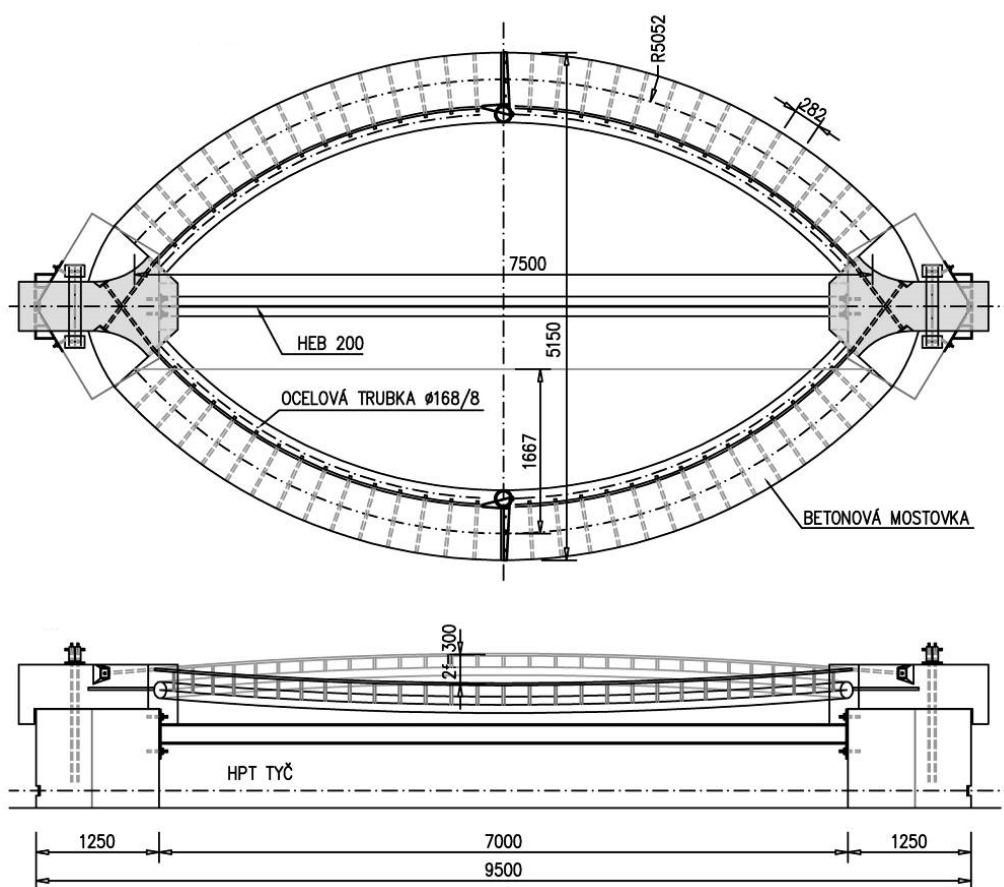
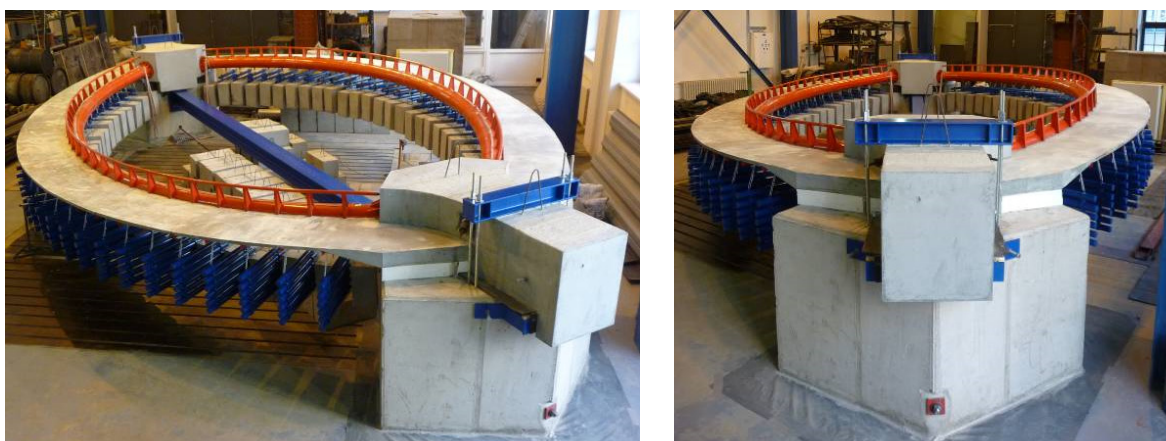


Obr. 7.68 Předpjatý pás & plochý oblouk – vizualizace studované konstrukce

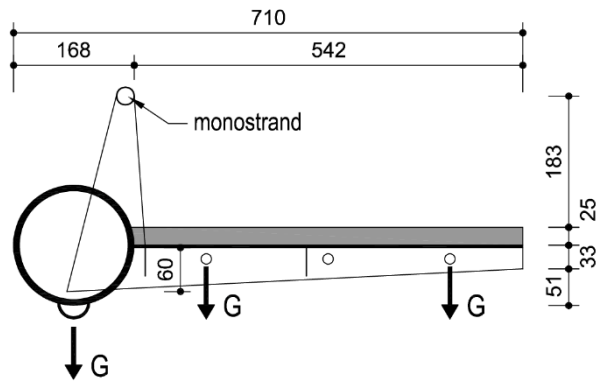
7.4.3 Model konstrukce

Studovaná konstrukce byla ověřena nejen analyticky, ale také na fyzikálním modelu konstrukce postavené v měřítku 1:6 (**Obr. 7.69**). Model o rozpětí 7,5 m tvoří předpjatý pás a plochý oblouk vetknutý do společných kotevních bloků [29]. Kotevní bloky jsou uloženy na betonových podstavcích uložených na podlaze zkušebny. Podstavce jsou vzájemně

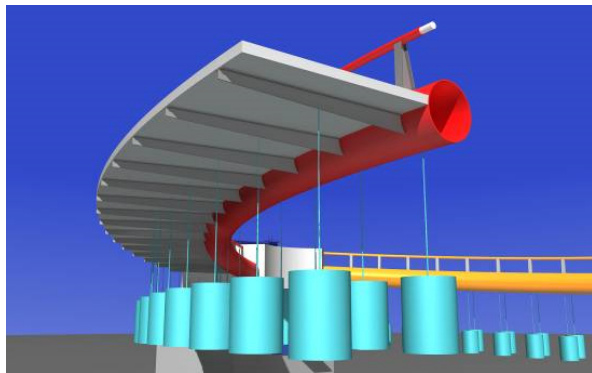
ze stabilitních důvodů spojeny ocelovými profily a předpínací tyčí. Předpjatý pás i plochý oblouk jsou ztuženy ocelovou trubkou, do které jsou vevařeny ocelové profily tvaru písmene „L“. Vodorovná část profilů podporuje betonovou mostovku, svislá část modelující sloupky zábradlí je spojena trubkou, ve které je vedeno předpínací lano typu monostrand (**Obr. 7.70**). Monostrandy jsou kotveny ve společných kotevních blocích. Dle pravidel modelové podobnosti je model zatížen balastní zátěží, kterou tvoří betonové bloky a ocelové válce. Balastní zátěž je zavěšena na ocelovou trubku i „L“ profily (**Obr. 7.71 a Obr. 7.72**). Hmotnost balastu byla určena tak, aby napětí na modelu a skutečné konstrukci měla stejnou velikost. Působení nahodilého zatížení bylo vystiženo zatížením konstrukce další zátěží umístěnou na mostovce. Podobně bylo realizováno i mezní zatížení.



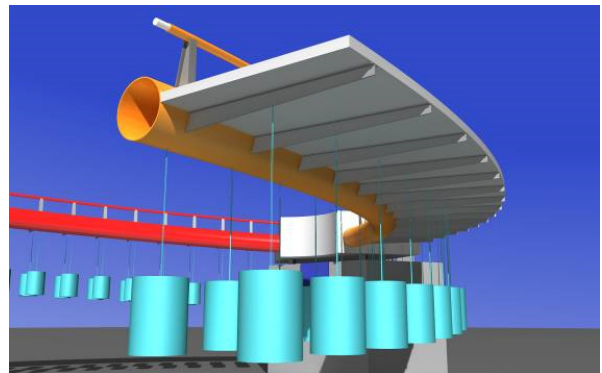
Obr. 7.69 Předpjatý pás & plochý oblouk, model konstrukce



Obr. 7.70 Příčný řez konstrukcí modelu, místa zavěšení balastní zátěže



Obr. 7.71 Plochý oblouk - vizualizace



Obr. 7.72 Předpjatý pás – vizualizace

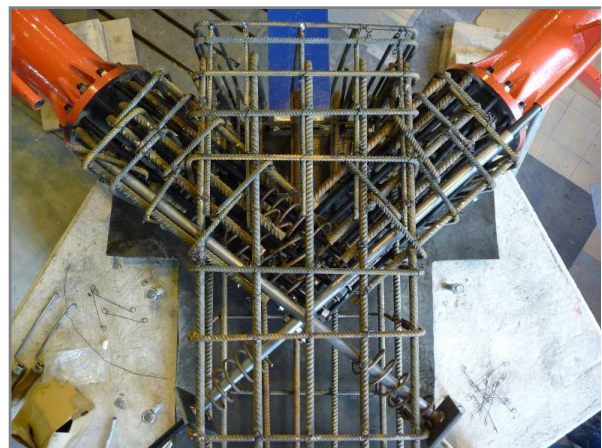
7.4.4 Stavba modelu

Ve skutečnosti prochází konstrukce při výstavbě různými stádii namáhání a změnami statických systémů, které ovlivňují finální namáhání a výsledný tvar konstrukce. Je tedy nutné respektovat postup výstavby jak při analytickém řešení, tak i při experimentálním ověření na modelu konstrukce. Stavba modelu byla rozdělena do tří základních etap.

V první etapě byly na montážní podpěry uloženy ocelové trubky včetně tuhých rámu a trubek v zábradlí pro vedení předpětí (**Obr. 7.73**). Následovalo probetonování společných kotevních bloků (**Obr. 7.74**).



Obr. 7.73 Osazení ocelové konstrukce



Obr. 7.74 Výztuž kotevních bloků

Ve druhé etapě byla konstrukce předepnuta. Napnutí kabelů vedených v zábradlí způsobilo natočení konstrukce (**Obr. 7.75**). V poslední fázi výstavby byla betonována deska mostovky, čímž došlo ke zpětnému natočení příčného řezu do vodorovné polohy (**Obr. 7.76**).



Obr. 7.75 Předpinání modelu

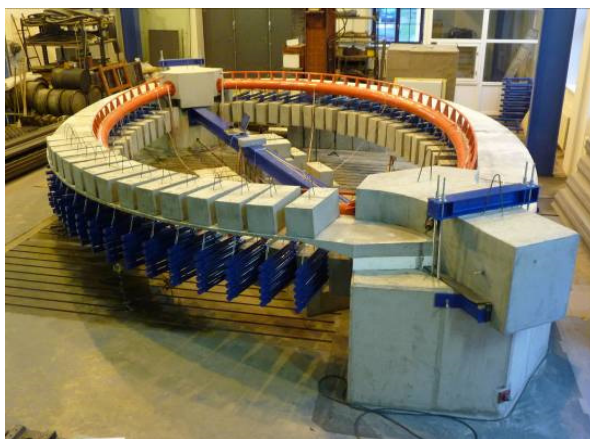


Obr. 7.76 Betonáž desky mostovky

7.4.5 Zatěžovací zkoušky provedené na modelu

Na obou lávkách společného modelu byly testovány tři zatěžovací stavy odpovídající provoznímu zatížení chodce o hodnotě 4 kN/m^2 v různém rozložení po délce lávky (**Obr. 7.77** až **Obr. 7.83**). Ze stabilitních důvodů celého modelu a zejména pro eliminaci případného pootočení opěry při plném zatížení pouze jedné lávky s vlivem na výsledky deformací bylo zatížení po celé délce lávky aplikováno na obě konstrukce současně (**Obr. 7.83**). Na závěr byla testována mezní únosnost lávek postupným zvyšováním spojitého rovnoměrného zatížení po celé délce mostovek až do vyčerpání zatěžovacích prostředků (**Obr. 7.84**). Konstrukce bez větších potíží odolala 2,5násobku normového užitého zatížení pro lávky (10 kN/m^2). Samotné mezní porušení konstrukce s následným kolapsem se zkouškou vyvolat nepodařilo.

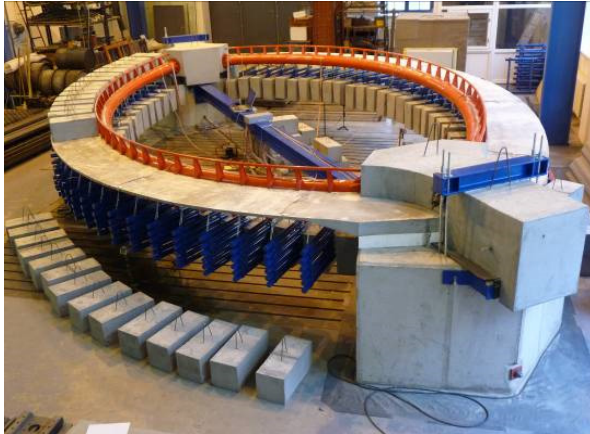
Zatížení ve formě betonových krychlí bylo postupně pro každý zatěžovací stav pokládáno jeřábem na mostovku. Následovalo čekání na ustálení deformací a napětí, posléze pak odlehčení a opětovné ustálení měřených hodnot. Záznam měřených veličin probíhal spojitě po celou dobu testování. Pro mezní zatížení byla dále použita betonová závaží tvaru válců.



Obr. 7.77 ZS1, pás, pravá polovina



Obr. 7.78 ZS2, oblouk, pravá polovina



Obr. 7.79 ZS3, pás, levá polovina



Obr. 7.80 ZS4, oblouk, levá polovina



Obr. 7.81 ZS5, pás, po celé délce



Obr. 7.82 ZS6, oblouk, po celé délce



Obr. 7.83 ZS7, obě lávky po celé délce

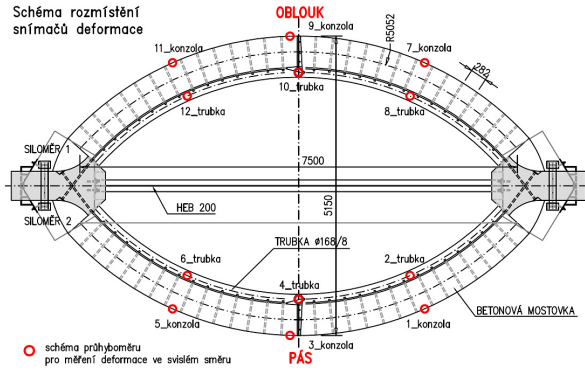


Obr. 7.84 ZS8, mezní zatížení na modelu

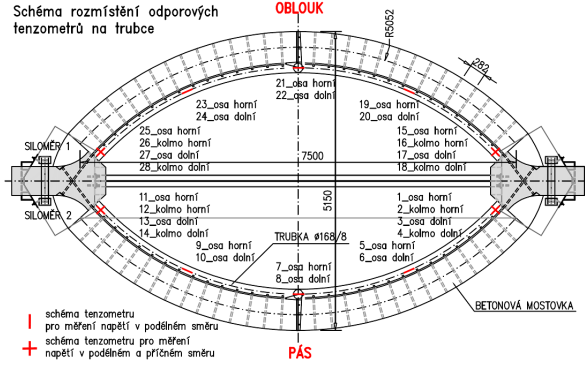
7.4.6 Měřené veličiny a porovnání s výpočtním modelem

Při výstavbě i následném průběžném měření při zkouškách byla automaticky uchovávána následující data: svislé průhyby konzol a trubky obou modelů v bodech 1-12 (Obr. 7.85), relativní přetvoření ocelových trubek na spodním a horním povrchu v řezech 1-28 (Obr. 7.86) a relativní přetvoření betonu na spodním a horním povrchu monolitické mostovky v měřických řezech 1-30 (Obr. 7.87). Součástí sledovaných dat byl i záznam velikosti předpínacích sil

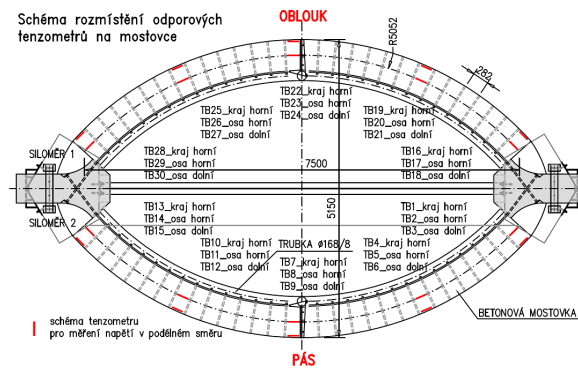
v kabelech v madle zábradlí. Přetvoření potažmo napětí na ocelové trubce ve vetnutí u opěr bylo určeno pomocí osazených tenzometrů v podélném i příčném směru na horním i dolním povrchu. To umožnilo určit kromě ohybových také krouticí napětí. Ve čtvrtinách a uprostřed rozpětí byly osazeny snímače pouze v podélném směru.



Obr. 7.85 Schéma rozmístění snímačů deformace

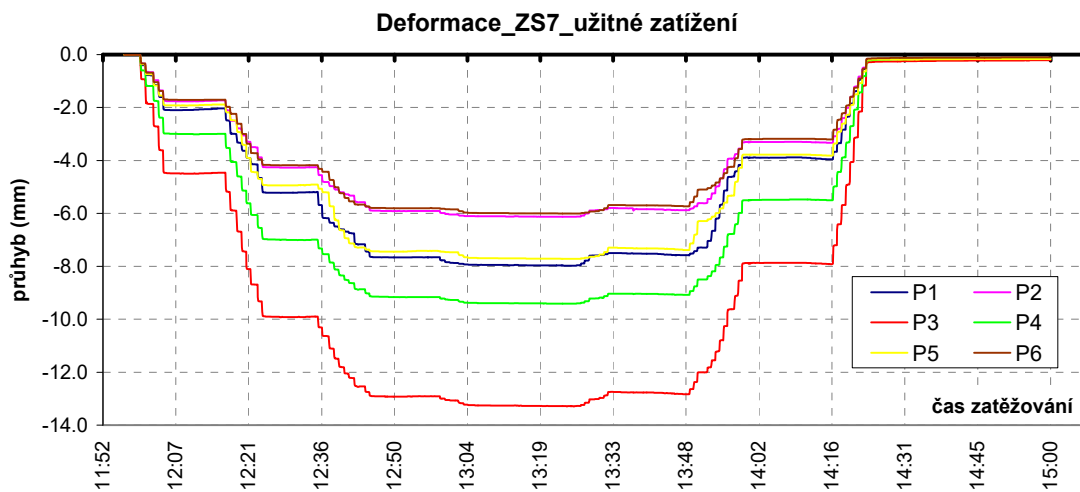


Obr. 7.86 Rozmístění tenzometrů na ocelové trubce obou lávek



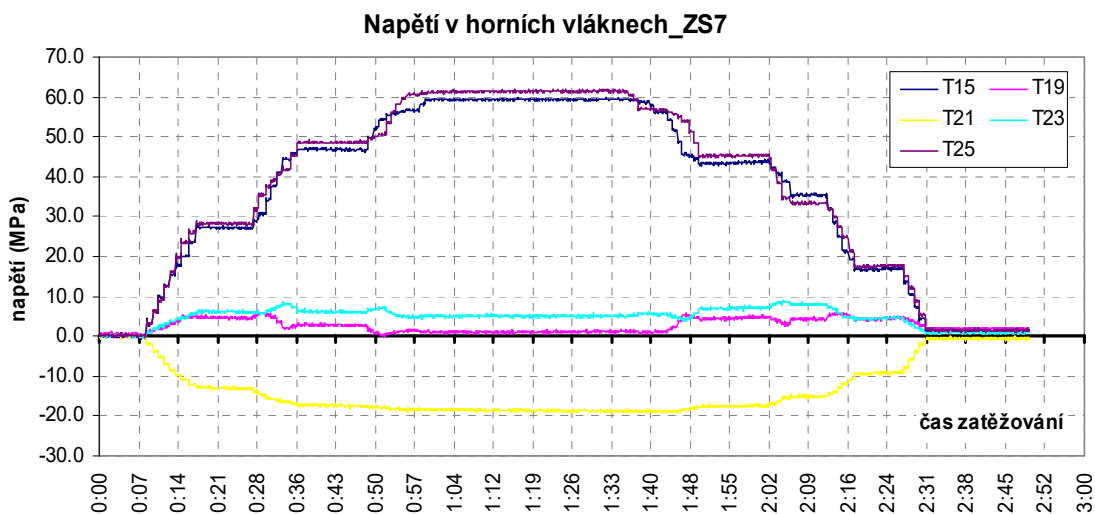
Obr. 7.87 Rozmístění tenzometrů na betonové mostovce

Příkladem zaznamenaných hodnot uvedeme průběh deformací od zatížení 4 kN/m^2 po celé délce obou mostů (ZS7), přičemž schodovitý tvar odpovídá postupnému přitěžování modelu (Obr. 7.88).



Obr. 7.88 Časový průběh deformací na předpjatém pásu

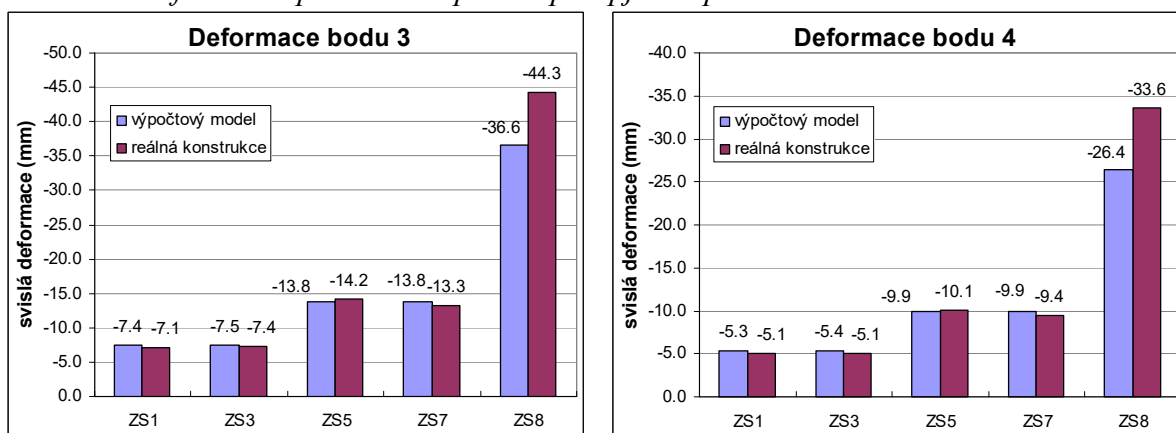
Příkladem přepočtených hodnot uveďme průběh napětí na ocelové trubce pro stejný zatěžovací stav (Obr. 7.89).



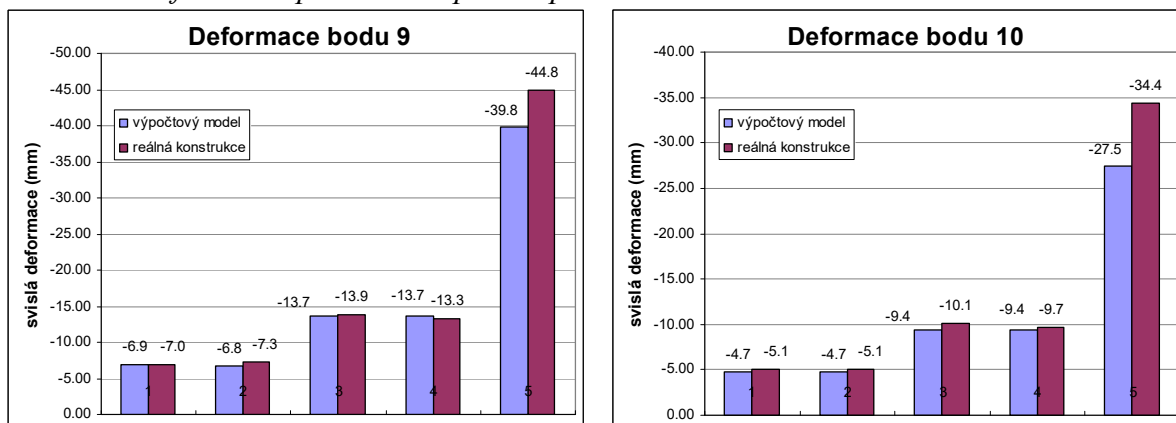
Obr. 7.89 Časový průběh napětí na trubce lávky plochého oblouku

Porovnáním naměřených dat s hodnotami určenými numerickou analýzou lze dokumentovat velmi dobrou shodu mezi analytickým a experimentálním ověřením nosné konstrukce obou navrhovaných lávek pro pěší (Obr. 7.90 až Obr. 7.93).

Porovnání deformací uprostřed rozpětí na předpjatém pásu



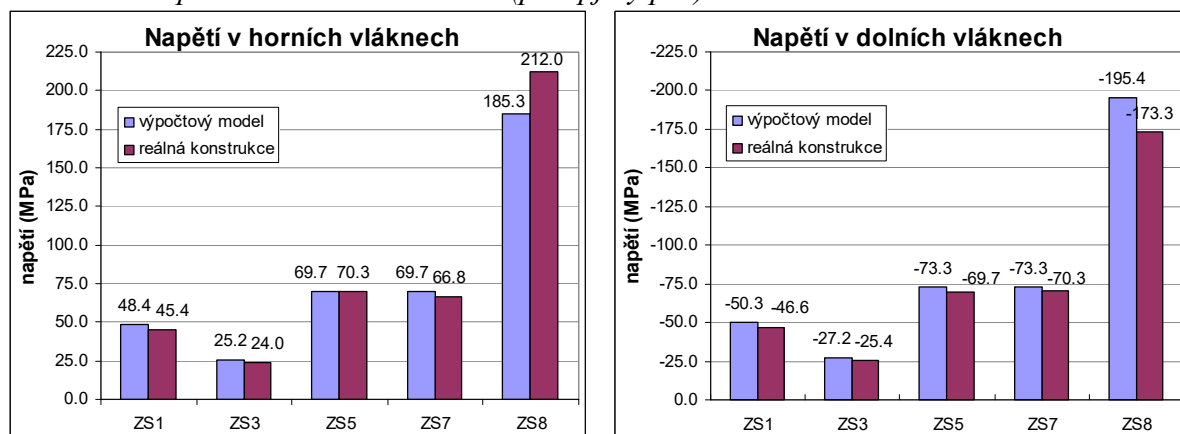
Porovnání deformací uprostřed rozpětí na plochem oblouku



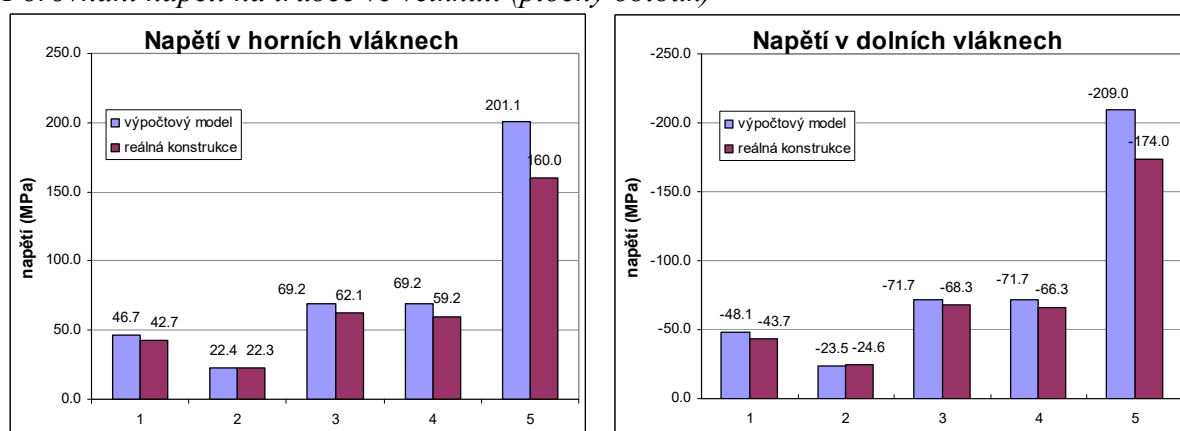
Obr. 7.90 Deformace konzoly

Obr. 7.91 Deformace ocelové trubky

Porovnání napětí na trubce ve vetknutí (předpjatý pás)



Porovnání napětí na trubce ve vetknutí (plochý oblouk)



Obr. 7.92 Napětí v horních vl. (T1 a T15)

Obr. 7.93 Napětí v dolních vl. (T3 a T17)

7.4.7 Závěrečný komentář

Při zatěžovacích zkouškách byla ověřena statická únosnost mostů při zkušebním zatížení simulujícím zatížení chodci o velikosti 4 kN/m^2 v nejnepříznivějších polohách. Odezva konstrukcí na zatížení byla ve všech případech lineárně elastická, všechny součásti mostů fungovaly podle očekávání a bez poruch. Průhyby konstrukcí byly téměř shodné s výpočtem na geometricky nelineárních výpočetních modelech s lineárně elastickými materiálovými charakteristikami. Napětí na trubce si velmi dobře odpovídala ve vetknutí a uprostřed rozpětí. Větších rozdílů bylo naměřeno ve čtvrtinách rozpětí. Tyto drobné odchylky lze vysvětlit nedostatečně stejnorodým a kvalitním provedením betonových částí modelu, nedokonalým dodržením plánované geometrie ocelových trubek a tím, že veškeré výpočty byly v tomto případě provedeny bez zahrnutí jakýchkoli imperfekcí.

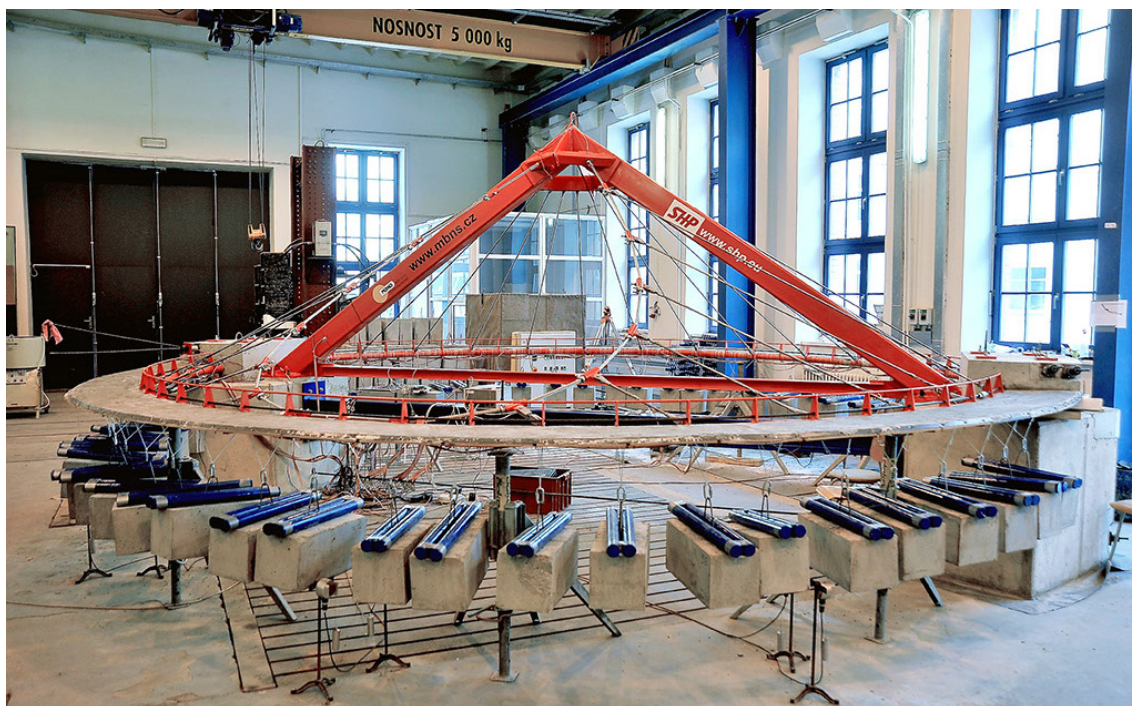
Při zkoušce mezní únosnosti bylo potvrzeno, že celková odolnost konstrukcí je jednoznačně určena ohybovou tuhostí ocelové trubky. Rozdíly mezi výpočtovým modelem a naměřenými hodnotami lze vysvětlit zejména zplastizováním ocelové trubky. Ačkoli byl aplikován 2,5násobek užitečného zatížení, k porušení konstrukce, a tím určení mezní únosnosti, nedošlo.

Experimentem se podařilo ověřit jak reálnou proveditelnost navržené konstrukce a postup výstavby, tak i přijatelnou odezvu na statické zatížení.

7.5 Model půdorysně zakřivených lávek podporovaných kabely

Tematika zavěšených a visutých půdorysně zakřivených štíhlých lávek pro pěší je nyní v mostním stavitelství poměrně aktuální. V současnosti se stále více vyskytují konstrukce, ať už visuté nebo zavěšené, které jsou zakřivené nejen v podélném směru, ale i v půdoryse. Mostovka může být zavěšena buď na obou stranách, nebo pouze na vnitřní nebo vnější straně průřezu. Dále může a nemusí být mostovka doplněna předpínacími kabely, jejichž trasování nám umožňuje lépe vyrovnat účinky stálých zatížení, přičemž jejich uspořádání je závislé na místních podmínkách, poloměru zakřivení a požadovaném rozpětí. Zavěšené a visuté konstrukce, které jsou zavěšené pouze na jedné straně, již tak známé nejsou a zasloužily by si hlubší porozumění.

Půdorysně zakřivené lávky pro pěší podporované kabely byly řešeny a následně testovány ve dvou typově různých konstrukčních variantách. V rámci řešení grantového projektu [P4] byla navržena a testována zavěšená a visutá půdorysně zakřivená konstrukce. Ověření obou variant bylo provedeno v jednom modelu, který vznikl spojením zavěšeného a visutého mostu ve vrcholu pylonu (**Obr. 7.94**). Cílem experimentu bylo ověření konstrukčního řešení, navrženého postupu hledání výchozího stavu konstrukce, odezvy konstrukce na zatížení a zjištění mezní únosnosti [30], [31].



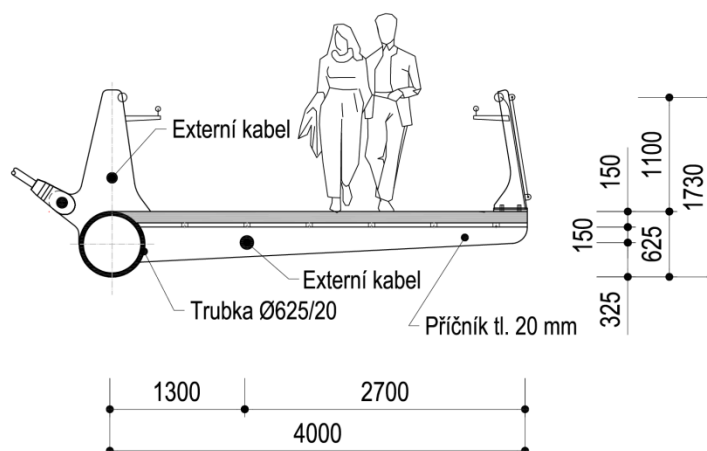
Obr. 7.94 Model dvojice lávek pro pěší podporovaných kabely

7.5.1 Zavěšená a visutá půdorysně zakřivená lávka - realita

Konstrukce skutečné studované lávky je tvořena zakřiveným betonovým pásem vyztuženým ocelovou trubkou vloženou na jeho vnitřní hranu. Lávka o rozpětí 60 m je situována v půdorysném oblouku o poloměru 32 m, přičemž vyplňuje přesně úhel 180° . Betonový pás a ocelová trubka jsou vetknuty do opěr. Předpětí je vedeno jednak v zábradlí a jednak pod mostovkou ve vyztužných příčnicích. Zavěšená varianta lávky je prostřednictvím 14

závěsů zavěšena přímo na pylonu, visutá varianta je zavěšena 12 závěsy na visutém laně. Visuté lano začíná i končí v hlavě pylonu. Pylon je u obou variant umístěn ve středu půdorysného oblouku.

V příčném řezu byla zvolena kombinace ocelové trubky a betonové desky. Ocelová trubka o průměru 625 mm s tloušťkou stěny 20 mm pomáhá převzít kroucení a namáhání v podélném směru a tenká betonová deska tloušťky 150 mm nese příčný směr (**Obr. 7.95**). V řešení je uvažováno se spřažením betonové desky s ocelovou trubkou. Nosné sloupky zábradlí tvořené plechem tloušťky 60 mm jsou na trubku přivařeny po cca 3,13 m (odpovídá úhlu 6°). V zábradlí na vnitřním poloměru je vynechán otvor pro umístění předpínacího kabelu. Betonová deska je v podélném směru podporována ocelovými příčnicíky po stejné vzdálenosti jako sloupky zábradlí. V příčnicíku tvaru T, jehož stojina i příruba je tvořena ocelovým plechem tloušťky 20 mm, jsou vynechány otvory pro vedení předpínacích kabelů.



Obr. 7.95 Příčný řez studovanou konstrukcí

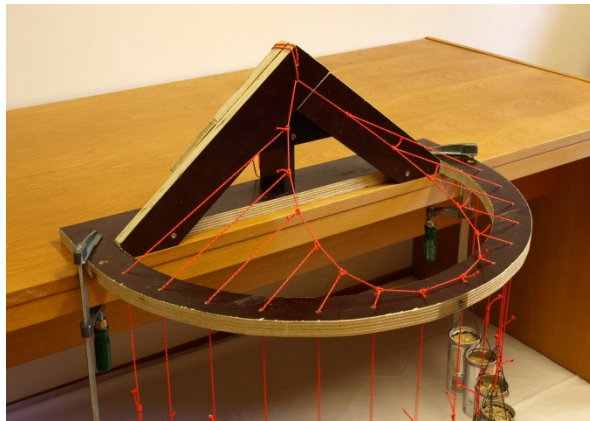
7.5.2 Hledání výchozího tvaru

Výchozí tvar je tvar konstrukce po dokončení výstavby, přičemž konstrukce je v rovnovážném stavu a její deformace od požadované geometrie je takřka nulová. V případě zavěšené lávky je hledáno přetvoření v závěsech, které bude odpovídat vodorovnému tvaru mostovky. Počáteční přetvoření závěsů tvořených čtyřlanným kabelem je jednoduše vypočteno z rozkladu sil v jednotlivých závěsech.

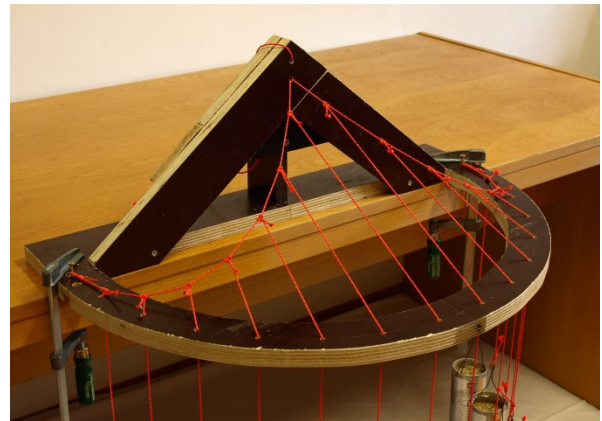
Důležitým krokem při výpočtu visutých konstrukcí je najít výchozí polohu visutého lana. Visuté lano v našem případě tvoří 12 lan o průměru 15 mm napnutých na předpokládané napětí. Za výchozí stav je považován takový stav deformace a jemu odpovídající stav napjatosti konstrukce, který zaručuje rovnováhu celého systému v požadované geometrii od vlastní tíhy a předpětí. Z hlediska vedení visutého lana je možné se dále rozhodnout mezi dvěma konstrukcemi s uspořádáním vnitřním a vnějším (**Obr. 7.96** a **Obr. 7.97**).

Pro další výzkum byla vybrána varianta vnitřní, která byla zkoušena vůbec poprvé. Výchozí tvar se opět hledá iteračním postupem a dá se rozdělit na výpočet směru svislého a vodorovného. Řešení svislého směru lze převést na řešení rovinného, dokonale ohebného lana o jednom poli. Tato metoda byla již několikrát popsána. Výsledkem jsou svislé souřadnice „z“, které jsou nutné pro výpočet ve směru vodorovném. Výpočet vodorovného směru je daleko

složitější a musel být postupně iterován. Ve vstupní geometrii visutého lana je každý závěs nejdříve tvořen spojnici vrcholu pylonu a bodu zavěšení na mostovce. Výška nad bodem zavěšení je převzata z řešení svislého směru a určí tak polohu visutého lana na této spojnici. V dalším postupu jsou v geometrii výpočetního modelu opraveny x-ové a y-ové souřadnice visutého lana o vypočtené deformace visutého lana z předchozího kroku. Výsledným řešením výchozího stavu je konstrukce s geometrií visutého kabelu s takřka nulovou deformací pro stálé složky zatížení.



Obr. 7.96 Dřevěný model v měřítku 1:100, uspořádání visutého lana - vnitřní



Obr. 7.97 Dřevěný model v měřítku 1:100, uspořádání visutého lana - vnější

Ve finální geometrii není však půdorysný průřez závěsu kolmý na kružnici mostovky, čímž vzniká v mostovce další tečné tahové namáhání. Nalezení ideální křivky střednice mostovky pro minimální nebo lépe nulové tečné namáhání je dalším důležitým úkolem. Výše uvedeným postupem byly analyzovány další základní tvary křivky mostovky (kružnice, parabola, elipsa atd.). V každé variantě byly u jednotlivých závěsů porovnány odchylky jeho průřezu od tečny ke křivce mostovky a ty byly dále vyhodnoceny. Nejmenších rozptylů bylo dosaženo u paraboly II. stupně se vzepětím 30 m. Odchylky se významně nelišily ani u kruhové varianty, která byla nakonec pro účely následného experimentu ponechána.

7.5.3 Statická analýza konstrukce

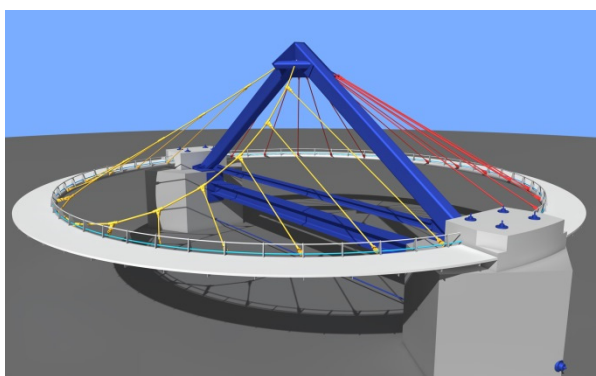
Výpočetní modely a základní statická a dynamická analýza studovaných konstrukcí byly řešeny v programovém systému ANSYS. Mostovka, ocelová i betonová část, byla modelována objemovými prvky SOLID45. Pro visutý kabel a závěsy byl použit prutový prvek LINK10 a pro ostatní prvky modelu (zábradlí, příčníky, kotevní plechy atd.) deskostěnový prvek SHELL181. Konstrukce byla analyzována v 8 základních zatěžovacích stavech. Mezi uvažované zatěžovací stavy patří vlastní tíha, předpětí, proměnné zatížení o hodnotě 4 kN/m² v různých modifikacích a rovnoměrné oteplení a ochlazení o 20°C.

Betonová deska mostovky je v podélném směru uvažovaná jako předpjatá. V desce mostovky je největší tahové namáhání v podélném směru v místě vetknutí a v místech zavěšení mostovky, přičemž normálová napětí jsou v dovolených mezích. V příčném směru působí deska jako železobetonová. Vzniká zde tahové namáhání, které je dimenzovatelné betonářskou výztuží. Maximální namáhání v ocelové trubce, zábradlí a příčnicích jsou do 140 MPa. Předpínací kabely z hlediska napjatosti byly rovněž vyhovující.

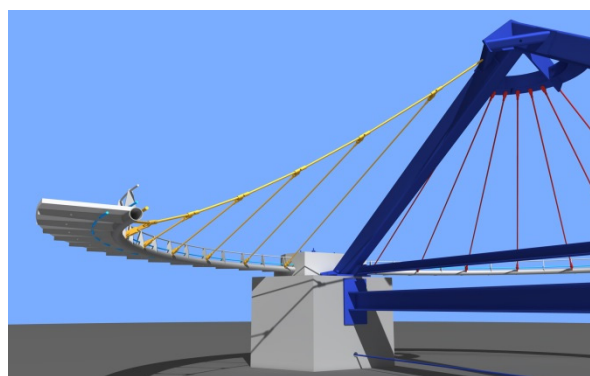
7.5.4 Příprava modelu

Z předchozího textu vyplývá, že konstrukce lávky, kde je mostovka půdorysně zakřivená a zavěšená pouze na vnitřním okraji, může velmi dobře fungovat pro běžné zatížení působící na lávkách jak pro prosté zavěšení, tak i pro použití visutého lana ve variantě vnitřní. Teoretické poznatky je však vhodné experimentálně ověřit, a proto bylo přistoupeno k přípravě modelu lávky včetně provedení testování na normová zatížení. Navrhovaný model navíc v sobě zahrnoval jak variantu zavěšenou, tak i visutou.

Hlavním cílem zkoušek na zmenšeném modelu lávek (**Obr. 7.98** a **Obr. 7.99**) bylo vystihnout chování předpínacího kabelu, zejména pak jeho tření vlivem zalomení v příčnicích a velikost podélného předpětí betonové desky mostovky, dále chování visutého lana, jeho namáhání a posuny ve všech osách, chování mostovky (ocelové trubky i betonové desky).



Obr. 7.98 Vizualizace modelu lávky – perspektivní pohled



Obr. 7.99 Vizualizace modelu lávky – řez visutou částí

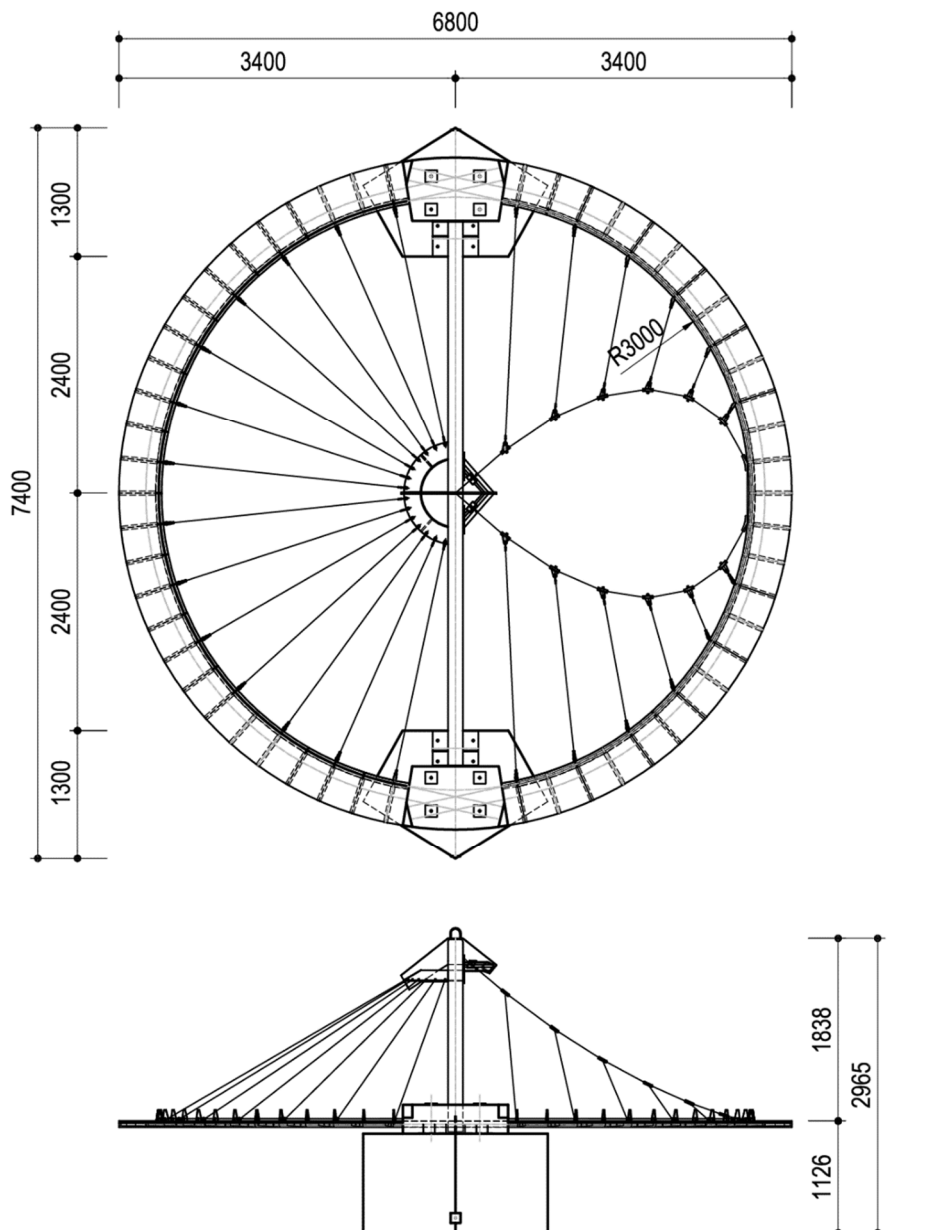
7.5.5 Modelová podobnost

Při řešení konstrukcí na modelech obecně měníme geometrické rozměry skutečné konstrukce i velikost vnějších sil. Z hlediska funkčnosti modelu a zejména s ohledem na výhodnou pozdější interpretaci naměřených výsledků byl aplikován postup, který vychází z přímé fyzikální podobnosti mezi skutečnou konstrukcí a modelem. Při použití stejného materiálu jako na skutečné konstrukci a provedení tzv. zvýšení stálého zatížení v příslušném poměru odpovídá napětí na modelu napětí na skutečné konstrukci. Volba měřítka definující celkovou velikost modelu pak závisí i na velikosti zkušební haly. Pro studované konstrukce s půdorysnými rozměry cca 64×64 m bylo zvoleno měřítko $M = 1:10$, tzn. že konstrukce byla zmenšena 10× na modelový rozměr 6,4×6,4 m (**Obr. 7.94**).

Z principů použité modelové podobnosti platí, že pro model v měřítku M je nutno podvěsit dodatečnou zátěž o velikost $M-1$ vlastní tíhy modelu. V případě tohoto modelu je na každém příčnicku zavěšena zátěž o váze 75 kg, tvořená betonovým blokem o vnějších rozměrech 500×220×230 mm (hmotnost 56 kg) a dvěma ocelovými válci o průměru 50 mm a délce 630 mm (hmotnost jednoho válce cca 10,4 kg). Zátěž je vždy nutno zavěsit takovým způsobem, aby rozložení hmot bylo po příčném směru rovnoměrné a aby nebyla zkreslena poloha těžiště příčného řezu mostovky.

7.5.6 Popis konstrukce a materiál modelu

Model lávky pro pěši o rozpětí 6,0 m je situován v půdorysném oblouku o poloměru 3,2 m (Obr. 7.100). Model spojuje variantu zavěšenou a visutou v jeden celek, přičemž mostovka vyplňuje úhel 360°. Toto uspořádání umožní vyzkoušet a porovnat obě varianty půdorysně zakřivených lávek podporovaných kabely zároveň. Spojení modelů v jeden celek prostřednictvím pylonu pomáhá také vyrovnávat účinky protilehlé strany a zmenšit tím požadavky na založení modelu. Ocelový pylon ve tvaru písmena A je umístěn ve středu kružnice tvořící mostovku. Konstrukce mostovky a pylonu je umístěna na dva opěrné bloky, ve kterých jsou zakotveny předpínací kabely vedené v zábradlí a v mostovce. Betonový pás a ocelové trubky mostovky v obou variantách jsou rovněž vetknuty do opěrných bloků.



Obr. 7.100 Půdorys a pohled na model

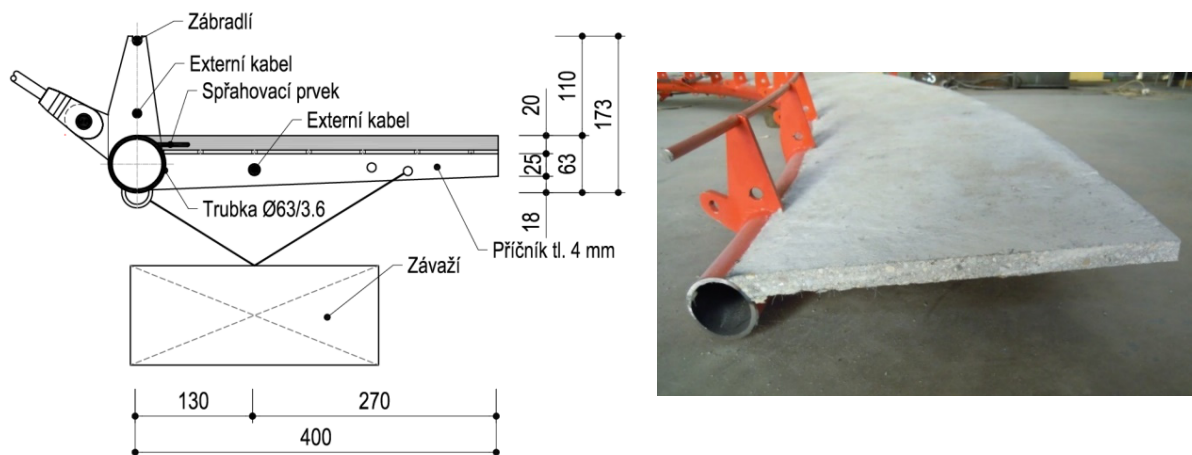
Opěrné bloky svými rozměry zajišťují dostatečnou stabilitu celého modelu v příčném směru. Pro zajištění stability v podélném směru byly bloky mezi sebou v horní části spojeny ocelovým profilem HEB 200 a v dolní části bylo předepnuto předpínací lano typu monostrand průměru 12,5 mm. Tím se vytvořil systém táhla a vzpěry, který zajistil v podélném směru dostatečnou stabilitu.

Pylon je vyroben z ocelového profilu Jäckl rozměrů 200/150 mm s tloušťkou stěny 8 mm. Hlava pylonu je tvořena ze strany visuté části čtvercovým profilem Jäckl rozměrů 80/80 mm s tloušťkou stěny 10 mm, do kterého jsou zakotveny oba konce visutého lana. Ze strany zavěšené vychází z pylonu „kšilt“ tvořený ocelovým plechem výšky 100 mm a tloušťky 10 mm, do kterého jsou kotveny všechny závěsy. Třída materiálu použitého na výrobu pylonu a všech jeho částí je S355.

Příčný řez mostovky z předchozích studií byl zmenšen na základě modelové podobnosti a poté upraven s ohledem na sortiment a možnosti betonáže (**Obr. 7.101**). Ocelová trubka byla zvolena průměru 63 mm s tloušťkou stěny 3,6 mm, deska mostovky byla z důvodu betonáže provedena v tloušťce 20 mm. Spojení betonové desky a ocelové trubky je realizováno pomocí spřahovací výztuže a spřahovacích prvků na příčnici (**Obr. 7.110**). Spřahovací výztuž tvaru vlnovky je tvořena drátem průměru 4 mm. Spřahovací prvky na příčnicích jsou nahrazeny velkopřůměrovými podložkami upevněnými pomocí šroubů M5/16. Šrouby jsou opatřeny zápusťnou hlavou, aby nepřekážely při bednění a odbedňovacích pracích. Vyztužení tenké betonové desky v modelu není proveditelné běžnou betonářskou výztuží, proto bylo rozhodnuto o použití drátkobetonu na jedné polovině modelu a vláknobetonu na polovině druhé. U obou betonových směsí je při návrhu kladen velký důraz na malé smršťování.

Příčnice tvaru T jsou tvořeny dvojicí plechů, stojiny a příruby, tloušťky 4 mm a šířky 40 mm. Stojina příčnice je opatřena třemi otvory, jedním pro předpínací kabel pod mostovkou, jedním pro uchycení balastního zatížení a jedním pro bednění mostovky. V horní přírubě je 6 otvorů pro umístění spřahovacích prvků. Příčnice jsou přivařeny k ocelové trubce.

Zábradlí je tvořeno z plechu tloušťky 8 mm přivařeného k ocelové trubce. Součástí tohoto plechu je i styčnickový plech, který slouží pro napojení čepů závěsů, a otvor pro vedení předpínacího kabelu. V horní části zábradlí je madlo z ocelové tyče $\varnothing 10$ mm, které není spojeno s kotevním blokem.



Obr. 7.101 Příčný řez mostovkou modelu

Předpětí je vedeno pomocí dvojice monostrandů $\varnothing 9,3$ mm jednak v zábradlí a jednak pod mostovkou ve výztužných příčnicích. Mostovka je na jedné straně podpírána 14 závěsy (zavěšená varianta), které jsou zavěšeny na pylonu a na druhé straně je podporována 12 závěsy, které jsou zavěšeny na visutém laně (visutá varianta modelu). Visuté lano je pak zakotveno v hlavě pylonu. Závěsy jsou tvořeny ocelovou tyčí $\varnothing 12$ mm třídy oceli S355 opatřené na obou koncích závitem pro rektifikaci jejich délky (**Obr. 7.102**). Pro visuté lano bylo použito jednopramenné vinuté lano 1×19 průměru $\varnothing 16$ mm opatřené už z výroby zalisovanými koncovkami umožňující délkovou rektifikaci. Z důvodu malého poloměru oblouku (cca okolo 1,0 m) nemohl být použit monostrand.

Spojení závěsů s visutým lanem (**Obr. 7.103**) je realizováno pomocí zámečnického výrobku, který je tvořen ocelovou trubkou $\varnothing 26,9/3,2$, styčnickovým plechem tloušťky 8 mm, maticí M12, šroubem M12 a speciálně vytvarovanými podložkami.

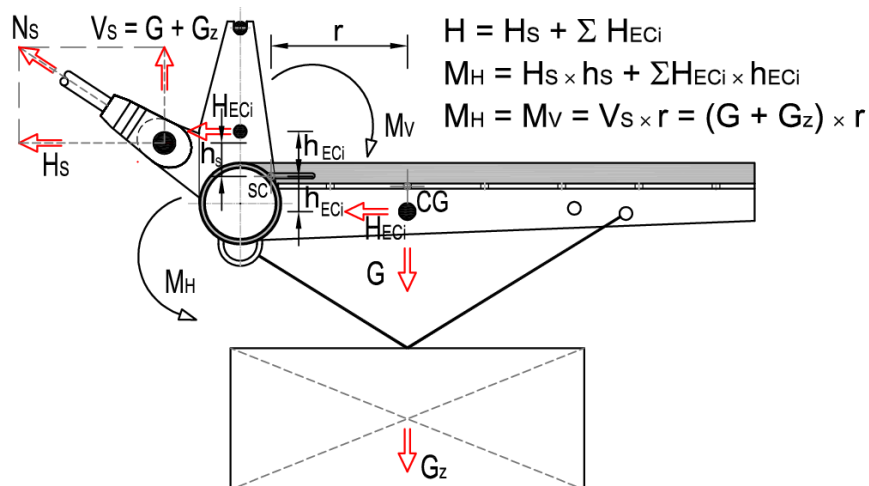


Obr. 7.102 Zavěšená varianta – vedení předpětí, kotvení závěsů u mostovky



Obr. 7.103 Visutá varianta – vedení předpětí, kotvení závěsů

Na **Obr. 7.104** je uvedeno působení sil v příčném řezu mostovky. Z obrázku je zřejmé, že tíha mostovky mezi dvěma závěsy včetně modelové zátěže $G+G_z$ je přenášena svislou složkou síly závěsu V_s . Moment od této dvojice svislých sil je vyrovnán součtem momentů vodorovných sil H_i působících ke středu smyku průřezu (Shear Center SC). Tyto momenty jsou vyvolány vodorovnou složkou síly v závěsu a vnějšími radiálními kabeley.



Obr. 7.104 Rovnováha sil v příčném řezu

7.5.7 Postup výstavby modelu

V souladu se studovanými konstrukcemi byl uvažován postup výstavby obou lávek na pevné skruži. Výhodnou se ukázala kombinace ocelové nosné trubky s betonovou deskou mostovky. Ocelovou část bylo možno předem dílensky vyrobit, pomocí jeřábu smontovat, provizorně podepřít a poté již na zbudované ocelové konstrukci připravit bednění a betonáž desky mostovky. Jedním z cílů experimentu bylo i ověření navrhovaného postupu výstavby s tím, zda a jaký má vliv na konečné chování modelu. Postup výstavby modelu v jednotlivých krocích je následující:

- vytvoření a usazení opěrných bloků (**Obr. 7.105**),
- montáž předem vyrobené ocelové konstrukce pylonu a mostovky. Mostovka je provizorně podepřena ve třech bodech na každé polovině lávky. Osazení závěsů a visutého lana (**Obr. 7.106**),
- vytvoření bednění krajních kotevních bloků, jejich vyztužení (zejména oblastí pod kotvami) a jejich betonáž (**Obr. 7.107**),
- dorovnání stálých zatížení modelu (zavěšení závaží pod mostovku) a provedení bednění mostovky (**Obr. 7.108**),



Obr. 7.105 Usazení opěrných bloků ve zkušební laboratoři



Obr. 7.106 Montáž ocelové konstrukce pylonu, osazení závěsů a visutého lana

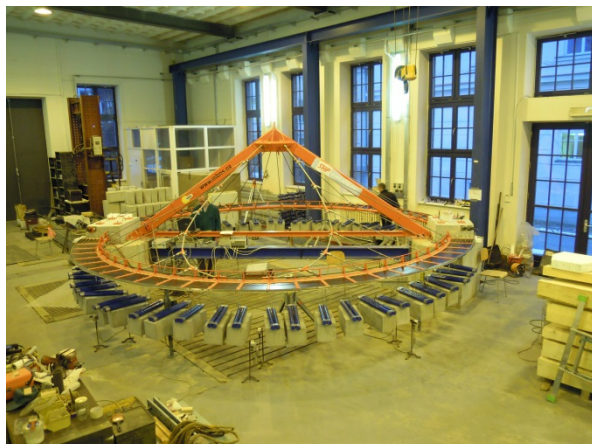


Obr. 7.107 Bednění a vyztužení kotevních bloků, příprava na betonáž



Obr. 7.108 Zavěšení balastní zátěže pod mostovku

- napnutí kabelů v zábradlí na 50% finální předpínací síly, aktivace závěsů a visutého lana (**Obr. 7.109**) a následná betonáž mostovky (**Obr. 7.110** a **Obr. 7.111**), v této chvíli je nosná konstrukce již bez provizorního podepření,
- finální dopnutí předpínacích kabelů po vytvrdnutí betonu mostovky,
- osazení modelu měřicí technikou (**Obr. 7.112**), provedení zatěžovacích zkoušek na základní typy zatížení a provedení mezní zatěžovací zkoušky.



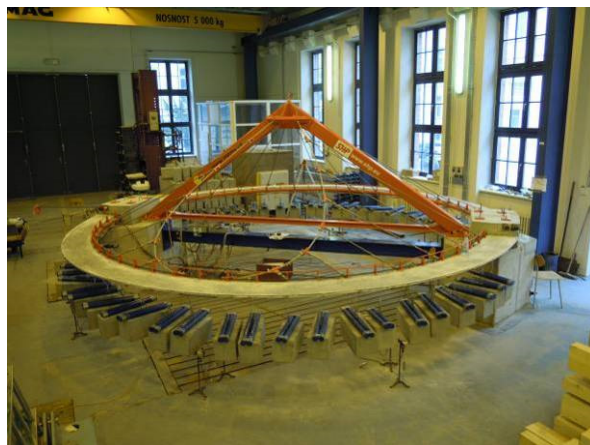
Obr. 7.109 Předpětí modelu na 50%,
aktivace závěsů a visutého lana



Obr. 7.110 Spřahovací prvky mezi ocelovou
konstrukcí a betonovou mostovkou



Obr. 7.111 Betonáž mostovky modelu
v zavěšené části - vláknobeton



Obr. 7.112 Dokončený model osazený
měřicí technikou

7.5.8 Vystrojení modelu měřicí technikou

Osazení modelu měřicí technikou se provádělo současně s montáží modelu, respektive se vznikem jednotlivých částí modelu.

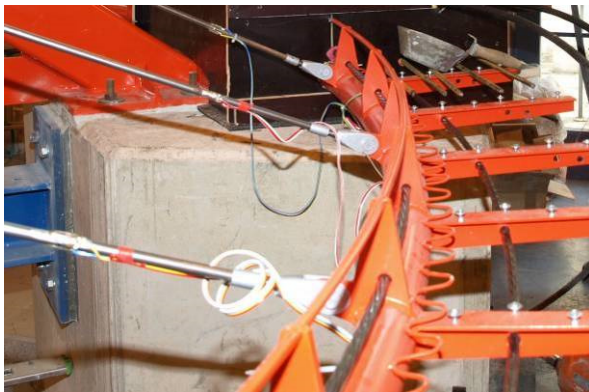
Poměrná přetvoření pro stanovení tahových sil v závěsech byla měřena pomocí dvojice odporových tenzometrů LY11 10/350, jejichž výsledné hodnoty byly průměrovány z důvodu eliminace nepatrného ohybového namáhání (**Obr. 7.113**). Závěsy nacházející se ve střední části visuté varianty nebyly pro svou malou délku měřeny.

Obdobně bylo měřeno namáhání visutého lana. Běžně používané magnetoelastické snímače síly nemohly být z důvodu použití nemagnetického materiálu lana osazeny. Proto byla rovněž

použita dvojice odporových tenzometrů LY11-6/350 nalepená na koncovkách na obou koncích visutého lana (**Obr. 7.114**).

Pro měření přetvoření na ocelové trubce mostovky bylo použito tenzometrů LY11 10/350 firmy HBM. Tenzometry byly umístěny na začátku, v polovině, ve třech čtvrtinách a na konci půloblouku zavěšené a visuté části. Každé měřičské místo obsahovalo dva tenzometry, na horním a spodním povrchu ocelové trubky (**Obr. 7.115**).

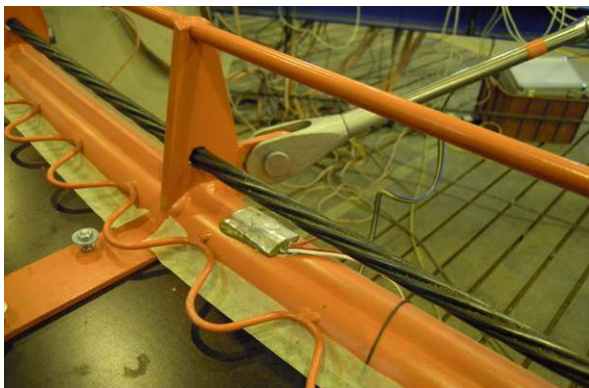
Namáhání ocelového pylonu bylo měřeno taktéž tenzometricky. Každá strana pylonu byla osazena v jednom řezu čtyřmi tenzometry na horním, spodním, levém a pravém povrchu stejného typu jako u ocelové trubky.



Obr. 7.113 Odpor. tenzometry na závěsech



Obr. 7.114 Koncovka lana s tenzometry



Obr. 7.115 Odporový tenzometr na ocelové trubce při horním povrchu



Obr. 7.116 Odporové tenzometry na betonové desce mostovky



Obr. 7.117 Siloměr pod kotvou kabelu



Obr. 7.118 Magenetoelastický snímač na kabelu mostovky

Posledním měřeným prvkem byla mostovková deska. Celkem byly pomocí dvou tenzometrů LY41-20/120 (na horním a spodním povrchu desky) osazeny tři měřičské řezy v části zavěšené a čtyři měřičské řezy na visuté části modelu. Tenzometry byly v příčném řezu umístěny co nejlépe těžišti celého příčného řezu mostovky.

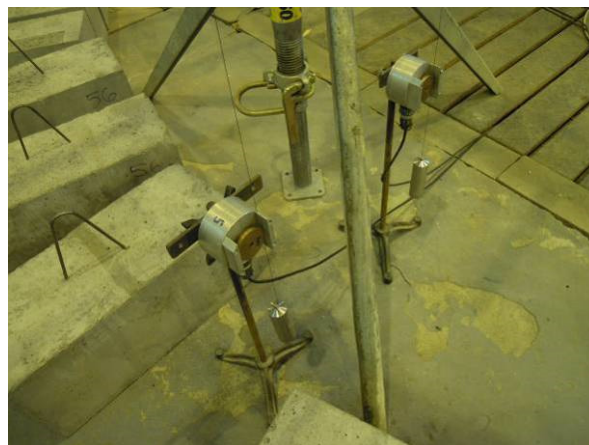
Měření poměrných přetvoření byla prováděna kontinuálně během výstavby i během jednotlivých zatěžovacích zkoušek pomocí ústředěn HBM Spider 8.

Pro měření přepínacích sil v kabelech zábradlí byly použity siloměry příslušného rozsahu umístěné pod kotvou na napínaném konci (**Obr. 7.117**). Siloměry ověřovaly hodnoty kotevní předpínací síly a rovněž předpínací síly po zakotvení. Pro zjištění okamžitých ztrát předpětím, zejména ztráty třením, byly na druhém nenapínaném konci kabelů umístěny magnetoelastické snímače (**Obr. 7.118**).

Měření průhybů konstrukce modelu bylo zajištěno potenciometrickými snímači, které byly instalovány po odstranění provizorního podepření mostovky (před osazením dodatečného závaží). Měřičské řezy byly zvoleny ve čtvrtinách modelu, 3 snímače na zavěšené a 3 snímače na visuté variantě modelu. V každém měřičském řezu byl měřen posun na obou koncích příčného řezu, tj. na spodní části ocelové trubky mostovky a na konzolovém okraji ocelových příčníků mostovky (**Obr. 7.119** a **Obr. 7.120**).



Obr. 7.119 Snímače průhybu v jednom měřičském řezu

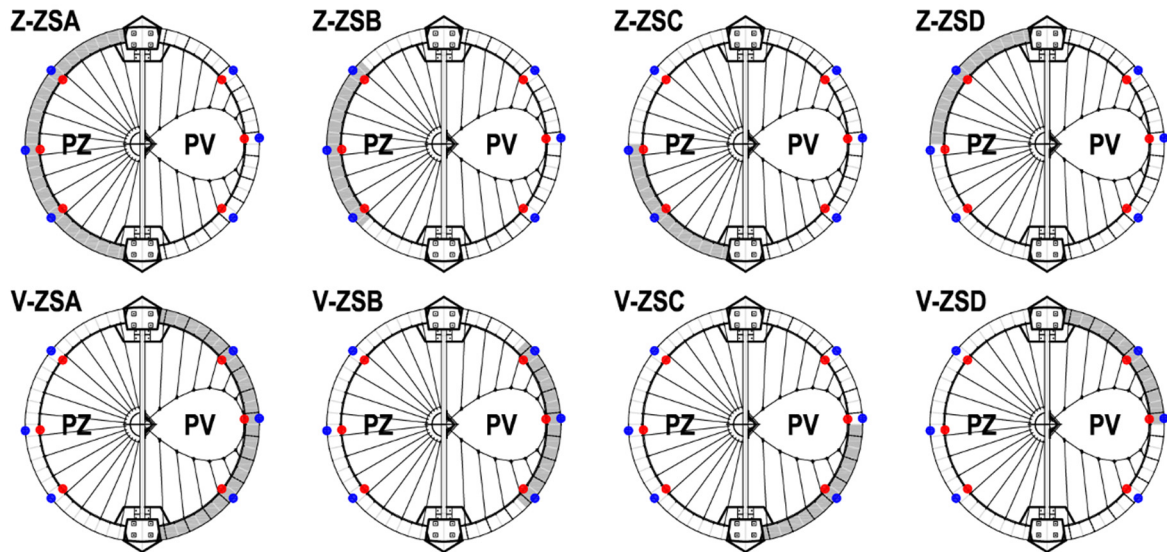


Obr. 7.120 Detail snímače spojeného invarovým drátem s měřičským bodem

7.5.9 Zatěžovací zkoušky modelu

Na dokončeném modelu byly nejprve provedeny základní zatěžovací zkoušky ověřující funkčnost modelu a správnost statické analýzy konstrukce. Pro obě lávky (každou polovinu modelu) byly uvažovány 4 provozní zatěžovací stavy (**Obr. 7.121**). Spojité rovnoměrné zatížení o hodnotě 4 kNm^{-2} představující zatížení lidmi bylo postupně umístěno na celé délce mostovky, na jejím středu a na obou polovinách. Rozložení zatížení na mostovce visuté lávky je přehledně zobrazeno na **Obr. 7.122** až **Obr. 7.125**.

V jednotlivých zatěžovacích stavech proběhlo postupné přitížení modelu, následovala doba nutná na ustálení průhybu, postupné odlehčení a opět čekání na ustálení průhybu po ukončení zatěžovacího stavu. Přitěžování i odlehčování bylo rozděleno na 3 postupné kroky v trvání 5 minut. Doba ustalování průhybu v obou případech (přitížení i odlehčení) byla 20 minut. Jeden zatěžovací stav trval tedy přesně 60 minut.



Obr. 7.121 Zatěžovací stavy uvažované pro zatěžovací zkoušku



Obr. 7.122 Zatěžovací zkouška pro visutou část – zatížení po celé délce



Obr. 7.123 Zatěžovací zkouška pro visutou část – zatížení uprostřed



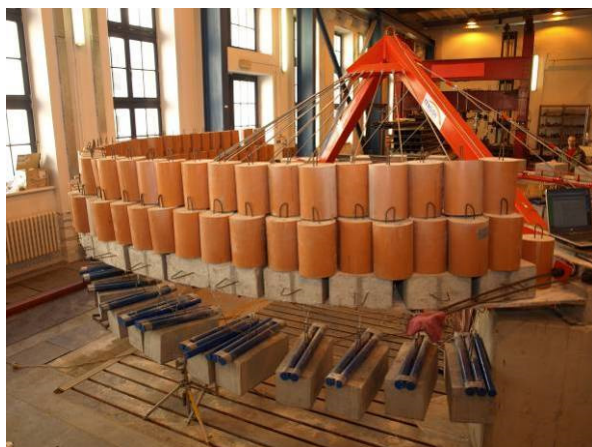
Obr. 7.124 Zatěžovací zkouška pro visutou část – zatížení vlevo



Obr. 7.125 Zatěžovací zkouška pro visutou část – zatížení vpravo

Cílem mezní zatěžovací zkoušky bylo stanovit únosnost konstrukce, mechanismus porušení a získat data pro působení konstrukce v mezním stavu. Mezní zkouška byla provedena

pro každou polovinu modelu zvlášť. Zatížení bylo uvažováno jako 1,35násobek vlastní tíhy na obou polovinách a 2,20násobek užitečného zatížení na zkoušené polovině. Na **Obr. 7.126** a **Obr. 7.127** je vidět mezní zatížení zavěšené a visuté části modelu.



Obr. 7.126 Mezní zatěžovací zkouška pro zavěšenou část



Obr. 7.127 Mezní zatěžovací zkouška pro visutou část

Výsledky mezní zkoušky jsou zobrazeny v **Tab. 7.2**. První řádky v tabulce ukazují srovnání s výpočtem na modelu bez trhlin (prvky betonové desky přenáší i tahová napětí), zde se předpokládalo, že výsledky budou oproti měření velmi rozdílné. Druhý řádek ukazuje výsledné hodnoty po upřesnění výpočetního modelu zohledňujícího předpokládaný vznik trhlin (umrtvení prvků po překročení tahové pevnosti betonu).

PRŮHYB VOLNÉHO KONCE BETONOVÉ DESKY UPROSTŘED ROZPĚTÍ						
Zatěžovací stav	Analýza		Měření		Analýza - měření	
	PZ [mm]	PV [mm]	PZ [mm]	PV [mm]	PZ [mm]	PV [mm]
Z-MZZ bez trhlin	-48,9	36,1	-82,1	67,4	-33,2	31,3
Z-MZZ s trhlinami	-50,9	35,7	-82,1	67,4	-31,2	31,7
V-MZZ bez trhlin	31,3	-89,5	54,3	-115,2	23,0	-25,7
V-MZZ s trhlinami	30,9	-90,7	54,3	-115,2	23,4	-24,5

PRŮHYB OCELOVÉ TRUBKY UPROSTŘED ROZPĚTÍ						
Zatěžovací stav	Analýza		Měření		Analýza - měření	
	PZ [mm]	PV [mm]	PZ [mm]	PV [mm]	PZ [mm]	PV [mm]
Z-MZZ bez trhlin	-30,4	32,3	-57,3	61,5	-26,9	29,2
Z-MZZ s trhlinami	-31,7	32,0	-57,3	61,5	-25,6	29,5
V-MZZ bez trhlin	29,4	-64,5	49,0	-78,3	19,6	-13,8
V-MZZ s trhlinami	29,2	-65,3	49,0	-78,3	19,8	-13,0

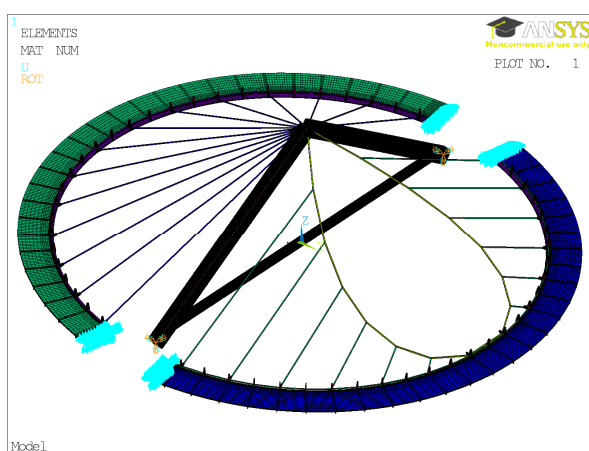
Tab. 7.2 Porovnání výsledků mezní zatěžovací zkoušky

Výsledky řešení modelu s trhlinami se přiblížily měření o něco lépe. Rozdíly mezi výpočtem bez trhlin a s trhlinami však nejsou velké, což je způsobeno spolupůsobením betonové desky s ocelovou trubkou, která přebírá namáhání po vzniku trhlin. Pro vysvětlení rozdílů mezi měřeními a vypočtenými hodnotami je vhodné dále zohlednit tuhost podpor,

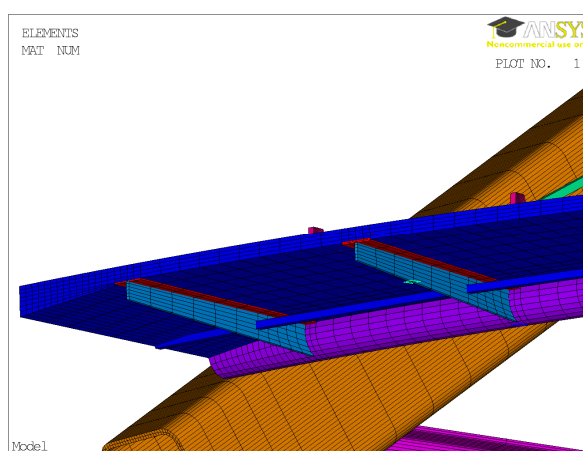
kdy ve výpočtovém modelu bylo modelováno dokonalé vetknutí betonové mostovky a pylonu do opěr, které neodpovídá zcela skutečnosti.

7.5.10 Statická analýza, výpočtové modely a výsledky analýzy

Statická analýza modelu byla provedena v programu ANSYS (**Obr. 7.128** a **Obr. 7.129**). Výpočtový model vycházel z poznatků provedených studií sledované konstrukce. U zavěšené varianty byl řešením zjištěn největší průhyb u zatěžovacího stavu Z-ZSA (zatížení po celé délce mostovky), oproti tomu u visuté varianty rozhodoval stav V-ZSB (zatížení uprostřed). V tomto zatěžovacím stavu je vidět rozdíl mezi měřeními a výpočtem, kdy ve výpočtu visuté varianty rovněž vycházely největší deformace pro stav V-ZSA. Výsledky i přesto ukazují velmi dobrou shodu s výpočtovým modelem.



Obr. 7.128 Výpočtový model



Obr. 7.129 Výpočtový model – detail mostovky

7.5.11 Závěr

Realizovaný fyzikální model prokázal správnost a bezpečnost návrhu studované konstrukce a výstižnost statické analýzy. Výsledky modelu dále potvrdily správnost nalezení výchozího tvaru u obou variant. Důležitým výsledkem je také úspěšná realizace modelu, během níž byl ověřen navržený postup výstavby a různá konstrukční řešení. Model se během výstavby choval podle předpokladů předběžné statické analýzy. Provedené zatěžovací zkoušky, jak statická, tak mezní, prokázaly vysokou únosnost a tuhost konstrukce na vnější zatížení. Statická analýza, která zde byla použita, se dá doporučit pro budoucí analýzu podobných konstrukcí, ovšem platí zde předpoklad, že nedojde ke vzniku trhlin a k fyzikálně nelineárnímu chování materiálů použitých na konstrukci. Mezní zatěžovací zkouška potvrdila únosnost konstrukce na mezní zatížení, i když mezní zatížení modelu se přímo nezjišťovalo.

Zkušenosti z realizace a nabyté výsledky tak mohou tvořit základ pro budoucí návrhy podobných konstrukcí v inženýrské praxi. Provedený experiment přispěl k hlubšímu porozumění problematice půdorysně zakřivených zavěšených a visutých lávek pro pěší zavěšených pouze na vnitřní straně.

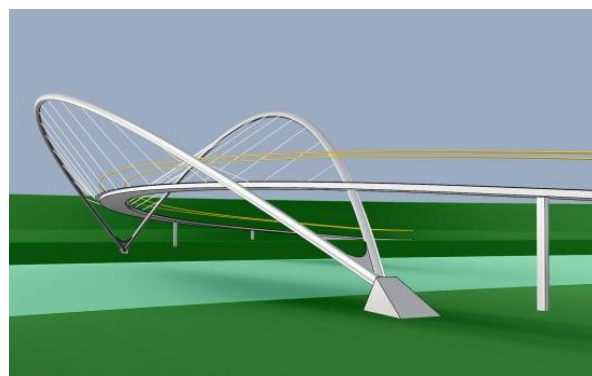
7.6 Modely půdorysně zakřivených obloukových konstrukcí

Myšlenka vedení lávek v půdorysném nebo výškovém zakřivení není nová. Již v minulosti projektovali mostní inženýři smělé prostorové konstrukce, jejichž nosný systém byl tvořen kabely nebo oblouky, případně jejich kombinací. Ačkoliv obloukové mostní konstrukce s horní mostovkou jsou velice populární a v silničním stavitelství široce používané, současný trend navrhování lávek pro pěší upřednostňuje spíše lanové konstrukce. Pokud jde o půdorysně zakřivené konstrukce, pak je rozdíl v počtu realizovaných lanových a obloukových konstrukcí ještě markantnější. Snaha o nalezení nových zajímavých půdorysně zakřivených konstrukcí podporovaných oblouky je tudíž novou inženýrskou výzvou.

Obloukové mosty patří obecně k nejkrásnějším mostním konstrukcím, a proto se hojně používají také jako konstrukce lávek pro pěší. V současné době se právě u lávek pro chodce klade důraz také na estetické řešení a originalitu tak, aby se mostní dílo mohlo stát symbolem města či krajiny a také jako ukázka vyspělosti stavebního inženýrství v dané zemi. Z tohoto důvodu se prostorové obloukové konstrukce stávají předmětem současného výzkumu, a to především různými možnostmi zkroucení oblouku, jeho naklonění, použití dvojice oblouků v různém asymetrickém uspořádání a jinými konstrukčními úpravami. Příkladem zajímavého uspořádání oblouků je „butterfly“ konstrukce s betonovou mostovkou zavěšenou na dvojici vykloněných oblouků navržená pro přemostění řeky Willamette v Salemu ve státě Oregon (**Obr. 7.130**) a přes řeku Berounku v Čivčicích (**Obr. 7.131**).



Obr. 7.130 Lávka přes Willamette v Salemu



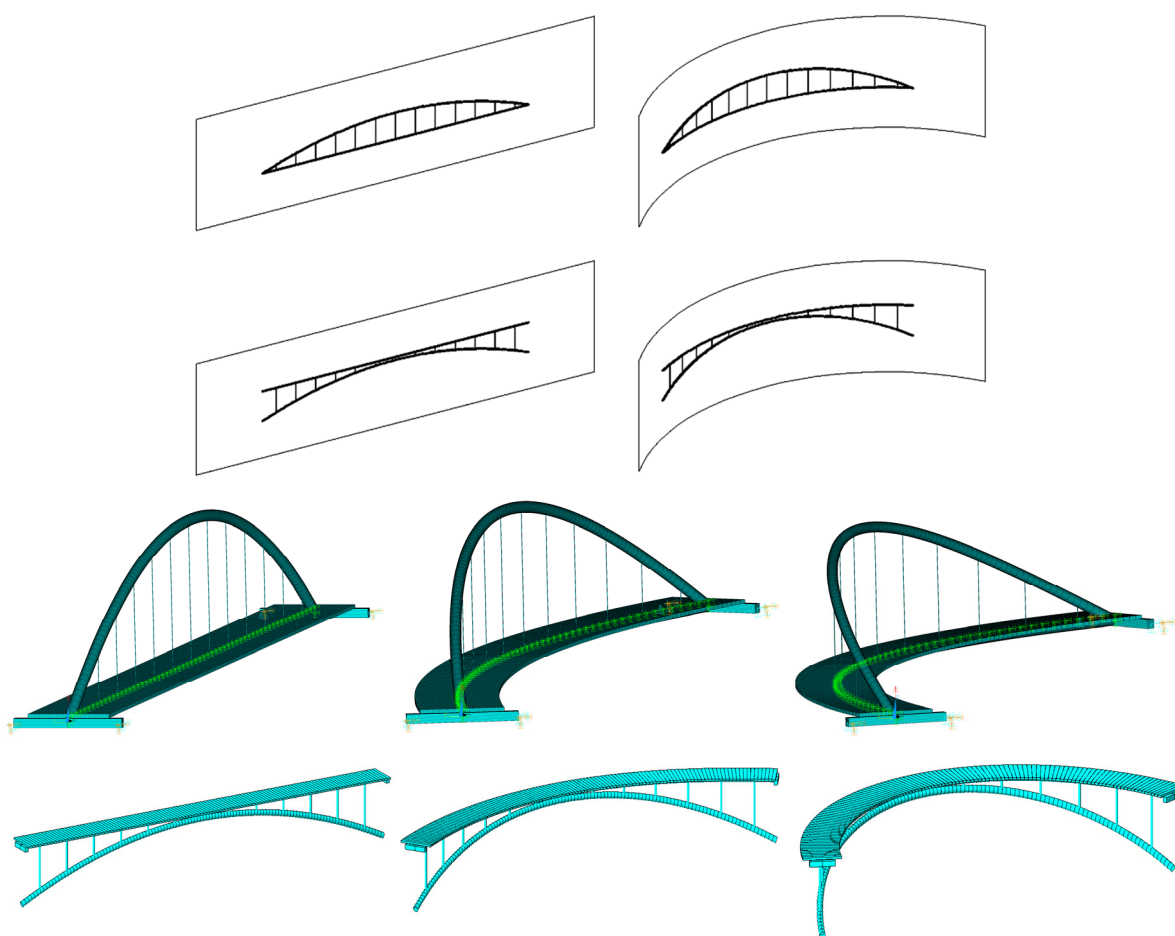
Obr. 7.131 Lávka pro pěší přes řeku Berounku

Tato problematika navazuje na výzkum štíhlých lávek pro pěší z předpjatého pásu a konstrukcí visutých popsanych v předchozích kapitolách. Motivací pro studium tohoto typu konstrukcí je jejich specifická oblast použití. Jedná se zejména o turisticky zajímavá místa, ať už jde o centra významných měst nebo lokality s přírodními památkami. Půdorysně zakřivená lávka pak slouží nejen pro převedení dopravy, ale i jako vyhlídka pro návštěvníky. V následujících pasážích práce budou za finančního přispění grantového projektu [P5] popsány dvě testované konstrukce podporované obloukem.

Po počátečních studiích zjišťujících možnosti reálného půdorysného zakřivení bylo přistoupeno k návrhu dvou konstrukcí lávek pro teoretické rozpětí 60 m a následně pak k výstavbě a testování fyzikálních modelů v měřítku 1:10.

7.6.1 Studie vlivu půdorysného zakřivení konstrukce

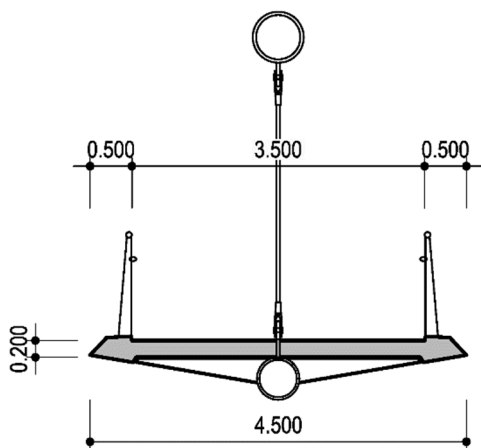
Vlastnímu návrhu studovaných konstrukcí předcházela parametrická studie s cílem zjistit možnosti půdorysného zakřivení mostovky [32], [33]. Výchozí konstrukce byla tvořena rovinným ocelovým obloukem, na kterém byla zavěšena nebo který podporoval mostovku šířky 4,5 m sestávající z ocelové trouby a pochůzí betonové desky (**Obr. 7.132**). Rozpětí lávek, měřené v ose mostovky, bylo uvažováno 60 m. Oblouk byl při zakřívování situován vždy v ose mostovky. Konstrukce byly nejprve analyzovány jako přímé a následně v pěti krocích byly postupně zakřívovány do poloměrů 500 m, 250 m, 100 m, 50 m a 25 m. Zakřivení bylo realizováno tak, že byla celá konstrukce navinuta na svislou válcovou plochu. Tato metoda bývá užívána u konstrukcí o velmi malé půdorysné křivosti. Při analýze byl nejprve stanoven výchozí stav konstrukce a poté bylo aplikováno nahodilé zatížení 4 kN/m^2 umístované na mostovce ve třech polohách.



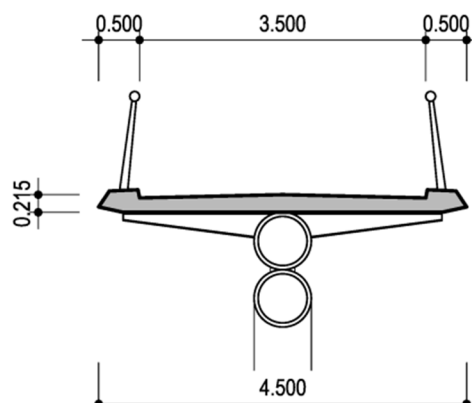
Obr. 7.132 Princip půdorysného zakřivení konstrukcí kolem svislé válcové plochy

U prvního typu konstrukce zavěšené na oblouku je mostovka sestavena z ocelové roury průměru 508 mm a pochůzí betonové desky tloušťky 200 mm. Délka mostovky měřená v ose ocelové trouby činí 60,0 m. Volná šířka na mostě je 3,5 m. Ocelový oblouk tvořený rourou o průměru 610 mm je veden v prostorové křivce blízké parabole druhého stupně se vzepětím 8,0 m. Mostovka je na oblouku zavěšena prostřednictvím tyčových závěsů v ocelové rouře mostovky (**Obr. 7.133**).

U druhého typu konstrukce podporované obloukem je mostovka sestavena z ocelové roury průměru 700 mm a betonové desky tloušťky 215 mm. Ocelový oblouk tvořený rourou o průměru 700 mm je veden rovněž v prostorové křivce tvaru paraboly druhého stupně se vzepětím 6,0 m. Mostovka je podporována prostřednictvím kloubově uložených vzpěr proměnné délky a sklonu (**Obr. 7.134**).

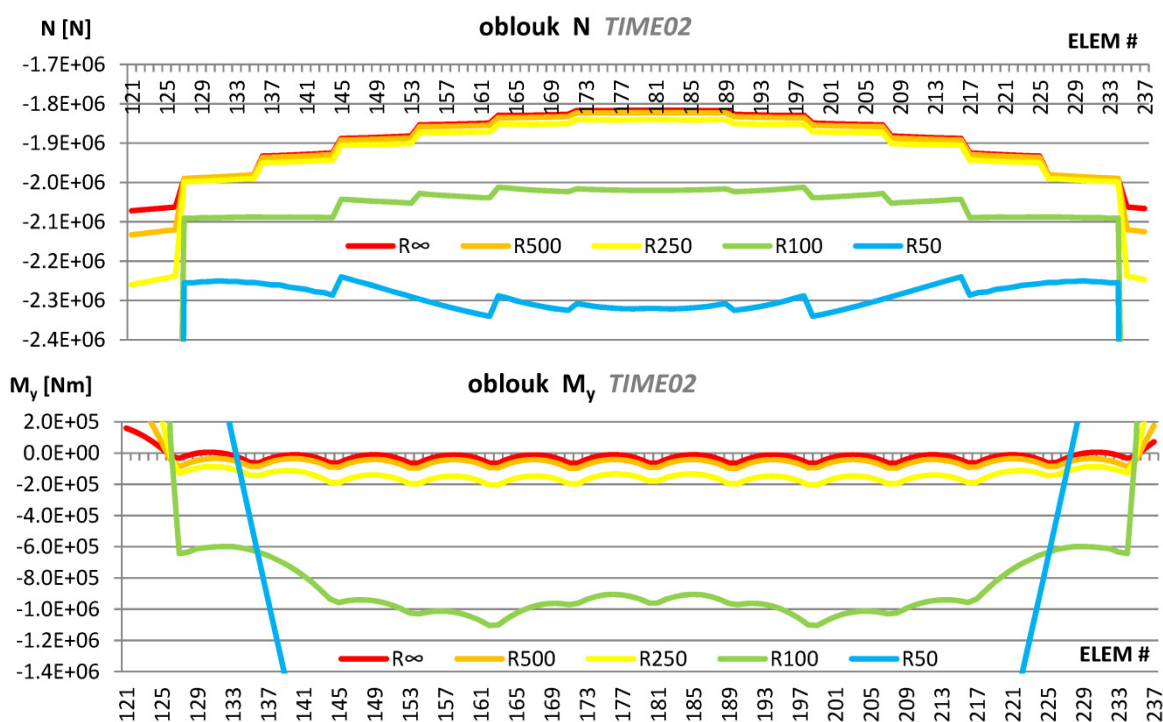


Obr. 7.133 Příčný řez lávkou zavěšenou na oblouku



Obr. 7.134 Příčný řez lávkou podporovanou obloukem

Statická a dynamická analýza konstrukcí byla řešena na prutových modelech v systému ANSYS a MIDAS se zohledněním geometrické nelinearity. Na počátku analýzy byl vždy řešen výchozí stav konstrukce a následně různá uspořádání proměnného zatížení lidmi.

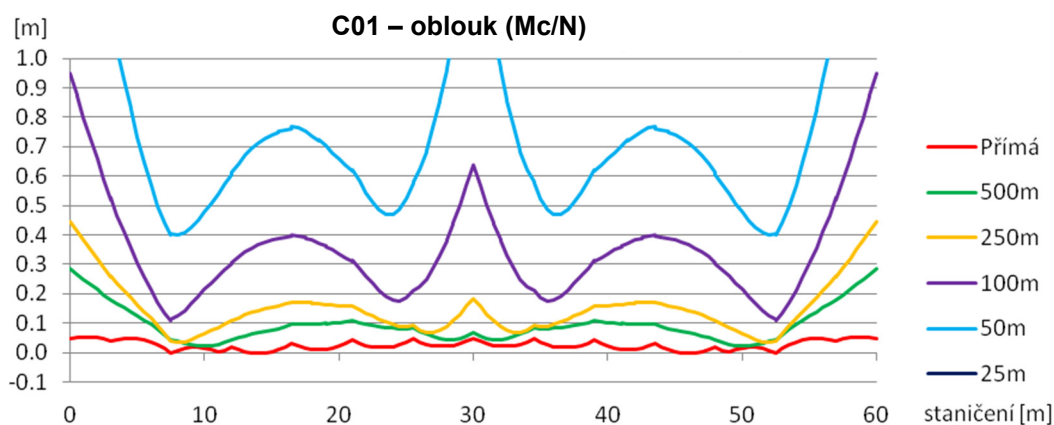


Obr. 7.135 Normálové síly a ohybové momenty v oblouku u lávky zavěšené na oblouku

Na **Obr. 7.135** lze srovnat průběh normálové síly a ohybového momentu v oblouku lávky zavěšené na oblouku ve sledovaných poloměrech. Tyto průběhy vnitřních sil odpovídají

výchozímu stavu konstrukce. Z výsledků je patrné, že pro velké poloměry (přibližně do 250 m) je chování konstrukce blízké půdorysně přímé variantě. Pro snižující se poloměry je logicky ohybové namáhání oblouku a mostovky několikanásobně vyšší. V poloměru zakřivení 100 m je možné navrhnout lávku pouze se značným nadvýšením. Deformace mostovky jsou v řádu centimetrů a oblouku přibližně 1,0 m. Pro menší poloměry se použité konstrukční uspořádání lávky jeví jako nereálné.

Rovněž různě zakřivené konstrukce podporované obloukem se dle předpokladu chovají v závislosti na velikosti zakřivení velmi rozdílně. Se vzrůstající půdorysnou křivostí se zdatně zvětšuje ohybové namáhání oblouku a jeho svislé a příčné deformace. Nejlépe je toto sledováno na poměru celkového ohybového momentu M_c (je roven odmocnině ze součtu čtverců ohybových momentů kolem obou os průřezu oblouku) a osově normálové síly N (**Obr. 7.136**). Je zřejmé, že pro poloměr 500 m vykazuje konstrukce chování téměř totožné jako přímá konstrukce. Naopak konstrukce o poloměru zakřivení 100 m a menším již nemají s obloukem téměř nic společného, jedná se spíše o konstrukce podporované zakřiveným nosníkem namáhaným převážně ohybem. Z toho vyplývá, že pouhé válcové zakřívování rovinné konstrukce nevede pro vyšší půdorysné křivosti směrových oblouků k optimálnímu návrhu obloukové konstrukce. Hraničním poloměrem tak zůstává 250 m, pro konstrukce se zakřivením větším je nutné použít jinou metodu.



Obr. 7.136 Srovnání poměrů M_c/N pro různá zakřivení lávky podporované obloukem

Z výsledků je zřejmé, že do poloměru zakřivení 250 m se konstrukce chová přibližně stejně jako řešení rovinné varianty. Pro menší poloměry je však namáhání oblouku a mostovky řádově vyšší. Konstrukci s poloměrem 100 m je možné navrhnout pouze se značným nadvýšením jak ve svislém, tak i v příčném směru. Lávka s poloměrem 50 m je v daném konstrukčním uspořádání s ohledem na dimenze nereálná.

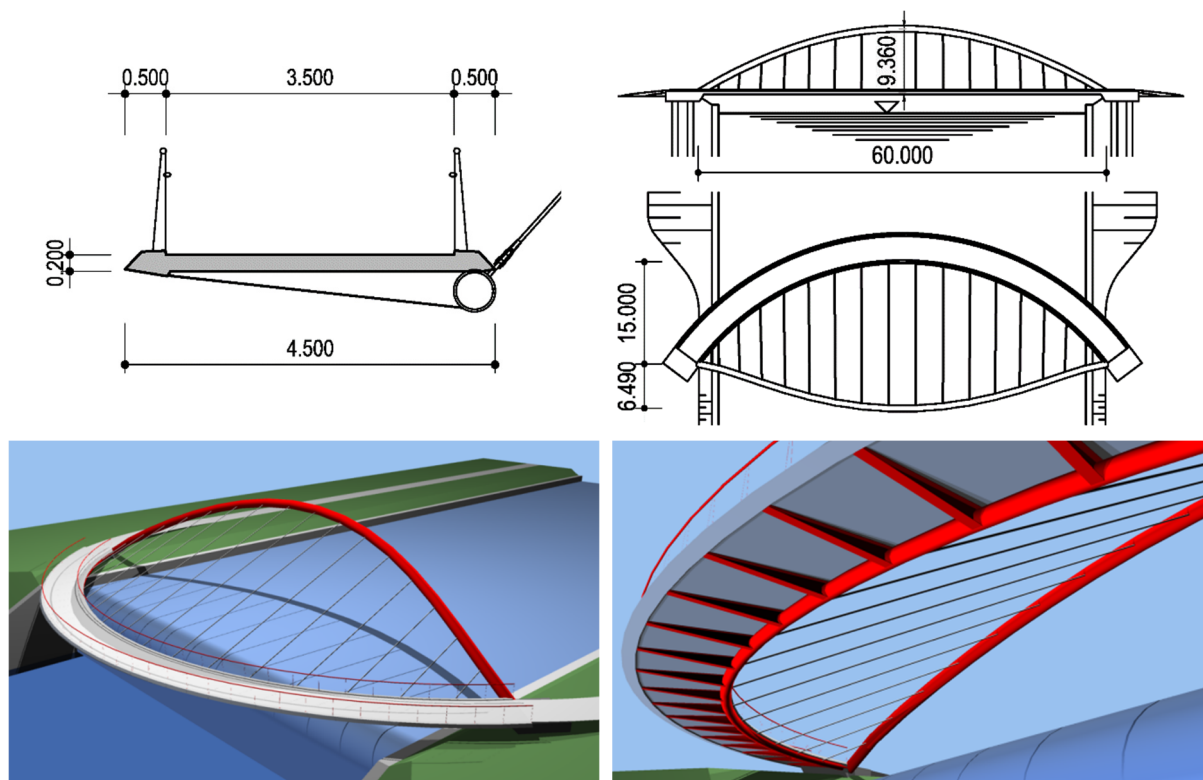
Reálnost všech variant studovaných konstrukcí byla kontrolována i dynamickou analýzou. Pro všechny varianty byla zpracována modální analýza určující vlastní frekvence s odpovídajícími vlastními tvary kmitání (**Tab. 7.3**). S ohledem na první ohybové frekvence nacházející se v rozmezí frekvence lidské chůze byla posouzena také kritéria pohody uživatelů při harmonické analýze.

f [Hz]	Most zavěšený na oblouku			Most podporovaný obloukem		
	Ohybové	Torzní		Ohybové	Torzní	
$R \infty$	1,311	2,825	2,948	3,029	5,706	3,277
R 500	1,310	2,858	2,953	3,016	5,666	3,164
R 250	1,309	2,915	2,971	2,981	5,585	3,947
R 100	1,301	3,007	3,087	2,855	5,350	5,668
R 50	1,249	2,845	3,475	2,706	5,261	8,875

Tab. 7.3 Vlastní tvary a frekvence studovaných variant

7.6.2 Hledání optimálního tvaru

Z výše uvedeného je evidentní, že pro malé poloměry půdorysného zakřivení je nutné najít optimální konstrukční uspořádání s optimální prostorovou geometrií oblouku, kde oblouk má výchozí lanový tvar. Nejvhodnější řešení představuje zakřivená mostovka zavěšená na jedné straně s vykloněným obloukem na vnitřní stranu půdorysného oblouku. Totéž platí pro konstrukce podporované obloukem, jen vyklonění oblouku uvnitř půdorysného oblouku nebývá tak velké. Oblouk bývá navíc spojen s mostovkou na ose mostu.



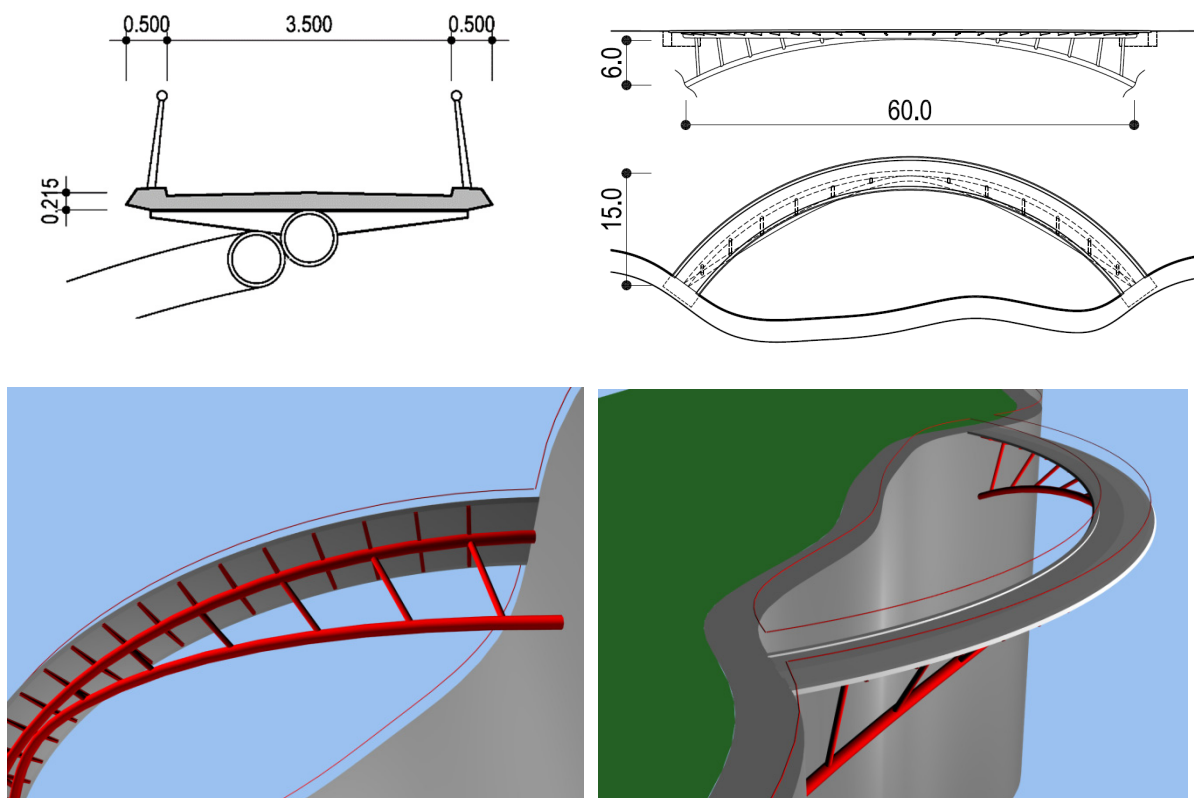
Obr. 7.137 Optimální geometrie lávky zavěšené na oblouku

Mostovky obou lávek byly nově vedeny v poloměru 37,5 m se vzepětím 15,0 m. Délka mostovky, která je tvořená ocelovou trubkou a pochází monolitickou železobetonovou deskou, tak činila 69,55 m.

U zavěšené varianty je mostovka volné šířky 3,5 m vynášena 14 tyčovými závěsy spuštěnými z ocelového oblouku o vzepětí 9,36 m a kotvenými v místě radiálně uspořádaných

ocelových mezilehlých příčníků (**Obr. 7.137**). Ocelová trubka mostovky má průměr 508 mm, oblouk je tvořen trubkou průměru 914 mm. Kroucení mostovky je pak eliminováno předpětím situovaným v madle zábradlí.

Druhá varianta je naopak podporována ocelovým obloukem prostřednictvím skloněných kloubově uložených ocelových trubkových vzpěr (**Obr. 7.138**). Oblouk má svislé vzepětí 6,0 m. Průměr trubky mostovky a shodně i trubky oblouku je 700 mm.

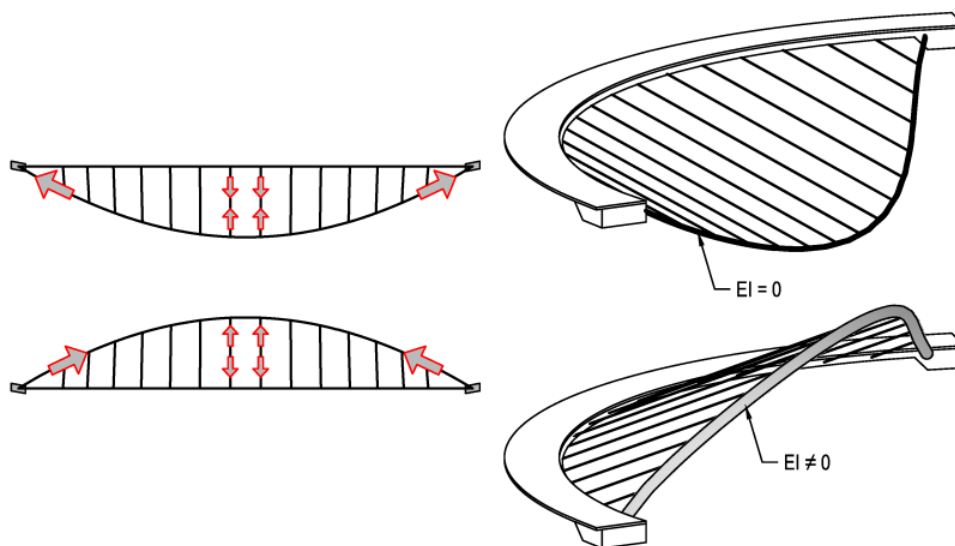


Obr. 7.138 *Optimální geometrie lávky podporované obloukem*

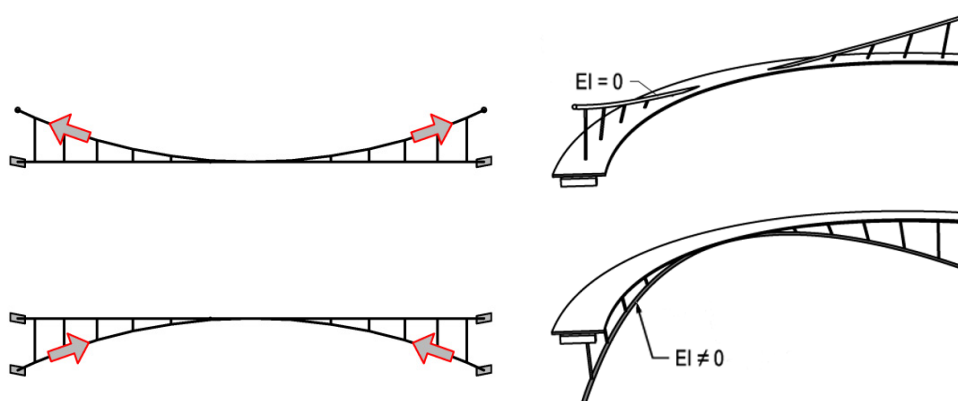
Hledání optimálního tvaru oblouku vychází z řešení rovinných obloukových konstrukcí. Je snaha najít optimální tvar oblouku tak, abychom docílili tzv. výchozího stavu konstrukce, ve kterém je dosaženo rovnováhy po aplikaci vlastní tíhy a ostatních stálých zatížení s minimálním ohybovým namáháním oblouku (oblouk je namáhán převážně normálovou silou). Princip metody inverze visutého kabelu spočívá v návrhu visuté konstrukce o vzepětí kabelu rovnému vzepětí hledaného oblouku. Kabel je v tomto případě namáhán pouze tahovými normálovými silami. Pokud je jeho výchozí tvar invertován a prvky kabelu nahrazeny prvky oblouku, měl být při totožných okrajových podmínkách oblouk namáhán stejně velkými normálovými silami opačného znaménka – tlakem v celém svém průřezu. Pomocí iteračního algoritmu je pak nalezen optimální tvar oblouku, jehož tvar neodpovídá žádné tradiční matematické křivce. Pro eliminaci svislých deformací mostovky ve výchozím stavu se dále upraví síly v závěsech nebo vzpěrách.

Tvar oblouku v případě mostovky zavěšené na oblouku byl nalezen na visuté konstrukci, v níž bylo visuté lano nulové ohybové tuhosti situováno pod mostovkou nesenou tuhými vzpěrami. Inverzní iterační analýzou geometrie výsledného visutého lana byl získán výchozí tvar oblouku (**Obr. 7.139**).

V případě konstrukce podporované obloukem byla výsledná geometrie oblouku hledána pomocí klasického visutého lana, jehož geometrie byla následně invertována pod mostovku (**Obr. 7.140**). Síly ve visutém kabelu byly řešeny stejně jako v předchozím případě iteračně.








Obr. 7.139 Metoda inverze visutého lana – konstrukce zavěšená na oblouku



Obr. 7.140 Metoda inverze visutého lana – konstrukce podporovaná obloukem

Pro úplnost řešení byla pro poloměr zakřivení mostovky 37,5 m také zpracována modální analýza určující vlastní frekvence s odpovídajícími vlastními tvary kmitání (**Tab. 7.4**).

f [Hz]	Most zavěšený na oblouku		Most podporovaný obloukem		
	Ohybové	Torzní	Ohybové		
R 37,5					
	1,078	2,061	4,879	1,828	2,095
				3,171	

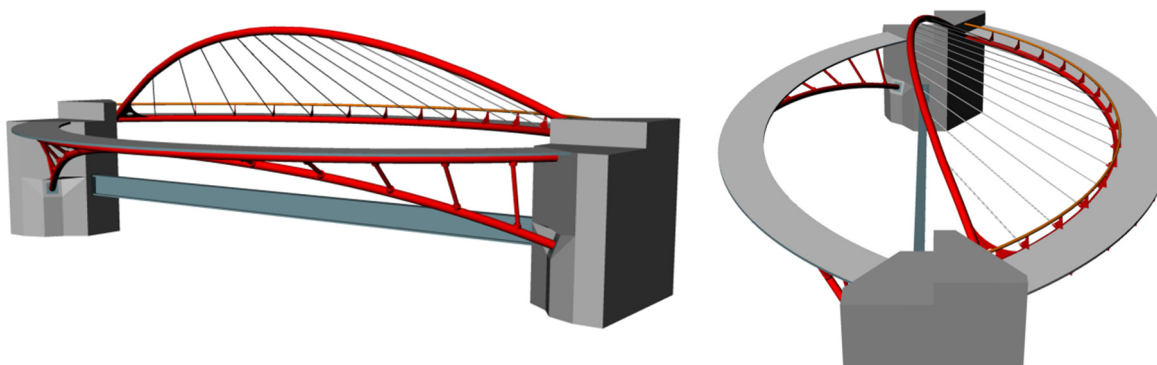
Tab. 7.4 Vlastní tvary a frekvence pro poloměr zakřivení 37,5 m

7.6.3 Fyzikální model, modelová podobnost

Pro ověření statického chování navrhovaných lávek pro pěší byly vyrobeny fyzikální modely v měřítku 1:10 [34], [35]. S ohledem na stabilitu experimentu byly oba modely uloženy na společných základových blocích, čímž odpadá problém složitého zakládání ve zkušební

hale, kdy modely mohou být vetknuty pouze do tížních opěr. Obdobná konfigurace byla již zvolena dříve v minulosti realizovaných modelů. V půdoryse tak získal rozsáhlý fyzikální model spojený do jediného experimentu čočkovitý tvar (**Obr. 7.141**).

S ohledem na použití stejných materiálů v modelu jako u reálné konstrukce byla uvažována přímá modelová podobnost, která předpokládá rovnost napětí a poměrných přetvoření na modelu a na konstrukci skutečných rozměrů. Podmínky podobnosti jsou pak zaručeny zvýšením stálého zatížení balastní zátěží, která odpovídá $(\lambda-1)$ násobku vlastní tíhy (λ je zvolené měřítko). V našem případě pro měřítko 1:10 je jedná o devítinásobek součtu vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení (**Obr. 7.142**). Další provozní nahodilé zatížení aplikované na model dle pravidel modelové podobnosti je stejné jak do velikosti, tak do způsobu uložení jako na reálné konstrukci.



Obr. 7.141 Vizualizace fyzikálního modelu



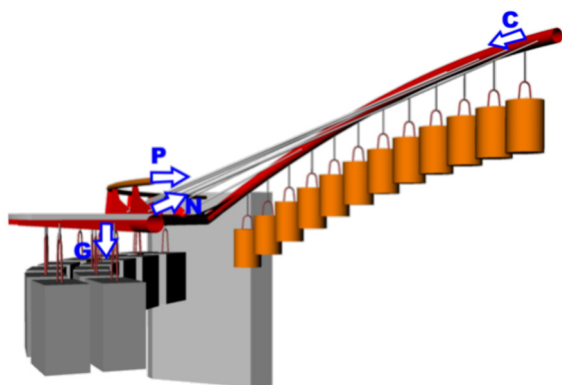
Obr. 7.142 Reálný model před zatěžovacími zkouškami, doplněné balastní zátěží

7.6.4 Popis modelu

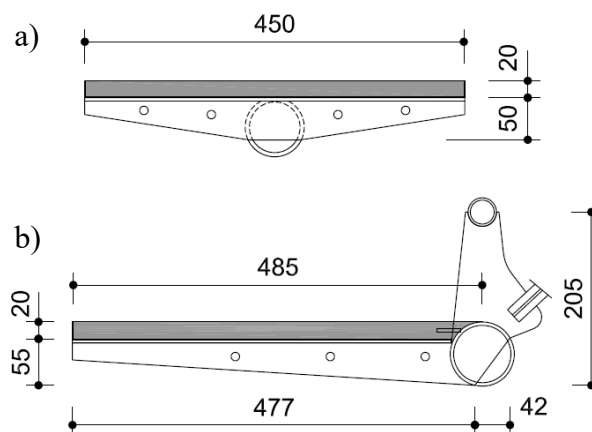
Teoretické rozpětí ocelových konstrukcí lávek v modelu bylo 6,0 m. Obě lávky byly kotveny do železobetonových základových bloků tvaru nepravidelného šestibokého hranolu, připravovaných in situ dle prostorových potřeb experimentu. Tuhé spojení mostovek se základy bylo realizováno kotvením do základových bloků a následným přebetonováním. V nadbetonávce bylo také kotveno předpínací lano zavěšené varianty. Na všechny ocelové prvky byla použita ocel S355.

Ocelový oblouk konstrukce lávky podepřené obloukem je tvořen rourou profilu $\text{Ø}70/5$ mm. Je zakončen na obou stranách koncovými plechy tloušťky 10 mm opatřenými čtveřicí otvorů pro kotvení. Oblouk je s rourou mostovky propojen 12 vzpěrami proměnné délky profilu

Ø33,7/2,6 mm. Ve středu rozpětí jsou navíc obě roury spojené prostřednictvím dvou vevařených plechů tloušťky 8 mm. Mostovku tvoří ocelová roura profilu Ø70/5 mm skružená do oblouku konstantní křivosti o poloměru 3,75 m a vzepětím mezi teoretickými podporami 1,5 m. Délka roury je mezi koncovými (kotevními) příčnicí 7,8 m. Do roury je vevařeno 27 ks mezilehlých příčniců proměnného průřezu tvaru písmene T svařených z plechů tloušťky 4 mm, ve stojině opatřených čtyřmi otvory pro zavěšení balastního zatížení (**Obr. 7.144a**). K příčnicím je přivařen ocelový plech tloušťky 1 mm z oceli S235 tvořící žlab tvaru písmene U použitý jako ztracené bednění. Spřažení betonové desky o rozměrech 450 x 20 mm je zajištěno pomocí přibodovaných matic M8/4.6 v pravidelném rastru.



Obr. 7.143 *Idea přenosu zatížení u zavěšené varianty*



Obr. 7.144 *Příčný řez mostovkou, a) lávka podep. obloukem, b) zavěš. na oblouku*

Trubka mostovky konstrukce zavěšené na oblouku byla zakřivena do části kruhového oblouku o poloměru 3,75 m s teoretickým vzepětím 1,5 m. Ocelový oblouk byl vetknut do trubky mostovky a takto vzniklý rámový roh byl vyplněn vevařením ocelové výztuhy z plechu tloušťky 8 mm. Trubka oblouku i mostovky měla průřez Ø76/4 mm. Ocelový oblouk byl svařen ze dvou zkružených částí do složeného kružnicového oblouku blízkého parabole druhého stupně se svislým vzepětím přibližně 1,2 m a poté odkloněn od svislice o cca 30°. V oblouku byly vevařeny styčnickové plechy pro kotvení závěsů, dále úchyty z betonářské výztuže Ø6 pro zavěšení balastní zátěže. Závěsy byly realizovány jako tuhé dvojice tyčí profilu T25, které byly kotveny do styčnickových plechů u všech příčniců mostovky. Hybridní mostovka šířky 485 mm byla tvořena ocelovou trubkou a betonovou deskou tl. 20 mm včetně „ztraceného bednění“ z 1 mm tlustého ocelového plechu. Spřažení bylo provedeno pomocí navařených matic M8 v definovaném rastru. Spřažení s trubkou mostovky bylo zajištěno po celé délce navařením ohnuté betonářské výztuže Ø6 do vlny. Pro zajištění rovnováhy v příčném směru byl v trubce Ø33,7/2,6 představující madlo zábradlí, protažen předpínací kabel. Ocelové příčnicí byly realizovány jako plech tl. 4 mm s navařenou přírubou. V plechu příčnicí byly vyvrtány tři otvory průměru 10 mm pro zavěšení balastní zátěže (**Obr. 7.144b**).

Obrázek (**Obr. 7.143**) ukazuje princip přenosu zatížení u konstrukce zavěšené na oblouku. Vlastní tíha mostovky “G” je eliminována svislou složkou síly v závěsu “N”. Závěs přenáší zatížení do oblouku a oblouk pak do základů. Kroucení mostovky vyrovnávají radiální účinky předpínací síly “P”.

7.6.5 Stavba modelu

Kompletace modelu z předem vyrobených částí byla zahájena usazením a přikotvením ocelových konstrukcí na dvojici železobetonových bloků (**Obr. 7.145**). Oba základové bloky byly ze stabilitních důvodů ve fázích testování propojeny táhlem z profilu HEB200.

Následovalo obetonování uložení koncových částí mostovky (**Obr. 7.146**). Funkce obetonování spočívala především ve vytvoření dokonalého vetknutí mostovky a zakotvení předpínacího lana u zavěšené varianty. V této fázi výstavby byl model připraven na zavěšení balastní zátěže (**Obr. 7.147**). Celkem tedy bylo na konstrukci podepřenou obloukem zavěšeno 2627,0 kg balastního zatížení. V případě konstrukce zavěšené na oblouku bylo na oblouk zavěšeno celkem 414 kg závaží a pod mostovku pak celkem 2156 kg balastu. V průběhu zavěšování dodatečné zátěže byl předepnut kabel v madle zábradlí.

Stavba modelu byla ukončena betonáží sprážené mostovky speciální směsí mikrobetonu tloušťky 20 mm (**Obr. 7.148**). U zavěšené lávky byla zkušebně vynechána protismršťovací přísada a byla nahrazena expanzní přísadou a polymerními vlákny.



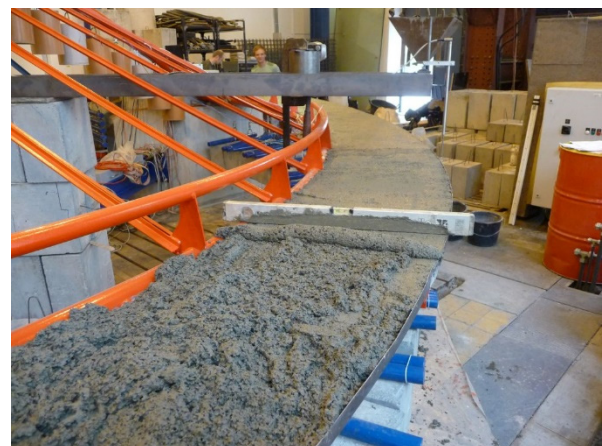
Obr. 7.145 Osazení ocelových konstrukcí



Obr. 7.146 Obetonování uložení mostovky



Obr. 7.147 Model před balastní zátěží

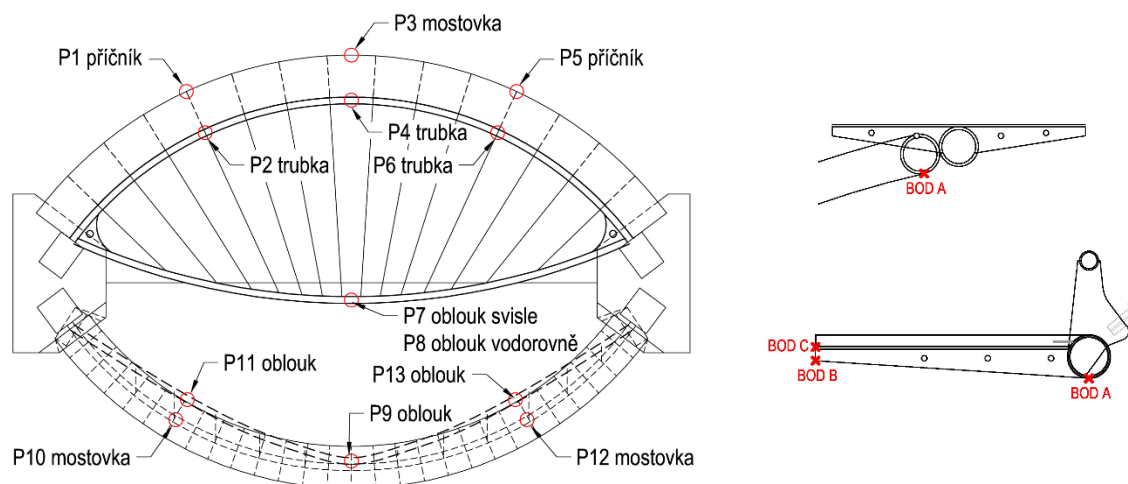


Obr. 7.148 Betonáž desky mostovky

7.6.6 Osazení měřicí technikou

Pro sledování napjatosti jednotlivých konstrukčních částí byly použity odporové tenzometry značky HBM. Pro ocelové prvky typ 6/350 LY11 a pro betonovou mostovku typ 20/120 LY41.

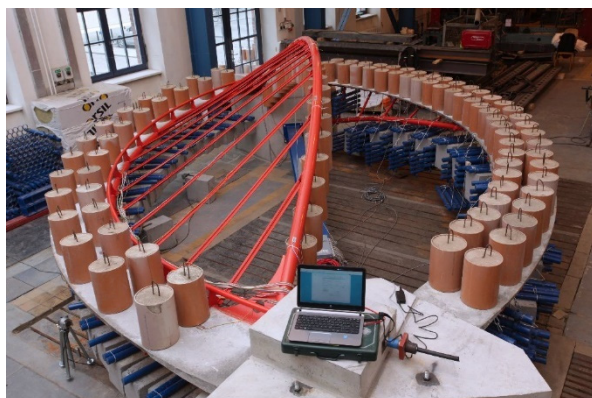
Velikost předpínací síly byla měřena pomocí dvou siloměrů osazených na kotevní desky. Pro měření průhybů byly použity u zavěšené lávky potenciometrické snímače deformace a u podepřené lávky indukční snímače dráhy (**Obr. 7.149**). Měřicí aparaturu tvořily tři ústředny typu Pohl 2×32 kanálů a osmikanálová ústředna Spider 8. Celkový počet odporových tenzometrů umístěných na ocelových konstrukcích činil 69 kusů. Na betonových mostovkách pak 13 kusů. Tenzometry i snímače deformace byly umísťovány do typických míst na konstrukci – polovina, čtvrtina rozpětí a vetknutí. U zavěšené varianty byl na oblouku sledován průhyb pouze v polovině rozpětí jak ve svislém, tak ve vodorovném směru.



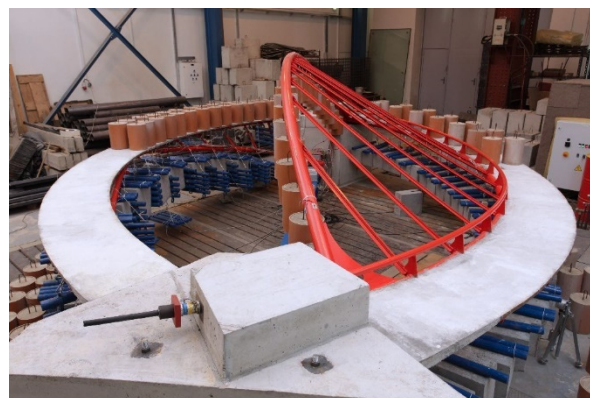
Obr. 7.149 Schéma umístění průhyboměrů

7.6.7 Provozní a mezní zatěžovací zkoušky

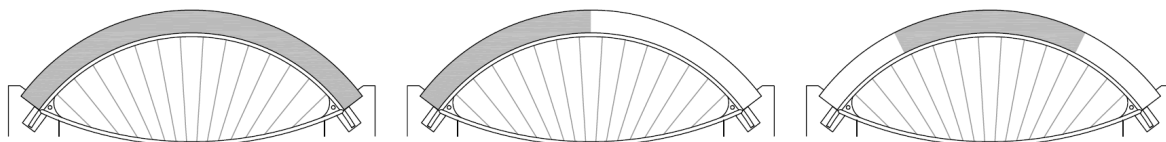
Statické zatěžovací zkoušky byly provedeny pro tři polohy nahodilého zatížení (**Obr. 7.152**). První poloha představovala plné zatížení po celé délce mostovky (**Obr. 7.150**), druhá zatížení na jedné polovině (**Obr. 7.151**) a pro třetí polohu bylo zvoleno zatížení ve středu pole. Lávky byly zatěžovány závažím ve formě betonových válců o hmotnosti 18 kg. V případě konstrukce podepřené obloukem odpovídalo zatížení válci na zatěžovací šířce 0,35 m rovnoměrnému zatížení $4,00 \text{ kN/m}^2$. Pro konstrukci zavěšenou na oblouku představovalo zatížení válci $3,87 \text{ kN/m}^2$ na reálné konstrukci.



Obr. 7.150 Plné nahodilé zatížení



Obr. 7.151 Zatížení na polovině mostovky



Obr. 7.152 Schéma umístění nahodilého zatížení

Pro testování lávky podporované obloukem v mezním stavu únosnosti byla zvolena pouze jedna poloha nahodilého zatížení (**Obr. 7.153**). Mostovka byla na celé délce zatížena betonovými kvádry (27 ks) o hmotnosti 55 kg a válci (38 ks) o hmotnosti 18 kg. Výsledné zatížení 2169 kg odpovídalo 2,23násobku plného nahodilého zatížení, tj. 8,93 kN/m². Po odtížení byly na mostovce patrné 4 vlasové, již uzavřené trhliny, způsobené příčným ohybovým namáháním betonové mostovky.

Z důvodů těžko stanovitelné maximální únosnosti konstrukcí, dané velice konzervativním přístupem k materiálovým charakteristikám materiálů v normách pro návrh stavebních konstrukcí, byla snaha zjistit také limitní hodnotu zatížení. S ohledem na možné zřícení konstrukce byly odpojeny ústředny a měřicí aparatura pro poměrná přetvoření a deformace a sledován byl pouze průhyb konstrukce v místech jeho očekávaného maxima. Jako první limitní stav bylo aplikováno rovnoměrné zatížení po celé délce mostovky. Na mostovku bylo rovnoměrně umístěno celkem 14 betonových bloků o hmotnosti 200 kg, 32 betonových bloků o hmotnosti 55 kg a na závěr ještě 1 betonový blok o hmotnosti 100 kg doprostřed rozpětí mostovky. Více zatížení nebylo možno z prostorových a kapacitních důvodů na konstrukci umístit. Celkové zatížení činilo 4660,0 kg, což odpovídalo plošnému zatížení 19,2 kN/m² (více než 4,7násobek provozního zatížení). Limitní únosnosti dosaženo nebylo. Celková deformace konstrukce v polovině rozpětí byla 13 mm, z toho 4 mm nevratná složka. Zároveň došlo k popraskání mostovky na několika místech.

Druhou polohou bylo limitní zatížení na jedné polovině délky mostovky (**Obr. 7.154**). Celkem bylo použito 11 betonových bloků o hmotnosti 200 kg, 18 bloků o hmotnosti 55 kg a na závěr 1 blok 200 kg doprostřed zatěžované oblasti. Celkové zatížení 3390,0 kg odpovídalo plošnému zatížení na polovinu konstrukce 27,9 kN/m² (téměř 7násobek provozního zatížení). Ani v tomto případě nebylo dosaženo limitní únosnosti. Celková deformace v zatížené čtvrtině rozpětí činila 13 mm, z toho 1 mm byla nevratná složka, celková deformace uprostřed rozpětí činila 2 mm. Zatížení způsobilo rozvinutí trhlin na mostovce.

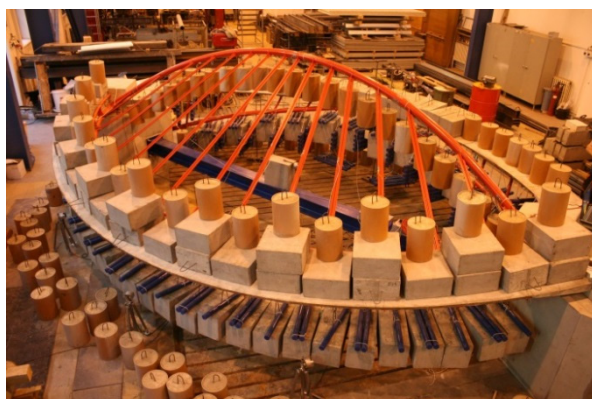


Obr. 7.153 Mezní zatížení



Obr. 7.154 Limitní zatížení na polovině

Pro dosažení mezního stavu únosnosti lávky zavěšené na oblouku bylo zatížení realizováno jako plné nahodilé po celé délce mostovky, na kterou bylo celkem umístěno 32 ks závaží o tíze 48 kg a 21 ks závaží o hmotnosti 18 kg (**Obr. 7.155**). Po zatížení mostovky se deformace v delším časovém horizontu neustále pomalu zvětšovaly. Současně již byla výrazně porušena mostovka v místech nad koncovými příčnicíky mostovky (**Obr. 7.156**). Tento stav byl nakonec považován za mezní. Celkové zatížení o velikosti 1914 kg odpovídá přibližně $7,22 \text{ kN/m}^2$ na reálné konstrukci.



Obr. 7.155 Mezní zatížení



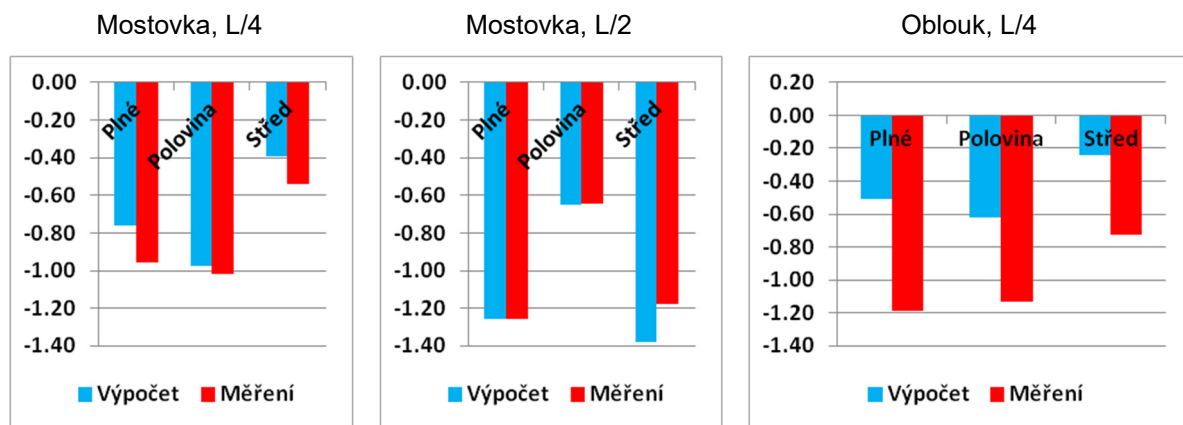
Obr. 7.156 Trhlina, koncový příčnicík

7.6.8 Základní vyhodnocení experimentů

Pro základní srovnání výpočetního modelu a experimentu uvedme porovnání deformací. Níže v tabulce je uvedeno porovnání průhybů u obou testovaných lávek pro pěší pro provozní nahodilé zatížení po celé délce mostovky (**Tab. 7.5**). Grafické znázornění naměřených a vypočtených hodnot v případě konstrukce podepřené obloukem je zobrazeno na **Obr. 7.157**.

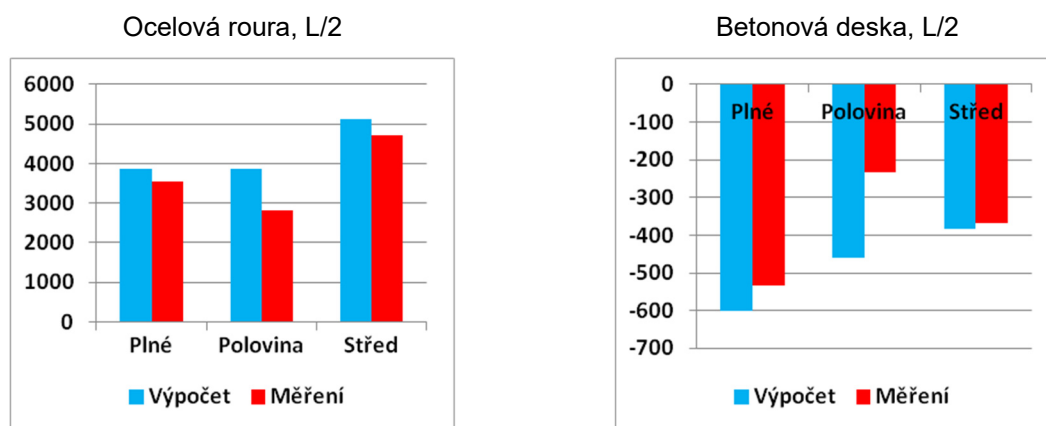
Průhyb [mm]	Most podporovaný obloukem			Most zavěšený na oblouku		
	most L/2	most L/4	oblouk L/4	Most L/2	Obl L/2 V	Obl L/2 H
Výpočet	1,247	0,650	0,526	41,640	11,810	23,380
Experiment	1,261	0,961	1,205	40,120	11,930	26,900

Tab. 7.5 Základní zhodnocení průhybů pro nahodilé zatížení na celé délce mostovky



Obr. 7.157 Grafické srovnání deformací [mm], lávka podporovaná obloukem

Rovněž naměřené hodnoty napjatosti velice dobře korelovaly s hodnotami získanými z výpočetního modelu, byly pouze v případě zatížení na celou délku mostovky a na její střední část přibližně o 10 % menší (**Obr. 7.158**).



Obr. 7.158 Vyhodnocení napjatosti mostovky [MPa] v L/2, lávka podporovaná obloukem

7.6.9 Dílčí závěr

Výpočty bylo prokázáno, že pro velké poloměry zakřivení (nad 250 m) lze obloukové konstrukce navrhovat pouhým zakřivením přímé konstrukce. Pro větší hodnoty křivosti již tato metoda vhodná není. Dále bylo prokázáno, že lze navrhovat půdorysně zakřivené obloukové konstrukce pomocí inverze geometrie visuté konstrukce. Zároveň je ale nutné metodu ještě dále zkoumat, hlavně z důvodu její možné aplikovatelnosti na vícepolové konstrukce.

Experimentální ověření chování dvojice modelů obloukových půdorysně zakřivených lávek napomohlo pochopení těchto konstrukcí a ukázalo, že se nově vyvinuté typy půdorysně zakřivených lávek chovají dle předpokladů. Zároveň měření prokázalo, že lze dosáhnout významné redukce ohybových momentů na oblouku optimalizací jeho tvaru.

Provedený experiment ověřil dostatečnou únosnost obou konstrukcí. Současně ale odhalil slabá místa jak při návrhu v rámci numerického modelování, tak při samotné realizaci konstrukčního uspořádání částí fyzikálního modelu.

Fyzikální model je nutno navrhnout vždy tak, aby co nejlépe vystihl konstrukční řešení reálné konstrukce. Zásadní je v tomto případě problematika napojování jednotlivých konstrukčních prvků na sebe, kdy zjednodušení spoje může vyústit ve významné přerozdělení tuhostí, a tím i vnitřních sil. Zároveň je v případě modelu obloukové konstrukce potřeba dbát na přesnost výroby a dodržení geometrie, protože i sebemenší excentricita má významný vliv na výsledné namáhání konstrukce.

8. Experimentální zkoušky konstrukčních prvků v měřítku 1:1

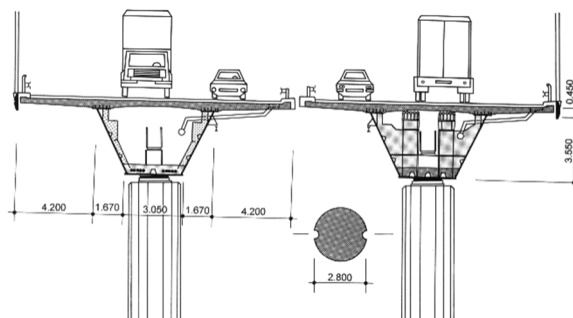
Mnohdy je výhodnější provést experimentální ověření přímo na stavbě, kdy se veškeré použité technologie ověří současně s prováděnou výstavbou. Výhodná bývá také výroba testovaných vzorků pomocí stavební mechanizace oproti laboratornímu vybavení zkušeben. Tímto způsobem lze kromě statického i mezně stavového chování ověřit i použité materiály, ověřit technologické postupy při výstavbě, také časovou náročnost výroby apod.

8.1 Zkouška mezní únosnosti předpjaté mostovky

Na jaře roku 2001 byla na Ostravské dálnici D47 zahájena stavba 402 m dlouhého dálničního mostu přes řeku Odru. Každý směr dálnice je převáděn po samostatném mostu (**Obr. 8.2**), jehož konstrukci tvoří spojitý ocelobetonový jednokomorový nosník o 4 polích s rozpětími od 49 do 102 m. Každý most je tvořen ocelovým korytem šířky 14,75 m, popřípadě 13,60 m, výšky 4,00 m a spřaženou betonovou mostovkovou deskou. Spřažený beton je také navržen u spodní pásnice vnitřních podpor. Deska mostovky je po 0,50 m předepnuta příčnými kabely ze 4 lan ϕ Lp15,5, které jsou vedeny v plochých kanálcích.



Obr. 8.1 Výstavba mostu přes Odru



Obr. 8.2 Charakteristický příčný řez

Komorový nosník je na vnitřních podpěrách podepřen jediným ložiskem, na krajních opěrách dvojicí ložisek zachycujících kroucení. Pro účinky kroucení je tedy rozpětí obou mostů 402 m. Konstrukce je podélně předepnuta 2×5 vnějšími průběžnými kabely tvořenými 27 lany ϕ Lp15,7 navrženými tak, aby i při nejnepříznivější poloze nahodilého zatížení nevzniklo v betonové desce napětí, které by překročilo dovolenou velikost v hlavním tahu danou pro omezené předpětí. V betonové desce tak nevzniknou trhlinky. Vnější průběžné kabely jsou vedeny přes celý most a jsou kotveny v koncových spřažených příčnicích. Kabely, jejichž průběh odpovídá průběhu ohybových momentů od zatížení stálého, jsou ohýbány v ocelových deviatorech. Konstrukční řešení vnějších kabelů vychází z technologie předpjátého betonu. Betonová mostovka nejen roznáší zatížení, ale také se výrazně podílí na přenosu podélných ohybových a krouticích účinků.

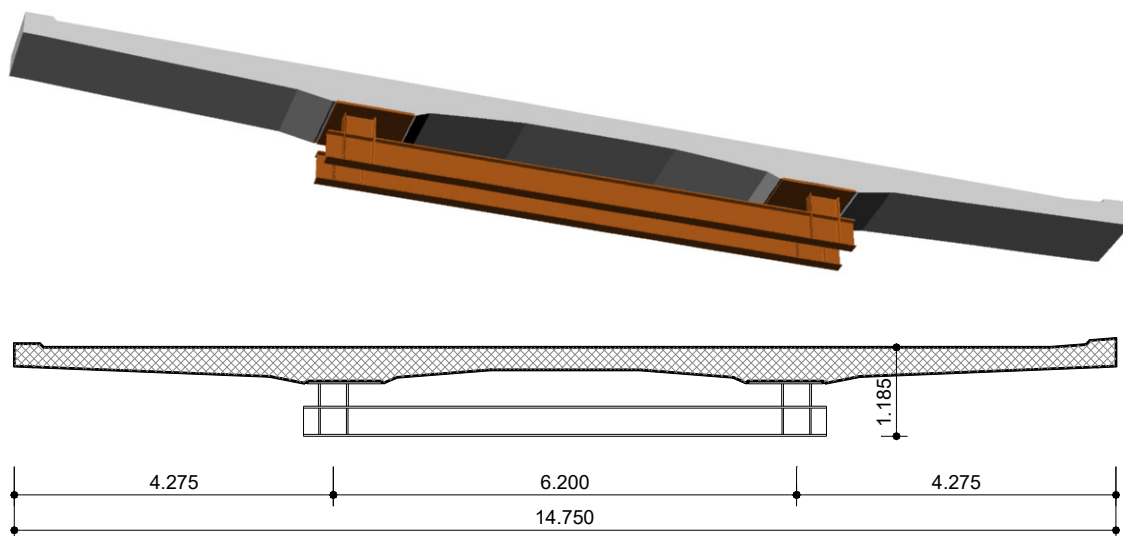
Ocelová konstrukce byla montována v postupné konzole od jedné opěry k opěře druhé. Ocelové segmenty délky až 24 m byly osazovány montážním jeřábem poježdícím po konstrukci (**Obr. 8.1**). Po smontování ocelové konstrukce byla u vnitřních podpěr

vybetonována spodní deska komorového průřezu a koncové spřažené příčníky. Potom postupně, v úsecích délky 24 m, byla betonována a příčně předpínána deska mostovky. Vnější konzoly desky byly betonovány do bednění zavěšeného na pojízdné skruži, deska mezi stěnami do pojízdného bednění podepřeného upravenými výztuhami stěn. Při postupné betonáži byly vynechány 24 m dlouhé úseky nad vnitřními podpěrami. Ty byly vybetonovány po uvolnění montážních podpěr [36].

8.1.1 Zkušební prvek mostovky komorového mostu

Zkušební prvek mostovky pro zkoušku mezní únosnosti byl zhotoven v areálu výroby prefabrikátů společnosti Ostravské dopravní stavby (ODS). Jde o 1 m široký výsek mostovky (**Obr. 8.3**). Prvek byl zhotoven za účelem ověření výpočtových předpokladů v projektu, dále ověření technologie a návrhu betonu a ověření injektáže příčné předpínací výztuže mostovky. Takto byly zhotoveny celkem dva zkušební prvky. Jeden byl v červnu roku 2002 rozřezán pro ověření injektáže, druhý byl předurčen pro zkoušku mezní únosnosti.

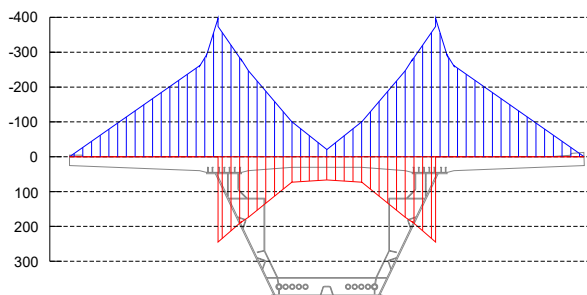
Návrh obou zkušebních prvků mostovky v měřítku 1:1 byl proveden dle pravidel modelové podobnosti s ohledem na požadované působení. Výsek mostovky šířky 1 m je vyroben stejně jako na skutečné konstrukci. Ocelová komora je dle výše zmíněných pravidel modelové podobnosti nahrazena dvojicí I profilů, které nahrazují rámovou tuhost komory mostu. Hmotnost prvku je 16 t, rozhodující rozměry jsou: celková délka 15 m, šířka 1 m, výška 1,185 m (**Obr. 8.3**). Podrobněji je prvek i schéma zatěžovací zkoušky zpracováno v [P9],[37], [38].



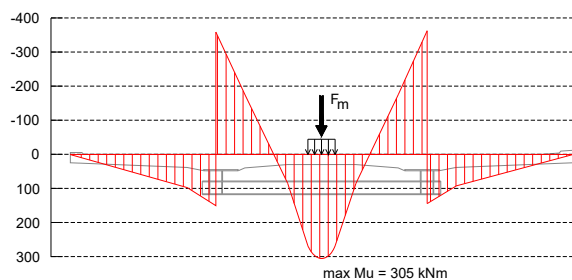
Obr. 8.3 Tvar a základní geometrie zkušebního prvku mostovky

8.1.2 Statická analýza

Detailní statická analýza navrhovaného dálničního mostu přes Odru byla předpokladem pro návrh a provedení zatěžovací zkoušky prvku mostovky. Zejména potom analýza v příčném směru pomohla při výběru kritického místa uprostřed rozpětí. Na **Obr. 8.4** je vykreslena obálka momentů od nahodilého zatížení pohybujícího se v příčném směru na skutečné konstrukci.



Obr. 8.4 Příčné momenty od proměnného zatížení na skutečné konstrukci [kNm]

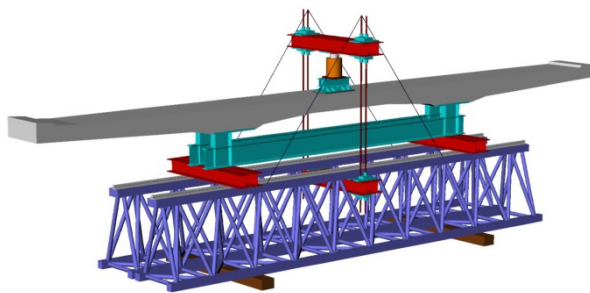


Obr. 8.5 Mezní moment na zkušebním prvku mostovky [kNm]

Mezní moment průřezu uprostřed rozpětí o velikosti $M_{Rd} = 305$ kNm byl vypočten s ohledem na parametry betonu [39], průřezové charakteristiky a příčné předpětí mostovky. Statickou analýzou byla dále vypočtena mezní síla F_m . Jedná se o zatížení, které rozloženo na dosedací ploše 400×800 mm vyvolá momentový účinek v daném měřeném průřezu zkušebního prvku rovný meznímu momentu. Průběh momentů od „bodového“ mezního zatížení je vykreslen na **Obr. 8.5**. Mezní vypočtená síla $F_m = 605$ kN.

8.1.3 Provedení zkoušky mezní únosnosti

Základna zatěžovacího rámu byla tvořena dvěma dílci jeřábové dráhy. Každý dílec byl tvořen prostorovou příhradovou konstrukcí délky 10,045 m a výšky 1,725 m. Na horním pásu byla připevněna kolejnička jeřábové dráhy. Na dílce byly uloženy příčníky podporující zkoušený prvek mostovky. Příčníky byly sestaveny z dvojice profilů HEB 260 spojených svary na sraz. Příčníky byly uloženy v osové vzdálenosti 6,140 m shodné s osami svislých I nosníků zkušebního prvku. Příčníky vynášely zkušební prvek podle **Obr. 8.6**.



Obr. 8.6 Přehledné sestavení zatěžovací zkoušky



Obr. 8.7 Prvek mostovky před zatěžovací zkouškou

Zatěžovací rám byl sestaven ze dvou příčníků a ze svislic. Příčníky byly sestaveny opět z dvojic profilů HEB 260 spojených svary a ocelovými podložkami tak, že mezi nimi byla mezera cca 40 mm pro průchod dvojice předpínacích tyčí CPS $\phi 32$ mm.

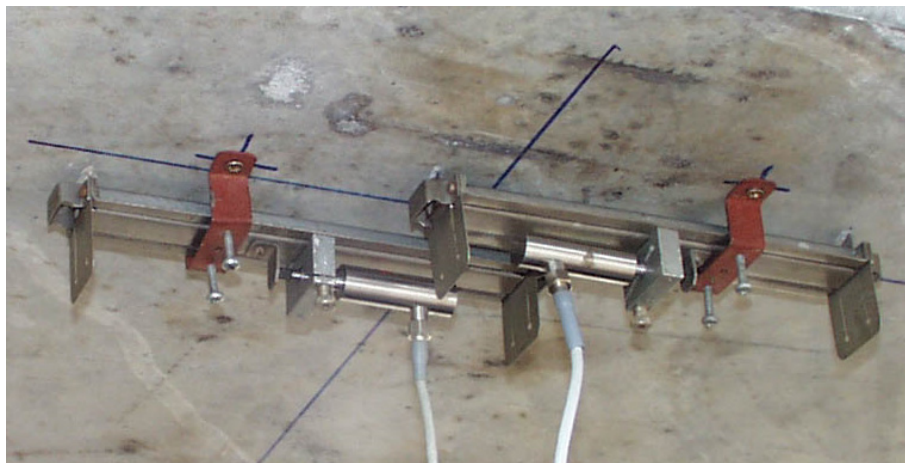
Zatěžovací břemeno bylo tvořeno lisem 2000 kN a pomocným roznášecím prahem. Práh představující předpokládaný roznos kolového tlaku o dosedací ploše na povrch betonu

400×800 mm byl sestaven z dvojice nánožek podložených překližkou a svařencem z válcovaných profilů U 160 mm. Na horní ploše lisu byl umístěn siloměr.

Takto sestavený zatěžovací rám tvořil rovnovážnou soustavu bez nutnosti kotvení zatěžovacích sil do podloží. Kapacita rámu (**Obr. 8.7**) byla dána únosností příhradových dílců, příčniců a svislých tyčí. Limitujícím prvkem byl horní příčník dimenzovaný na bodovou sílu hydraulického lisu cca 1000 kN.

8.1.4 Měřicí sestava a vstrojení experimentu

Měřenými veličinami bylo přetvoření na horním a spodním povrchu betonu, max. dosažená síla při mezním zatížení a průhyb mostovky ve středu segmentu a na jeho konzole. Přetvoření betonu na horním povrchu mostovky bylo snímáno odporovými tenzometry délky 100 mm. Dva tenzometry byly umístěny v ose mostovky po obou stranách břemene 200 mm od volného okraje betonu. Další dva byly umístěny příčně v ose břemene 200 mm od okrajů roznášecího prahu. Přetvoření betonu na spodním povrchu zkoušeného prvku mostovky bylo snímáno Hollanovými můstkami s délkou základny 200 mm osazenými indukčnostními snímači dráhy 10 mm (**Obr. 8.8**). Vždy dva můstky byly přeloženy přes sebe za účelem získání delší měřicí základny vhodné pro vyhodnocení přetvoření po vzniku trhlin.



Obr. 8.8 Hollanovy můstky při snímání přetvoření betonu

Průhyb mostovky zkušebního prvku byl snímán uprostřed segmentu pod zatěžovacím prahem a na konzole. Snímání na konzole segmentu bylo zvoleno jako doplňující údaj vhodný pro získání pootočení ve styčnicku příčného rámu zkušebního prvku. Pro měření průhybu byly použity indukčnostní snímače dráhy o kapacitě 150 mm. Signály snímačů a siloměru měřícího silové zatížení mostovky byly vedeny do měřicí ústředny a záznam byl prováděn průběžně po celou dobu zkoušky v časovém cyklu 2 sec.

8.1.5 Průběh a vyhodnocení zkoušky

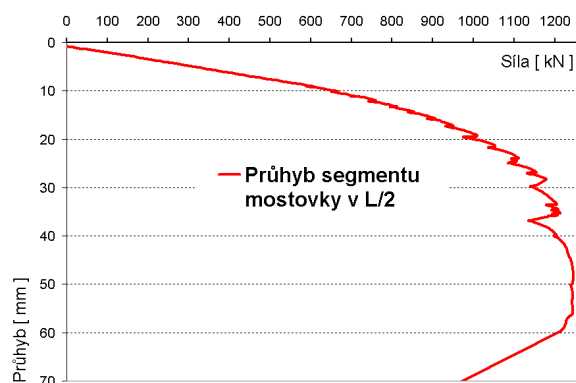
Vlastní zkouška proběhla 23. 8. 2002. V souladu s plánem měření byla zatěžovací síla zvyšována po 50 kN až do vzniku prvních trhlin tloušťky 0,05 až 0,15 mm při hladině 250 kN a následně bylo provedeno málocyklové zatěžování, při kterém bylo vždy po 5 cyklech provedeno orientační čtení trhlin. Trhliny vznikly symetricky podle osy zkušebního prvku

na obou stranách, jejich tloušťky byly cca 0,20 mm. Následně byla síla zvyšována po 50 kN až do porušení vzorku. Při jednotlivých stupních byl sledován vznik a vývoj trhlin a bylo prováděno jejich zvýraznění. Při hladině zatížení 1100 kN vznikla trhlina mezi ocelovou deskou a betonem v uložení betonové mostovky na ocelovém rámu a dále v této oblasti vznikly při 1200 kN šikmé trhliny. Trhliny uprostřed rozpětí mostovky při 1200 kN byly pouze 1,20 až 1,50 mm široké. Zkouška byla ukončena porušením mostovky pod zatěžovacím břemenem při síle 1248 kN. Lomová trhlina byla šikmá, vycházela přibližně z průřezu ve středu mostovky. Při vzniku trhliny docházelo k současnému bouřlivému drcení betonu v oblasti zatěžovacího lisu na okrajích zkušebního prvku. Současně s lomem uprostřed došlo ke vzniku příčných trhlin na horním povrchu betonu nad podporami zkušebního prvku.

Během zkoušky byly měřeny: zatěžovací síla, průhyb mostovky a relativní přetvoření betonu na horním a spodním povrchu v měřených řezech (**Obr. 8.10**).



Obr. 8.9 Porušení segmentu mostovky uprostřed rozpětí



Obr. 8.10 Průhyb segmentu mostovky uprostřed rozpětí

8.1.6 Průběh a vyhodnocení zkoušky

Zkouška mezní únosnosti prvku mostovky byla provedena v průřezu uprostřed rozpětí s ohledem na minimalizaci zatěžovací síly. U modelů v měřítku 1:1 těchto rozměrů je nutná síla pro vnesení odpovídajícího zatížení významným faktorem.

Zkouška mezní únosnosti prokázala, že reálně dosažená síla při zkoušce $F = 1248$ kN je vyšší než vypočtená mezní síla $F_m = 605$ kN (výsledný násobek $F = 2,06 \times F_m$).

Získané výsledky experimentálního ověření byly dále využity při zpřesněném modelování prvků výpočtovými programy zohledňujícími vznik a rozvoj trhlin v betonu, fyzikálně nelineární chování betonu apod.

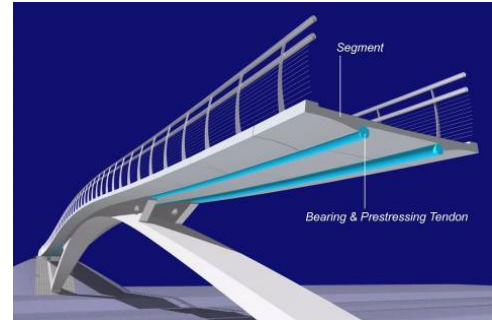
Mezi závěry provedeného experimentu patří i skutečnost, že byl vhodným způsobem využit inventární materiál dodavatele stavby (ODS Ostrava). Na základě vhodného návrhu byl vytvořen zatěžovací rám přímo v terénu, který umožnil provést zkoušku bez nutnosti nákladného převozu prvku do zkušební laboratoře. Plně elektronické čtení dat poskytlo rozsáhlý soubor údajů v počítačové formě, jež bylo možné následně zpracovávat.

8.2 Mezní únosnost segmentů mostovky lávky pro pěší

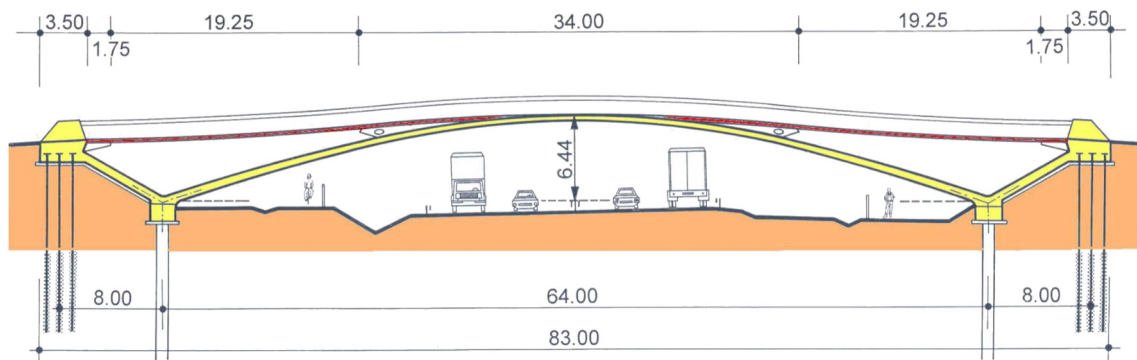
Silnici R3508 nedaleko Olomouce překračuje lávka pro pěší, která je tvořena předpjatým pásem o dvou polích s mezilehlou podporou ve tvaru oblouku (**Obr. 8.11** až **Obr. 8.13**). Předpjatý pás délky 79,2 m je sestaven z prefabrikovaných segmentů uložených na externích kabelech. Geometrie konstrukce a míra předpětí je navržena tak, aby horizontální síla v pásu a v oblouku měla stejnou velikost. Patky oblouku a kotevní bloky pásu jsou propojeny pomocí tlačných vzpěr, čímž je vytvořena „samokotvená“ konstrukce, která zatěžuje základy pouze svislými silami.



Obr. 8.11 Lávka pro pěší u Olomouce



Obr. 8.12 Konstrukční systém



Obr. 8.13 Lávka pro pěší u Olomouce, podélný řez

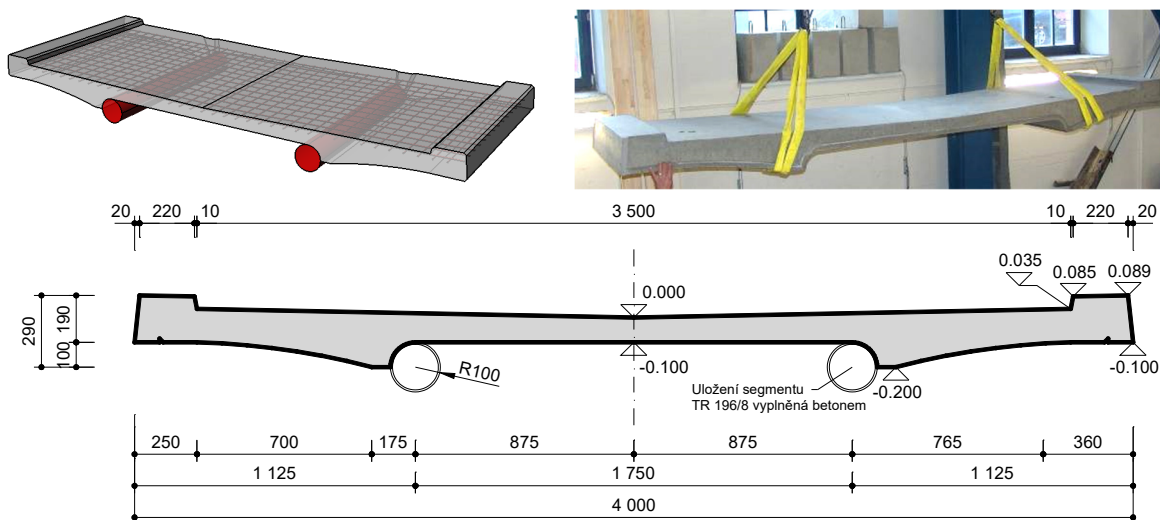
Prefabrikované segmenty jsou navrženy z vysokopevnostního betonu charakteristické pevnosti 80 MPa, monolitický oblouk poté z betonu pevnosti 70 MPa. Vnější předpínací kabely jsou zakotveny v kotevních blocích a vychýleny v koruně oblouku pomocí krátkých parapetních zídek. Předpjatý pás a oblouk jsou pevně propojeny uprostřed mostu. Základy oblouku jsou založeny na vrtaných pilotách, kotevní bloky jsou založeny na mikropilotách.

8.2.1 Zkušební prvek mostovky komorového mostu

Podle statického působení ve skutečné konstrukci byly zkoušeny dva různé fragmenty mostovky. Každý z nich byl zatěžován pomocí hydraulických lisů ve zkušebně v areálu FAST VUT v Brně. Při zkoušce byly spojitě monitorovány průhyby a přetvoření krajních vláken betonu ve vybraných řezech po šířce segmentu. Výstupní hodnotou bylo také vnášené zatížení, čímž bylo určeno mezní zatížení při vzniku první trhliny a při porušení prvku [P10], [40].

Každý segment vyrobený z vysokopevnostního betonu C70/80 byl vyztužen Kari sítí ϕ SZ8, 100/100 mm v jedné vrstvě uprostřed výšky prvku. Oproti skutečnému segmentu o šířce 3 m

byla šířka zkoušeného prvku 1 m. Příčný řez a tvar zkoušeného segmentu (fragmentu) je na **Obr. 8.14**. První z obou segmentů byl zatěžován na konzolách tak, aby byla prokázána únosnost na horních vláknech. Druhý vyrobený segment mostovky byl zatěžován dvoubodovým ohybem až do porušení prvku. Tím byla získána únosnost prvku z vysokopevnostního betonu vyztuženého výztuží v jedné řadě (uprostřed kritického průřezu).



Obr. 8.14 Tvar a příčný řez zkoušeného prvku mostovky

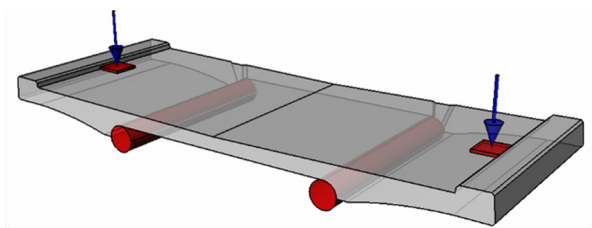
8.2.2 Zatěžovací a měřicí sestava

Segmenty byly podepřeny ocelovými trubkami ϕ 200 mm, které věrně nahrazovaly podpůrné přepínací kabely skutečné konstrukce. Trubky byly vyplněny betonem, aby nemohlo dojít k jejich příčné deformaci při vlastní zkoušce. Zatěžovací břemena byla tvořena hydraulickými lisami s dosedací plochou o rozměru 200×200 mm.

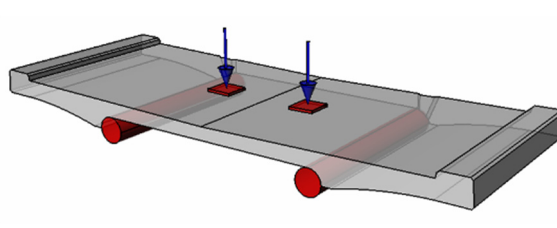
První zkušební segment byl osazen pouze průhyboměry. Druhý byl kromě průhyboměrů osazen také odporovými tenzometry na horním a dolním povrchu betonu. Signály snímačů (na elektrické bázi) byly vedeny do měřicí ústředny a záznam byl spojitě monitorován po celou dobu zkoušky.

8.2.3 Průběh zkoušky

Vlastní zkouška zkušebního segmentu s označením 01 proběhla po předchozí přípravě dne 14. 12. 2006. Segment 01 byl zatěžován dvojicí hydraulických lisů umístěných na konzolách prvku (**Obr. 8.15**). Zkouška segmentu 02 proběhla dne 17. 1. 2007, přičemž byl segment zatěžován dvojicí lisů umístěných ve středu prvku (**Obr. 8.16**).



Obr. 8.15 Schéma zkoušky segmentu 01



Obr. 8.16 Schéma zkoušky segmentu 02

V souladu s plánem měření bylo u segmentu 01 nejprve provedeno málocyklové zatěžování, přičemž hodnota tohoto zatížení byla stanovena na 10 kN v každém z dvojice lisů. V každém cyklu byl segment vždy úplně odtížen. Takto proběhly tři cykly zatížení zkoušeného prvku mostovky. Poté bylo zatížení postupně zvyšováno až do porušení vzorku. První trhliny na taženém okraji segmentu se objevily již při málocyklovém zatěžování při zatížení 8,9 kN. Zkouška byla ukončena zlomením mostovky uprostřed délky při síle 21,8 kN. Pohled na porušenou oblast segmentu 01 je zobrazen na **Obr. 8.17**. Lomová trhlinka byla půdorysně kolmá a došlo současně k drcení betonu a přetržení výztuže.

U segmentu 02 bylo provedeno málocyklové zatěžování na hodnotě 5 kN v každém z dvojice lisů, přičemž po dosažení této hodnoty byl prvek vždy úplně odtížen. Silové zatížení bylo v dalším průběhu zkoušky nanášeno v postupných silových krocích 5; 7,5; 10; 12,5; 15; 17,5; 20; 22,5; 25 kN až do porušení konstrukce. První trhliny na taženém okraji segmentu (spodní plocha mezi trubkami) se objevily při zatížení o hodnotě 17,2 kN. Při postupném zvyšování zatížení došlo k rovnoměrnému rozmístění trhlín po celém taženém povrchu zkoušeného segmentu. Zkouška byla ukončena porušením prvku mostovky uprostřed délky při síle 28,3 kN. Pohled na porušenou oblast segmentu 02 je zobrazen na **Obr. 8.18**. Lomová trhlinka byla půdorysně kolmá a došlo k současnému drcení betonu a přetržení výztuže.



Obr. 8.17 Porušení segmentu 01



Obr. 8.18 Porušení segmentu 02

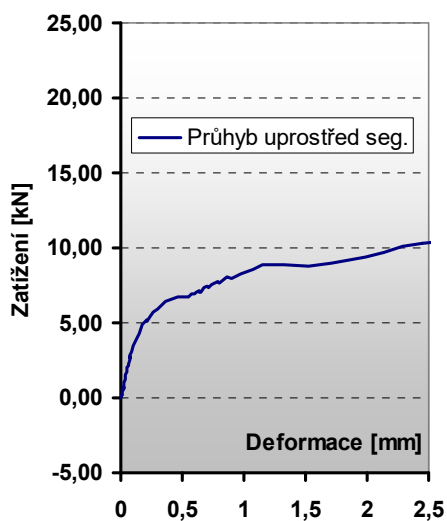
8.2.4 Vyhodnocení provedených experimentů

Spojité monitorování umožnilo vyhodnotit průběh obou zatěžovacích zkoušek. Naměřené údaje byly zpracovány formou tabulek a grafů. U obou segmentů byl vyhodnocen časový průběh zatěžování, časový průběh deformace v ose a na konzolách segmentu a load-deflection diagram pro průhyb v ose a na konzolách. U druhého segmentu byl navíc zpracován load-deflection diagram pro přetvoření v ose a na konzolách segmentu jak pro horní, tak i pro spodní vlákna betonu.

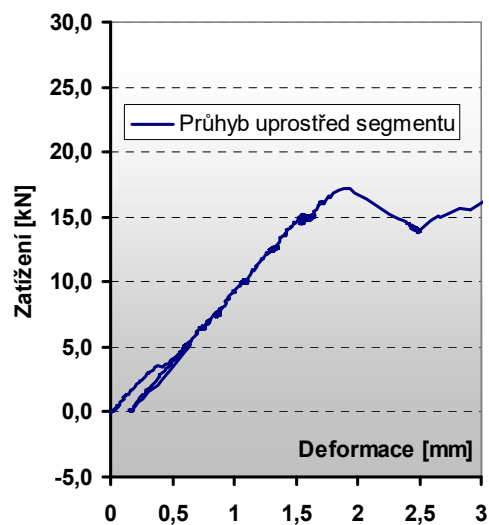
8.2.5 Srovnávací pevnosti betonu v tahu

Změřené síly při vzniku prvních trhlín je možné využít pro stanovení srovnávací pevnosti betonu v tahu za ohybu. Ta je rovna tahovému napětí dosaženému v betonu právě při vzniku první trhliny za předpokladu lineárního rozdělení napětí po průřezu betonu. Segment 01 byl porušen první trhlínou při síle o velikosti 8,9 kN. To je zřetelné na detailu závislosti síla – průhyb (**Obr. 8.19**), kde právě při této síle došlo k nárůstu průhybů bez zvyšování zatížení. Síla

při vzniku první trhliny u segmentu 02 byla 17,2 kN. Na detailu závislosti síla – průhyb (**Obr. 8.20**) je patrné, že při tomto zatížení došlo k zvětšení průhybu při dočasném poklesu působící síly.



Obr. 8.19 Detailní záznam závislosti síla – průhyb v oblasti vzniku první trhliny u segmentu 01



Obr. 8.20 Detailní záznam závislosti síla – průhyb v oblasti vzniku první trhliny u segmentu 02

Podrobně je dosažené napětí při jednotlivých zatěžovacích krocích zobrazeno v **Tab. 8.1**.

Zatížení [kN]	Moment [kNm]	Napětí [Mpa]	Vznik trhliny
5,00	3,825	2,416	bez trhlín
7,50	5,738	3,624	bez trhlín
8,50	6,503	4,107	bez trhlín
8,90	6,809	4,300	trhlina
10,00	7,650	4,832	trhliny
12,50	9,563	6,039	trhliny

Zatížení [kN]	Moment [kNm]	Napětí [Mpa]	Vznik trhliny
5,00	2,725	1,721	bez trhlín
10,00	5,450	3,442	bez trhlín
15,00	8,175	5,163	bez trhlín
17,20	9,374	5,920	trhlina
17,50	9,538	6,024	trhliny
20,00	10,900	6,884	trhliny

Tab. 8.1 Vnitřní síly a napětí při jednotlivých krocích

Z tabulky vyplývá, že dosažená srovnávací pevnost betonu v tahu u segmentu 01 byla 4,3 MPa a u segmentu 02 poté 5,9 MPa. Uvedené hodnoty je možné využít při dalším výpočtovém ověřování únosnosti mostovky.

8.2.6 Přetvárné chování segmentů

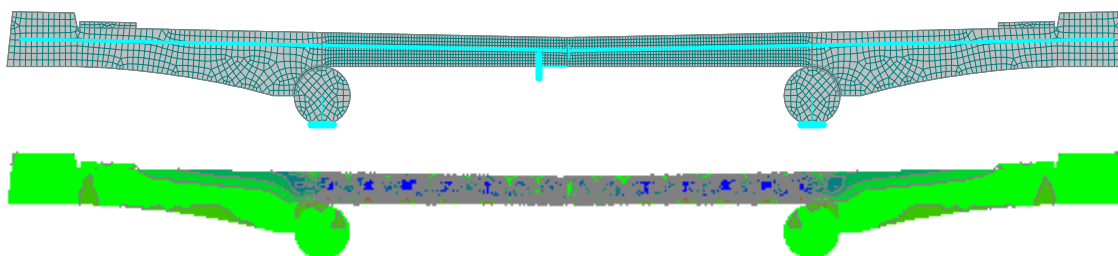
Průběh zkoušky dokumentovaný závislostí síla – průhyb ukazuje přetvárné chování segmentů v závislosti na zatěžovací síle a na tom, zda je beton ještě neporušen trhlinami, či zda se trhliny již vytvořily a tuhost průřezu je dána zajišťovací výztuží. Výrazně strmá úvodní část křivky naměřená u obou segmentů před vznikem trhlín odpovídá tuhosti neporušeného betonu a je zřetelná u obou segmentů. Po vzniku trhliny se gradient naměřené závislosti prudce zmenšuje, to odpovídá tuhostem průřezů s vloženou zajišťovací výztuží a ukazuje, že schopnost

segmentů přetvářet se, než nastane mezní zatížení (lom segmentů), je velmi vysoká. U prvního segmentu je výsledné mezní přetvoření cca 40krát větší než přetvoření při vzniku první trhliny. U druhého segmentu je tento poměr roven 28násobku. Bez zajišťovací výztuže by porušení segmentu (lom) nastal bezprostředně po vzniku první trhliny.

8.2.7 Analýza v prostředí ATENA 2D

Mezní únosnost daného příčného řezu byla nejprve spočtena ručně s použitím české národní normy pro betonové konstrukce, následně byly provedeny popisované experimenty souběžně s vytvořením modelu respektujícího rovinnou napjatost v prostředí softwaru ATENA 2D.

Do výpočetního modelu (**Obr. 8.21**) byly zadány následující materiálové vlastnosti: pro beton byl použit nelineární materiálový model SBETA s mezní pevností $R_{cu} = 70$ MPa (ostatní materiálové charakteristiky, jako jsou pevnost v tahu a tlaku, lomová energie apod. byly automaticky generovány programem na základě CEB, fib a RILEM předpisů); pro betonářskou výztuž byl vybrán bilineární materiálový model se zpevněním a plnou soudržností - $f_{yk} = 490$ MPa, $f_{tk} = 540$ MPa; pro ocelové roznášecí desky byl použit elastický materiál respektující rovinnou napjatost s modulem pružnosti $E = 210$ MPa; a konečně pro modelování rozhraní mezi betonem a ocelovými roznášecími deskami byl použit 2D kontaktní materiál s tuhostí v tlaku $2e8$ MN/m³ a s nulovou pevností v tahu tzn. $R_t = 0$ MPa.



Obr. 8.21 Výpočetní model segmentu lávky v systému ATENA 2D a ukázka průběhu napětí v betonu po ploše příčného řezu

8.2.8 Provedené analýzy a výsledky

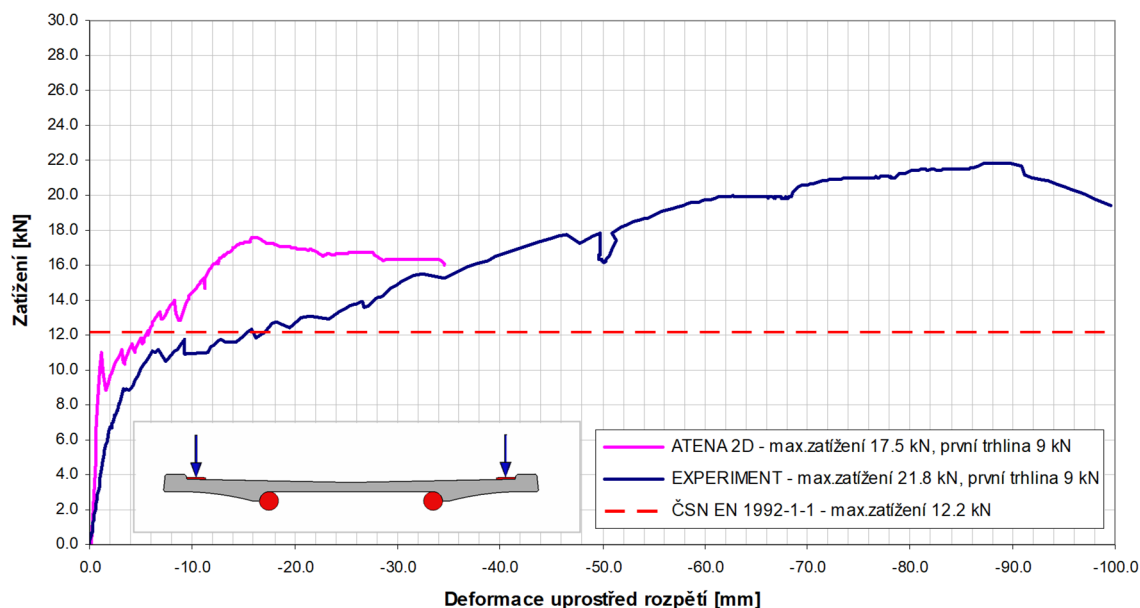
Výpočetní model segmentu byl nejprve zatěžován kladným a záporným ohybovým momentem stejně jako u provedeného experimentu a následně byl prvek testován pro čtyři případy možného zatížení lehkým nákladním vozidlem, což představuje maximální možné nahodilé zatížení, které se na mostě v průběhu jeho životnosti může objevit.

Shoda provedeného experimentu s výsledky získanými pomocí konečně prvkového modelování segmentu v ATENĚ 2D je zobrazena na **Obr. 8.22** a **Obr. 8.23**.

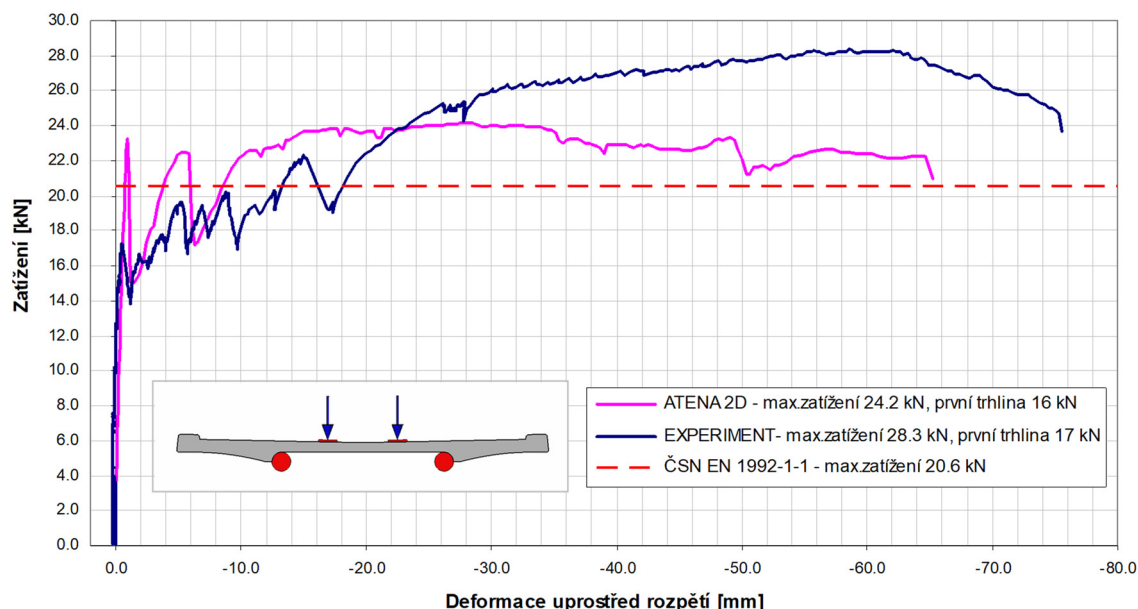
8.2.9 Závěr

Z dvojice provedených zkoušek lze z obecného hlediska odvodit následující skutečnosti:

Při dalším výpočtovém ověřování únosnosti mostovky lávky pro pěší je možné využít srovnávací pevnosti betonu v tahu, která je rovna tahovému napětí dosaženému v betonu právě při vzniku první trhliny za předpokladu lineárního rozdělení napětí po průřezu.



Obr. 8.22 L-D diagram pro maximální záporný ohybový moment: ATENA vs. experiment



Obr. 8.23 L-D diagram pro maximální kladný ohybový moment: ATENA vs. experiment

Průběhy zkoušek dokumentované závislostmi síla – průhyb ukazují přetvárné chování prvků v závislosti na zatěžovací síle a na tom, zda je beton ještě neporušen trhlinami, či zda se trhliny již vytvořily a tuhost průřezu je dána zajišťovací výztuží. Výrazně strmá úvodní část křivky odpovídá tuhosti neporušeného betonu. Po vzniku trhliny se gradient naměřené závislosti prudce zmenšuje, což odpovídá tuhostem průřezů s vloženou zajišťovací výztuží a ukazuje na schopnost zkoušených prvků přetvářet se, než nastane mezní zatížení (v našem případě byla velmi vysoká – 40násobek u segmentu 01 a 28násobek u segmentu 02).

Závěrem je nutno vyzdvihnout, že analýza současnými výpočetními programy za splnění podmínky předběžného naladění vstupních parametrů vykazuje velkou shodu se skutečností.

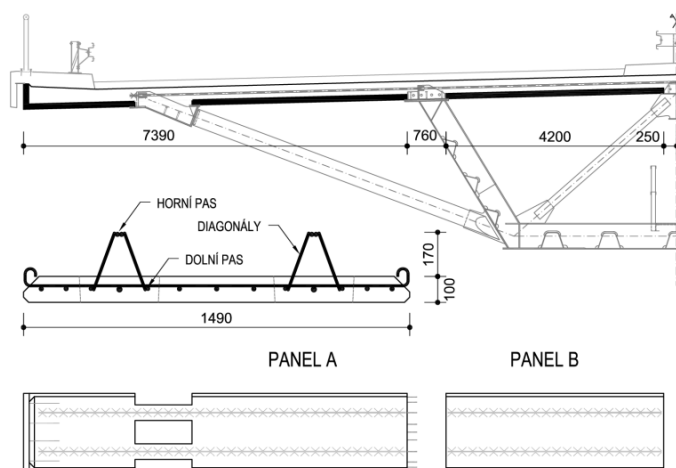
8.3 Zkoušky prefabrikovaných panelů s filigránovou výztuží

Panely s filigránovou výztuží byly použity jako úsporný a moderní způsob zhotovení mostovky mostu přes údolí potoka Hrabyňka a mostu přes údolí potoka Kremlice [42]. Oba viadukty mají podobné uspořádání a oba viadukty byly stavěny podobnou technologií. Protože rozpětí a zatížení těchto panelů je na hranici možností, vyplývající ze sortimentu filigránové výztuže dostupného na trhu, byl návrh prefabrikátů ověřen zatěžovací zkouškou. Zkoušky filigránových panelů prokázaly jejich únosnost ve fázi montáže, betonáže i po spřažení.

Pro oba jízdní směry je navržena jedna nosná konstrukce tvořená spřaženým ocelobetonovým spojitým truhlíkem s široce vyloženými konzolami (**Obr. 8.24**). Ocelová část průřezu se skládá z koryta se šikmými stěnami, podélníku v ose komory a dvou krajních podélníků podepírajících konzolovitě vyloženou část desky. Střední podélník je podepírán diagonálami uvnitř komory a krajní podélníky jsou vynášeny vzpěrami od spodního pasu hlavního nosníku. Tvar koryta a poloha krajních podélníků jsou zajištěny ocelovými táhly. Táhla probíhají přibližně uprostřed tloušťky betonové desky od jednoho krajního podélníku k druhému s mezilehlým kotvením na horních pasech komorového nosníku a na středním podélníku. Rozteč příčných ztužidel, diagonál a krajních vzpěr je konstantní 3,0 m. Betonová deska se betonuje na ztracené bednění formované prefabrikovanými železobetonovými panely s vyčnívající výztuží, tedy „filigrány“. Tloušťka filigránového panelu je 100 mm a skladebná šířka 1500 mm. Délka se liší podle typu. Předmětem zkoušek byly panely typu A délky 7,400 mm, které leží na pasu komorového nosníku a na krajním podélníku, a konzolově pokračují k okraji nosné konstrukce (**Obr. 8.25**) [P11], [41].



Obr. 8.24 Most Hrabyňka

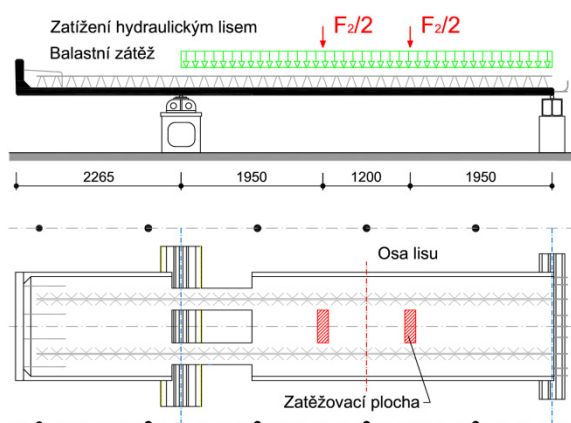


Obr. 8.25 Příčný řez nosnou konstrukcí

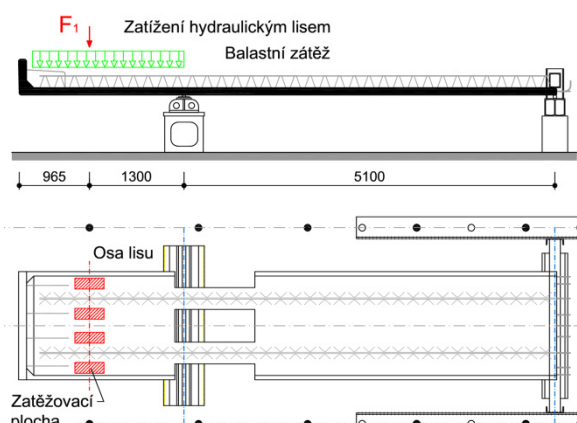
8.3.1 Program zkoušek

Primárním cílem zkoušek bylo stanovení skutečné ohybové únosnosti filigránového panelu před spřažením, a to:

- únosnost v oblasti kladného momentu mezi podporami panelu (**Obr. 8.26**),
- únosnost v oblasti záporného momentu nad šikmými vzpěrami mostovky (**Obr. 8.27**).



Obr. 8.26 Zatěžování filigránu v poli



Obr. 8.27 Zatěžování filigránu na konzole

Zkušební zatížení bylo vneseno nejprve balastním přitížením pomocí vybetonovaných bloků, které simulovalo přibližně rovnoměrné zatížení ukládanou betonovou směsí, a teprve potom hydraulickým lisem ve zkušebním rámu prostřednictvím roznášecího příčnicku, kterým se následně dosáhlo mezního stavu porušení.

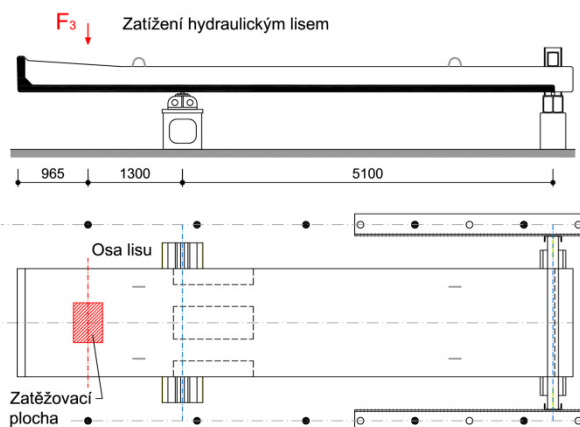
Dalším cílem zkoušek bylo stanovení skutečné ohybové únosnosti zabetonovaného fragmentu mostovky (filigránový panel včetně betonové desky), a to:

- únosnost v oblasti záporného momentu nad vzpěrami mostovky (**Obr. 8.28**),
- únosnost v oblasti kladného momentu mezi podporami panelu (**Obr. 8.29**).

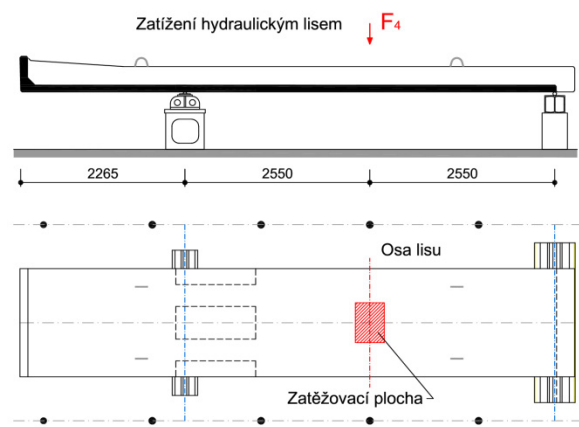
Zkušební zatížení v těchto konfiguracích bylo vneseno pouze hydraulickým lisem ve zkušebním rámu prostřednictvím roznášecího příčnicku, kterým se dosáhlo mezního stavu porušení.

Při všech provedených zkouškách byl kladen důraz na správné uložení filigránových panelů tak, jak tomu bude u skutečné konstrukce.

Vedlejšími cíli zkoušek byly: ověření proveditelnosti prefabrikátu, provedení případné optimalizace před náběhem sériové výroby, ověření vlivu postupu betonáže fragmentu mostovky na výslednou trvalou deformaci původních filigránů, ověření působení diagonál a svarů ve filigránovém nosníku, ověření detailů uložení panelu na konstrukci, zejména v oblasti u komory, kde se předpokládá zachycení záporných reakcí při betonáži mostovky.



Obr. 8.28 *Zatěžování fragmentu na konzole*



Obr. 8.29 *Zatěžování fragmentu v poli*

8.3.2 Výsledky zkoušek

Zkoušky proběhly v období květen až září 2010. Nejprve byly provedeny zkoušky samotných filigránových panelů: dvě zkoušky pro dosažení mezní únosnosti v mezipodporovém průřezu a dvě zkoušky pro dosažení mezní únosnosti nad podporou (tedy nad budoucími šikmými vzpěrami podpírajícími mostovku). Dvě zkoušky byly voleny pro možnost porovnání dosažených únosností a pro zvýšení jejich spolehlivosti. Následně byla provedena betonáž přímo ve zkušební hale FAST VUT v Brně. Podepření filigránových panelů při betonáži bylo provedeno shodně se způsobem podepření na skutečné konstrukci tak, aby bylo možno sledovat prohýbání filigránových panelů od vlastní tíhy ukládaného betonu a od montážního zatížení četou pracovníků. Po náležitém vytvrdnutí betonu byly provedeny další dvě zkoušky takto zhotovených fragmentů mostovky: jedna pro dosažení mezní únosnosti nad podporou a jedna pro ověření mezní únosnosti mostovky v poli.

Porušení při prvních dvou zkouškách pro dosažení mezní únosnosti v mezipodporovém průřezu bylo rozdílné. Je zajímavé, že při první zkoušce bylo dosaženo mezního stavu vybočením tlačенého pásu filigránu, který byl tvořen dvěma vzájemně svařenými profily betonářské výztuže (**Obr. 8.30**). Při druhé provedené zkoušce k porušení tlačенého pásu nedošlo. Mezního stavu bylo v tomto případě dosaženo vybočením diagonál filigránové výztuže (**Obr. 8.31**). Porušení při zkouškách 3 a 4 pro dosažení mezní únosnosti nad podporou filigránových panelů bylo u obou zkoušek podobné. Mezního stavu bylo dosaženo vybočením

diagonál prostorové výztuže v nadpodporovém průřezu za vývoje značných deformací převislých konců panelů a za vývoje příčných trhlin v betonu v nadpodporové oblasti zkoušeného prvku (**Obr. 8.32** a **Obr. 8.33**).



Obr. 8.30 *Vybočení tlačného pásu výztuže*



Obr. 8.31 *Vybočení diagonál výztuže*



Obr. 8.32 *Vybočení diagonál výztuže při mezní únosnosti nad podporou panelu*



Obr. 8.33 *Rozvoj trhlin v nadpodporové oblasti panelu*

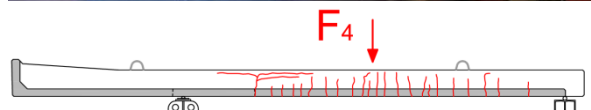
Porušení při zkouškách 5 a 6 pro dosažení mezní únosnosti nad podporou a v poli hotových sprážených fragmentů mostovky jsou uvedena na **Obr. 8.34** a **Obr. 8.35**. Nadpodporový průřez se choval jako klasický železobeton s postupným rozvojem trhlin a s dosažením mezního stavu tečením výztuže při horním povrchu mostovky (**Obr. 8.34**). Ve zkoušce 6 pro stanovení mezního zatížení mezi podporami byl zpočátku vývoj obdobný. Samotného mezního stavu uprostřed rozpětí tečením výztuže ale dosaženo nebylo, neboť ještě před tím fragment mostovky selhal smykovým namáháním blízko podpory v oblasti budoucích ocelových vzpěr mostovky (**Obr. 8.35**). Smykové selhání bylo iniciováno oddělením betonu filigránu od betonu monolitické části mostovky.

8.3.3 Průhyby filigránů při betonáži mostovky

Jedním z dílčích cílů zkoušek bylo ověření vlivu postupu betonáže fragmentu mostovky na výslednou trvalou deformaci původních panelů. K tomu účelu byl jeden fragment mostovky betonován směrem od převislého konce (od okraje mostu ke komoře, **Obr. 8.38**) a druhý naopak směrem z pole k převislému konci (**Obr. 8.39**). Podepření při betonáži bylo provedeno tak, aby umožnilo tyto průhyby sledovat (**Obr. 8.36**).



Obr. 8.34 Porušení fragmentu mostovky nad podporou (zkouška 5)



Obr. 8.35 Porušení fragmentu mostovky mezi podporami (zkouška 6)

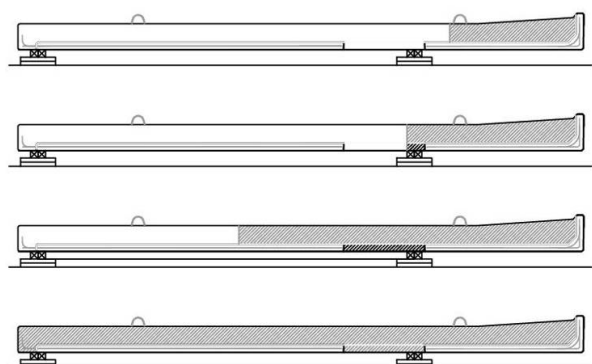


Obr. 8.36 Podepření a měření průhybů při betonáži spřažené desky

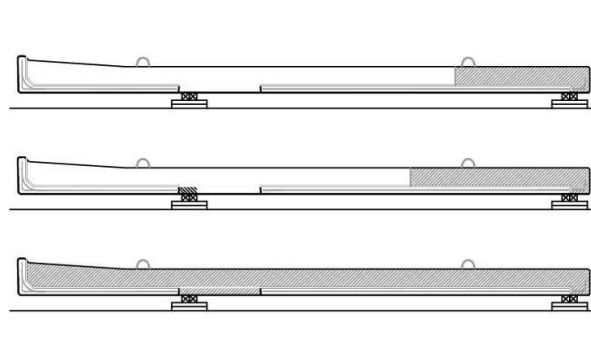


Obr. 8.37 Bednění a armatura před betonáží spřažené desky mostovky

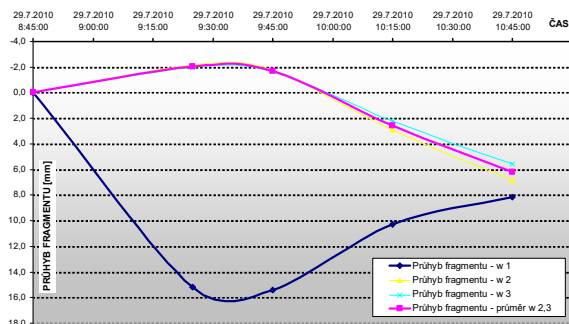
Jedním z méně očekávaných výsledků měřených deformací při betonáži bylo, že ačkoli časový vývoj průhybů panelů uprostřed mezi podporami a na převislém konci se značně lišil, jejich výsledné velikosti byly rozdílné jen málo (do 2 mm), a to díky pružnému chování panelů a plasticitě ukládané a hutněné betonové směsi (**Obr. 8.40** a **Obr. 8.41**).



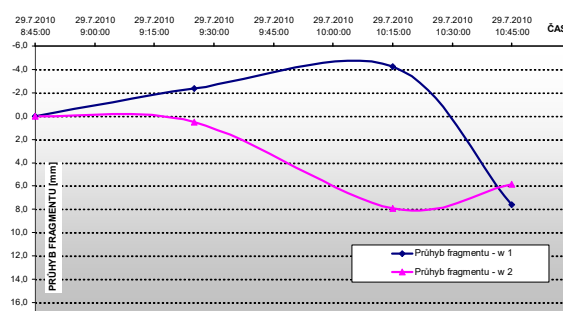
Obr. 8.38 Betonáž fragmentu č. 1 od převislého konce



Obr. 8.39 Betonáž fragmentu č.2 od podpor k převislému konci



Obr. 8.40 Betonáž od převislého konce (průhyb převislého konce – dolní čára, průhyb středu panelu – horní čára)



Obr. 8.41 Betonáž z pole k převislému konci (průhyb převislého konce – horní čára, průhyb středu panelu – dolní čára)

8.3.4 Výsledek zkoušek

Výsledky zkoušek jsou uvedeny v Tab. 8.2. Jsou zde porovnány dosažené a očekávané teoretické hodnoty mezního zatížení v jednotlivých zkouškách. Ukazují, že skutečné mezní únosnosti jsou větší nebo blízké očekávaným hodnotám, výsledky poslední zkoušky vedou na doporučení optimalizovat smykovou výztuž v oblasti vzpěr mostovky.

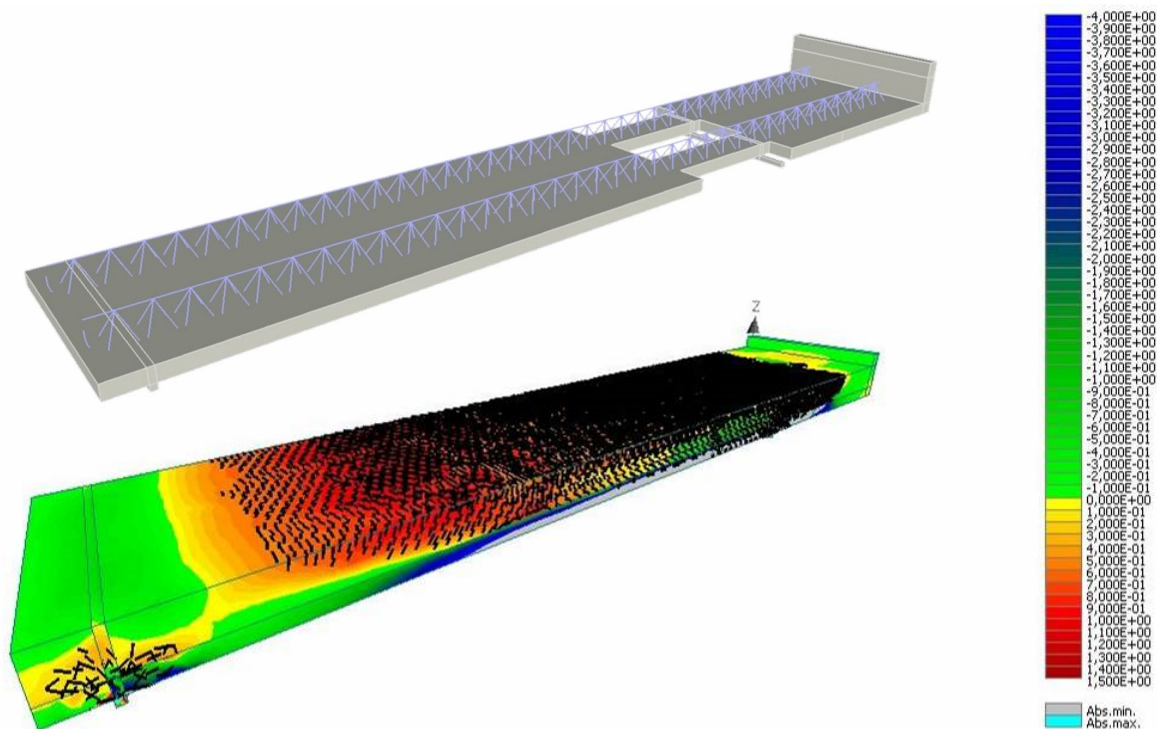
Schéma provedené zkoušky		Filigrán 1, Filigrán 2		Fragment 1			
		Filigrán 3, Filigrán 4		Fragment 2			
Vyhodnocení zkoušek mezní únosnosti							
Zkušební vzorek		Filigrán 1	Filigrán 2	Filigrán 3	Filigrán 4	Fragment 1	Fragment 2
Balastní zatížení	[kN]	53,45	53,43	22,64	22,61	4,32	4,32
Zatížení hydraulickým lisem	[kN]	49,30	58,20	59,30	61,30	447,10	438,00
Zatížení celkem	[kN]	102,75	111,63	81,94	83,91	451,42	442,32
Mezní zatížení stanovené výpočtem	[kN]	65,00	65,00	85,00	85,00	320,00	450,00
Výsledný poměr		1,58	1,72	0,96	0,99	1,41	0,98

Tab. 8.2 Dosažené hodnoty mezního zatížení a jejich poměry k výpočtovým hodnotám

8.3.5 Pokročilá numerická analýza

Výsledky experimentu i vypočtené předpokládané únosnosti bylo nutno s ohledem na postup výstavby prvku, časově závislé vlastnosti materiálů a historii zatěžování ověřit také pokročilou numerickou analýzou. Účelem práce byla snaha vytvořit numerický model zatěžovací zkoušky za pomoci aplikace moderních výpočetních metod založených na metodě konečných prvků a nelinearitě řešení. Jako nejvhodnější se ukázal Program Atena 3D. Pro porovnání byl vybrán panel po spřažení s betonovou deskou – fragment 1 (Obr. 8.42).

Použití numerického nelineárního výpočetního modelu poskytuje relativně spolehlivé výsledky z hlediska výpočtu mezní únosnosti v případech, kdy o únosnosti prvku rozhoduje výztuž, jejíž vlastnosti lze se značnou mírou spolehlivosti předvídat. U námi porovnávané zkoušky mezní únosnosti lze konstatovat, že hodnoty získané experimentálním měřením se blíží hodnotám získaným z výpočtového modelu. Naměřená mezní únosnost vzorku byla 451 kN, mezní únosnost určená numerickým modelem pak 413 kN (odchylka 8,4 %).



Obr. 8.42 Výpočtový model (skrytá dobetonávka) – filigránový panel s prostorovou výztuží, Normálové napětí σ_{xx} a trhliny všech šířek v nosníku v blízkosti meze únosnosti

8.3.6 Závěr

Výsledky provedených zkoušek prokazují správnost návrhu. Provedené experimentální zkoušky navíc přispěly k vývoji a ověření moderních mostních konstrukcí.

Průběh zkoušek ukázal, že projektantem navržené prefabrikáty jsou proveditelné v náležitě kvalitě a jsou vhodné pro následné sprážením s monolitickou mostovkou. V zúžených částech byly pozorovány výrobní, patrně smršťovací trhlinky, které ale neovlivnily chování panelů.

V rámci možné optimalizace před náběhem sériové výroby nebyla objevena prakticky žádná negativa, která by bylo nutné odstraňovat.

Postup betonáže nemá výrazný vliv na velikost zabudovaných průhybů filigránových panelů. Mírně lepší se ukazuje betonáž od komory k převislému konci, kdy panel neprochází velkými změnami přetvoření.

Z průběhu zkoušek vyplynulo, že svarové spoje filigránové výztuže jsou dostatečně dimenzovány a že nebyly příčinou dosažení mezního stavu únosnosti.

8.4 Ověření teplotního gradientu po výšce segmentu

Je známé, že teplotní namáhání staticky určitých konstrukcí jednoduchého uspořádání není pro návrh a posouzení mostní konstrukce klíčové. Naopak u architektonicky a konstrukčně složitějších konstrukcí statická neurčitost v kombinaci s neumožněním volné deformace od teplotního namáhání vliv průběhu teplot po výšce průřezu pro následnou analýzu zdůrazňuje. Zásadní vliv pak má teplotní namáhání u štíhlých předpjatých staticky neurčitých konstrukcí podporovaných lany, u kterých je nutná nelineární analýza s vlivem velkých deformací [P8].

Příkladem složité konstrukce náchylné na změny teplot je mostní konstrukce tvořena předpjatým pásem v Kroměříži. Most je přímý v proměnném podélném sklonu, který se směrem ke středu mostu zmenšuje až do nulové hodnoty. Volná šířka mezi zábradlím je 3,00 m, šířka mostu je 3,80 m. Příčný sklon je podle PD střechovitý o velikosti 1 %. Nosnou konstrukci mostu tvoří visutý předpjatý pás, který je vetknut do krajních monolitických opěr (**Obr. 8.43**). Visutý pás je tvořen z prefabrikovaných segmentů DS-L a DS-Lv. Krajní segmenty jsou na opěrách uloženy na nevyztužených elastomerových ložiskách. Protože ložiska nejsou s nosnou konstrukcí mostu spojena, mohla se nosná konstrukce při výstavbě při předpínání od ložisek odvinout a při zatížení znovu přivínout. Toto uspořádání zmenšuje místní namáhání koncových segmentů ve vetknutí. Proto tedy i rozpětí nosné konstrukce je proměnné od 57,73 m do 63,36 m. Délka visutého pásu je 63,36 m. Průvės visutého pásu je proměnný, závisí na teplotě a velikosti zatížení. Projektovaný průvės pásu při teplotě 10 °C bez proměnných zatížení byl 1,56 m. Při záporných teplotách se průvės pásu zmenšuje, naopak při vysokých kladných teplotách se průvės pásu zvětšuje. Prefabrikované segmenty jsou 0,30 m vysoké, 3,80 m široké a 3,00 m dlouhé. Segmenty DS-Lv jsou oproti segmentům DS-L vylehčeny podlahou – kazetové vybrání spodního povrchu. Segmenty jsou nesené lanovými kabely „A“ 2×5×(3×2) lan Lp 15,5 mm a předepruty kabely „B“ 14×(3×2) lan Lp 15,5 mm a kabely „C“ 4×2 lan Lp 15,5 mm.



Obr. 8.43 Konstrukce tvořená předpjatým pásem v Kroměříži

Přímé oslunění a vysoké teploty v letních měsících a naopak mrazy v zimě mění průvės popsaného pásu celkem až o 30 cm. Pro správnou analýzu a diagnostiku konstrukce je nutné k měřené deformaci, a tím i určení posuzované geometrie, správně určit teplotu konstrukce.

Provedená geodetická sledování ukázala, že nestačí měřit teplotu vzduchu a teplotu horního a spodního povrchu konstrukce. Rozdíly mezi teplotou povrchu a vnitřkem betonových segmentů může být až 10 °C. Takto výrazný rozdíl ovlivní průběh pásu a znehodnotí porovnání geodetického měření s průhyby stanovenými statickou analýzou. Může pak dojít ke zkreslení závěrů a špatné interpretaci výsledků s důsledky pro majitele konstrukce. Špatná interpretace měření teplot vedoucí k naměření jiného průběhu pásu může chybně znamenat změny v tuhosti konstrukce, např. v důsledku poškození nosných předpínacích lan.

8.4.1 Navržený experiment a měřicí technika

Navrhovaný experimentální prvek ve skutečné velikosti 1:1 je tvořen železobetonovým blokem o rozměrech 2,00 × 2,00 × 0,30 m, který je umístěn na ocelových podpěrách ve výšce 1 m nad terénem v exteriéru v otevřeném prostoru polygonu výzkumného centra AdMaS VUT v Brně (**Obr. 8.45**). Podobnost se skutečnou lávkou pro pěší je podpořena skutečným vyztužením betonářskou výztuží (**Obr. 8.44**), základními rozměry a zejména pak výškou / tloušťkou betonové vrstvy vystavené teplotnímu gradientu. Měření bylo zahájeno na konci roku 2020 a finálně ukončeno bude v průběhu roku 2022 [43].



Obr. 8.44 Výroba zkušební vzorku, betonářská výztuž, uložené snímače

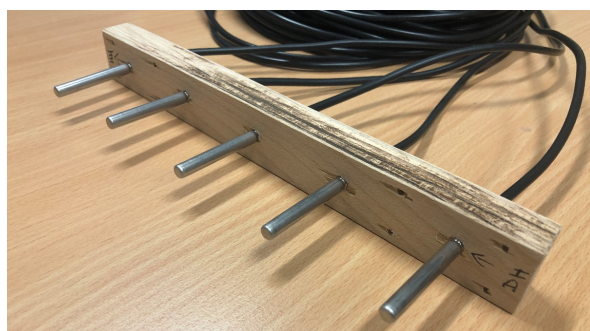
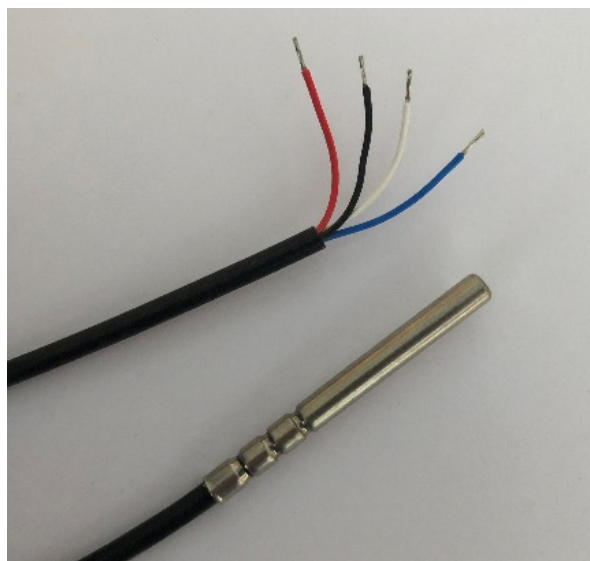
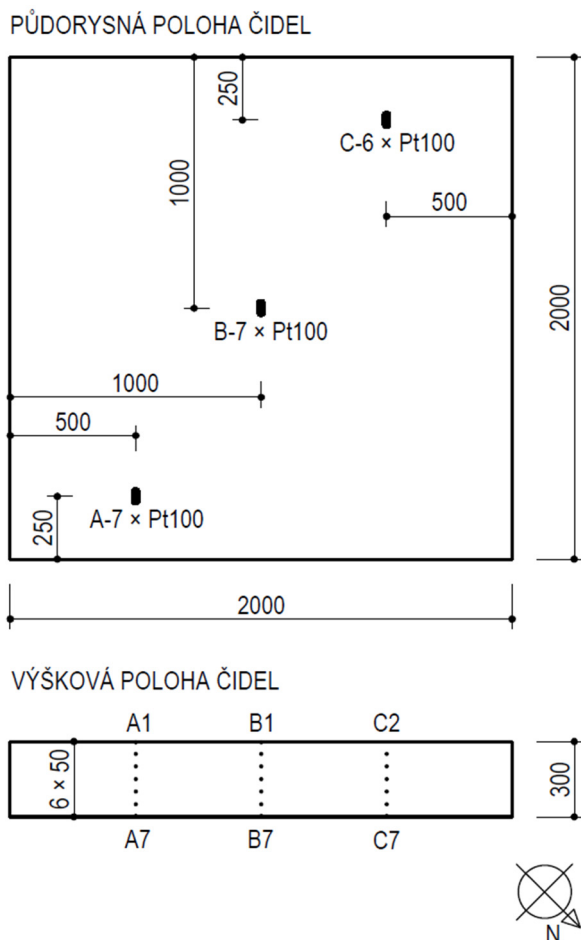


Obr. 8.45 Experimentální prvek pro měření teplot po výšce průřezu

Teploty jsou měřeny po výšce průřezu ve třech pozicích – A, B a C (**Obr. 8.46**), dále je spojitě sledována teplota vzduchu nad a pod středem panelu a intenzita oslunění.

Na pozici A a B je po výšce 7 teplotních čidel, na pozici C pouze 6 z důvodu omezeného počtu kanálů měřicí ústředny. Teplotní snímače Pt100 osazené na horním a dolním povrchu prvku jsou zabetonovány tak, aby lícovaly s povrchem maximálně do 1 mm. Lze tedy uvažovat, že teplota na snímačích odpovídá teplotě povrchu prvku. Vnitřní teplotní snímače Pt100 jsou osazené v přesné pozici po výšce s roztečí 50 mm (**Obr. 8.47**). Teplotní snímače vzduchu jsou osazené těsně nad a pod povrchem prvku.

Oslunění prvku je měřeno snímačem osvětlení osazeným uprostřed horního povrchu prvku. Oslunění bude kalibrováno po delším vyhodnocení (po letním období), kdy bude pravděpodobně dosaženo maximální oslunění. Naměřené hodnoty v [mV] budou srovnány se záznamem z nedaleké meteorologické stanice a bude proveden převod z naměřených hodnot [mV] na intenzitu slunečního záření v jednotkách [W/m²]. Naměřená data sbírá měřicí ústředna dataTaker DT80G s expanzním modulem CEM20.



Obr. 8.46 Schéma umístění teplotních čidel a výšková poloha

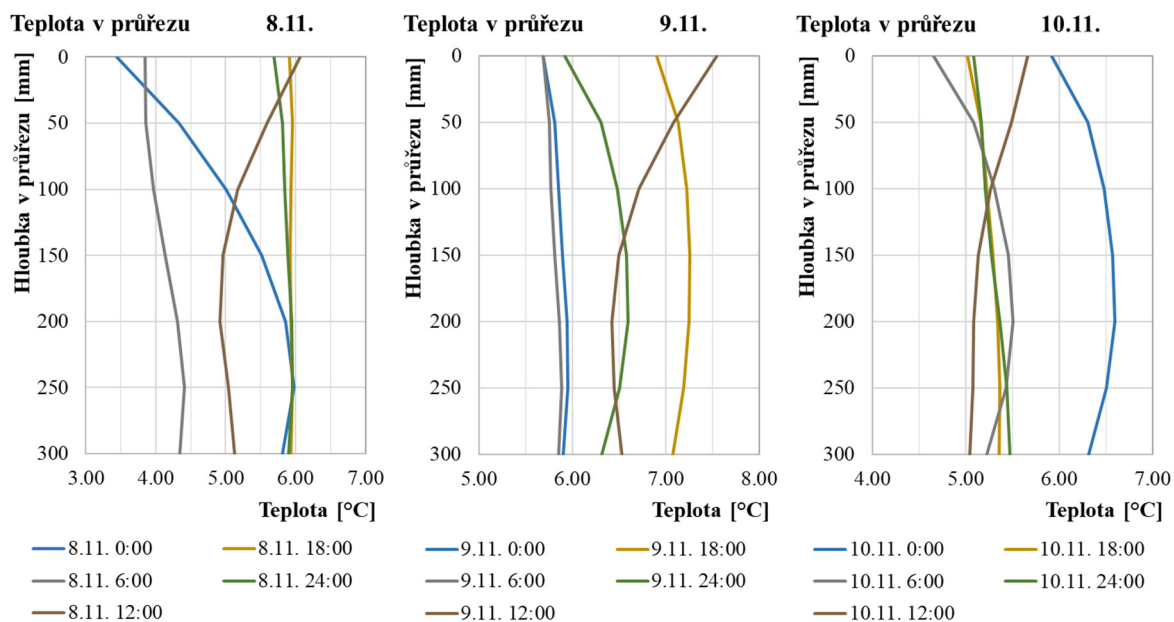
Obr. 8.47 Teplotní snímač Pt100, přípravek pro definování rozteče čidel

8.4.2 První naměřená data

Záznam hodnot započal 6. 11. 2020 s časovým intervalem 5 min. Pro srovnání skutečně naměřených hodnot a matematického modelu byly vybrány dny 8. - 10. 11. 2020.

V následujících grafech (**Obr. 8.48**) je znázorněn průběh teploty po výšce průřezu zkušební vzorku. Z výstupů je patrné, že teplota nemá po výšce lineární průběh, zejména pak v časech, kdy je povrch osluněn. Lze vidět, že lineárnímu průběhu se křivky teplot nejvíce blíží v nočních hodinách v čase 24:00, což vzhledem k datu měření odpovídá přibližně středu časového intervalu mezi západem a východem slunce. Křivka nejbližší lineárnímu průběhu je dne 10. 11. 2020 v čase 24:00, kdy bylo převážnou část dne zataženo, a nedošlo tedy k oslunění povrchu vzorku ani k velkému rozdílu teplot. Naopak v grafu pro den 9. 11. 2020 lze vidět, že křivka teplot po výšce průřezu není zdaleka lineární ani v čase 24:00, protože měření probíhalo ve slunečný den, kdy došlo ke znatelnějšímu teplotnímu rozdílu v průběhu dne na horním povrchu vzorku.

Popisované měření proběhlo v listopadu, kdy nedochází k výrazným teplotním výkyvům v průběhu dne a intenzita solárního záření je nižší než v měsících letních. Proto naměřené hodnoty nemusí znázorňovat tak radikální rozdíly ve vývoji teplot na osluněném povrchu a uvnitř průřezu. Přesto je z grafů nelineární průběh teplot patrný.

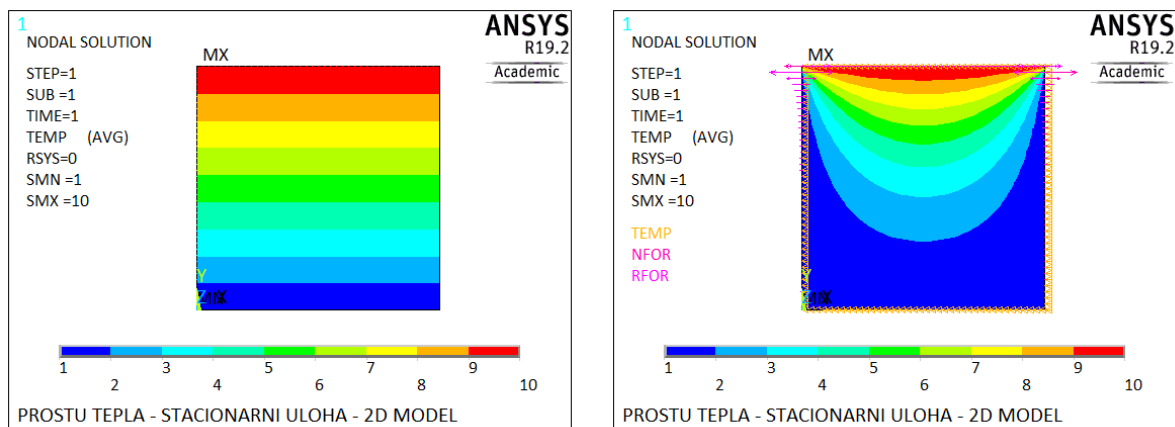


Obr. 8.48 Grafy průběhu teplot po výšce průřezu v měřených časech

Nelineární průběh teploty po výšce průřezu není novým poznatkem a vyplývá z prostupu tepla vzorkem. Ten závisí na okolních vlivech, jako je sluneční svit či způsob a rychlost proudění okolního média. Prozatím problematika nelineárního průběhu teplotního zatížení nebyla aplikována na štíhlé liniové konstrukce, jako jsou především lávky tvořené předpjatým pásem či jiným konstrukčním systémem s malou výškou průřezu. Teplotu pro analýzu globálních účinků zatížení teplotou na konstrukci lze pak získat integrováním naměřeného průběhu teplot po výšce průřezu.

8.4.3 Analýza pomocí softwaru

Naměřené hodnoty byly ověřeny podrobnou numerickou analýzou v prostředí softwaru ANSYS. Srovnání výstupu z výpočtových modelů a naměřených hodnot přispělo k nalezení vhodného postupu modelování časově závislé analýzy prostupu tepla. Nejdříve byl vytvořen model zkušební tělesa se zjednodušením na dvoudimenzionální úlohu (**Obr. 8.49**).



Obr. 8.49 Stacionární úloha prostupu tepla dvoudimenzionálním prvkem

Prvek byl zatížen teplotním zatížením ve formě definování teploty na vnějších uzlech. Prvotní výpočty byly prováděny na prvku Plane55, který je definován čtyřmi uzly, kdy v každém z nich je jeden stupeň volnosti, a to teplota. Tento prvek je vhodný pro řešení stacionární dvoudimenzionální úlohy teplotního zatížení. Rozhodující materiálovou vlastností je tepelná vodivost λ , která dle ČSN 73 0540-3 přílohy A pro železobeton nabývá hodnoty $\lambda = 1,48 \text{ W/m}\cdot\text{K}$. Horní povrch byl zatížen teplotou $10 \text{ }^\circ\text{C}$, dolní povrch teplotou povrchu $1 \text{ }^\circ\text{C}$. Dle předpokladů je výsledkem analýzy lineární průběh teploty po výšce prvku dle (**Obr. 8.49** vlevo). Při teplotním zatížení horního povrchu $10 \text{ }^\circ\text{C}$ a na zbylých třech površích zatížením o velikosti $1 \text{ }^\circ\text{C}$ dochází již k prostupu tepla prvkem dle (**Obr. 8.49** vpravo).

Z výsledků je patrné, že uvedené modely nereflktují skutečné chování průběhu tepla. Pro správné stanovení teploty po výšce průřezu je nutné provést časově závislou analýzu s definováním okrajových podmínek v čase.

Geometrie výstižnějšího výpočtového modelu byla definována tak, aby odpovídala skutečné geometrii zkušební vzorku (půdorysné rozměry $2,00 \times 2,00 \text{ m}$, výška $0,30 \text{ m}$). Pro definování prostorové úlohy byl použit 8uzlový prvek Solid 70 určený jak pro řešení stacionárních teplotních úloh, tak pro úlohy, kdy se okrajové podmínky v čase mění. V každém z osmi uzlů je opět jeden stupeň volnosti, a to teplota. Prvek je nadělen po délce a šířce na dílky $\acute{a} 0,10 \text{ m}$ a po výšce na dílky po $0,05 \text{ m}$ kvůli zpřesnění výsledků. Toto rozdělení elementů po výšce odpovídá také výškové poloze snímačů.

Materiálové vlastnosti byly zadány tak, aby co nejlépe vystihovaly pozorovaný vzorek z betonu C30/37 a současně splňovaly parametry definované dle Eurokódu (**Tab. 8.3**).

Materiálová charakteristika	Modul pružnosti	Poissonovo číslo (Minor)	Součinitel teplotní roztažnosti	Hustota	Součinitel tepelné vodivosti	Měrná tepelná kapacita
Značka	E_{cm}	ν	α	ρ	λ	c
jednotky	[GPa]	[-]	[-]	[kg/m ³]	[W /m · K]	[J/kg · K]
Hodnota	33	0.20	0.00001	2500	2.7	870

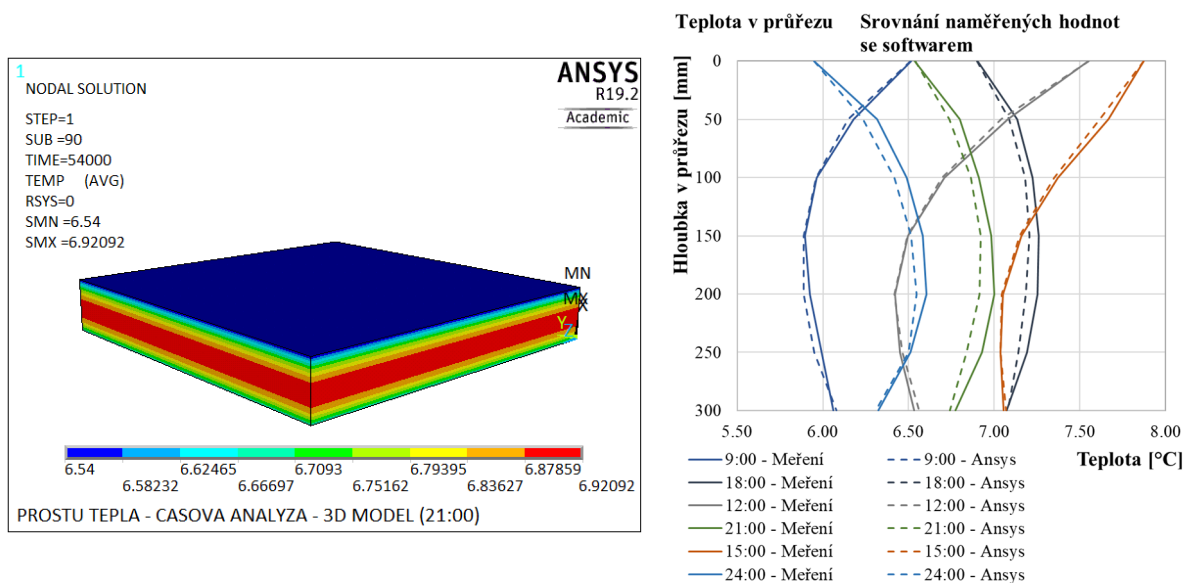
Tab. 8.3 Přehled materiálových charakteristik zadanych ve výpočtovém modelu

Dle EC 2 lze uvažovat hodnotu Poissonova součinitele pro beton neporušený trhlinami hodnotou 0,2. Součinitel tepelné vodivosti je vypočítán s ohledem na objemovou tíhu a přítomnost betonářské výztuže dle vztahu: $k_r = 0,0013 \cdot \rho - 0,5502$ [44]. Lze sledovat jeho značné navýšení dle hodnoty definované v normě [45]. Měrnou tepelnou kapacitu můžeme uvažovat pro beton přibližně hodnotou $880 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$ a pro betonářskou výztuž přibližně hodnotou $480 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$. S ohledem na množství betonářské výztuže ve zkušebním tělese bude uvažováno s hodnotou $c = 870 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$.

Na takto zadaném objemovém prvku byly následně na horním a dolním povrchu definovány okrajové podmínky ve formě časově proměnných teplot dle měření na povrchu zkušební vzorku ze dne 9.11. Analýza sledovala vývoj teplot od 6:00 do 24:00.

Z výsledků je patrné, že tímto jednoduchým způsobem modelování lze velmi dobře aproximovat průběh teplot po výšce průřezu. K tomuto přístupu modelování je navíc třeba znát pouze teplotu na povrchu sledované konstrukce a základní parametry o materiálu. Na grafu níže (**Obr. 8.50**) je vidět velmi dobrá shoda mezi naměřenými daty na zkušebním vzorku (plná

křivka) a hodnotami získanými z numerické analýzy (čárkovaná křivka). Je nutné ovšem poukázat na mírné odchylky ve vnitřní části vzorku, které ovšem v průběhu času nepřesahují hodnotu $|0,1|$ °C. Z důvodu měření teploty přímo na povrchu vzorku, nikoliv teploty okolního prostředí, je zahrnut i vliv slunečního záření. Tato odchylka je tedy patrně způsobena prouděním vzduchu, které v modelu není zohledněno. Vliv tohoto jevu by šel v softwaru zadat pomocí v čase proměnného součinitele prostupu tepla $K [W/m^2 \cdot K]$. Pro jeho správnou definici by bylo třeba měřit rychlost větru a vlhkost v závislosti na čase, což dále závisí na typu proudění média, geometrii, povrchu a rozdílu teplot mezi okolním prostředím a sledovaným tělesem. Avšak analýza se za těchto předpokladů stává výrazně obtížnější.



Obr. 8.50 Pohled na výsledky na objemovém modelu a graf srovnání experimentu s výpočtovým modelem

8.4.4 Závěr a doporučení

Prostřednictvím časově závislé analýzy prostupu tepla je možné zjistit průběh teploty po výšce průřezu. Kladně lze hodnotit, že k přiměřeně přesnému zhodnocení teploty po výšce průřezu prostřednictvím analýzy prostupu tepla stačí znát v čase teploty na povrchu konstrukce a základní materiálové parametry konstrukce. Takto je stanovena teplota v průřezu bez zásahu do existující konstrukce.

Realizovaným experimentem byla prokázána dostatečná přesnost výsledků z numerického modelu. Pro konstrukčně složitější a štíhlé konstrukce lze tímto způsobem lépe vystihnout teplotní zatížení a předejít tak špatné interpretaci výsledků při porovnávání geodeticky naměřených průhybů s průhyby stanovenými výpočetními modely.

9. Experimenty pro ověření dynamického chování konstrukcí

Určení dynamických vlastností (modálních parametrů) slouží nejen k posouzení konstrukce z hlediska dynamiky či kritéria pohody uživatelů lávky, ale také pro kontrolu výpočetních modelů mostních konstrukcí, případně pro diagnostické účely.

Problematika experimentálního stanovení modálních parametrů konstrukcí pomocí metody zvané provozní modální analýza je uvedena v kapitole 4.2. Je uvedena podstata metody a možné přístupy výpočtu modálních parametrů. Příkladem je stanovení vlastních tvarů a frekvencí opravované lávky v Kroměříži (kap 9.2), kde dynamická zkouška byla provedena dvakrát, před a po zesílení konstrukce. Výsledky obou dynamických zkoušek jsou porovnány s výsledky z výpočtového modelu provedeného v prostředí ANSYS.

Sledování dynamických vlastností pro diagnostické účely lze využít zejména u předpjatých mostů. Stanovení modálních parametrů (vlastních tvarů a vlastních frekvencí) mostní konstrukce může pomoci při určení stavebního stavu mostu v budoucnu při jejich opětovném změření. Přitom pokles vlastních frekvencí nebo změna vlastního tvaru znamená změny v tuhosti konstrukce nebo v jejím podepření. Samozřejmě také změny v hmotnosti konstrukce, ty ale pro zjevnou nutnou změnu celé konstrukce uvažovat nebudeme. Jiná tuhost pak ukazuje na porušení nosné konstrukce, například trhlinami. Znamená to také ale i porušení předpjaté výztuže, například korozí, a tím zmenšení tlakové rezervy v průřezu. U velkých zavěšených mostů je, mimo klasickou předpínací výztuž, kladen důraz také na stav jednotlivých předpjatých závěsů. Diagnostika závěsů je přitom u složitějších lanových závěsů v ocelovém obalu úlohou velmi nesnadnou. Stanovení sil v závěsech za účelem návrhu jejich případné rektifikace pomocí dynamické metody je uvedeno v kap. 9.5.

9.1 Dynamická analýza mostních konstrukcí

Dále v textu této kapitoly jsou vypsány výsledky analýz dynamické odezvy 18 vybraných lávek pro pěší, které mohou být v budoucnu využity pro porovnání obdobných nově navrhovaných mostních konstrukcí. Je zřejmé, že pokud výsledky analýzy nových konstrukcí budou podobné, lze na základě porovnání získaných zkušeností očekávat rovněž přijatelné dynamické chování [46], [47].

Všechny lávky byly analyzovány programovým systémem ANSYS jako geometricky nelineární prostorové konstrukce. Analýza zohlednila změnu statického působení během jejich postupné výstavby a skutečné okrajové podmínky. U všech konstrukcí kombinujících tažené prvky s prvky tlačnými byl také proveden stabilitní výpočet. Dynamický výpočet uvážil „*tension stiffening*“ tažených prvků.

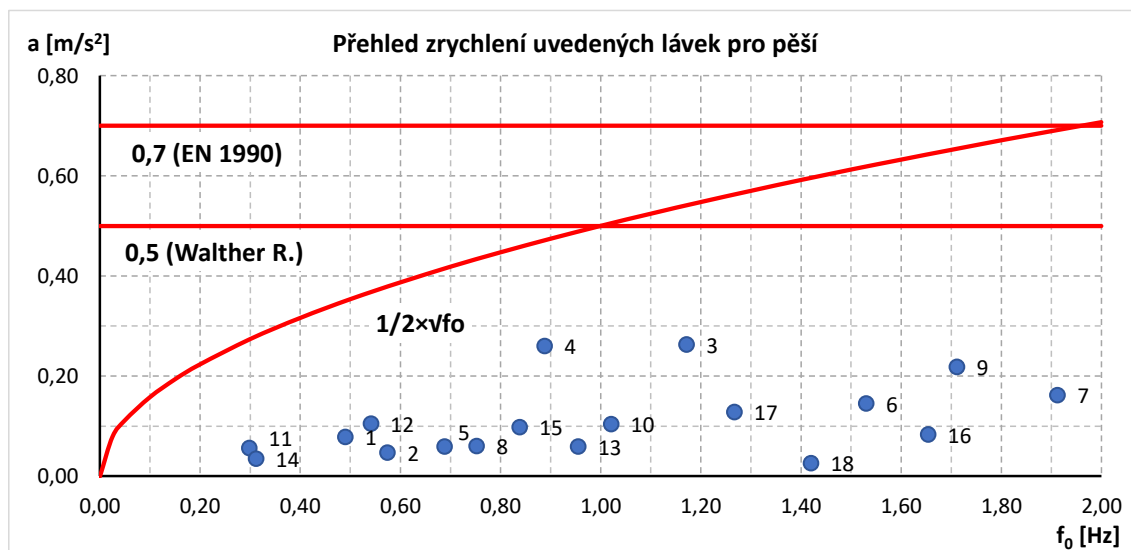
Při analýze byly nejdříve určeny vlastní tvary kmitání. V závislosti na konstrukčním systému, podepření a hmotě lávek je první vlastní tvar buď tvaru (A), (B) anebo (C) – (**Obr. 4.3**). U lávek o více polích se základní tvary (A), (B), popřípadě (C) někdy vyskytují současně. Po určení vlastních frekvencí bylo vždy provedeno vybuzené kmitání pro pulzující sílu určenou podle (4.1). Analýzou byly určeny následující hodnoty:

maximální výchylka	max u [mm]
maximální rychlost kmitání	max v [m/s]
maximální zrychlení kmitání	max a [m/s ²]

Podle (4.2) bylo dále určeno limitní zrychlení $a_{lim} \text{ [m/s}^2\text{]}$
 Porovnány byly i svislé ohybové a příčné frekvence $f_v/2 = f_{(0)}/2 \neq f_H$

U každé z vybraných lávek je uvedena fotografie, příčný řez konstrukce, srovnaná výška mostovky $h_s = A / w$ (plocha A dělená šířkou w), stálé zatížení mostovky $g \text{ [kN/m]}$, hodnoty a základní tvary prvních vlastních ohybových frekvencí a výsledky shora popsaného posouzení. Posouzení zrychlení pro všechny mosty je sumarizováno na **(Obr. 9.1)**.

Z osmnácti popsaných lávek je čtrnáct konstrukcí postaveno, tři jsou ve fázi návrhu a jedna již bohužel byla demontována. Ačkoliv všechny postavené konstrukce jsou velmi lehké a transparentní, v průběhu jejich provozu se dosud nevyskytly problémy s jejich dynamickou odezvou vyvolanou pohybem chodců, popřípadě větrem. Uživatelé pohybující se anebo stojící na lávce cítí pohyb konstrukcí, který však u nich nevyvolává nepříjemné pocity. Na pohyb chodců je nejvíce citlivá lávka přes řeku Medway v Kentu, UK. Jak je zřejmé z **(Obr. 9.1)**, maximální zrychlení je u této realizované konstrukce nejbližší limitní hodnotě. U některých postavených konstrukcí rovněž rychlost pohybu mírně překračuje doporučení prof. Pirnera (kap. 4.1.1). Provedené dynamické zkoušky však potvrdily přijatelné chování. Zajímavé je chování lávky postavené nad Freeway I-5 v Eugenu **(Obr. 9.17)**. Lávka je velmi tuhá, a proto uživatelé necítí její pohyb od pohybu chodců. Vlivem projíždějících těžkých nákladních aut však za auty vzniká vzdušný proud, který následně vyvolává svislý pohyb konstrukce. Pohyb je citelný, ne však nepříjemný.



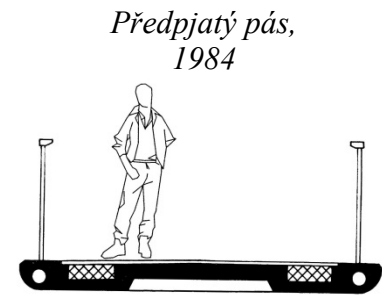
Obr. 9.1 Přehled zrychlení dále uvedených lávek pro pěší

Závěrem lze konstatovat, že tenká betonová deska použitá u všech uvedených konstrukcí má nejen dostatečnou hmotnost, ale to, co je nejdůležitější, velkou membránovou tuhost. Ta omezuje vodorovné pohyby konstrukcí, na které jsou uživatelé velmi citliví. Proto se u uvedených konstrukcí nikdy nevyskytl problém s tzv. „Lock in“ účinkem. Je tedy zřejmé, že spojitá betonová mostovka, která dává konstrukcím potřebnou tuhost a hmotnost, představuje ideální řešení pochůzných konstrukcí lávek pro pěší.

Vypočtené modální parametry lze ověřit dynamickou zkouškou a provedením provozní modální analýzy na skutečné konstrukci (kap. 9.2).

(1) Lávka přes Vltavu v Praze-Troji

Lávku tvořil předpjatý pás o třech polích 85,50+96,00+67,50 m (**Obr. 9.2**), sestavený z prefabrikovaných segmentů a z monolitických sedel nad vnitřními podpěrami. Nosné kabely byly situovány v rýhách vytvořených v segmentech, předpínací kabely byly situovány v kanálcích umístěných v krajích segmentů. Dynamické chování konstrukce ověřil Prof. Miroš Pirner v roce 1984 po uvedení konstrukce do provozu a znovu po 14 letech. Druhý test potvrdil, že dynamické chování konstrukce zůstalo beze změny.



$$h_s = 0,25 \text{ m}; g = 27 \text{ kN/m}$$

$$f_{(0)} = f_{(1)} = 0,49 \text{ Hz (A)}$$

$$f_{(3)} = 0,966 \text{ Hz (A)}$$

$$\max u = 5,33 \text{ mm}$$

$$\max a = 0,078 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(2)} = 0,609 \text{ Hz (A)}$$

$$f_{(4)} = 1,01 \text{ Hz (A) \& (B)}$$

$$\max v = 0,02 \text{ m/s}$$

$$a_{\text{lim}} = 0,350 \text{ m/s}^2$$

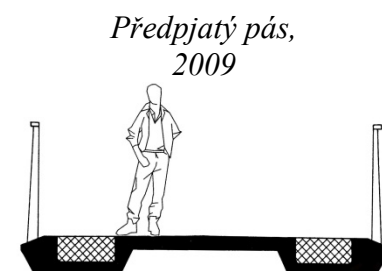
$$f_{(H)} = f_{(9)} = 2,204 \text{ Hz}$$

$$f_{(0)}/2 = 0,245 \text{ Hz}$$

Obr. 9.2 Lávka přes Vltavu v Praze-Troji

(2) Lávka Lake Hodges, San Diego, California, USA

Lávku tvoří dosud nejdelší předpjatý pás celkové délky 301,74 m (**Obr. 9.3**). Lávka má tři stejně dlouhá pole s rozpětími 100,58 m; průvės uprostřed rozpětí je 1,41 m. Předpjatý pás je sestaven z prefabrikovaných segmentů a z monolitických sedel navržených jak u opěr, tak i nad vnitřními podpěrami. Nosné a předpínací kabely jsou situovány v rýhách vytvořených v segmentech.



$$h_s = 0,28 \text{ m}; g = 38,6 \text{ kN/m}$$

$$f_{(0)} = f_{(1)} = 0,574 \text{ Hz (A)}$$

$$f_{(5)} = 1,188 \text{ Hz (B)}$$

$$\max u = 3,63 \text{ mm}$$

$$\max a = 0,047 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(2)} = 0,587 \text{ Hz (A)}$$

$$f_{(6)} = 1,195 \text{ Hz (B)}$$

$$\max v = 0,013 \text{ m/s}$$

$$a_{\text{lim}} = 0,379 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(3)} = 0,796 \text{ Hz (A)}$$

$$f_{(6)} = 1,197 \text{ Hz (B)}$$

$$f_{(0)}/2 = 0,287 \text{ Hz}$$

$$f_{(H)} = f_{(4)} = 1,087 \text{ Hz}$$

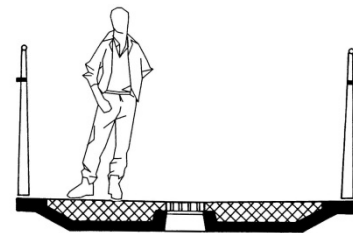
Obr. 9.3 Lávka Lake Hodges, San Diego, California, USA

(3) Lávka přes řeku Medway, Maidstone, Kent, UK

Lávku o dvou polích 49,5+37,5 m (**Obr. 9.4**) tvoří předpjatý pás sestavený z prefabrikovaných segmentů a spřažené desky. Lávka je nad vnitřní podpěrou půdorysně zalomená. Vnitřní podpěru tvoří skloněné schodiště a ocelová stojka, která podle zatížení působí jako táhlo anebo vzpěra. U vnitřní podpěry a krajních opěr je předpjatý pás tvořen monolitickým sedlem. Nosné a předpínací kabely jsou situovány ve spřažené desce. Dynamické chování lávky bylo ověřeno dynamickou zkouškou.



Předpjatý pás,
2001



$$h_s = 0,23 \text{ m}; g = 19,8 \text{ kN/m}$$

$$\begin{array}{llll} f_{(0)} = f_{(1)} = 1,171 \text{ Hz (A)} & f_{(H)} = f_{(4)} = 2,619 \text{ Hz} & \max u = 1,73 \text{ mm} & \max a = 0,263 \text{ m/s}^2 \\ f_{(2)} = 1,964 \text{ Hz (A) \& (B)} & & \max v = 0,021 \text{ m/s} & a_{lim} = 0,541 \text{ m/s}^2 \\ & & & f_{(0)/2} = 0,586 \text{ Hz} \end{array}$$

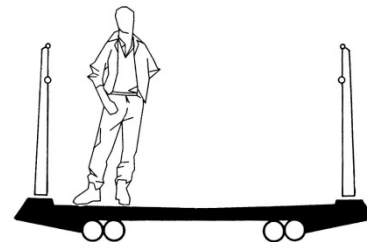
Obr. 9.4 Lávka přes řeku Medway, Maidstone, Kent, UK

(4) Lávka přes řeku Olši u Bohumína

Projektovanou lávku tvoří předpjatý pás o třech polích 40,50+80,00+40,50 m (**Obr. 9.5**). Průvės pásu uprostřed rozpětí středního pole je 1,38 m. Předpjatý pás délky 160,00 m je sestaven z prefabrikovaných segmentů nesených a předepnutých dvěma dvojicemi vnějších kabelů. Nad vnitřními podpěrami a u krajních podpěr je předpjatý pás podepřen sedly.



Předpjatý pás,
studie, projekt



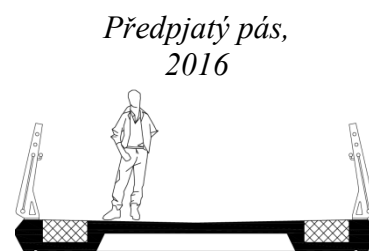
$$h_s = 0,14 \text{ m}; g = 15,3 \text{ kN/m}$$

$$\begin{array}{llll} f_{(0)} = f_{(1)} = 0,888 \text{ Hz (A)} & f_{(3)} = 1,332 \text{ Hz (B)} & \max u = 3,71 \text{ mm} & \max a = 0,26 \text{ m/s}^2 \\ f_{(2)} = 1,116 \text{ Hz (A) \& (B)} & f_{(H)} = f_{(4)} = 1,350 \text{ Hz} & \max v = 0,031 \text{ m/s} & a_{lim} = 0,471 \text{ m/s}^2 \\ & & & f_{(0)/2} = 0,444 \text{ Hz} \end{array}$$

Obr. 9.5 Lávka přes řeku Olši u Bohumína

(5) Lávka Terwillegar park přes řeku North Saskatchewan, Edmonton, Canada

Lávku celkové délky 262 m tvoří konstrukce z předpjatého pásu o třech nestejně dlouhých polích se dvěma pilíři situovanými v řece (**Obr. 9.6**). Rozpětí polí je 77+100+85 m, odpovídající průvès pak 0,711+1,121+0,877 m. Předpjatý pás je sestaven z prefabrikovaných segmentů tloušťky 0,465 m a monolitických sedel situovaných u všech podpor. Nosné i předpínací kabely jsou vedeny v rýhách vytvořených v krajních žebrech segmentů. Kabely jsou kotveny v krabicových krajních opěrách, které jsou tvořeny horní a spodní deskou vzájemně spojenou svislými stěnami. Vodorovná reakce velikosti až 53 MN je přenášena do podloží ohybovou únosností vrtaných pilot průměru 0,9 m a skalními kotvami kotvenými ve spodní desce opěry.



$$h_s = 0,47 \text{ m}; g = 40,4 \text{ kN/m}$$

$f_{(0)} = f_{(1)} = 0,688 \text{ Hz (A)}$	$f_{(3)} = 0,971 \text{ Hz (A)}$	$\max u = 1,59 \text{ mm}$	$\max a = 0,059 \text{ m/s}^2$
$f_{(2)} = 0,825 \text{ Hz (A)}$	$f_{(4)} = 1,367 \text{ Hz (B)}$	$\max v = 0,01 \text{ m/s}$	$a_{\text{lim}} = 0,415 \text{ m/s}^2$
	$f_{(H)} = f_{(6)} = 1,722 \text{ Hz}$		$f_{(0)}/2 = 0,344 \text{ Hz}$

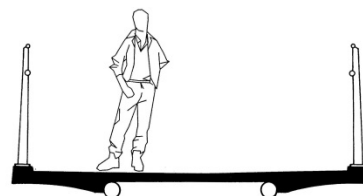
Obr. 9.6 Lávka Terwillegar park přes řeku North Saskatchewan, Edmonton, Canada

(6) Lávka přes rychlostní komunikaci R35 u Olomouce

Lávku tvoří předpjatý pás o dvou polích, který je podepřen štíhlým obloukem s rozpětím 64 m (**Obr. 9.7**). Předpjatý pás délky 76,50 m je sestaven z prefabrikovaných segmentů nesených a předepnutých dvěma vnějšími kabely. Protože základy oblouku a kotvení bloky předpjatého pásu jsou vzájemně spojeny tlačnými vzpěrami, tvoří konstrukce lávky samokotvený systém. Dynamické chování lávky bylo ověřeno dynamickou zkouškou.



Předpjatý pás podepřený obloukem, 2008



$$h_s = 0,14 \text{ m}; g = 17,8 \text{ kN/m}$$

$f_{(0)} = f_{(2)} = 1,530 \text{ Hz (A)}$	$f_{(4)} = 2,149 \text{ Hz (B)}$	$\max u = 1,570 \text{ mm}$	$\max a = 0,145 \text{ m/s}^2$
$f_{(3)} = 1,746 \text{ Hz (B)}$	$f_{(H)} = f_{(1)} = 0,961 \text{ Hz}$	$\max v = 0,015 \text{ m/s}$	$a_{\text{lim}} = 0,490 \text{ m/s}^2$
			$f_{(0)}/2 = 0,765 \text{ Hz}$

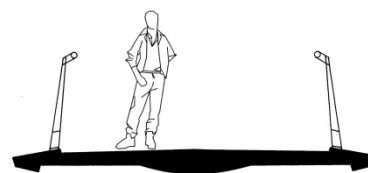
Obr. 9.7 Lávka přes rychlostní komunikaci R35 u Olomouce

(7) Lávka přes řeku Svratku v Brně

Lávku převádějící smíšený provoz chodců a cyklistů přes řeku Svratku tvoří předpjatý pás o dvou polích, který je podepřen štíhlým obloukem s rozpětím 42,90 m (**Obr. 9.8**). Předpjatý pás délky 43,50 m je sestaven z 29 ks prefabrikovaných segmentů šířky 4,6 m nesenými a předepnutými čtyřmi vnitřními kabely situovanými v segmentech. Oblouk se skládá ze dvou tvarově shodných prefabrikátů proměnné výšky od 0,55 m v patě po 0,25 m ve vrcholu. Protože základy oblouku a kotevní bloky předpjatého pásu jsou vzájemně spojeny krajními opěrami, tvoří konstrukce lávky samokotvený systém.



Předpjatý pás podepřený obloukem, 2008



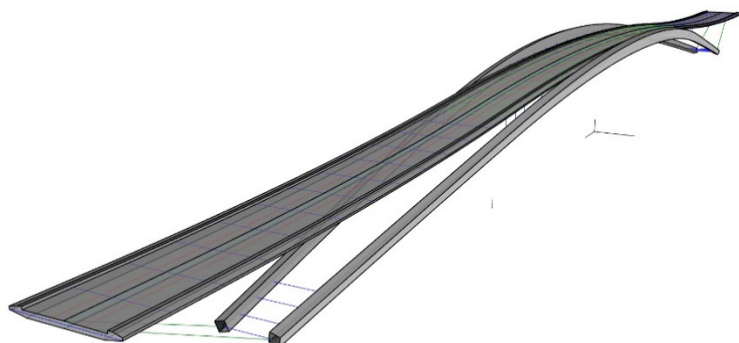
$$h_s = 0,18 \text{ m}; g = 22,6 \text{ kN/m}$$

$f_{(0)} = f_{(1)} = 1,912 \text{ Hz (B)}$	$f_{(3)} = 3,819 \text{ Hz (C)}$	$\max u = 0,880 \text{ mm}$	$\max a = 0,162 \text{ m/s}^2$
$f_{(2)} = 2,163 \text{ Hz (A)}$	$f_{(H)} = f_{(4)} = 4,627 \text{ Hz}$	$\max v = 0,012 \text{ m/s}$	$a_{lim} = 0,691 \text{ m/s}^2$
			$f_{(0)}/2 = 0,956 \text{ Hz}$

Obr. 9.8 Lávka přes řeku Svratku v Brně

(8) Lávka Wai Kai Lagoon, Ewa Beach, Hawaii

Lávku celkové délky 133,4 m tvoří předpjatý pás o dvou polích, který je podepřen štíhlým ocelovým obloukem o rozpětí 112 m a vzepětí 7,91 m (**Obr. 9.9**). Z důvodu snížení nivelety mostovky jsou oblouková žebra uprostřed rozpětí umístěna po obou stranách předpjatého pásu. Konstrukční uspořádání mostu odpovídá statické funkci a postupu výstavby. Aby se zabránilo jakékoliv stavební činnosti v laguně, předpokládá se, že bude oblouk sestaven ze dvou segmentů, které budou vztyčeny ve svislé poloze a následně otočeny do finální polohy.



Předpjatý pás podepřený obloukem, studie



$$h_s = 0,31 \text{ m}; g = 44,5 \text{ kN/m}$$

$f_{(0)} = f_{(2)} = 0,752 \text{ Hz (A)}$	$f_{(5)} = 1,250 \text{ Hz (C)}$	$\max u = 0,970 \text{ mm}$	$\max a = 0,060 \text{ m/s}^2$
$f_{(3)} = 0,801 \text{ Hz (B)}$	$f_{(H)} = f_{(1)} = 0,741 \text{ Hz}$	$\max v = 0,008 \text{ m/s}$	$a_{lim} = 0,434 \text{ m/s}^2$
			$f_{(0)}/2 = 0,376 \text{ Hz}$

Obr. 9.9 Lávka Wai Kai Lagoon, Ewa Beach, Hawaii

(9) Lávka přes Vltavu v Českých Budějovicích

Konstrukci lávky tvoří jednostranný skloněný oblouk vetknutý do ocelobetonové mostovky (Obr. 9.10). Sklonění oblouku a hmotnost mostovky jsou navrženy tak, aby od zatížení stálého nebyla konstrukce kroucena. Rozpětí oblouku je 53,2 m, vzepětí je 8,0 m. Oblouk je tvořen ocelovou rourou průměru 355,6 mm; mostovku tvoří dvě okrajové ocelové roury průměru 508 a 355,6 mm, které jsou vzájemně spojeny rovinnou příhradou. Závěsy jsou tvořeny I profily proměnné výšky. Ocelová konstrukce je vetknuta do náběhů krajních opěr založených na vrtaných pilotách. Vytváří se tak integrovaný systém bez ložisek a dilatačních závěrů. Dynamické chování lávky bylo ověřeno dynamickou zkouškou.



Oblouk s ocelobetonovou mostovkou, 2007

$$h_s = 0,10 \text{ m}; h_l = 0,16 \text{ m};$$

$$g = 16,0 \text{ kN/m}$$

$$f_{(0)} = f_{(2)} = 1,711 \text{ Hz (B)} \quad f_{(4)} = 2,863 \text{ Hz (C)} \quad \max u = 1,890 \text{ mm} \quad \max a = 0,218 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(3)} = 1,851 \text{ Hz (A)} \quad f_{(H)} = f_{(1)} = 1,264 \text{ Hz} \quad \max v = 0,026 \text{ m/s} \quad a_{lim} = 0,654 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(0)/2} = 0,856 \text{ Hz}$$

Obr. 9.10 Lávka přes Vltavu v Českých Budějovicích

(10) Lávka McLoughlin Boulevard, Portland, Oregon, USA

Lávka je tvořena dvěma skloněnými oblouky, na kterých je zavěšena mostovka z předpjatého pásu (Obr. 9.11). Oblouky s rozpětím 73,508 m a vzepětím 13,715 m jsou tvořeny ocelovými rourami průměru 0,457 m vzájemně spojenými dvěma stěnovými výztuhami. Mostovku tvoří prefabrikované segmenty spřažené s monolitickou deskou. V krajních polích jsou segmenty ztuženy ocelovými I profily. Nosné a předpínací kabely jsou situovány ve spřažené desce. Protože základy oblouku a kotevní bloky předpjatého pásu jsou vzájemně spojeny tlačnými vzpěrami, tvoří konstrukce lávky samokotvený systém.



Předpjatý pás zavěšený na oblouku, 2006

$$h_s = 0,25 \text{ m}; g = 31,7 \text{ kN/m}$$

$$f_{(0)} = f_{(1)} = 1,021 \text{ Hz (B)} \quad f_{(H)} = f_{(2)} = 1,282 \text{ Hz} \quad \max u = 2,540 \text{ mm} \quad \max a = 0,104 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(5)} = 1,791 \text{ Hz (C)} \quad \max v = 0,016 \text{ m/s} \quad a_{lim} = 0,505 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(0)/2} = 0,511 \text{ Hz}$$

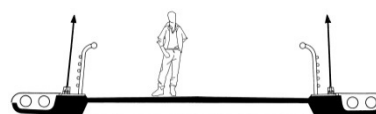
Obr. 9.11 Lávka McLoughlin Boulevard, Portland, Oregon, USA

(11) Lávka přes Švýcarskou zátoku Vranovské přehrady

Lávka s mostovkou délky 252 m je zavěšena na dvou skloněných kabelech s rozpětími 30+252+30 m (**Obr. 9.12**). Šířka lávky mezi zábradlím je proměnná od 3,40 do 6,60 m. Protože mostovka je pružně vetknuta do krajních opěr, vytváří částečný samokotvený systém. Mostovka sestavená z prefabrikovaných segmentů je předepnuta vnitřními kabely vedenými v segmentech a je ztužena vnějšími kabely vedenými v kruhových otvorech vytvořenými v segmentech. Dynamické chování bylo ověřeno na aeroelastickém modelu navrženém pro zkoušku konstrukce ve větrném tunelu a dynamickou zkouškou hotové konstrukce.



Visutá konstrukce
s předpjatým pásem, 1993



$$h_s = 0,16 - 0,14 \text{ m};$$

$$g = 27,4 - 35,7 \text{ kN/m}$$

$$f_{(0)} = f_{(1)} = 0,298 \text{ Hz (B)} \quad f_{(H)} = f_{(4)} = 0,431 \text{ Hz} \quad \max u = 10,96 \text{ mm} \quad \max a = 0,056 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(2)} = 0,360 \text{ Hz (A)} \quad \max v = 0,025 \text{ m/s} \quad a_{\text{lim}} = 0,273 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(0)/2} = 0,149 \text{ Hz}$$

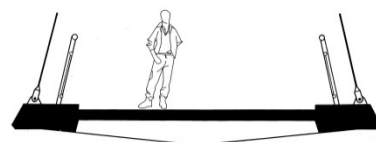
Obr. 9.12 Lávka přes Švýcarskou zátoku Vranovské přehrady

(12) Lávka přes řeku Willamette, Eugene, Oregon, USA

Lávka celkové délky 178,80 m sestává ze dvou částí: visuté konstrukce o třech polích 23,0 + 103,0 + 23,0 m a navazujících ramp vetknutých do opěr (**Obr. 9.13**). Mostovka, kterou tvoří předpjatý pás sestavený z prefabrikovaných segmentů, je pružně vetknuta do ramp. Mostovka je předepnuta vnitřními kabely vedenými v segmentech. Dynamické chování bylo ověřeno na aeroelastickém modelu navrženém pro zkoušku konstrukce ve větrném tunelu a dynamickou zkouškou hotové konstrukce.



Visutá konstrukce
s předpjatým pásem, 2002



$$h_s = 0,22 \text{ m}; \quad g = 36,6 \text{ kN/m}$$

$$f_{(0)} = f_{(1)} = 0,541 \text{ Hz (B)} \quad f_{(3)} = 0,888 \text{ Hz (C)} \quad \max u = 7,040 \text{ mm} \quad \max a = 0,105 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(2)} = 0,613 \text{ Hz (C)} \quad f_{(H)} = f_{(5)} = 1,136 \text{ Hz} \quad \max v = 0,027 \text{ m/s} \quad a_{\text{lim}} = 0,367 \text{ m/s}^2$$

$$f_{(0)/2} = 0,271 \text{ Hz}$$

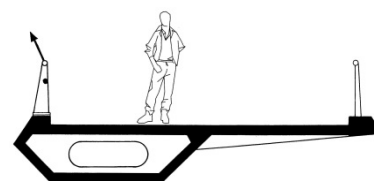
Obr. 9.13 Lávka přes řeku Willamette, Eugene, Oregon, USA

(13) Lávka přes Harbor Drive, San Diego, California, USA

Lávku tvoří půdorysně zakřivený komorový nosník, který je na vnitřním okraji zavěšen na visutém kabelu o dvou polích s rozpětími 53,65 m (**Obr. 9.14**). Půdorysný oblouk má poloměr 170 m. Závěsy jsou kotveny ve sloupcích zábradlí, které se tak stávají součástí nosného systému. V zábradlí jsou také situovány vnější radiální kabely, které spolu s vnitřními kabely vedenými v komorovém nosníku vyrovnávají kroucení vyvolané jednostranným zavěšením. Dynamické chování bylo ověřeno na aeroelastickém modelu navrženém pro zkoušku konstrukce ve větrném tunelu.



Visutá konstrukce
s komorovým nosníkem, 2010



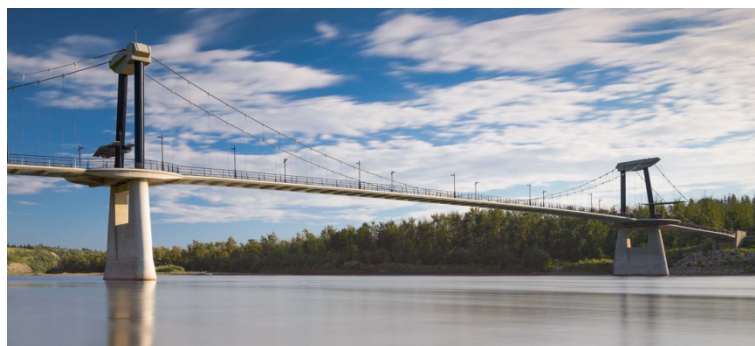
$$h_s = 0,23 \text{ m}; g = 35,4 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} f_{(0)} = f_{(2)} = 0,955 \text{ Hz (B)} & & f_{(H)} = f_{(1)} = 0,731 \text{ Hz} & & \max u = 1,650 \text{ mm} & & \max a = 0,059 \text{ m/s}^2 \\ f_{(5)} = 2,039 \text{ Hz (C)} & & & & \max v = 0,010 \text{ m/s} & & a_{\text{lim}} = 0,489 \text{ m/s}^2 \\ & & & & & & f_{(0)}/2 = 0,478 \text{ Hz} \end{aligned}$$

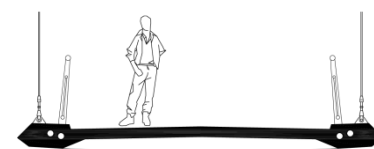
Obr. 9.14 Lávka přes Harbor Drive, San Diego, California, USA

(14) Lávka Fort Edmonton přes řeku North Saskatchewan, Edmonton, Canada

Lávku tvoří visutá konstrukce o třech polích délek 54+138+54 m se dvěma pilíři situovanými v řece (**Obr. 9.15**). Mostovka celkové délky 246 m je sestavena z prefabrikovaných segmentů a monolitických podporových zárodků. Segmenty tloušťky jen 0,4 m jsou tvořeny krajními nosníky a deskou mostovky. Předpínací kabely jsou vedeny v krajních nosnících a v podporových zárodcích se překrývají. Vnitřní podpěry jsou tvořeny dvojicemi sloupů vzájemně spojenými stěnou a příčnickem. Sloupky podporují ocelové pylony, které jsou v horní části spojeny betonovým příčnickem podporujícím sedla visutých kabelů.



Visutá konstrukce
s předpjatou mostovkou, 2011



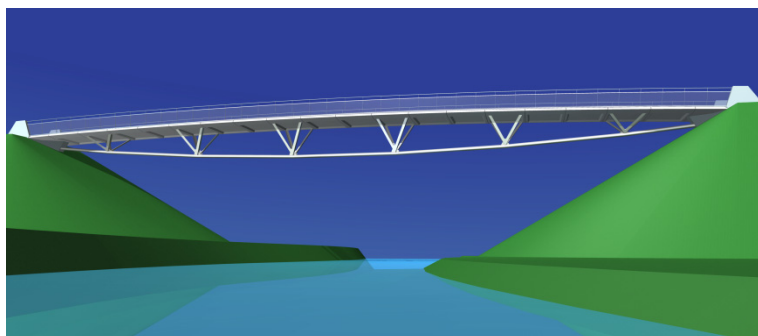
$$h_s = 0,40 \text{ m}; g = 38,2 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} f_{(0)} = f_{(1)} = 0,312 \text{ Hz (B)} & & f_{(5)} = 0,505 \text{ Hz (C)} & & \max u = 4,19 \text{ mm} & & \max a = 0,035 \text{ m/s}^2 \\ f_{(3)} = 0,338 \text{ Hz (A)} & & f_{(H)} = f_{(2)} = 0,328 \text{ Hz} & & \max v = 0,01 \text{ m/s} & & a_{\text{lim}} = 0,280 \text{ m/s}^2 \\ & & & & & & f_{(0)}/2 = 0,156 \text{ Hz} \end{aligned}$$

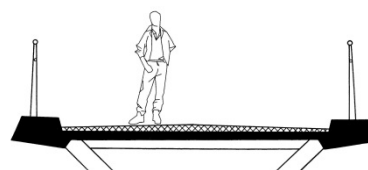
Obr. 9.15 Lávka Fort Edmonton přes řeku North Saskatchewan, Edmonton, Canada

(15) Lávka přes Johnson Creek, Portland, Oregon, USA

Souběžně s návrhem přemostění Johnson Creek byl nově vyvíjený konstrukční typ ověřen na modelu v měřítku 1:8. Navrhovanou lávku o jednom poli s rozpětím 60,8 m tvoří přímo pocházený plochý oblouk nesený a předepnutý vnějšími visutými kabely (**Obr. 9.16**). Oblouk je sestaven z prefabrikovaných segmentů a spřažené desky, přičemž každý třetí segment je napojen na trojúhelníkové vzpěry umožňující přenos radiálních sil z externího kabelu do obloukové mostovky. Externí předpětí je kotveno v krajních opěrách, které jsou založeny na skloněných pilotách.



Předpjatý pás podepřený visutým kabelem, studie



$$h_s = 0,26 \text{ m}; g = 36,3 \text{ kN/m}$$

$$\begin{array}{llll} f_{(0)} = f_{(1)} = 0,838 \text{ Hz (A)} & f_{(5)} = 2,965 \text{ Hz (C)} & \max u = 3,534 \text{ mm} & \max a = 0,098 \text{ m/s}^2 \\ f_{(3)} = 1,774 \text{ Hz (B)} & f_{(H)} = f_{(2)} = 1,674 \text{ Hz} & \max v = 0,019 \text{ m/s} & a_{lim} = 0,458 \text{ m/s}^2 \\ & & & f_{(0)}/2 = 0,419 \text{ Hz} \end{array}$$

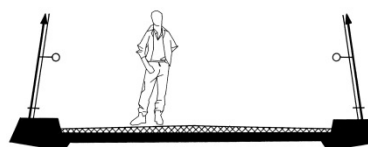
Obr. 9.16 Lávka přes Johnson Creek, Portland, Oregon, USA

(16) Lávka přes Freeway I-5, Eugene, Oregon, USA

Lávku celkové délky 161,60 m tvoří hlavní zavěšený most o dvou polích s rozpětími 31,76 m, který je monoliticky spojen se zakřivenými rampami s rozpětími 9,00 m (**Obr. 9.17**). Protože rampy jsou vetknuty do krajních opěr, lávka tvoří integrovanou konstrukci bez ložisek a dilatačních závěrů. Pylon tvaru písmene A je betonový, závěsy kotvené v mostovce po třech metrech jsou tvořeny hladkými předpínacími tyčemi. Zavěšená mostovka je sestavena z prefabrikovaných segmentů a spřažené desce, rampy jsou monolitické. Předpínací kabely jsou situovány ve spřažené desce.



Zavěšená konstrukce s předpjatým pásem, 2009



$$h_s = 0,26 \text{ m}; g = 36,3 \text{ kN/m}$$

$$\begin{array}{llll} f_{(0)} = f_{(4)} = 1,654 \text{ Hz (A)} & f_{(17)} = 4,633 \text{ Hz (A) \& (B)} & \max u = 0,810 \text{ mm} & \max a = 0,083 \text{ m/s}^2 \\ f_{(10)} = 3,295 \text{ Hz (A)} & f_{(H)} = f_{(1)} = 1,131 \text{ Hz} & \max v = 0,008 \text{ m/s} & a_{lim} = 0,639 \text{ m/s}^2 \\ & & & f_{(0)}/2 = 0,827 \text{ Hz} \end{array}$$

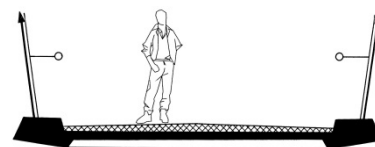
Obr. 9.17 Lávka přes Freeway I-5, Eugene, Oregon, USA

(17) Lávka přes Delta Pond Expressway, Eugene, Oregon, USA

Lávku celkové délky 231,65 m tvoří zavěšená konstrukce o třech polích délek 15,24+36,58+51,82 m, na kterou po obou stranách navazují rampy s rozpětími 9,00 m (**Obr. 9.18**). Lávka je rozdělena na dva dilatační celky délek 98,30 a 133,35 m. Pylon tvaru písmene V je betonový, závěsy kotvené v mostovce po třech metrech jsou tvořeny uzavřenými lany. Pole přemostňující komunikaci je sestaveno z prefabrikovaných segmentů a sprážené desky. Předpínací kabely jsou situovány ve sprážené desce.



Zavěšená konstrukce
s předpjatým pásem, 2010



$$h_s = 0,26 \text{ m}; g = 36,3 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} f_{(0)} = f_{(1)} &= 1,267 \text{ Hz (A)} & f_{(9)} &= 2,584 \text{ Hz (A) \& (B)} & \max u &= 2,020 \text{ mm} & \max a &= 0,128 \text{ m/s}^2 \\ f_{(7)} &= 2,207 \text{ Hz (A) \& (B)} & f_{(H)} = f_{(4)} &= 1,403 \text{ Hz} & \max v &= 0,016 \text{ m/s} & a_{\text{lim}} &= 0,477 \text{ m/s}^2 \\ & & & & & & f_{(0)}/2 &= 0,634 \text{ Hz} \end{aligned}$$

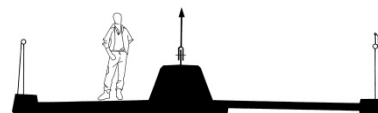
Obr. 9.18 Lávka přes Delta Pond Expressway, Eugene, Oregon, USA

(18) Lávka přes dálnici D47 u Bohumína

Lávku o dvou nesymetrických polích délek 54,60 a 58,20 m tvoří páteřní nosník s oboustrannými konzolami, který je zavěšen na středním pylonu (**Obr. 9.19**). Protože lávka je v půdorysném oblouku s poloměrem 220 m, bylo možné mostovku vetknout do krajních podpěr. Ocelobetonový pylon, který v podélném směru lávky má tvar písmene V, je rámově spojen s páteřním nosníkem oddělujícími cyklistickou a pěší dopravu. Protože šířky cyklistické a pěší stezky jsou rozdílné, je vyložení konzol rozdílné. Aby nosník nebyl od zatížení stálého kroucen, jsou delší konzoly vylehčeny kazetou. Závěsy, kotvené v mostovce po 2,00 m, jsou z uzavřených lan. Mostovka je předepnuta kabely vedenými v páteřním nosníku i konzolách.



Zavěšená konstrukce
s páteřním nosníkem, 2010



$$h_s = 0,31 \text{ m}; g = 63,2 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} f_{(0)} = f_{(2)} &= 1,42 \text{ Hz (A)} & f_{(8)} &= 4,115 \text{ Hz (B)} & \max u &= 0,530 \text{ mm} & \max a &= 0,026 \text{ m/s}^2 \\ f_{(3)} &= 2,199 \text{ Hz (A)} & f_{(H)} = f_{(4)} &= 2,746 \text{ Hz} & \max v &= 0,005 \text{ m/s} & a_{\text{lim}} &= 0,596 \text{ m/s}^2 \\ & & & & & & f_{(0)}/2 &= 0,710 \text{ Hz} \end{aligned}$$

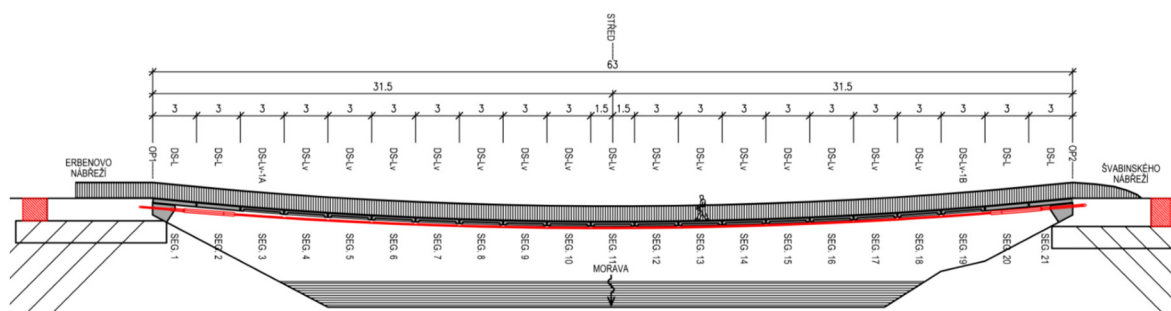
Obr. 9.19 Lávka přes dálnici D47 u Bohumína

9.2 Provozní modální analýza lávky v Kroměříži

Provozní modální analýza s vyhodnocením ve frekvenční doméně byla použita pro stanovení modálních parametrů opravované lávky pro pěší v Kroměříži. Dynamická zkouška byla provedena dvakrát. První měření bylo součástí diagnostiky původního stavu lávky a sloužilo k potvrzení správnosti výpočetního modelu a detekci případných poruch lávky vedoucích ke změně její tuhosti. Druhé měření lávky po jejím statickém zajištění bylo provedeno za účelem stanovení vlivu zesílení konstrukce na modální parametry [48].

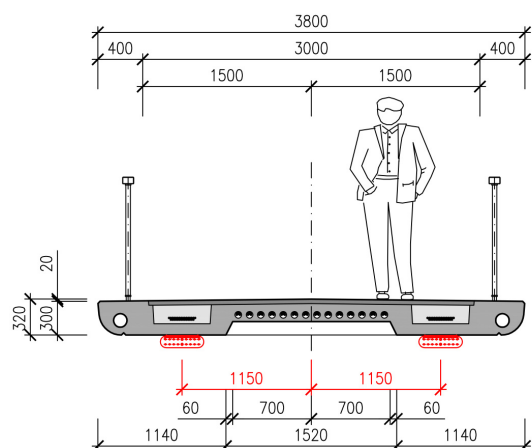
9.2.1 Popis objektu a jeho statické zesílení

Lávka pro pěší v Kroměříži pochází z roku 1984 (**Obr. 8.43**) a z konstrukčního hlediska se jedná o visutý předpjatý pás o jednom poli vetknutý do krajních opěr s délkou 63,36 m a vzepětím 1,61m (při 10 °C). Nosná konstrukce mostu je tvořená z prefabrikovaných segmentů DS-L a DS-Lv nesených a předepnutých kabely Lp 15,5 mm v počtu 60 + 84 lan.



Obr. 9.20 Podélný řez lávkou, umístění externího předpětí

Od roku 2018 probíhal na lávce rozsáhlý diagnostický průzkum za účelem prověření zbytkové schopnosti nosných lan přenášet tíhu konstrukce. Na základě výsledků diagnostiky bylo rozhodnuto o nutnosti nosná lana v důsledku jejich hloubkové koroze zčásti nahradit. Navržená oprava spočívala ve statickém zajištění lávky externími lany umístěnými pod segmenty mostovky (**Obr. 9.20** a **Obr. 9.21**) a následném provedení nového mostního svršku [49]. Statické zajištění nosné konstrukce bylo dokončeno na jaře 2019 (**Obr. 9.22**).



Obr. 9.21 Příčný řez zesílené lávky

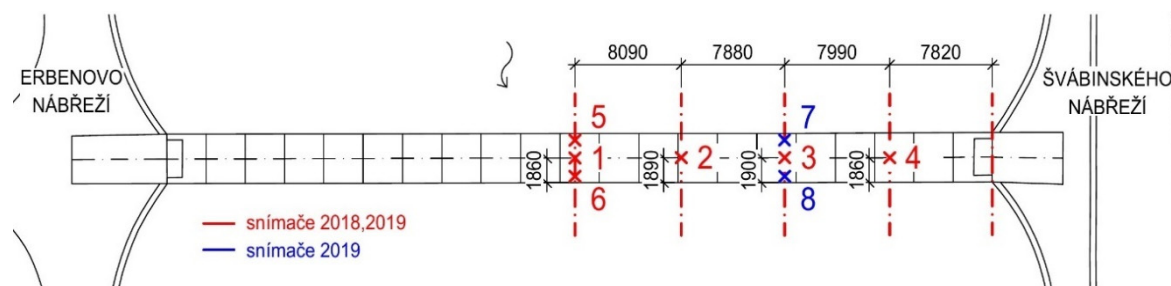


Obr. 9.22 Pohled, externí předpětí

Účelem statického zajištění bylo nahrazení korozi přerušené a napadené výztuže dodatečným předpětím tak, aby nemohlo dojít k jejímu náhlému selhání. Nová stavební úprava je navržena tak, aby nezpůsobila žádné přetížení spodní stavby (při stanovení nové hodnoty zatížitelnosti lávky) a minimalizovala omezení v průtočném profilu řeky Moravy. Externí předpětí tvoří dva kabely z monostrandů umístěné pod kabelovými žlaby původních nosných lan. Lana jsou sekundárně chráněna kapotáží z korozivzdorného plechu a injektáží mezi kapotáží a jednotlivými monostrandy.

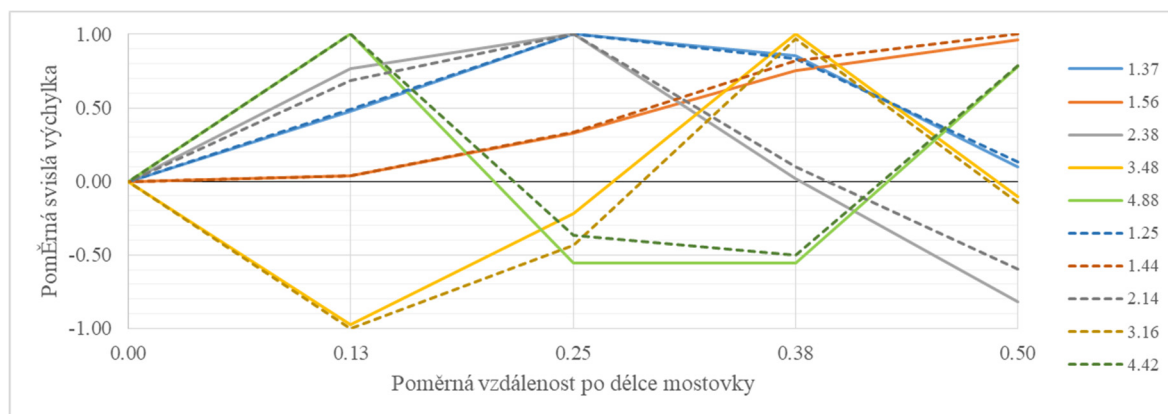
9.2.2 Měření dynamických parametrů

Pro měření odezvy konstrukce bylo použito 6 (březen 2018), případně 8 (srpen 2019), akcelerometrů (SEIKA Mikrosystemtechnik GmbH – akcelerometry B1) umístěných po délce lávky v její ose a na okrajích u zábradlí (**Obr. 9.23**). Poloha šesti snímačů při jednotlivých měřeních je totožná, 2 dodatečné snímače pro měření v srpnu 2019 byly použity pro upřesnění torzních tvarů. Celkově poloha snímačů respektovala symetrii konstrukce a její uložení.



Obr. 9.23 Poloha snímačů v půdoryse lávky

Data byla zaznamenávána se vzorkovací frekvencí 1000 Hz po dobu 120 s. Jako buzení byly použity impulzy ve vybraných polohách na mostovce – v polovině a čtvrtině rozpětí, v ose mostovky a na její návodní a povodní straně. Dále byla zaznamenávána odezva při běžném provozu (přechod chodců a přejezd cyklistů). Vyhodnocení měření proběhlo za použití programů NextView 4 a Matlab R2019 a použitím metody FFD s průměrováním vlastních tvarů s MAC hodnotou do 0,8. Stanoveny byly pouze vlastní tvary lávky, útlum konstrukce zjišťován nebyl. Srovnány a vzájemně porovnány byly hodnoty vlastních frekvencí a průběhy odpovídajících vlastních tvarů (**Obr. 9.24**).



Obr. 9.24 Naměřené ohybové vlastní tvary (čárkovaně jaro 2018, plně léto 2019)

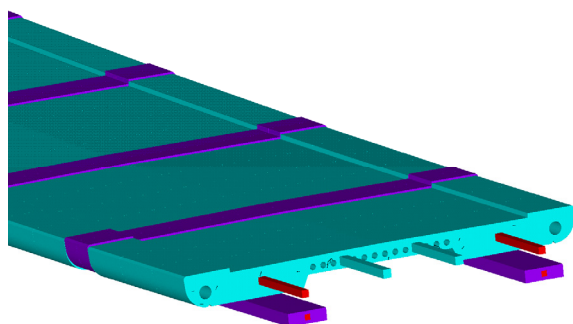
Součástí vyhodnocení je i porovnání (**Tab. 9.1** a **Tab. 9.2**) s výsledky výpočtového modelu v programovém systému ANSYS (**Obr. 9.25**). Výpočtový model zahrnoval fáze výstavby konstrukce, její geometricky nelineární chování a odpovídal geometrii skutečného stavu zjištěné zaměřením v rámci diagnostického průzkumu (stav lávky z roku 2018), který byl následně doplněn externími kabely (stav po zesílení z roku 2019).

Počet půlvln	Měření 2018	Měření 2019	Analýza 2018	Analýza 2019
	Frekvence [Hz]			
2	1,25	1,37	1,23	1,41
1	1,44	1,56	1,55	1,60
3	2,17	2,38	2,23	2,40
4	3,16	3,48	3,00	3,48
5	4,43	4,88	4,18	4,84

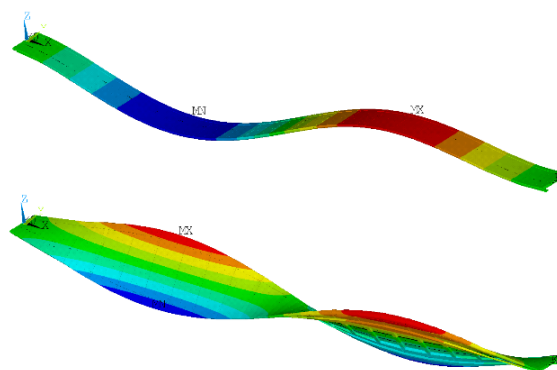
Tab. 9.1 Ohybové vlastní tvary

Počet půlvln	Měření 2018	Měření 2019	Analýza 2018	Analýza 2019
	Frekvence [Hz]			
1	2,81	2,69	2,82	2,74
	3,86	3,91	3,94	3,90
2		5,16	5,14	4,95

Tab. 9.2 Torzní a smíšené vlastní tvary



Obr. 9.25 Výpočetní model



Obr. 9.26 Ohybový a torzní tvar

Pro dynamické zkoušky provedené na lávce pro pěší lze stanovit následující závěry.

Dynamická zkouška na původní konstrukci z roku 1984 potvrdila výpočetní model vycházející z předpokladu, že v lávce je dosažena projektovaná úroveň předpětí a nejsou přítomny poruchy v podobě otevřených spár mezi segmenty. Navzdory korozi poškozené předpínací výztuže tedy nedochází k poklesu napětí a není porušena prostorová tuhost lávky.

Z druhého měření provedeného po rekonstrukci je možné identifikovat pozitivní vliv zesílení na celkovou tuhost konstrukce. Přidané předpětí po zainjektování vytváří tuhá žebra na excentricitě vůči původní mostovce, což zvyšuje ohybovou tuhost konstrukce. Tento jev je možné identifikovat na základě zvýšených vlastních ohybových frekvencí. Zvětšená tuhost konstrukce má také pozitivní vliv na maximální zrychlení při provozu, zlepšuje pohodu chodců.

Shoda naměřených údajů s vypočtenými pomocí dynamické analýzy potvrzuje správnost modelování konstrukcí programovým systémem ANSYS.

9.3 Měření dynamické odezvy modelu lávky pro pěší

Model visuté a zavěšené lávky pro pěší (kap. 7.2) byl mimo statické ověření použit i pro měření dynamické odezvy. Účelem měření dynamických vlastností bylo ověřit hodnoty vlastních frekvencí a tvarů kmitání a vyhodnocení ustálené odezvy sledovaných míst. Srovnání fyzikálního modelu a jeho výpočtového modelu s ohledem na dynamiku, taktéž samotné provedení dynamické zkoušky bylo provedeno za pomoci prof. Ing. Jaroslava Smutného, CSc.

Model lávky byl buzen rozkmitáním rukou osoby o váze 85 kg, jelikož nebyla k dispozici vhodná budící jednotka pro tento druh konstrukce a buzení. Obě části modelu byly měřeny odděleně.



Obr. 9.27 Měřicí ústředna, inдуктивní snímač polohy (průhybů)

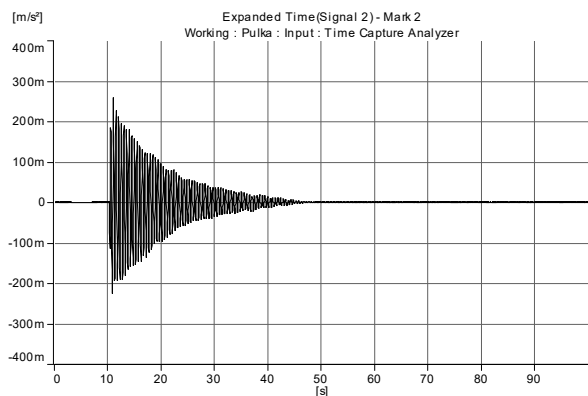


Obr. 9.28 Akcelerometrický snímač BK 8340

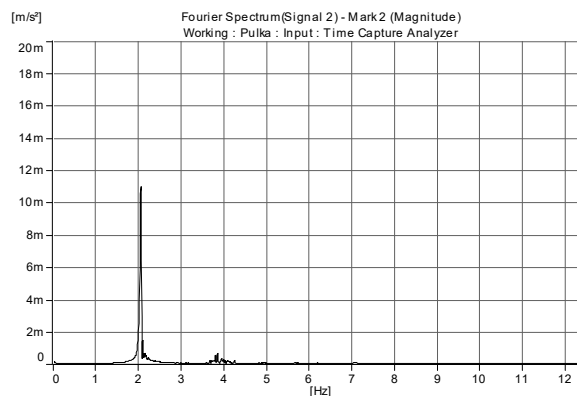
K měření odezvy lávky byl použit 10kanálový multianalyzátor Pulse 3560 D s pěti inдукtivními snímači polohy vhodnými pro oscilující pohyby s velmi malými zdvihy. Snímače byly osazeny pouze na vnější stranu modelu, konzolový okraj desky ve visuté a zavěšené části. Vlastní odezva byla snímána přesným seizmickým akcelerometrem BK 8340. Jedná se o snímač speciálně vyvinutý pro potřebu nízkofrekvenčních měření na velkých konstrukcích. Tento typ snímače se vyznačuje vysokou citlivostí a frekvenčním rozsahem od 0,1 Hz do 1500 Hz. Snímač byl na měřenou konstrukci uchycen pomocí včelího vosku. Nejvhodnější poloha snímače byla určena na základě podrobné dynamické analýzy a provedených zkušebních měření. Buzení probíhalo na příslušné části modelu ve čtvrtině (1/4), v polovině (1/2) a ve třech čtvrtinách (3/4) rozpětí.

K vyhodnocení vlastních frekvencí byla použita spektrální analýza ve frekvenční rovině formou amplitudového spektra (**Obr. 9.30**). Grafy časové odezvy zrychlení (**Obr. 9.29**) jsou zobrazeny pro ilustraci chování lávky v čase. Nejsou však normovány na působící budící zatížení, jehož přesné účinky nebylo možné změřit (rozkmitání rukou). V průběhu měření byl vždy ukládán časový průběh zrychlení zjištěný na snímači zrychlení. Začátek měření byl synchronizován s rozkmitáním lávky. Každé měření bylo ukončeno po cca 50 s.

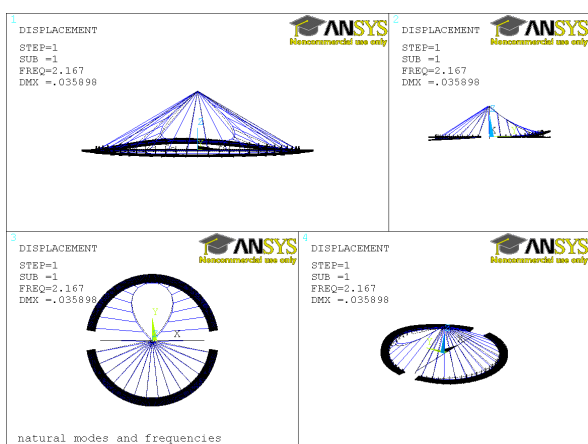
Z naměřených dat byla postupně vypočítána pro jednotlivé body buzení frekvenční amplitudová spektra. Je vhodné podotknout, že osy v těchto grafech mají lineární měřítko.



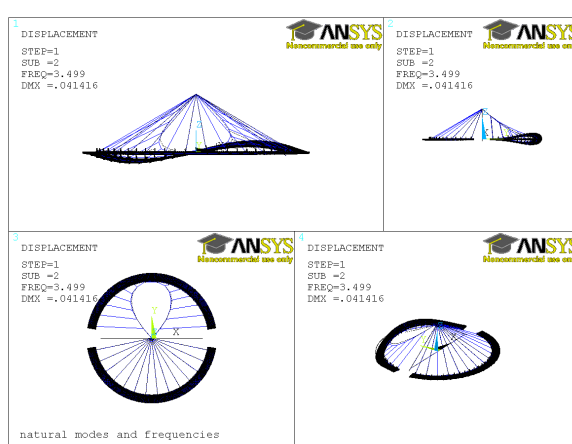
Obr. 9.29 Časová odezva zrychlení, buzení v 1/2 visuté části



Obr. 9.30 Amplitudové spektrum, buzení v 1/2 visuté části



Obr. 9.31 První vlastní tvar, svislý ohybový vlastní tvar



Obr. 9.32 Druhý vlastní tvar, svislý ohybový vlastní tvar

U všech grafů zobrazujících amplitudová frekvenční spektra pro obě části modelu ve všech sledovaných místech je patrná klíčová hodnota na frekvenci cca 2,1 Hz. Další hodnoty jsou ve frekvenčních intervalech od 3,4 Hz do 4,2 Hz a 4,8 až 6 Hz. Tyto hodnoty jsou však o téměř řád nižší.

Analýza vlastních tvarů byla pro vzájemné porovnání s měřením provedena i na výpočtovém modelu. První ohybový tvar (**Obr. 9.31**) má hodnotu vlastní frekvence 2,17 Hz, další ohybový tvar (**Obr. 9.32**) hodnotu vlastní frekvence 3,50 Hz, což ukazuje na velmi dobrou shodu s naměřenými údaji při dynamické zkoušce. Z uvedeného vyplývá, že určení vlastních frekvencí z provozní modální analýzy, kdy se pro buzení použije rozkmitání konstrukce neznámou silou, je vyhovující a pro porovnání a zhodnocení výpočtového modelu konstrukce naprosto dostačující.

9.3.1 Dílčí závěr

Pro porovnání dynamických vlastností fyzikálního modelu a skutečné konstrukce musí být model správně navržen, tzn. rozložení hmoty, zejména pak přidání balastního zatížení (matice hmotnosti), tuhost jednotlivých prvků (matice tuhosti) atd. by měly odpovídat měřítku modelu. V našem případě byl model optimalizován pro statické zatížení a dynamickou odezvou bylo možné zkontrolovat pouze chování oproti výpočtovému modelu skutečné konstrukce.

9.4 Lávka SAN DIEGO, model pro větrný tunel

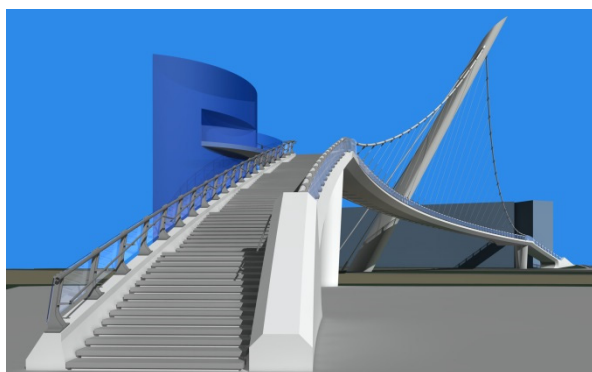
V lednu roku 2011 byla v San Diegu, v Kalifornii, otevřena lávka pro pěší, která převádí pěší dopravu přes příměstskou železnici a přes komunikaci Harbor Drive. Lávka spojuje nový baseballový stadion situovaný směrem ke středu města s garážemi, hotelem Hilton a Kongresovým centrem, které jsou situovány poblíž zátoky oceánu. S ohledem na prominentní polohu požadoval investor, aby konstrukce vytvářela významnou dominantu a aby lávka měla neobvyklé architektonické a konstrukční řešení (**Obr. 9.33**).



Obr. 9.33 Lávka přes Harbor Drive v San Diegu

Pro nalezení optimálního řešení byly vypracovány studie konstrukcí trémových, obloukových, zavěšených a visutých. Investor se rozhodl pro půdorysně zakřivenou konstrukci s mostovkou zavěšenou na vnitřním okraji na visutém kabelu o dvou polích. Na mostovku po obou stranách navazují schodiště (**Obr. 9.34**). Pro handicapované jsou navrženy výtahy, jeden v garážích, druhý na parkovišti u stadionu.

Nosnou konstrukci tvoří půdorysně zakřivený betonový nosník o třech polích s rozpětími 13,54+107,60+21,97 m, který je vetknut do krajních opěr. Nosník je v podélném směru nad vnitřními podpěrami výškově zalomen. V krajních polích má nosník plný průřez a vytváří schodiště, v hlavním, zavěšeném poli, má nesymetrický komorový průřez (**Obr. 9.35** a **Obr. 9.37**). Visuté kabely jsou kotveny v hlavě pylonu (**Obr. 9.38**) a krajních opěrách; nad vnitřními opěrami jsou kabely ohnuty v ocelových sedlech (**Obr. 9.39**). Závěsy jsou kotveny v madle zábradlí (**Obr. 9.37**).



Obr. 9.34 Konstrukční řešení, krajní pole tvořící schodiště

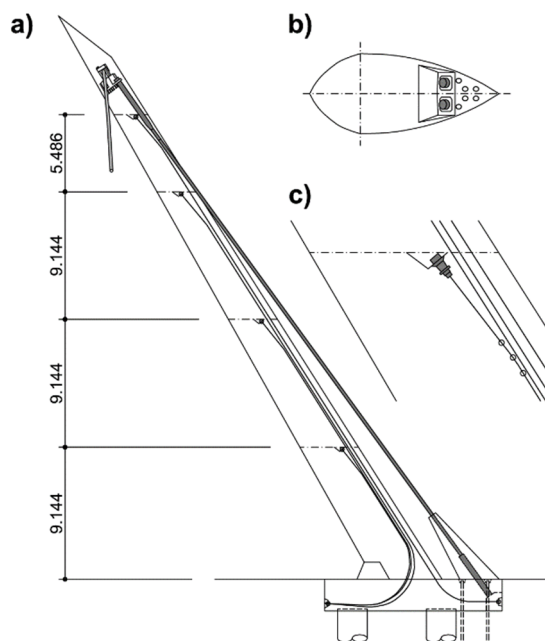


Obr. 9.35 Konstrukční řešení, nesymetrický komorový průřez v hlavním poli

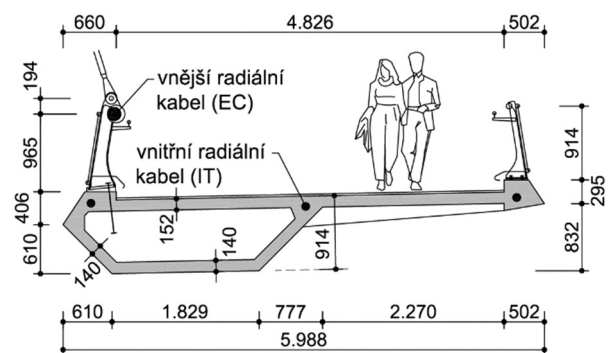
Skloněný pylon je předepnut vnitřními soudržnými kabely a je kotven dvojicí vnějších kabelů (**Obr. 9.36**). Visuté kabely jsou doplněny vnějším radiálním kabelem (radial external cable) vedeným v madle zábradlí. Tyto kabely se v sedlech překrývají s vnitřními kabely předpínajícími krajní schodišťové nosníky (**Obr. 9.39**). Nosník je dále předepnut vnitřními kabely (radial internal cable) vedenými v horní desce.

Konstrukční řešení visutých, kotvicích a radiálních kabelů vychází z uspořádání poprvé navrženém u Vranovské lávky. Kabely jsou vedené a zainjektovány v ocelových trubkách, které jsou s ohledem na prominentní polohu lávky z nerezavějící oceli. Z nerezavějící oceli jsou také navrženy závěsy a zábradlí.

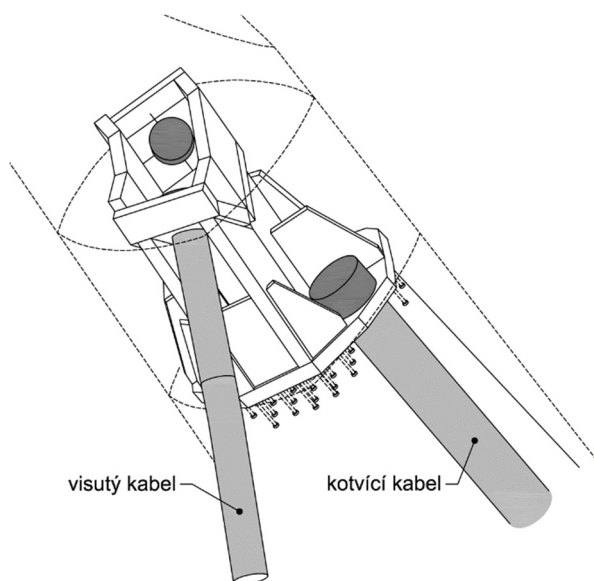
Most je založen na vrtaných pilotách, u pylonu doplněnými zemními kotvami.



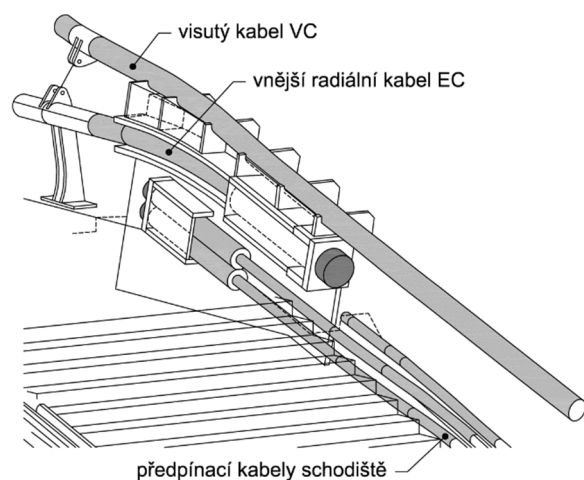
Obr. 9.36 Předpětí pylonu a kotvicí závěs



Obr. 9.37 Příčný řez lávkou



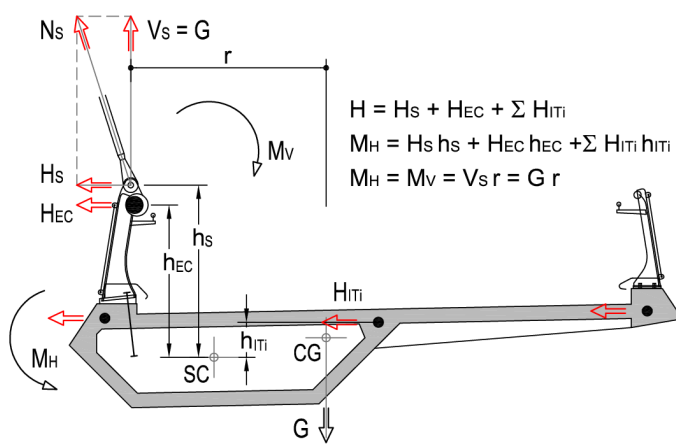
Obr. 9.38 Kotvení kabelů v hlavě pylonu



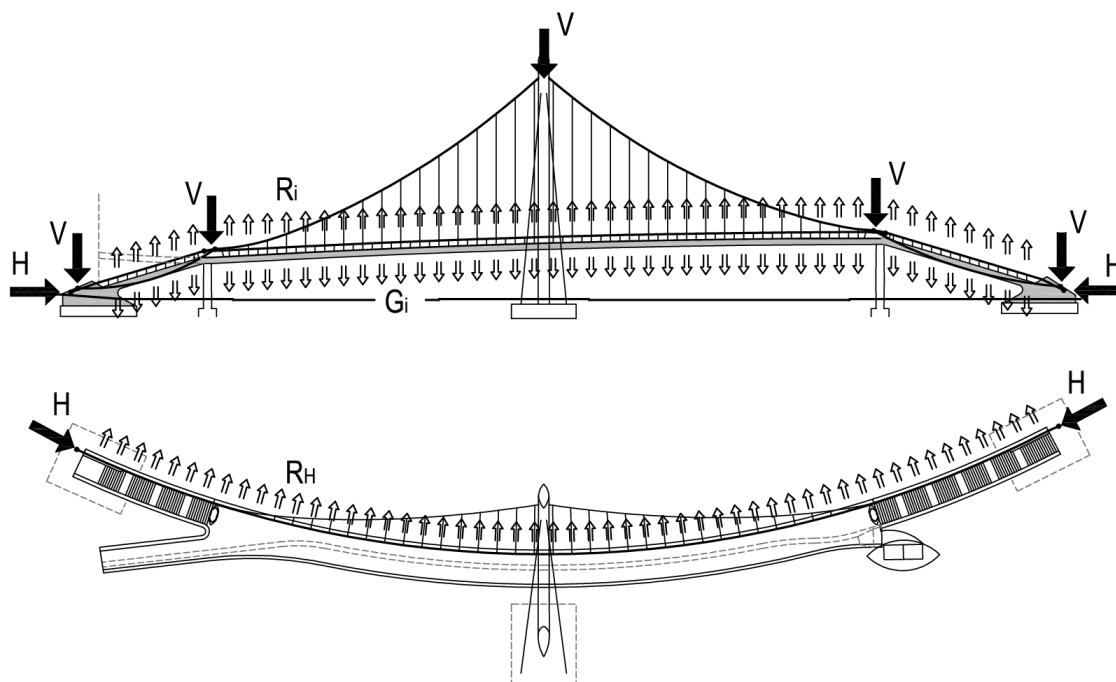
Obr. 9.39 Překotvení kabelů nad vnitřní podporou

9.4.1 Statická a dynamická analýza

Počáteční stav (geometrie konstrukce a velikost sil ve visutém a radiálním kabelu a poloha a velikost předpětí ve vnitřních kabelech krajních polí) byl navržen tak, aby konstrukce byla pro zatížení stálé jen tlačena [50]. Konstrukce je pak v čase tvarově stálá a přerozdělení vnitřních sil vlivem dotvarování a smršťování rovnoměrně tlačného betonu je poměrně malé a lze ho eliminovat nadvýšením. Z **Obr. 9.40** je zřejmé, že příčný moment od mimostředního zavěšení lze vyrovnat působením radiálních kabelů, z **Obr. 9.41** je patrné, že tíhu konstrukce lze vyrovnat svislými radiálními silami vyvozenými jak visutým kabelem, tak i vnitřními kabely krajních polí. Z půdorysu na **Obr. 9.41** je zřejmé, že vodorovná složka radiálních sil spolu s kotvicími silami těchto kabelů vytváří rovnovážný systém, který konstrukci centricky předpíná.



Obr. 9.40 Zatížení stálé a předpětí: vyrovnání (balancing) sil v příčném řezu

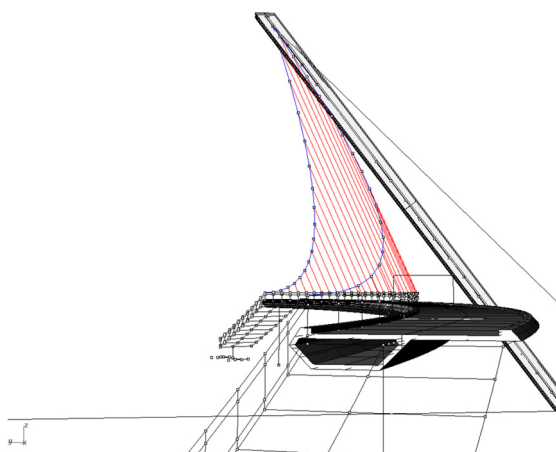


Obr. 9.41 Zatížení stálé a předpětí: vyrovnání (balancing) sil, podélný řez a půdorys

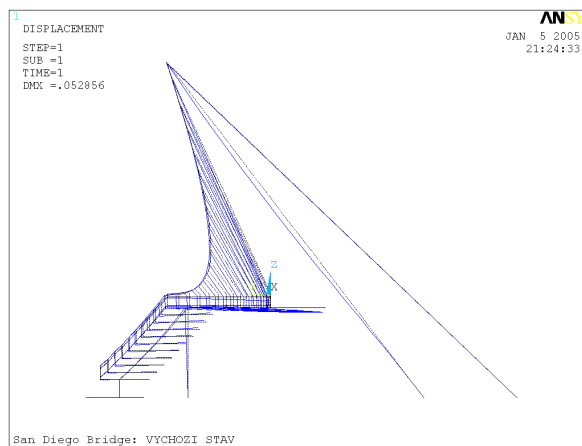
Při návrhu koncepčního řešení byla konstrukce analyzována programovým systémem ANSYS, který byl dále využit při kontrole projektu. V prováděcím projektu byla konstrukce

analyzována programovým systémem LARSA, kontrolována programem RM2004. Počáteční stav napjatosti byl určen v několika iteracích tak, aby deformace konstrukce byly menší než 45 mm (**Obr. 9.43**). Po určení výchozího stavu byla konstrukce analyzována pro všechna normová zatížení.

Důležitá byla analýza konstrukce pro seismické zatížení, zatížení větrem a pohody uživatelů. Konstrukce byla posouzena pro spektrum odezvy s maximálním zrychlením 0,7g. Pohoda uživatelů byla posouzena postupem popsáným v [51]. Protože první ohybové frekvence $f_{(0)} = f_{(2)} = 0,955$ Hz a $f_{(5)} = 2,039$ Hz jsou blízko frekvenci lidských kroků, byla konstrukce posouzena pro vybuzené kmitání. Maximální zrychlení $\max a = 0,059$ m/s² je menší než přípustné $a_{lim} = 0,489$ m/s². Konstrukce je velmi tuhá, a proto uživatelé pohybující se, anebo stojící na lávce nemají nepříjemný pocit od pohybu konstrukce vyvolaného pohybem jiných chodců.



Obr. 9.42 Idealizace konstrukce

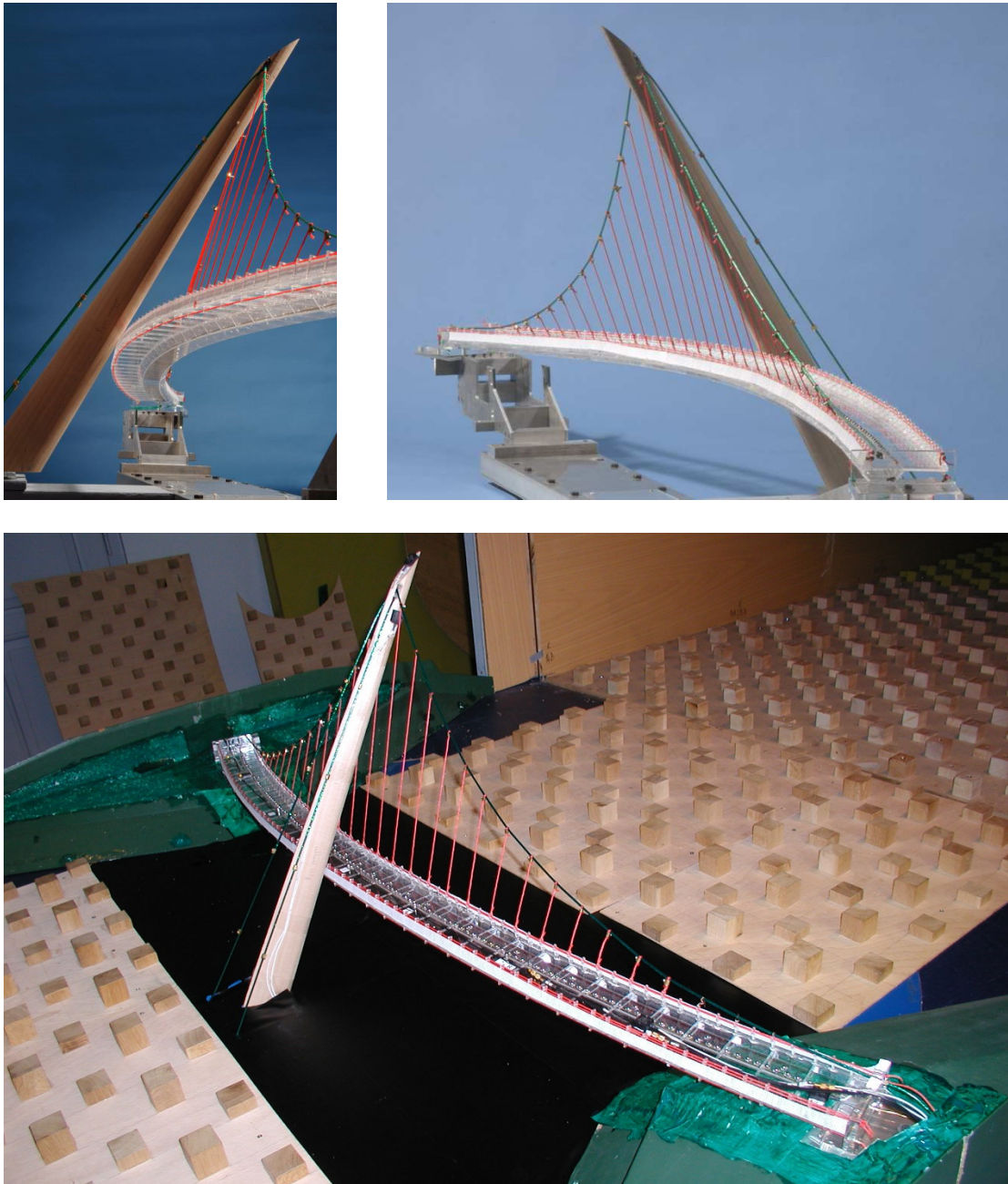


Obr. 9.43 Deformace ve výchozím stavu

9.4.2 Model pro zkoušky ve větrném tunelu

Zkouška ve větrném tunelu a získání spektra odezvy konstrukce buzené harmonicky kmitající silou bylo zpracováno na Akademii věd ČR Prof. Ing. dr. h.c. Mirošem Pirnerem, DrSc. a Ing. Shota Urushadzem, CSc. Aeroelastický model (**Obr. 9.44**), jehož zmenšená geometrie byla připravena na VUT v Brně v délkovém měřítku 1:70, byl zkoušen v aerodynamickém tunelu s modelovanou mezní vrstvou Výzkumného a zkušebního ústavu leteckého v Praze-Letňanech. Model byl zkoušen při rychlostech vzdušného proudu 7 až 44 m/s (ve výši mostovky ve středu rozpětí). Pro získání spektra odezvy bylo použito elektrodynamického budiče měkce připojeného ke komůrce mostovky. Na mostovku byly připevněny akcelerometry sledující její svislé i vodorovné pohyby, na vrcholu pylonu pak dva akcelerometry s osami vodorovnými, vzájemně kolmými. Pro získání spektra odezvy (jeho vrcholů) byl model postupně buzen harmonickou silou o určitých frekvencích.

Model neprokázal žádné jevy aerodynamické nestability. Komůrkový průřez mostovky dává konstrukci značnou tuhost v kroucení, a proto odezva v kroucení je z hlediska konstrukce i chodců nevýznamná. Totéž platí i o dynamické odezvě, která nepřesahuje hranici nepříjemného pocitu chodců až do rychlosti větru $V_{real} = 22$ m/s.



Obr. 9.44 Model lávky a zkouška ve větrném tunelu

Poznatky z návrhu, podrobné statické a dynamické analýzy a zejména pak díky testování na modelu prokázaly, že reálné provedení takovéto atypické lávky pro pěší na rozpětí přes 100 m je možné. Komerový průřez mostovky dává konstrukci značnou tuhost v kroucení. Taktéž dynamická odezva konstrukce byla prokázána jako vyhovující. Konstrukce je estetická, štíhlá a v mnoha směrech novátorská.

9.5 Síly v závěsech mostu Hrachovec a lávky v Ostravě

Určení silového namáhání jednotlivých závěsů na zavěšené konstrukci je zcela jistě výhodné pro kontrolu namáhání při výstavbě konstrukce. Napnutí jednoho závěsu větší silou způsobí povolení sousedních závěsů. Povolený závěs pak kmitá s větší amplitudou s vlivem na únavové namáhání spojů s nosnou konstrukcí. Stanovení sil v závěsech má význam i za provozu mostu, kdy slouží jako podklad pro návrh případné rektifikace, nebo pro diagnostické účely.

Silové namáhání závěsů lze poměrně přesně stanovit pomocí měření dynamických vlastností (kap. 4.3.1). Dále je uvedeno měření závěsů na mostní konstrukci u obce Hrachovec, kde byla navíc dynamická metoda stanovení sil ověřena tenzometrickým měřením při dopínání závěsů při opravě mostu. Tato kalibrace dynamického měření potvrdila správnost metodiky a stanovila vhodnost použití pro složitý systém lanového závěsu zainjektovaného v ocelovém obalu. Druhou konstrukcí s jednodušším typem provedení závěsů je lávka pro pěší v Ostravě.

9.5.1 Most Hrachovec

Mostní objekt se nachází ve Zlínském kraji (okres Vsetín) nedaleko obce Hrachovec (**Obr. 9.45**). Jedná se o jednopolový zavěšený most (**Obr. 9.46**), který převádí komunikaci 3. třídy přes Rožnovskou Bečvu. Mostovku tvoří prefabrikované předpjaté segmenty (upravené KA nosníky), které jsou uloženy na dvojici předpjatých T nosníků, které jsou zavěšeny pomocí závěsů na dvojici prefabrikovaných předpjatých pylonů. Spodní stavbu tvoří masivní železobetonové monolitické opěry s železobetonovými úložnými prahy. Nosná konstrukce je uložena na elastomerová ložiska. Most byl postaven roku 1992 podle projektu projekční kanceláře Dopravní stavby Olomouc.



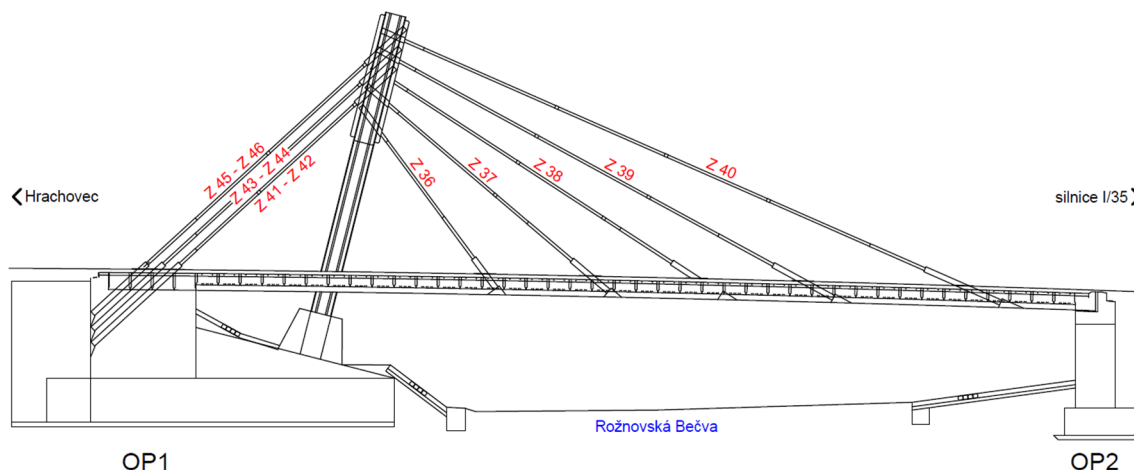
Obr. 9.45 Zavěšený most u obce Hrachovec

V souvislosti s rekonstrukcí mostu, při které došlo mimo jiné k rektifikaci závěsů napínáním zespodu (kotvy opatřeny rektifikačními maticemi), bylo vhodné závěsy podrobněji sledovat pro získání průkazu o vnášených silách a silách po opětovném zakotvení. Průběžně byla prováděna dvě typově rozdílná měření změn silového působení – dynamické a tenzometrické.

Dynamickým měřením frekvencí akcelerometry osazenými na závěs pomocí magnetu je možné určit celkovou napínací sílu v závěsu v různých okamžicích v průběhu rektifikace

a po opětovném zakotvení. Měření lze provádět kdykoliv v budoucnosti, za předpokladu definování výchozího stavu sil v závěsech po dokončení výstavby či opravy mostu.

Tenzometrické měření nárůstu síly při dopínání závěsů strunovými tenzometry. Strunové tenzometry osazené prostřednictvím přivařených úchytků na trubce závěsu měří spojitě změny pretvoření korespondující s dopínáním závěsů.



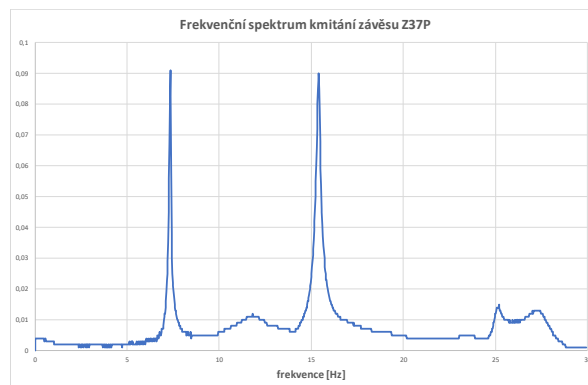
Obr. 9.46 Zavěšený most u obce Hrachovec, podélný směr s označením závěsů

Dynamické měření se záznamem kmitání bylo provedeno v srpnu a listopadu roku 2019. V srpnu bylo provedeno první měření za účelem kalibrace určení sil pomocí dynamického měření s výpočtem frekvenčních spekter kmitání a výpočtu silového napnutí ze vztahů pro předpjatý vetknutý prut (kap. 4.3.2). Listopadové měření bylo provedeno pro stanovení výchozích hodnot sil v závěsech po dokončení opravy mostu a pro případné dlouhodobé, opakované sledování mostu.

Pro kalibraci dynamického měření byly v součinnosti se stavbou vybrány závěsy Z37L a Z37P a později závěsy Z38L, Z45L a Z46L. Záznamy kmitání (**Obr. 9.47**) byly podrobeny frekvenční analýze metodou FFT v softwarovém prostředí NV4 BMC Messsysteme, časové okno Hanning (**Obr. 9.48**). Rozlišovací krok frekvence $\Delta f = 0,02$ Hz [52].



Obr. 9.47 Záznam kmitání závěsu Z37P



Obr. 9.48 Frekvenční spektrum kmitání závěsu Z37P

Zjištěné hodnoty kmitočtů pro jednotlivé tvary ohybového kmitání byly pro měřené závěsy v příslušných sadách přehledně tabulkově zpracovány (**Tab. 9.3**). Mezní chyba určení frekvencí

je $\pm 0,02$ Hz. Výpočet sil v závěsech byl proveden ze zjištěných prvních vlastních frekvencí příčného ohybového kmitání závěsů pro modul pružnosti $E = 194$ GPa, měrnou hmotnost $\mu = 44,400$ kg/m a moment setrvačnosti ideálního průřezu závěsu $I_i = 3,3900E-06$ m⁴. Velikost tlumení byla určována filtrací záznamu pásmovou propustí zjištěné frekvence (Bs, 4. řád) a výpočtem logaritmického dekrementu útlumu z jejího průběhu. Příklad filtrovaného záznamu pro frekvenci 5,38 Hz závěsu Z38L je uveden na **Obr. 9.49**. Do výpočetních vztahů byla dosazována volná vibrační délka l zjištěná dvěma možnými způsoby. V prvním případě byly od celkové délky závěsů odečteny délky velmi tuhých koncovek a délky dolních uzavřených tlumičů z výkresové dokumentace.

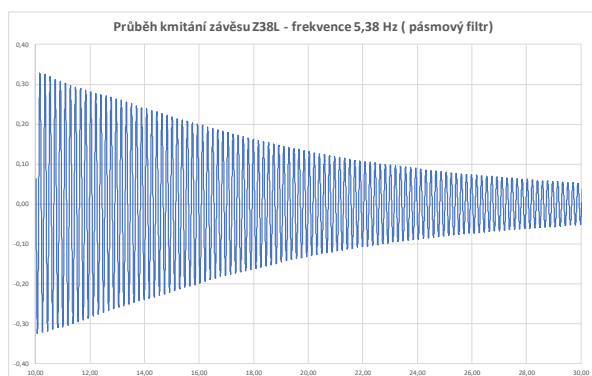
$$L_{u1} = L_c - 2 \times 0,36 - L_{tlumič} \quad (9.1)$$

Ve druhém případě byly ve výpočtu použity teoretické délky závěsů L_{teor} z výkresové dokumentace. Z provedených analýz vyplývá, že lepší výsledky dává použití účinné délky L_{u1} .

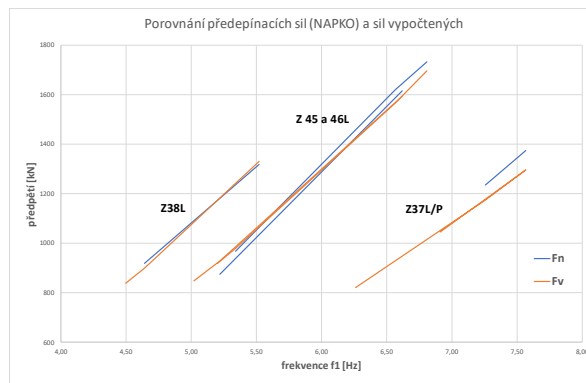
Kalibrační napínání závěsu Z45L dne 20.08.2019	Změřená frekvence f [Hz]	Síla v závěsu vypočtená F _V [kN]	Síla v závěsu dle NAPKO F _N [kN]	Vyjádření shody [%]
původní stav před rektifikací	5,20	920		
uvolnění na kotvě	5,34	979	968	101%
napnutí na požadovanou hodnotu	6,57	1567	1622	97%
přetažení napětí před kotvením	6,81	1697	1732	98%
opětovné zakotvení	x	x		

Tab. 9.3 Kalibrační napínání závěsu Z45L

Měření dynamických veličin v průběhu napínání závěsu probíhalo dle předem daného harmonogramu. Změření síly v závěsu před napínáním (původní stav). Dále zaznamenání hodnot při napínání, kdy došlo k vyrovnání původní síly v závěsu (uvolnění kotvy, vytvoření drobné mezírky mezi kotvou a kotevní deskou). Následovalo měření po napnutí závěsu na požadovanou sílu, měření pro drobné přetažení napětí před zakotvením a nakonec pro finální zakotvení a uvolnění závěsu z hydraulického lisu (**Tab. 9.3**). Nutno podotknout, že s ohledem na průběh napínání na stavbě se nepodařilo vždy zaznamenat všechny hodnoty. Nicméně pro účely kalibrace, tzn. nalezení shody mezi vypočtenou a hydraulicky měřenou silou, jsou dílčí měření postačující.



Obr. 9.49 Průběh kmitání a útlum závěsu pro frekvenci 5,38 Hz



Obr. 9.50 Porovnání předpínacích sil a sil vypočtených z dynamických dat

Použitá metoda určování sil v napnutých závěsech měřením vlastních frekvencí dává dobré výsledky pro závěsy o relativně větších délkách (cca > 16–20 m). Při menších délkách již hraje značnou roli volba a uplatnění vlivu okrajových podmínek a reálné provedení koncových částí konstrukce závěsu. V našem případě je měření provedené z důvodu kalibrace ve velmi dobré shodě s údaji stanovenými odečtem z hydraulického válce – shoda do 6 %. Grafické znázornění pro sledované závěsy je uvedeno na **Obr. 9.50**. Síla v závěsu určená výpočtem je označena F_v , síla převzatá z hydraulického válce pak F_n .

Finální dynamické měření bylo provedeno dne 25. 11. 2019 za účelem stanovení výchozích hodnot sil v závěsech po dokončení opravy mostní konstrukce pro případné dlouhodobé sledování (**Tab. 9.4**). Dynamická analýza byla provedena v souladu s uvedenými teoretickými postupy za stejných podmínek jako kalibrační měření popsané výše. Síly v závěsech stanovené z první vlastní frekvence bylo možné následně porovnat se silami předpokládanými v RDS.

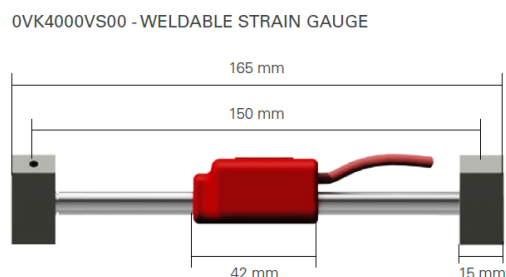
Závěs	Změřená frekvence f [Hz]	Síla v závěsu vypočtená F_v [kN]	Závěs	Změřená frekvence f [Hz]	Síla v závěsu vypočtená F_v [kN]
Z46L	6,27	1411	Z46P	6,35	1452
Z45L	6,68	1626	Z45P	6,40	1478
Z44L	7,50	1725	Z44P	7,32	1634
Z43L	7,47	1710	Z43P	7,40	1674
Z42L	8,33	1786	Z42P	8,35	1796
Z41L	8,29	1767	Z41P	8,33	1786
Z36L	8,89	603	Z36P	8,98	623
Z37L	6,79	1002	Z37P	7,27	1179
Z38L	5,80	1486	Z38P	5,43	1283
Z39L	4,84	1727	Z39P	4,88	1758
Z40L	3,18	1085	Z40P	3,08	1013

Tab. 9.4 Síly v závěsech – stav k 25. 11. 2019

Jako kontrolní měření prováděné kalibrace byl navržen a dne 15. 8. 2019 osazen uzavřený systém tenzometrického měření sledující změny přetvoření a napětí v závěsech (**Obr. 9.51**). Měřicí zařízení tvořily povrchové strunové tenzometry se svařitelnými koncovými bloky typu 0VK4000VS00 od výrobce SISGEO S.R.L (**Obr. 9.52**). Pro dálkový přenos dat je použit koaxiální kabel, který je od každého snímače sveden do měřicí ústředny dataTaker DT 80G.

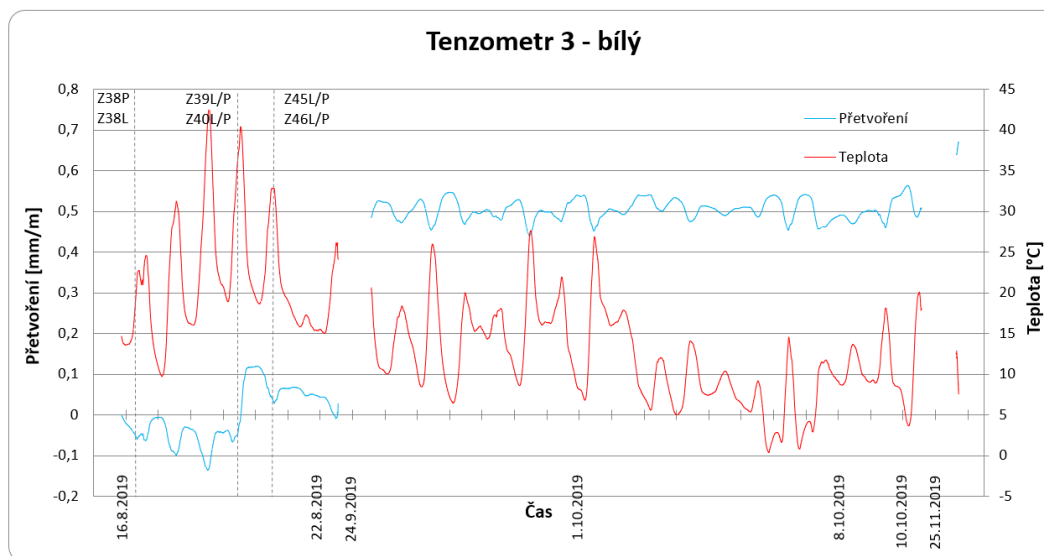


Obr. 9.51 Dvojice tenzometrů osazených na závěsu Z45P



Obr. 9.52 Strunový tenzometr [zdroj: www.sisgeo.com]

Strunové tenzometry byly na závěsy připevněny prostřednictvím montážních ocelových koncových bločků, které byly přivařeny přímo k závěsu. Měřicí ústředna ukládala požadované frekvence ze všech strunových tenzometrů v pravidelném intervalu 5 minut (**Obr. 9.53**). Do výpočtu přetvoření byly uvažovány dříve uvedené parametry ideálního průřezu závěsu.



Obr. 9.53 Průběh přetvoření a teploty na tenzometru 3, závěs Z45P

Tenzometrickým měřením není možno zjistit počáteční napjatost ani aktuální sílu v závěsu. Je však možné určit změnu napjatosti a nárůst / pokles síly v závěsu v průběhu měření.

Tenzometrické měření změn silového namáhání v závěsech potvrdilo provedenou kalibraci dynamického měření. Příkladem uveďme hodnoty pro závěs Z38P a Z45P. Síla v závěsu Z38P dne 25. 11. 2019 určená tenzometrickým měřením za výše uvedených předpokladů a výpočtů nabývá hodnoty 1275 kN. Síla určená z dynamických vlastností dne 25. 11. 2019 na stejném závěsu je 1285 kN. Změnu sil v průběhu předpínání a vlivem různých fází výstavby lze potvrdit uvedenými výsledky popisujícími silové změny v závěsu. Při dopínání závěsu Z38P vzrostla síla o 552 kN. Dopnutím sousedních závěsů Z39P a Z40P nastal pokles síly v závěsu Z38P o 200 kN a po aplikaci mostního svršku vzrostla síla o 238 kN na konečných 1275 kN. Síla v závěsu Z45P dne 25. 11. 2019 určená tenzometricky nabývá hodnoty 1416 kN a síla určená dynamicky pak 1478 kN. Shoda určení síly v závěsu je do 5 %.

Závěrem je možné konstatovat, že dynamické měření lze s výhodou využít v budoucnu pro jeho jednoduchost. Uchycení akcelerometru na závěs nevyžaduje žádný zásah do konstrukce závěsu, přičemž měření lze provádět i za provozu. Předpokladem je určení výchozího stavu (sil v jednotlivých závěsech) po dokončení opravy mostu za předchozí správné kalibrace měřického systému. V budoucnu pak bude možné určit pomocí akcelerometrů změny sil v závěsech, např. z důvodů reologických změn (dotvarování, smršťování apod.).

Kalibrace dynamického měření byla provedena porovnáním sil na hydraulickém válci při dopínání závěsů a porovnáním s tenzometrickým měřením sil na vybraných závěsech.

Použitá metoda určování sil v napnutých závěsech měřením vlastních frekvencí dává dobré výsledky pro závěsy o relativně větších délkách (cca > 16–20 m). Při menších délkách již hrají

značnou roli volba a uplatnění vlivu okrajových podmínek a reálné provedení koncových částí konstrukce závěsu.

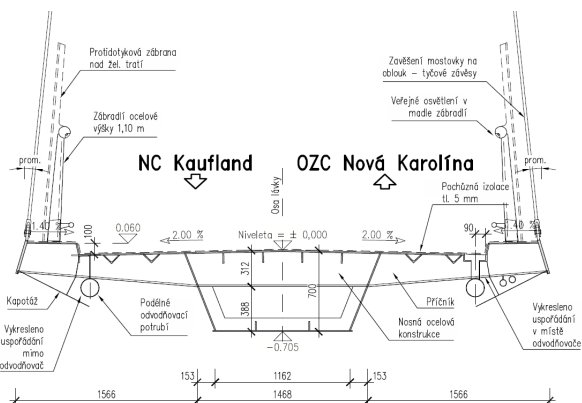
9.5.2 Lávka pro pěší v Ostravě

Nosná konstrukce lávky Nová Karolina v Ostravě je tvořena spojitým trámem o 4 polích, ve 3. poli zavěšeným na dvojici oblouků. Rozpětí hlavního pole je 84,85 m (**Obr. 9.54**). Celooceľová mostovka je v místě podpěr 1 a 2 uložena na hrncová ložiska, v místě podpěr 3 a 4 je spojena prostřednictvím ocelového příčnicku s podélnými oblouky a v místě opěry 5 je vetknuta do integrovaného železobetonového koncového příčnicku. Mostovka je v podélném směru v celé délce spojitá. Trám je ocelový torzně tuhý nosník tvořený dolní vodorovnou pásnicí, dvojicí šikmých stojin, horní ortotropní mostovkou ve střechovitém příčném spádu a konstrukcí říms (**Obr. 9.55**). Ocelové oblouky výšky 26,79 m jsou zakotveny do ŽB základů, v patě oblouku je vytvořen liniový kloub. Hlavní ocelová konstrukce je vyrobena z oceli S355J2 pro plechy tl. do 35 mm a S355K2 pro tl. nad 35 mm. V hlavním poli je v konstrukci trámu vytvořen uzavřený prostor pro uchycení tlumiče. Založení je hlubinné na vrtaných pilotách.

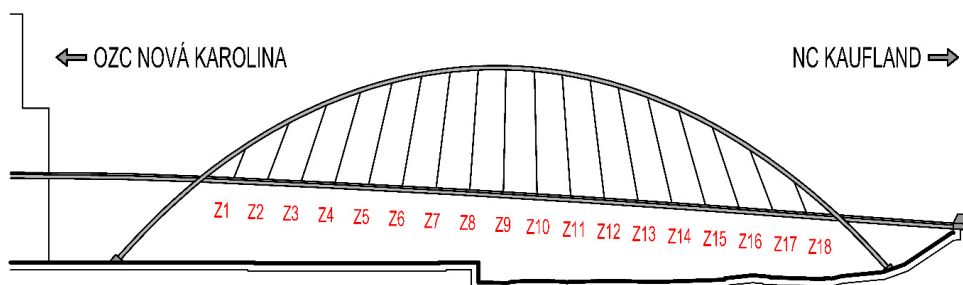
Závěsy jsou tyčové systému Macalloy 460 průměru 22 mm. Každý závěs je opatřen dvojicí systémových koncovek s krytkou. V dolní části závěsu je umístěn rektifikační člen. Mez kluzu 460 MPa, mez pevnosti 610 MPa, modul pružnosti 205 GPa. Číslování závěsů je ve směru staničení 1-18 (tj. od OC Nová Karolina, **Obr. 9.56**).



Obr. 9.54 Lávka Nová Karolina v Ostravě



Obr. 9.55 Nová Karolina, příčný řez



Obr. 9.56 Nová Karolina, podélný směr s označením závěsů

Za účelem zhodnocení stavu napjatosti a následně určení sil v tyčových závěsech bylo v červenci 2020 provedeno dynamické měření a záznam kmitání všech závěsů po obou stranách

lávky s výpočtem frekvenčních spekter kmitání a výpočtu silového namáhání ze vztahů pro napnutý prut (kap. 4.3.2). Měření proběhlo za plné uzavírky lávky. Teplota vzduchu ve stínu byla 24 °C (pocitová teplota 28 °C). Výsledné síly v závěsech sloužily pro kontrolu stavu mostu projektantem [P12].

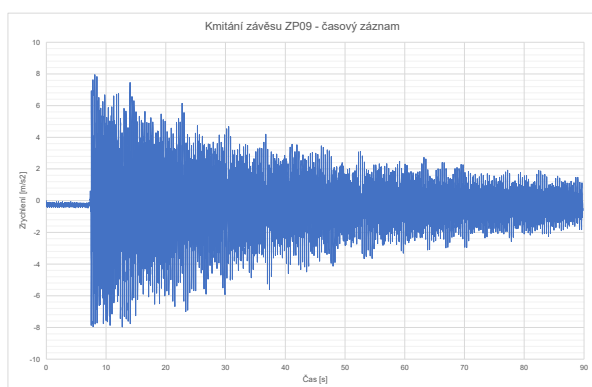
Závěsy z důvodu malého silového namáhání nebylo možné budít úderem palice, byly tedy rozkmitávány drobným impulzem pracovníka (**Obr. 9.57**). Záznamy kmitání (**Obr. 9.59**) byly podrobeny frekvenční analýze metodou FFT v softwarovém prostředí NV4 BMC Messsysteme, časové okno Hanning (**Obr. 9.60**). Rozlišovací krok frekvence $\Delta f = 0,0244$ Hz. Mezní chyba určení frekvencí je $\pm 0,02$ Hz.



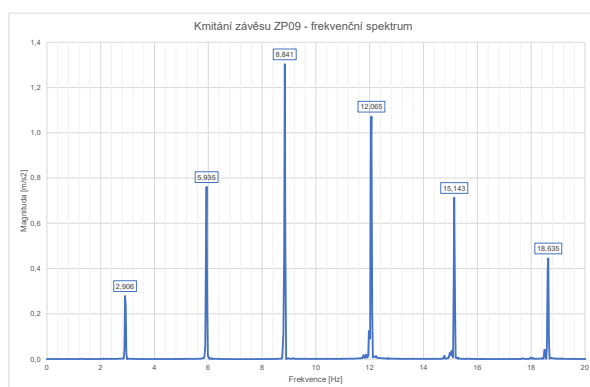
Obr. 9.57 Buzení závěsu osazeného snímačem zrychlení



Obr. 9.58 Měřická technika, záznam kmitání závěsu



Obr. 9.59 Časový záznam kmitání závěsu 09 na pravé straně (ZP09)

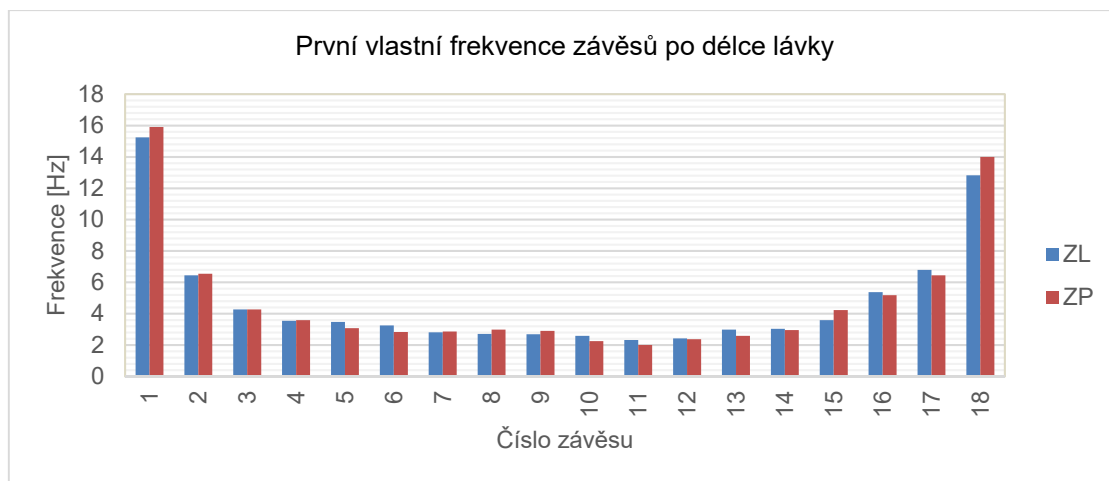


Obr. 9.60 Frekvenční spektrum kmitání závěsu 09 na pravé straně (ZP09)

Z obrázku prvních vlastních frekvencí jsou patrné rozdíly mezi závěsy na levé a pravé straně až o 15,8 %. Zajímavý je i pokles frekvencí u závěsů 10, 11 a 12. Velmi vysoké první frekvence u prvních třech závěsů jsou způsobeny jejich délkou a kotvením. Délka a kotvení závěsů dohromady ukazuje na vyšší tuhost celé soustavy, a tím i vyšší frekvence (**Obr. 9.61**).

Výpočet sil v závěsech byl proveden ze zjištěných prvních vlastních frekvencí příčného ohybového kmitání závěsů f_n pro modul pružnosti $E = 205$ GPa, objemovou tíhu materiálu závěsu $\rho = 7850$ kg/m³, plochu závěsu $A = 380,1$ mm² (měrná hmotnost $\mu = 2,984$ kg/m)

a momentu setrvačnosti průřezu závěsu $I = 11499,0 \text{ [mm}^4\text{]}$. Vzhledem k velmi malým hodnotám poměrného útlumu ξ zjištěným ze záznamů kmitání závěsů nebyla ve výpočtu uvažována velikost tlumení. Do výpočetních vztahů byla dosazována volná vibrační délka l určená z výkresové dokumentace jako délka mezi čepy ukotvení závěsu na mostovce a oblouku. V následujících tabulkách jsou vypsané síly v jednotlivých závěsech na levé a pravé straně vypočtené pro kloubově uložený prut a pro vetknutý štíhlý prut (**Tab. 9.5**).



Obr. 9.61 Porovnání prvních vlastních frekvencí závěsů na pravé a levé straně

Síly - vetknuté uložení				Síly - kloubové uložení			
číslo závěsu	ZL	ZP	Rozdíl %	číslo závěsu	ZL	ZP	Rozdíl %
1	28,18	31,35	10,1	1	39,12	42,73	8,4
2	24,57	25,41	3,3	2	29,06	29,96	3,0
3	20,20	20,20	0,0	3	23,16	23,16	0,0
4	19,83	20,42	2,9	4	22,27	22,90	2,7
5	24,06	18,67	28,9	5	26,44	20,79	27,2
6	24,47	18,34	33,4	6	26,70	20,28	31,6
7	19,99	20,73	3,6	7	21,92	22,69	3,4
8	19,85	24,21	18,0	8	21,71	26,25	17,3
9	20,22	23,83	15,2	9	22,06	25,81	14,6
10	18,84	13,96	34,9	10	20,61	15,50	32,9
11	14,63	10,69	36,9	11	16,22	12,07	34,4
12	15,17	14,53	4,4	12	16,83	16,15	4,2
13	21,68	16,10	34,7	13	23,72	17,88	32,7
14	19,58	18,58	5,4	14	21,66	20,61	5,1
15	22,64	31,94	29,1	15	25,11	34,83	27,9
16	37,43	34,62	8,1	16	41,12	38,17	7,7
17	32,12	28,70	11,9	17	36,82	33,17	11,0
18	21,81	27,24	19,9	18	31,06	37,26	16,7

Tab. 9.5 Vzájemné porovnání sil v závěsech na levé a pravé straně lávky

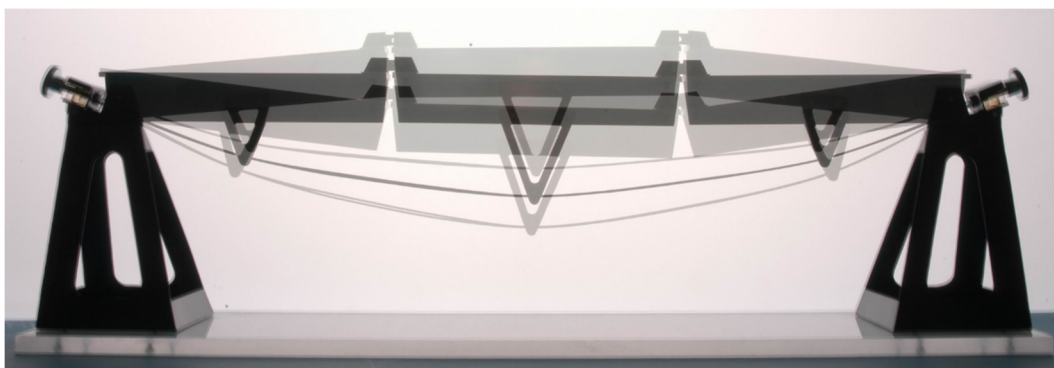
Obdobné nevyrovnané namáhání jednotlivých závěsů na levé a pravé straně je patrné i z vypočtených sil pro kloubové a vetknuté uložení. Rozdíl vlastních frekvencí 15 % se projeví

v rozdíle sil až o 35 %. Výrazný pokles v závěsech 10, 11 a 12 koresponduje s poklesem vlastních frekvencí. Můžeme konstatovat, že použitý typ závěsů spíše koresponduje s vetknutým prutem, pro další úvahy lze brát výsledky sil pro vetknuté uložení. Měření provedené z důvodu porovnání silového namáhání jednotlivých závěsů je v dobré shodě s odhadem zatížení závěsů od tíhy mostovky.

Použitá metoda ověřená kalibrací při měření mostu Hrachovec dává dobré výsledky a lze ji použít jak na skutečných konstrukcích, tak i na lanové prvky při experimentech v laboratoři.

10. Modely pro jiné než statické účely

Dále popsané modely slouží k ověření stavebních technologií, ať už k ověření výrobních či technologických postupů využívaných v praxi, nebo k ověření nově navrhovaných postupů použitých pro zlepšení ekonomiky výstavby či časové náročnosti (**Obr. 10.1**). Mezi tyto modely patří i modely sloužící pro lepší esteticko – architektonickou představu (**Obr. 10.2**). V neposlední řadě pak i modely používané jako didaktické pomůcky (**Obr. 10.3**).



Obr. 10.1 Lávka Johnson Creek, model postupu výstavby



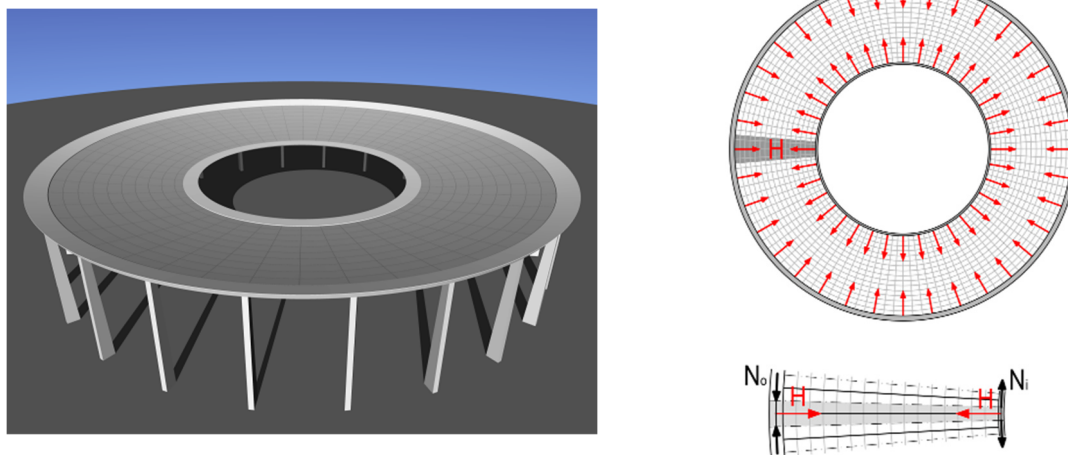
Obr. 10.2 Lávka Holešovice – Karlín, architektonický model



Obr. 10.3 Stavebnice mostů, didaktická pomůcka

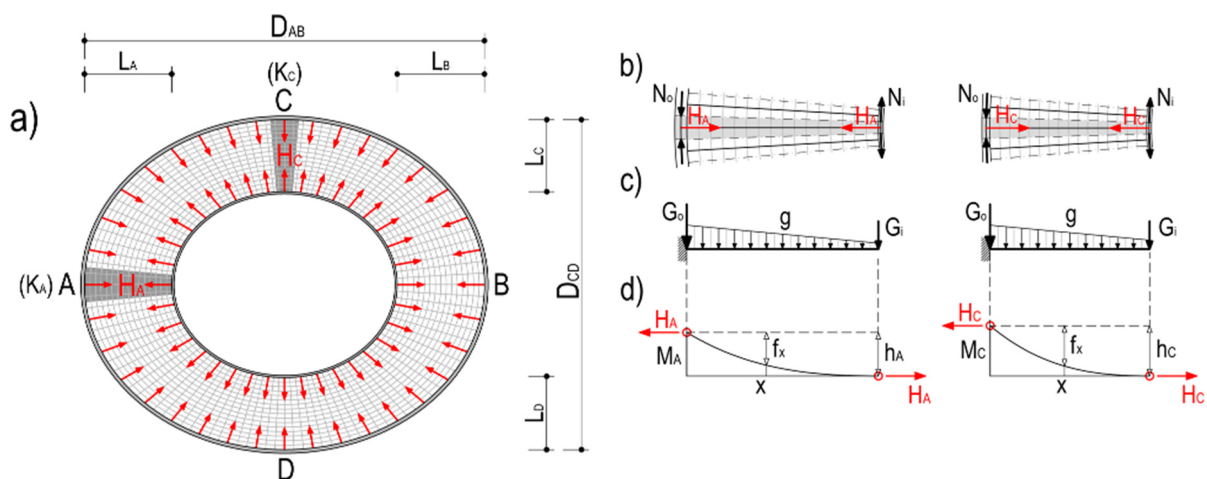
10.1 Model lanové střechy nad eliptickým půdorysem

Membrány nad kruhovým půdorysem tvoří velmi jednoduchý a ekonomický konstrukční systém (**Obr. 10.4**). Jsou sestaveny z vnějšího a vnitřního kruhového prstence, radiálních nosných a předpínacích kabelů a membrány sestavené z prefabrikovaných prvků. Pro zatížení stálé je vnější prstenec převážně namáhán konstantním tlakem, vnitřní prstenec konstantním tahem a membrána je rovnoměrně předepnuta. Cílem návrhu eliptické konstrukce je najít uspořádání, u kterého jsou základní nosné prvky namáhány podobně [P4].



Obr. 10.4 Membránová konstrukce nad kruhovým půdorysem

Znamená to vyvinout konstrukci, ve které vnější a vnitřní prstenec je namáhán jen normálovou silou, tedy určit velikost a průběh sil v nosných kabelech (**Obr. 10.5**) [53].



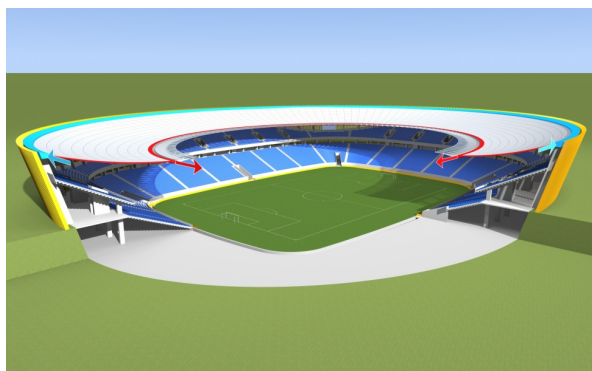
Obr. 10.5 Membránová konstrukce nad eliptickým půdorysem

10.1.1 Zastřešení fotbalového stadiónu

V roce 2012 byla v rámci projektu TA02011322 „Prostorové konstrukce podepřené kabely a/nebo oblouky“ [P4] řešena statická analýza návrhu visuté lanové střechy nad eliptickým půdorysem o vnějších rozměrech 220×180 m zastřešující tribuny sportovního stadiónu pro cca 30 000 diváků s velikostí hřiště 68×105 m (**Obr. 10.6** a **Obr. 10.8**). Konstrukci střechy tvoří

předpjatá betonová membrána pnutá mezi vnějším a vnitřním prstencem eliptického půdorysu. Konstrukce střechy je navržena tak, aby od zatížení stálého byly oba prstence i membrána ekonomicky namáhány jen normálovou silou.

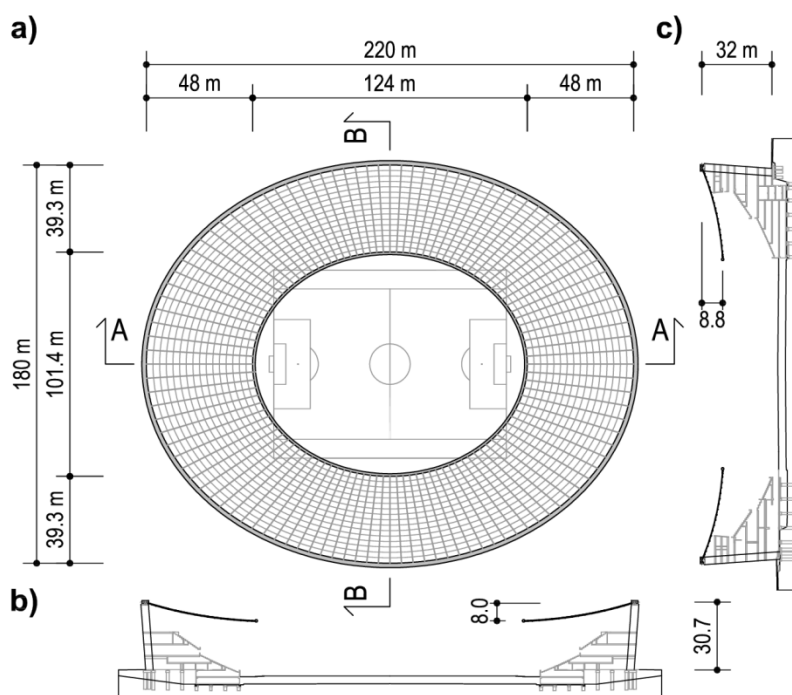
V roce 2013 byl vytvořen funkční model konstrukce střechy v měřítku 1:110 o vnějších půdorysných rozměrech 1,0×0,818 m (**Obr. 10.7**). Jednotlivé konstrukční prvky modelu jsou provedeny z překližky. Segmenty membrány jsou na nosná lanka uloženy v drážce tak, aby bylo možné konstrukci střechy opakovaně rozebírat a demonstrovat tak postup výstavby tohoto typu zastřešení. Model měl potvrdit nejen statickou funkčnost navrženého zastřešení, ale rovněž ukázat elegantnost a čistotu tvaru předpjaté membrány nad eliptickým půdorysem vhodným pro zastřešení sportovních ploch.



Obr. 10.6 Vizualizace navrženého zastřešení



Obr. 10.7 Model navrženého zastřešení



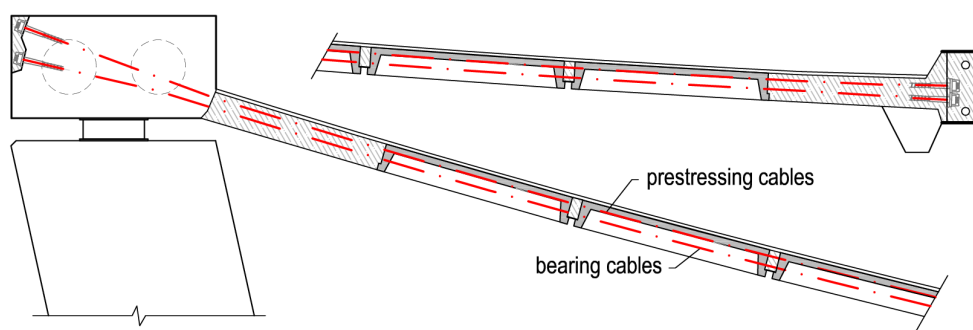
Obr. 10.8 Geometrické uspořádání zastřešení fotbalového stadiónu

10.1.2 Konstrukční uspořádání

Radiálně má střešní membrána proměnný sklon, jehož průběh odpovídá průběhu paraboly třetího stupně. Rozdíl výšek membrány mezi vnitřním a vnějším prstencem je od 8,00

do 8,80 m. Vnitřní prstenec je situován v konstantní výšce – je vodorovný. Membrána je sestavena z prefabrikovaných segmentů z lehkého konstrukčního betonu LC 40/50. Segmenty, které jsou uspořádány ve 14 řadách a 112 sloupcích, jsou při montáži zavěšeny na nosné kabely. Po vybetonování spár je membrána předeprnuta předpínacími kabely (**Obr. 10.9**). Předpětí garantuje, že konstrukce střechy působí jako spojitá monolitická konstrukce.

Segmenty mají deskový průřez tloušťky 100 mm, který je na okrajích ztužen žebry výšky 400 mm. Nosné a předpínací kabely mají radiální uspořádání, jsou situovány v radiálních spárách mezi segmenty a jsou kotveny ve vnějším a vnitřním prstenci. V každé radiální spáře jsou v závislosti na poloze ve střeše nosné kabely tvořeny $2 \times (5 - 7)$ monostrandy, předpínací kabely jsou tvořeny 2×7 monostrandy. Tangenciální spáry mezi jednotlivými řadami segmentů jsou vyztuženy betonářskou výztuží. Ta je také vložena do radiálních spár.



Obr. 10.9 Vedení předpínacích lan a radiální spáry mezi segmenty

Vnější prstenec je tvořen komorovým nosníkem z železobetonu C 35/45. Jeho vnější rozměry jsou 3,00 x 1,50 m, tloušťka stěn je 300 mm. Nosník je uložen v místě vnějších sloupů konstrukce stadiónu. V místě příčnicku jsou kotveny nosné a předpínací kabely membrány. Vnější prstenec je podepřen elastomerovými ložisky, která svojí poddajností umožní deformace prstence vyvolané objemovými změnami betonu a užitným a klimatickým zatížením. Čtyři ložiska situovaná ve vrcholech elips jsou ve směru radiál jednosměrně posuvná, a tak garantují polohu střechy. Vnitřní prstenec tvoří předpjatý ocelobetonový nosník sestavený z ocelového svařovaného průřezu, který je spřažen s betonovým žebrem. Výška ocelového nosníku průřezu je 1 100 mm, šířka pásnice je 550 mm. Prstenec, který je převážně namáhán tahem, tvoří základní nosný prvek, jehož případné poškození teroristy může vést ke kolapsu celé střechy. Proto není navržen z lan, ale jako robustní konstrukční prvek, který lze jen těžce poškodit. Povrch membrány je chráněn vodotěsným polyuretanovým nátěrem odolným proti UV záření.

Geometrie konstrukce i velikost napětí v nosných kabelech byly určeny tak, aby konstrukce v tzv. počátečním stavu byla namáhána jen normálovými silami. Proto vnější i vnitřní prstenec mají stejný poměr poloos a síly v nosných kabelech odpovídají průběhu křivosti eliptických prstenců. Proto je průvřeh nosných kabelů a tomu odpovídající výšková poloha vnějšího prstence proměnná. Konstrukce střechy byla analyzována programovým systémem ANSYS jako geometricky nelineární konstrukce pro účinky zatížení stálého, objemové změny betonu a sedm poloh sněhu.

10.1.3 Postup výstavby

Nespornou výhodou visutých lanových střech je právě jejich postup výstavby, který dovoluje poměrně rychlé a na okolí téměř nezávislé zbudování konstrukce. Ze statického hlediska lze výstavbu konstrukce rozdělit do dvou hlavních fází. Hraničním stavem mezi hlavními fázemi výstavby je tzv. *výchozí* (nebo též *rovnovážný*) stav, od kterého by měly začínat všechny výpočty.

V 1. fázi výstavby je provedena betonáž vnější elipsy na svislých nosných prvcích a montáž vnitřní elipsy na montážní plošině. Poté jsou mezi oběma obvodovými elipsami natažena nosná lana, na která je následně vnitřní elipsa zavěšena do požadované polohy. V dalším kroku jsou na lana pokládány a upevňovány betonové segmenty. Následně se do žeber osadí předpínací lana. V 2. fázi výstavby dojde k zalití spár mezi segmenty navzájem a také krajních spár u obvodových eliptických nosníků. Po dosažení dostatečné pevnosti výplně spár jsou dopnuta předpínací lana v žebrech na napětí cca 1100 MPa tak, aby byla do membrány vnesena tlaková rezerva, která eliminuje tahová napětí v betonu od provozních zatíženích.

10.1.4 Popis modelu

Funkční model konstrukce střechy byl vytvořen v měřítku 1:110, kterému následně odpovídají vnější půdorysné rozměry $1,0 \times 0,818$ m. Základní rozměry modelu zastřešení jsou zobrazeny na **Obr. 10.12**. Pro příjemnější práci s jednotlivými prvky malých rozměrů bylo přistoupeno ke zjednodušení tím, že jednotlivé řady jsou tvořeny pouze 4 segmenty namísto skutečných 16. Celková plocha zastřešení je složena ze 144 segmentů. Dále je zanedbáno výškové zvlnění vnější obvodové elipsy (**Obr. 10.14**).



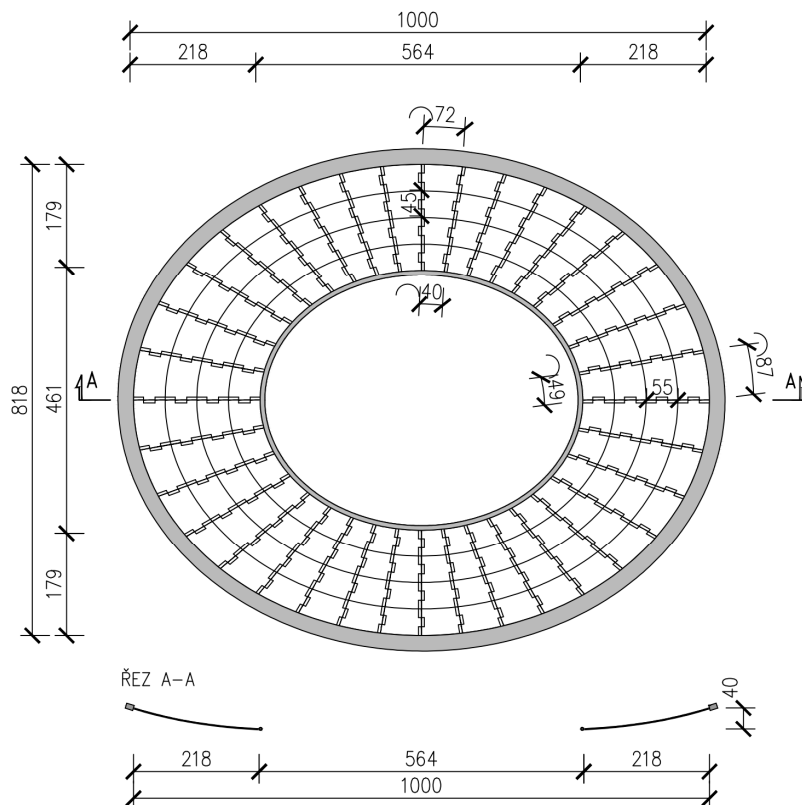
Obr. 10.10 Výsek modelu, jednotlivé konstrukční prvky



Obr. 10.11 Model, konstrukční systém

Jednotlivé konstrukční prvky modelu jsou provedeny z překližky tl. 4 mm, jak je možné vidět na fotografiích výseku modelu konstrukce (**Obr. 10.10** a **Obr. 10.11**). Segmenty membrány jsou na nosná lanka uloženy v drážce tak, aby bylo možné konstrukci střechy opakovaně rozebírat a demonstrovat tak postup výstavby tohoto typu zastřešení. Lanka jsou do vnitřní elipsy tvořené mosaznou trubičkou o průměru 6 mm přikotvena napevno. Do vnější elipsy jsou lanka upevněna v ustavovacích šroubech zapuštěných do obvodové elipsy vytvořené

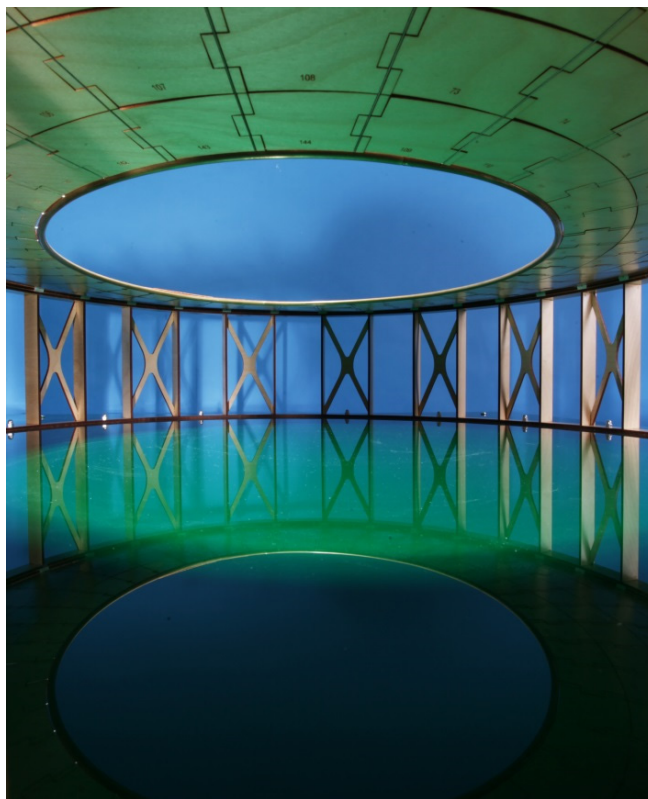
z překližky tak, aby bylo možné měnit volnou délku lanek, a tím rektifikovat průvės střechy (Obr. 10.13). Tímto způsobem lze simulovat vnášení předpětí do zmonolitněné skořepiny.



Obr. 10.12 Základní rozměry modelu zastřešení fotbalového stadiónu



Obr. 10.13 Model, detail kotvení lan



Obr. 10.14 Model, celkový pohled

V rámci výzkumného projektu bylo vyvinuto optimální konstrukční uspořádání visuté lanové střechy z předpjatého betonu nad eliptickým půdorysem a byl vytvořen funkční model konstrukce pro ilustraci jejího působení. Model potvrdil nejen statickou funkčnost navrženého zastřešení, ale rovněž ukázal elegantnost a čistotu tvaru předpjaté membrány. V roce 2012 byl rovněž udělen patent číslo 303990 s názvem „Visutá lanová střecha týkající se optimálního návrhu předpjaté membrány nad eliptickým půdorysem“. Původci patentu jsou Ing. Pavlína Juchelková a prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.

Závěrem je možné říci, že předpjatou membránu lze považovat za plnohodnotnou alternativu zastřešení tribun sportovního stadiónu, která navíc vykazuje nízkou spotřebu materiálů a technicky nenáročnou výstavbu.

Zkušenosti z provozu realizovaných membránových konstrukcí v zahraničí i výsledky našich statických a dynamických analýz a modelových zkoušek potvrzují hospodárnost a dlouhodobou životnost membránových konstrukcí z předpjatého betonu. Proto věříme, že budou dále navrhovány a rozvíjeny.

10.2 Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy

Cílem grantového projektu TH03020446 TA ČR [P6] byl vývoj panelové železobetonové soustavy pro bytové domy do čtyř nadzemních podlaží a s jedním podzemním podlažím (**Obr. 10.15**), která by umožňovala vytváření nosné konstrukce s minimalizovanými nosnými stěnovými prvky, a tím umožnila volnější dispozice, případně propojování bytů apod. Celkové chování prefabrikované konstrukce, jednotlivé konstrukční prvky a detaily byly vyvinuty na základě podrobné statické analýzy. Jejich funkce byla rovněž ověřována zkouškami fyzikálních modelů. Ukázka variability dispozičního řešení byla realizována prostřednictvím dřevěného modelu v měřítku 1:16 (**Obr. 10.16**), na kterém je možné nejen ukázat různé dispozice bytových jednotek, ale také zhodnotit tuhost nebo poddajnost konstrukce s ohledem na počet a tuhost spojů mezi panely, případně simulovat havarijní stavy při absenci stěnového panelu v případě výbuchu plynu v bytě.



Obr. 10.15 Bytový dům sestavený z prefabrikovaných panelů



Obr. 10.16 Model bytového domu ve zmenšeném měřítku

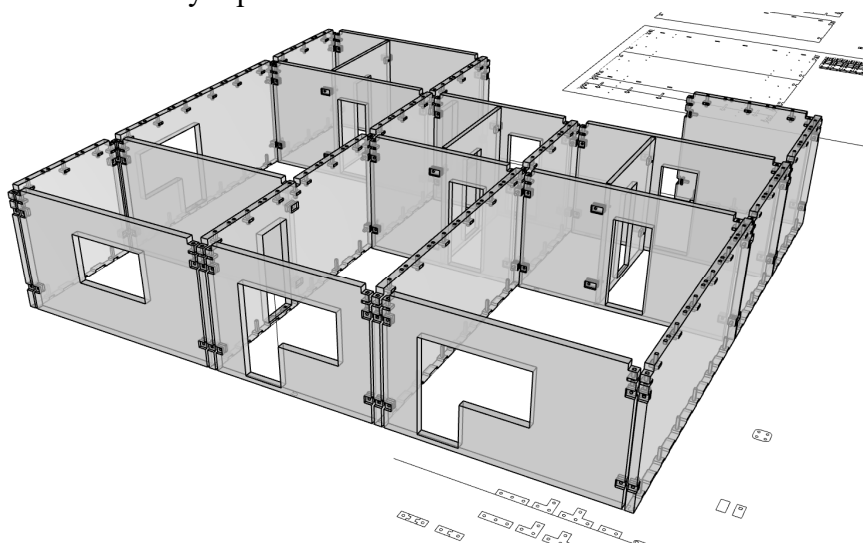
10.2.1 Dřevěný model bytového domu

Pro ideový návrh modelu byly studovány různé dispozice bytových domů tvořených prefabrikovanými panely. Nutno podotknout, že pro účely zmenšeného modelu bylo nutno dispozice náležitě zjednodušit. Například dvojice souběžných příčkových panelů používaných z akustických nebo dilatačních důvodů byly nahrazeny panelem jediným. Rovněž byla snaha co nejvíce sjednotit různé velikosti panelů.

Pro zvolený upravený půdorys bytového domu se třemi bytovými jednotkami byly nejdříve ve 3D rozkresleny jednotlivé dílce představující prefabrikované panely (**Obr. 10.17**), vyřešeny kolize v místech jednotlivých styků a upraven návrh prvků spojení. Rovněž jednotlivé panely byly doplněny různými prostupy a otvory představujícími dveře a okna, případně i zamýšlené dodatečné prostupy, např. při spojování dvou sousedních bytových jednotek (variabilita dispozice dle potřeb architekta nebo budoucích vlastníků).

Celý model je zmenšeninou skutečnosti v měřítku 1:16. V tomto měřítku jsou standardní železobetonové panely tloušťky 150 mm slepovány ze tří desek překližky tloušťky 3 mm. Pro příčkové panely tloušťky 100 mm jsou na modelu použity prvky slepené ze dvou překližek.

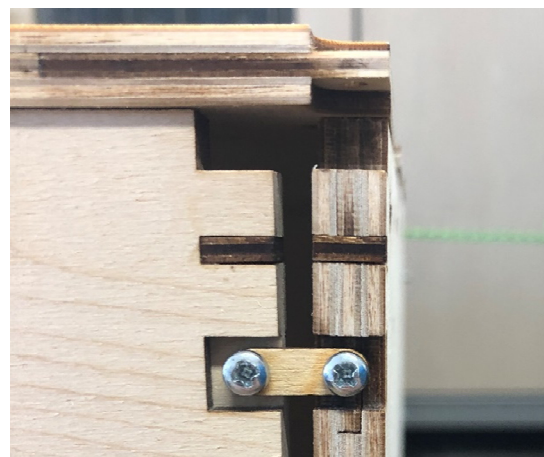
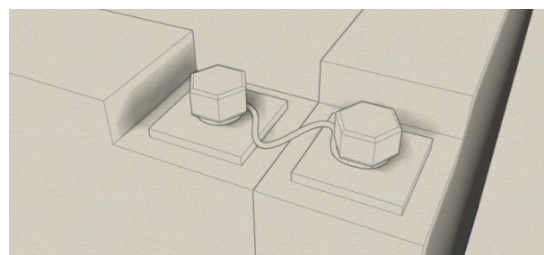
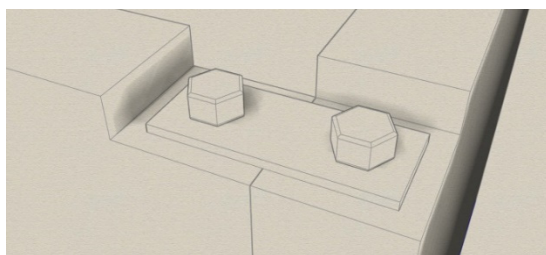
Výrobní dokumentace jednotlivých panelů modelu byla rozkreslena v měřítku 1:1 přímo dle požadavků pro řezání laserovým plotrem.



Obr. 10.17 Rozkreslení prvků modelu v prostoru

10.2.2 Spoje mezi panely

Spoj mezi dřevěnými panely svým návrhem umožňuje pevné i poddajné spojení desek. V případě potřeby je možné spoj vynechat úplně. Vynecháním spoje lze simulovat havarijní stavy při absenci stěnového panelu. Pevné spojení je dosaženo šroubovým spojením s tuhým prvkem připojeným k oběma panelům (**Obr. 10.18**). Poddajnost spoje by mohla být řešena vynecháním tuhé destičky a jejím nahrazením poddajným prvkem (oválná destička, případně lanko, **Obr. 10.19**).

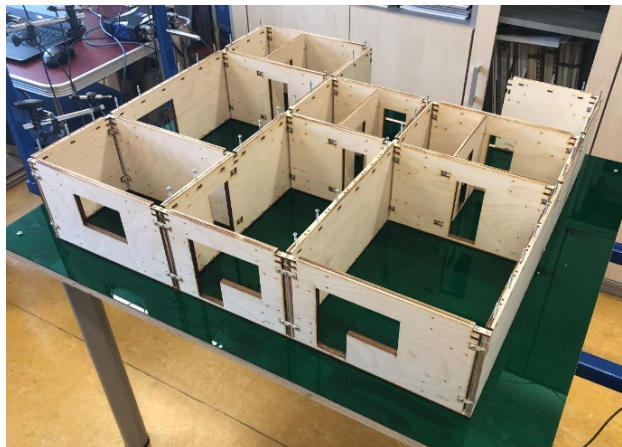
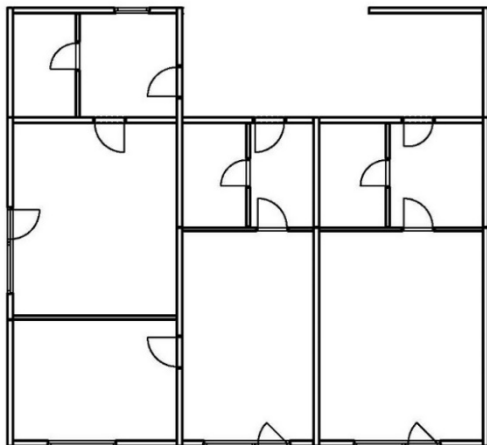


Obr. 10.18 Pevný spoj mezi panely

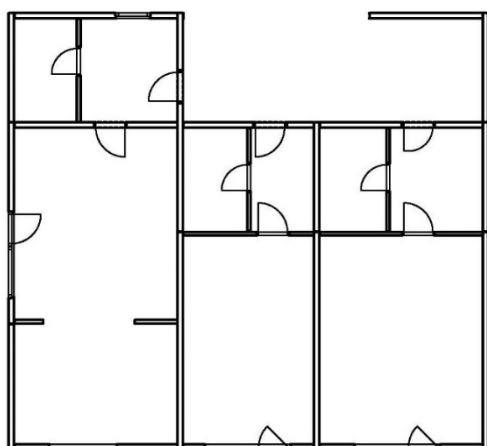
Obr. 10.19 Poddajný spoj mezi panely

10.2.3 Variabilita dispozice na modelu

Různorodost v dispozicích je možné dokumentovat na hotovém modelu celé čtyřpodlažní budovy nahlédnutím do jednotlivých pater (**Obr. 10.20** a **Obr. 10.21**). Dílčí panely jsou do jisté míry zaměnitelné, přičemž sestavení i jiné dispozice bez ohledu na půdorys našeho modelu je tedy možné. Dřevěný model tak představuje funkční model umožňující variabilnější přestavbu různých dispozic (**Obr. 10.16**).



Obr. 10.20 Bytový dům, půdorys přízemí



Obr. 10.21 Bytový dům, půdorys 2.NP

Jednotlivé dispozice se liší počty pokojů u bytových jednotek. Změna dispozice je umožněna změnou prostupu (dveří) v mezipokojových panelech. Navíc je v modelu představena možnost zvětšení otvoru do maximální šíře za účelem maximálního otevření dispozice (**Obr. 10.21**).

10.2.4 Ověření vlastností zatěžováním modelu

Zhodnotit tuhost nebo poddajnost konstrukce s ohledem na počet a tuhost spojů mezi panely, případně vliv oslabení vyřezanými otvory, bylo dílčím cílem provedených expertíz. Pro zatěžování modelu byl sestaven jednoduchý zatěžovací rám, který na jedné straně dovolil osazení snímačů dráhy (měření vodorovných deformací modelu, **Obr. 10.22**) a na druhé straně umožnil vnést do konstrukce vodorovné zatížení v úrovni nejvyššího patra. Měření vodorovných deformací proběhlo při zkouškách ve čtyřech výškových úrovních vždy těsně

pod úrovní stropních panelů na pravé a levé straně modelu. Vodorovné zatížení v úrovni nejvyššího stropu čtyřpodlažní budovy bylo vnášeno pomocí šroubového mechanismu a měřeno siloměrem příslušného rozsahu (**Obr. 10.23**).



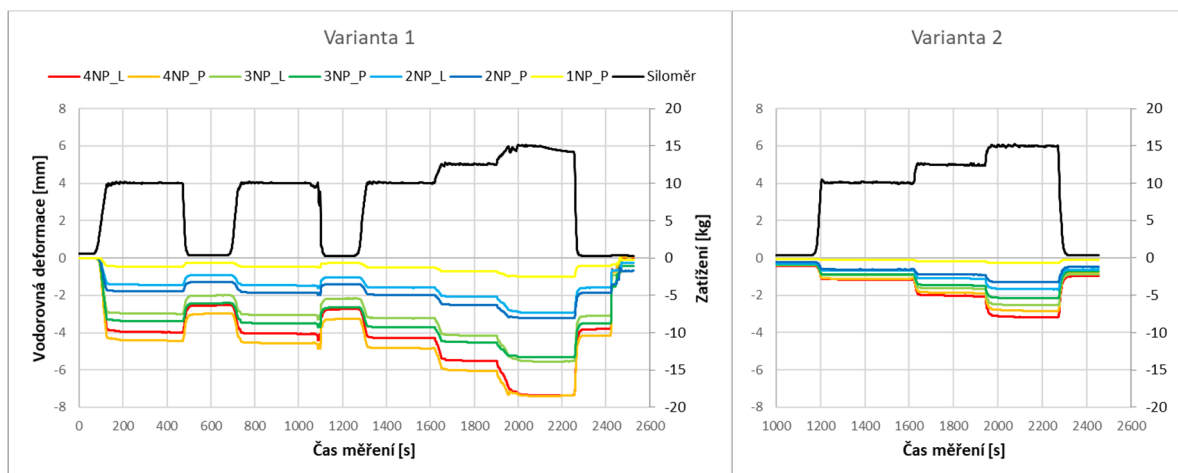
Obr. 10.22 Zátěžovací rám, snímače dráhy

Obr. 10.23 Vnášení zatížení se siloměrem

Níže jsou zobrazena data pro dvě základní varianty sestavení modelu:

Varianta 01 (poddajné spojení) představuje minimální tuhost celé konstrukce. Byly vynechány spoje stěn pod stropními panely, oba spoje po výšce panelů byly dle možností nahrazeny oválnými destičkami a v dispozici byly vynechány příčkové panely. Stropní konstrukce a navazující patro bylo propojeno trnem bez matice pouze na dvou příčných obvodových stěnách.

Varianta 02 (tuhé spojení) představuje maximální možnou tuhost celé konstrukce. Stěnové panely byly propojovány dvěma tuhými spoji po výšce i spojem pod stropním panelem, příčkové panely byly opět vloženy do dispozice. Stropní konstrukce a navazující patro bylo propojeno trnem s maticí na všech čtyřech příčných stěnách.



Obr. 10.24 Časový záznam zatěžování a naměřená data

Data byla spojitě zaznamenávána ústřednou QuantumX 840A. Měřeno bylo vnášené zatížení, které s ohledem na model a kapacitu snímačů dráhy bylo aplikováno ve třech základních úrovních silou odpovídající 10, 12,5 a 15 kg, a vodorovné deformace v úrovni stropu všech pater. Obě varianty byly nejprve zatíženy na úroveň 10 kg, po ustálení deformace

opětovně odlehčeny se změřením trvalé deformace. Po třetím cyklu zatížení nebyla konstrukce odtížena, ale naopak přitížena postupně silou odpovídající 12,5 kg a následně 15 kg a odtížena (Obr. 10.24).

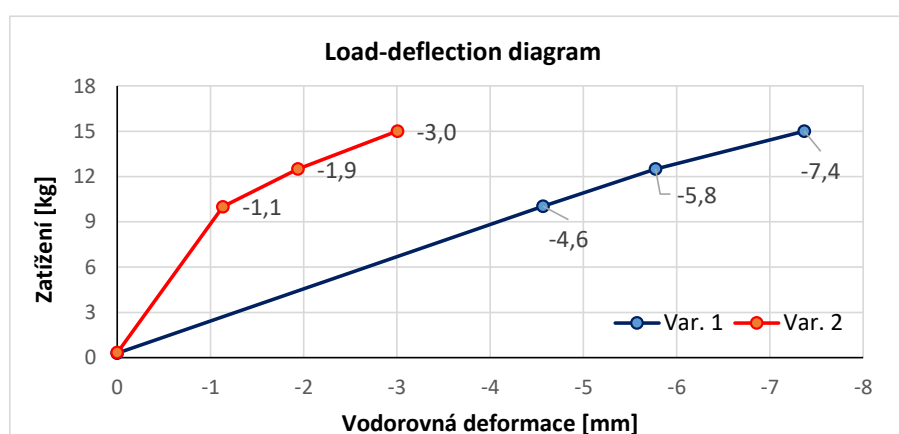
10.2.5 Závěrečné zhodnocení

Lze konstatovat, že trvalá deformace po odtížení byla způsobena dotlačením jednotlivých konstrukčních prvků a zejména spojů. Pro příklad uveďme výsledky deformací pro variantu 1 na pravé straně (Tab. 10.1). Deformace v úrovni čtvrtého patra při prvním zatížení na hladinu 10 kg byla 4,4 mm, po odlehčení 3,0 mm (68 %). Výsledné hodnoty pro opětovné zatěžování na 10 kg se již významně nelišily – 4,4 mm, 4,6 mm, 4,8 mm, stejně tak i trvalé deformace - 3,0 a 3,3 mm. Výsledky na hladině 10 kg ukazují na pružné chování konstrukce při testech. Ze všech naměřených hodnot můžeme vyslovit globální závěr, že tuhá varianta sestavení nosné konstrukce bytového domu je cca 3,2× tužší než varianta poddajná.

Zatížení	Var. 1 - Deformace pravá strana				Var. 2 - Deformace pravá strana				Poznámka
	1NP_P	2NP_P	3NP_P	4NP_P	1NP_P	2NP_P	3NP_P	4NP_P	
[kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	Začátek měření
10,0	-0,5	-1,8	-3,4	-4,4	-0,3	-0,6	-0,9	-1,1	Krok č. 1 - 10 kg
0,3	-0,3	-1,3	-2,4	-3,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	Odlehčení - 0 kg
10,0	-0,5	-1,9	-3,5	-4,6	-0,3	-0,6	-0,9	-1,1	Krok č. 2 - 10 kg
0,3	-0,3	-1,4	-2,6	-3,3	-0,1	-0,2	-0,4	-0,4	Odlehčení - 0 kg
10,0	-0,5	-2,0	-3,7	-4,8	-0,3	-0,6	-0,9	-1,1	Krok č. 3 - 10 kg
12,5	-0,7	-2,5	-4,5	-6,0	-0,5	-0,9	-1,5	-1,9	Krok č. 4 - 12.5 kg
15,0	-1,0	-3,2	-5,3	-7,4	-0,7	-1,3	-2,2	-2,8	Krok č. 5 - 15 kg
Výška	155	330	505	680	155	330	505	680	[mm]

Tab. 10.1 Vodorovné deformace na pravé straně objektu, porovnání variant

Graf závislosti silového zatížení F a vodorovné deformace v nejvyšším patře (load-deflection diagram) je zobrazen na obrázku níže (Obr. 10.25).



Obr. 10.25 Load-deflection diagram z naměřených hodnot, varianta 1 a 2

Použitím modelu je možné kromě zobrazení variability dispozice poměrově k základním variantám určit vliv počtu spojů, jejich rozmístění, jejich tuhosti a dále i vliv případných otvorů na celkovou tuhost objektu.

10.3 Architektonické modely

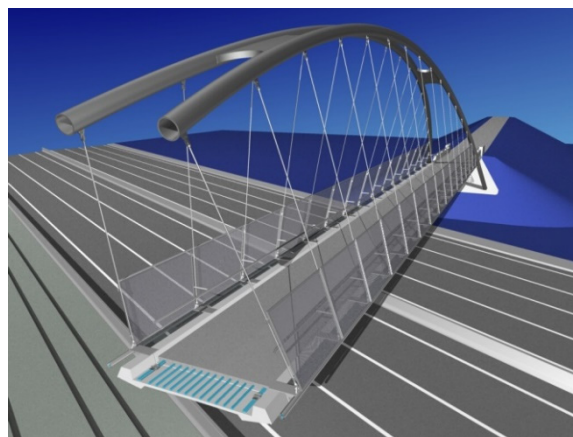
Architektonické modely postavené v malém měřítku ze dřeva, plastu, případně z kovu dříve používané pro názorné představení konstrukčního řešení nebo za účelem názorného osazení do okolního terénu nemají již v současné době při mohutném rozvoji počítačové grafiky tak významné uplatnění jako v minulosti. Nutno ale podotknout, že názornost jejich 3D tvaru má své kouzlo i nyní.

10.3.1 Lávka MCLOUGHLIN OVERCROSSING

Konstrukce bezmála 92 m dlouhé lávky pro pěší na hranicích Portlandu a Milwaukie ve státě Oregon je tvořena dvojicí ocelových oblouků o vzepětí 13,5 m a rozpětí 73,5 m, na kterých je prostřednictvím tyčových závěsů zavěšena segmentová mostovka se spřaženou monolitickou deskou (**Obr. 10.26**). Základy oblouků jsou s koncovými kotevními bloky mostovky spojeny šikmými vzpěrami, čímž je vytvořen tzv. *samokotvený systém*. Vodorovné složky reakcí oblouku jsou vzpěrami přeneseny do mostovky, kde jsou zachyceny předpjatou výztuží. Pro stálé složky zatížení působí konstrukce na základy pouze svislými silami.

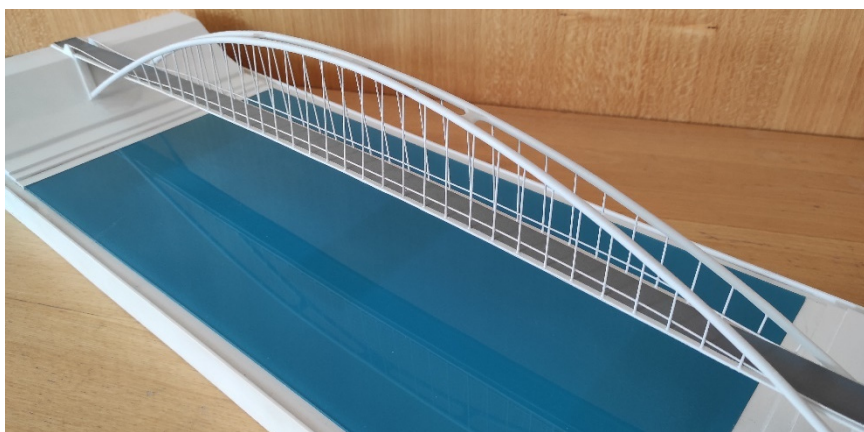


Obr. 10.26 Lávka pro pěší MCLOUGHLIN OVERCROSSING - realita



Obr. 10.27 Lávka MCLOUGHLIN OVERCROSSING – počítačová vizualizace

Porovnání reálné konstrukce (**Obr. 10.26**), počítačové vizualizace (**Obr. 10.27**) a architektonického modelu z plastu (**Obr. 10.28**) je patrné z uvedených obrázků.



Obr. 10.28 Lávka MCLOUGHLIN OVERCROSSING – architektonický model

10.3.2 Soutěžní návrh přemostění Holešovice - Karlín

Soutěžní návrh představoval snahu o návrh úsporné a transparentní konstrukce tvarově i konstrukčně navazující na pražské obloukové mosty. Je pozoruhodné, jak se našim předchůdcům podařilo vždy navrhnout krásné konstrukce, které materiálově i konstrukčně odpovídají době, ve které byly stavěny, a přitom zachovat jejich jednotný architektonický a konstrukční ráz.

Konstrukci mostu přemostujícího hlavní koryto řeky Vltavy tvoří oblouková konstrukce o dvou polích s rozpětími 74,0 a 74,0 m, na které je v podélné ose mostu zavěšena ocelobetonová mostovka. Vzepětí oblouků je 12 m. Podobná oblouková konstrukce o jednom poli s rozpětím 64 m a vzepětím 10,5 m je navržena pro přemostění užšího kanálu. Obě obloukové konstrukce jsou spojitě propojeny betonovou konstrukcí stejné stavební výšky (**Obr. 10.29**). Konstrukci hlavního mostu tvoří spojitá oblouková konstrukce s táhlem tvořeným předepnutou ocelobetonovou mostovkou. Vlastní oblouk je tvořen ocelovou rourou průměru 700 mm, mostovku tvoří střední páteřní nosník tvořený ocelovou rourou průměru 1200 mm, který je ocelovými příčnicí spojen s okrajovými rourami průměru 400 mm. V předběžném výpočtu se předpokládalo, že tloušťka roury oblouku i páteřního nosníku je 50 mm. Střední a okrajové roury i příčnicí jsou spřaženy s betonovou mostovkou. Příčnicí jsou uspořádány diagonálně tak, že tvoří půdorysnou příhradovinu (**Obr. 10.2**). Spolu se spřaženou betonovou deskou, střední a okrajovými rourami tak tvoří torzně tuhý prvek, který je schopen odolávat kroucení vyvolané nahodilým zatížením situovaným jen na jedné straně mostu. Lehkost konstrukce je podtržena i předpokládaným bílým nátěrem lávky a specifickým řešením osvětlení (**Obr. 10.30**).



Obr. 10.29 Lávka Holešovice – Karlín, vizualizace soutěžního návrhu

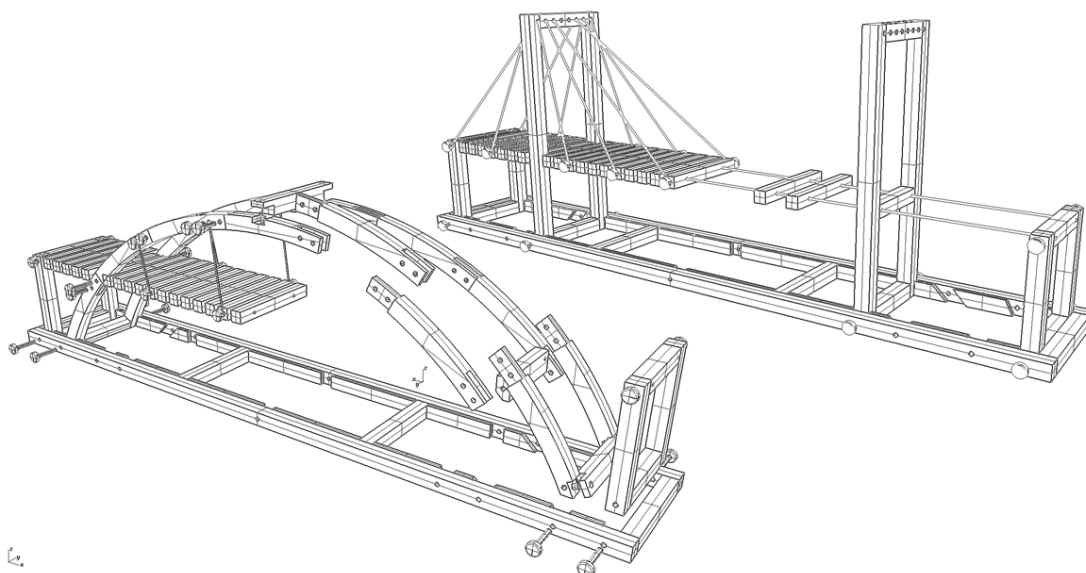


Obr. 10.30 Lávka Holešovice – Karlín, architektonický model

10.4 Model mostu jako didaktická pomůcka

Česká republika se v současnosti potýká s nedostatkem technicky vzdělaných lidí, což v kontextu stále vzrůstajícího technického rozvoje společnosti může být jedním z důvodů snížení hospodářské i kulturní konkurenceschopnosti naší země. Počet absolventů VŠ sice poměrně rychle narůstá, avšak nárůst zaznamenávají především obory humanitní a ekonomické. Technické a přírodovědecké obory stagnují. V populaci se vyskytuje jen omezené procento lidí s rozvinutými technickými vlohami. Tyto jejich přirozené předpoklady je tak nutno podporovat a rozvíjet pomocí odpovídajících výukových metod a pomůcek [54].

Takovou pomůckou je i dřevěná stavebnice, pomocí které lze sestavit až 11 typů lanových a 3 typy obloukových mostů (**Obr. 10.31**). Sestavené typy konstrukcí přitom věrně napodobují reálné mosty včetně jejich základního statického působení. Jednotlivé prvky stavebnice umožňují sestavení také dalších variant, přičemž úspěšné sestavení nosného systému bez dodatečných podpor (prvků, které nejsou součástí stavebnice) rozvíjí statické myšlení.

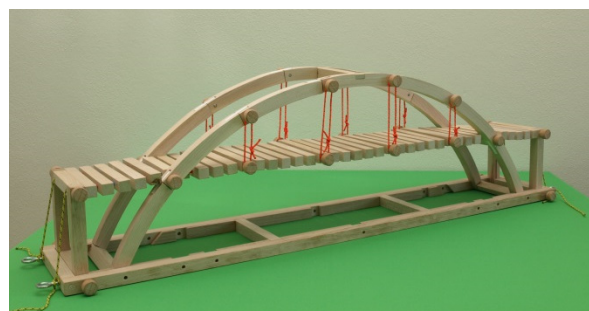


Obr. 10.31 Základní náčrty stavebnice mostních konstrukcí

Stavebnice slouží zejména k rozvoji technického myšlení (např. i metodou pokus omyl) a k rozvoji jemné motoriky. Cílem hry je pochopit základní principy chování konstrukce a možnosti, jak ji ovlivnit, např. přeskládáním dílků či vhodnějším umístěním nosných prvků.



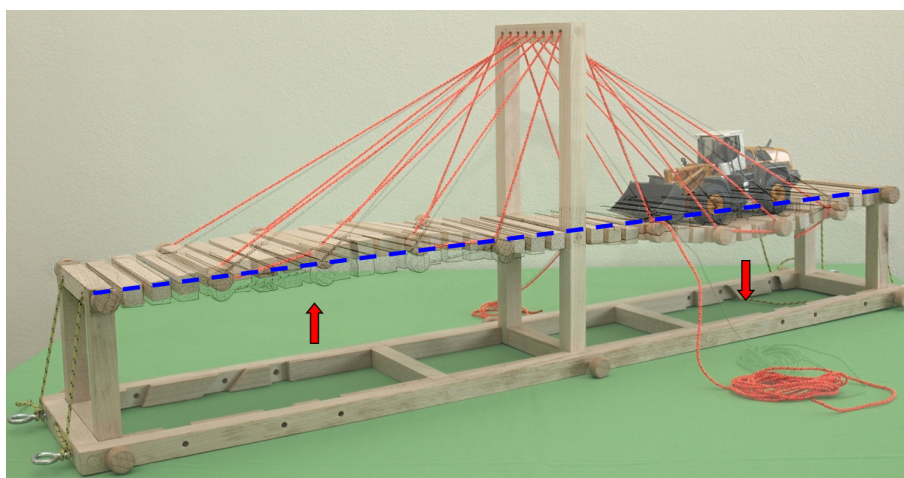
Obr. 10.32 Visutá mostní konstrukce



Obr. 10.33 Oblouková mostní konstrukce

Základem pro stavbu mostu je rám, do kterého lze v několika pozicích osadit podpěry, pylony nebo obloukové prvky. Mezi krajními opěrami je následně uložena mostovka tvořená hranoly, která je ztužena dvojicí lanek představující její předpětí.

Pouhým uložením mostovky na podpěry vzniknou nejjednodušší typy mostů ve formě předpjatých pásů. Další typy mostů lze konstruovat vhodným umístěním pylonů a lan do nosného systému konstrukce. Praktickou aplikací teoretických znalostí, případně jejich prohloubením, takto ze stavebnice vznikají modely mostů zavěšených a visutých (**Obr. 10.32**). V případě chybného pochopení principů chování konstrukce je na modelu okamžitě vidět účinek. Obloukové mosty patří mezi nejkrásnější mostní konstrukce u nás i ve světě. Jejich architektonický tvar má tedy ve stavebnici oprávněně svoje místo (**Obr. 10.33**). Oblouková žebra lze sestavit v různém rozpětí a vzepětí, čímž vznikají 3 základní typy obloukových konstrukcí s horní a mezilehlou mostovkou.



Obr. 10.34 Sledování průhybu konstrukce při přejezdu vozidel

10.4.1 Didaktické možnosti stavebnice

Sestavení několika modelů zavěšených, visutých a obloukových mostních konstrukcí je základní podstatou stavebnice. Formou hry lze pochopit základní statické systémy mostních konstrukcí malých i velkých rozpětí. Na již sestaveném modelu mohou děti, mládež i dospělí i bez dalších zvláštních technických znalostí pochopit některé další problémy ovlivňující návrh těchto mostů v praxi. Namátkou lze na modelech sledovat:

- závislost velikosti předpínací síly na vzepětí předpjatého pásu mostovky,
- závislost velikosti předpětí visutých kabelů na celkové geometrii visutého mostu,
- vliv zakotvení/prokluzu lan v pylonu na průhyb mostovky v přilehlých polích,
- pochopení vlivu vetknutí podpor do základového rámu,
- změna tuhosti konstrukce v podélném směru po předepnutí mostovky,
- průhyb mostovky od provozního (nahodilého) zatížení (**Obr. 10.34**),
- pochopení principu letmé montáže obloukových mostů,
- rozdíl v tuhosti konstrukcí lanových a obloukových atd.

Technické řešení a vzhled stavebnice je chráněn užitečným a průmyslovým vzorem.

11. Závěr

Prezentovat specifické problémy mostních konstrukcí a inženýrských staveb, ukázat možnosti jejich využitelnosti a ověřit chování v provozním i v mezním stavu včetně dynamických vlastností bylo hlavním cílem předložené habilitační práce. Chování při extrémním namáhání a mechanismus porušení byl ověřen rozsáhlými experimenty na modelech postavených k tomuto účelu na půdě fakulty stavební VUT v Brně, přičemž zmíněné zkoušky lze přitom považovat za rozměrově největší doposud zde realizované experimenty (**Obr. 11.1**). Stěžejní část práce je věnována rovněž statické výjimečnosti ověřovaných inženýrských staveb. Statická výjimečnost a konstrukční důvtip přitom posouvá sledované konstrukce výrazně za hranici běžných typů.



Obr. 11.1 Pauza při provádění experimentu

V rámci práce byla podrobně sledována problematika modelové podobnosti dvou soustav. Přehledně jsou uvedeny různé způsoby hledání podobnosti mezi skutečnými konstrukcemi a jejich modely pro posouzení té či oné veličiny. S ohledem na potřeby stavební praxe byl ve většině případů dále sledován přístup vycházející z přímé fyzikální podobnosti mezi skutečnou konstrukcí a modelem, přičemž byl aplikován postup z dokonalé podobnosti prostorových soustav. Použití skutečných materiálů na modelech navíc usnadnilo vyhodnocování experimentů (stejná napětí na modelu jako na skutečné konstrukci) a přispělo i k samotnému testování, ověřování a bližšímu seznámení s klasickými, či nově vyvíjenými materiály. Základní princip modelové podobnosti byl doplněn o možnost použití rozdílných měřitek v příčném a podélném směru, což má velmi pozitivní důsledek pro proveditelnost modelu i pro aplikovanou zátěž dorovnávací jeho tíhu za účelem dosažení zmíněné rovnosti napětí. Snaha o minimalizaci zátěže je vítána, neboť získat a podvázat pod model jakékoliv závaží představuje z pohledu technického i ekonomického nemalý problém.

Experimentálními testy byla studována technologie výstavby, způsoby výroby dílčích konstrukčních prvků, možnosti použití nových vysokohodnotných materiálů i možnosti dlouhodobého sledování statických a dynamických veličin.

Získané výsledky a poznatky ukazují, že předběžné výpočty provedené v rámci návrhu modelové konstrukce, tak i výpočty týkající se předpokládané mezní únosnosti, jsou za jistých předpokladů dostatečně bezpečné a lze jich tak využít pro prvotní posouzení projektů. Ke skutečné hodnotě mezní únosnosti je pak možné se přiblížit zpřesněním výpočetního modelu, např. řešením konečnými prvky za předchozího správného určení „výchozího stavu“ konstrukce, kdy pro fázování výstavby je často nutný geometricko-nelineární výpočet. Provedené experimenty potvrdily, že pro standardní projekční činnost jsou popsane výpočetní modely dostačující a výstižné.

12. Výzkumné projekty, literatura

12.1 Grantové projekty, smluvní výzkum

- [P1] Výzkumný projekt FB-CV/69 „*Vývoj estetické a úsporné mostní konstrukce pro městské a dálniční viadukty*“, financován Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR, 1998 - 2000.
- [P2] Výzkumný projekt FD-K/092 „*Ekologické a estetické spřažené mostní konstrukce*“, financován Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR, 2001 - 2003.
- [P3] Výzkumný projekt FI-IM/185 „*Nové úsporné konstrukce z vysokopevnostního betonu*“, financován Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR – IMPULS, 2004 - 2007.
- [P4] Výzkumný projekt FI-IM5/128 „*Progresivní konstrukce z vysokohodnotného betonu*“, financován Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR – IMPULS, 2008 - 2010.
- [P5] Výzkumný projekt TA02011322 „*Prostorové konstrukce podepřené kabely a/nebo oblouky*“, financován Technologickou agenturou ČR – ALFA, 2012 - 2014.
- [P6] Výzkumný projekt TH03020446 „*Vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy pro bytové domy*“, financován Technologickou agenturou ČR – EPSILON, 2018 - 2020.
- [P7] Výzkumný projekt CK01000042 „*Upřesnění zbytkové únosnosti předpjatých mostů*“, financován Technologickou agenturou ČR – DOPRAVA 2020, 2020 - 2023.
- [P8] Vnitřní projekt FAST-S-20-6409 „*Verifikace teplotního průběhu po výšce segmentu štíhlé předpjaté konstrukce s důsledky pro dlouhodobé sledování*“, financován Vysokým učením technickým v Brně, 01.2020 – 12.2020.
- [P9] Smluvní výzkum HS 210113, Klusáček. L., Nečas, R., „*Zkouška mezní únosnosti zkušebního prvku mostovky*“, BZK VUT FAST v Brně, 2002.
- [P10] Smluvní výzkum HS 12638025, Klusáček. L., Nečas, R., „*Zkouška segmentů mostovky*“, BZK VUT FAST v Brně, 2007.
- [P11] Smluvní výzkum HS 12045010, Klusáček. L., Nečas, R., a kol. „*Zkoušky pref. filigránových panelů mostovky před a po spřažení*“, BZK VUT FAST v Brně, 2010.
- [P12] Smluvní výzkum HS SR122057123, Nečas, R. „*Dynamické měření závěsů na lávce přes ul. Porážkovou, žel. trať a ul. Frýdlantskou*“, BZK VUT FAST v Brně, 2020.

12.2 Použitá literatura

12.2.1 Úvod

- [1] NEČAS, R., *Segmentové konstrukce se spřaženou deskou. Návrh, výroba a zkouška modelu*, dizertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, červen 2006.

12.2.2 Modelová podobnost konstrukcí

- [2] BLAŽEK, J., HORÁČEK, E., *Nepřímé metody experimentální statiky*, SNTL, Praha 1959.

12.2.3 Dynamické vlastnosti konstrukcí

- [3] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., *Dynamic response of concrete footbridges*. Structural Concrete. 2012. 13(2). p. 109 - 118. ISSN 1464-4177. (IF=0,289).
- [4] Eurocode 5 (ENV 1992-2).
- [5] Guide Specification for Design of Pedestrian Bridges. AASHTO 1997.
- [6] Design Criteria for Footbridges. Department of Transport, UK 1988, Anglie.
- [7] Footbridges, Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, Technical guide, Sétra, october 2006.
- [8] KREUZINGER, H.: *Dynamic design strategies for pedestrian and wind action*. Footbridge 2002. Design and Dynamic behaviour of footbridges. OTUA Paris 2002.
- [9] WALTHER, R., HOURIET, B., WALMAR, I., MOĀA, P.: *Cable Stayed Bridges*. Thomas Telford Publishing, London, 1998.
- [10] BEZRUČOVÁ, K., NEČAS, R., KOLÁČEK, J. *Provozní modální analýza lávky v Kroměříži*. In 26. Betonářské dny 2019, Sborník ke konferenci. Hradec Králové: Česká betonářská společnost ČSSI, 2019. s. 1-7. ISBN: 978-80-907611-2-4.
- [11] 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.
- [12] GEIER, R., DE ROECK, G., PETY, J. *Cable Force Determination for the Danube Channel Bridge in Vienna*, Structural Engineering International 3/2005.
- [13] NEČAS, M. *Měření napětí v táhlech pomocí vlastních frekvencí*, BP FEL ČVUT Praha 2010.

12.2.4 Materiál pro výrobu modelů

- [14] TERZIJSKI, I.; SCHMID, P., *Vývoj smozhnutňujícího betonu pro model segmentové mostní konstrukce s monolitickou mostovkou*, Výzkumný projekt MPO ČR FB-CV/69/98 a CEZJ22/98:261100007, VUT v Brně, FAST, Brno, 2000.
- [15] TERZIJSKI, I., VLAŠIMSKÝ, J., *Poznatky z aplikace samohutnícího betonu v modelu segmentového mostu*, Betonářské dny 2000, Sborník přednášek, Pardubice, 2000, str 169 – 174.

- [16] TERZIJSKI, I., SCHMID, P., KOVÁŘ, K., *Analýza parametrů smozhutňujícího betonu v modelu mostní konstrukce*, Betonářské dny 2001, Sborník přednášek, Pardubice, 2001, ISBN 80-238-7595-7, str 234 – 239.

12.2.5 Vystrojení, výstavba a zatěžování modelu

- [17] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., *Zkouška modelu segmentové konstrukce*, VII. Vedecká konference s mezinárodní účastí, Zborník prednášok – 3. sekcia: Betónové a murované konštrukcie a mosty, Košice, květen 2002, ISBN 80-7099-809-1, str 149 - 152.

12.2.6 Fyzikální modely mostů a inženýrských konstrukcí

- [18] STRÁSKÝ, J., MIKULÁŠTÍK, P., JÜTTNER, V., *Projekt segmentové estakády v Plzni*, Betonářské dny '98, Sborník přednášek, Česká společnost pro beton a zdivo, 1998.
- [19] NEČAS, R., VYMAZAL, T., *Průběžná zpráva o projektu a výrobě segmentového mostu*, Výzkumný projekt MPO ČR FB – CV/69/98, Výzkumný záměr CEZ J22/98:261100007, VUT v Brně, FAST, Brno, 2000.
- [20] NAVRÁTIL, J., *Předpjaté betonové konstrukce*, VUT v Brně, FAST, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 2004, ISBN 80-214-2649-7.
- [21] LEONHARDT, F., *Prestressed Concrete. Design and Construction*. Wilhelm Ernst & Sons. Berlin 1964.
- [22] LIN, T., Y., BURNS, N., H., *Design of Prestressed Concrete Structures*. John Wiley & Sons. New York 1981.
- [23] TAVARES, A., S., *The Canopy of Portuguese National Pavilion at Expo 98*. Concrete structures in Portugal. FIP Congress, Amsterdam 1998.
- [24] FURTADO, R., QUINAZ, C., BASTOS, R., *New Braga Municipal Stadium, Braga*. Structural Engineering International. IABSE, May 2005.
- [25] STRÁSKÝ, J., KALÁB, P., NEČAS, R., TERZIJSKI, I., *Development of membrane roofs from prestressed concrete*, Structural concrete in the Czech Republic 2006-2009, National report of the Czech Republic, 3. fib congress WASHINGTON 2010, ISBN 978-80-903806-0-8, str 214 - 219.
- [26] BOMHARD, H., *Reconstruction of the Berlin Congress Hall*. Proceedings. Tenth international congress of the FIP. New Delhi 1986.
- [27] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., HRNČÍŘOVÁ, M., KOCOUREK, P., JURÍK, M., *Development of pedestrian bridges with a stress ribbon deck*, Structural concrete in the Czech Republic 2006-2009, National report of the Czech Republic, 3. fib congress WASHINGTON 2010, ISBN 978-80-903806-0-8, str 120 - 125

- [28] NEČAS, R., HRNČÍŘOVÁ, M., STRÁSKÝ, J., *Flat Arch Stiffened by a Suspension Cable*, FOOTBRIDGE 2011, 4th International Conference, Proceedings, Wrocław, Poland, July 2011, ISBN 978-83-7125-205-1, str 794-801.
- [29] KOCOUREK, P., JURÍK, M., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., *Curved stress ribbon and flat arch pedestrian bridges*, FOOTBRIDGE 2011, 4th International Conference, Proceedings, Wrocław, Poland, July 2011, ISBN 978-83-7125-205-1, str 777-784.
- [30] KOLÁČEK, J., *Analýza půdorysně zakřivených zavěšených a visutých lávek*, dizertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, červen 2013.
- [31] KOLÁČEK, J., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., *Zkouška modelu půdorysně zakřivené visuté a zavěšené konstrukce*, časopis BETON TKS 6/2011, Praha, ISSN 1213-3116, str. 46-52.
- [32] NEČAS, R., HOCHMAN, D., TRENZ, J., STRÁSKÝ, J., *Space arch structures*. In ARCH 13 - Proceedings of the 7th International Conference on Arch Bridges. 2013. Trogir - Split, SECON-CSSE, Zagreb, Croatia. 2013. p. 287 - 294. ISBN 978-953-7621-16-2.
- [33] NEČAS, R., HOCHMAN, D., TRENZ, J., STRÁSKÝ, J., *Space arch pedestrian bridges*. In Footbridge 2014, Past, Present and Future. 2014. London: Hemming Information Services, 2014. p. 242-243. ISBN: 978-0-7079-7139- 1.
- [34] HOCHMAN, D., TRENZ, J., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., *Experimental Verification of Plan Curved Arch Structures*. In Proceedings from 21st Czech Concrete Day 2014. Advanced Materials Research. Advanced Materials Research. Pfaffikon, Switzerland: Trans Tech Publications Ltd, 2015. p. 203-206. ISBN: 978-3-03835-474- 1. ISSN: 1022-6680.
- [35] TRENZ, J., ZLATUŠKA, K., NEČAS, R., *Experimental model of plan curved footbridge supported by arch*. In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 960, Issue 4. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. IOP Publishing, 2020. p. 1-7. ISSN: 1757-8981.

12.2.7 Experimentální zkoušky konstrukčních prvků v měřítku 1:1

- [36] STRÁSKÝ, J., ČIHÁK, P., JÜTTNER, V., SVADBÍK, P., *Projekt dálničního mostu přes Odru*, Sborník konference Betonářské dny 2001, ČSSI (ČBS), 2001, s. 15-20. ISBN 80-238-7595-7.
- [37] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., *Zkouška mezní únosnosti zkušebního prvku mostovky*, Zpráva HS 210113, Ústav betonových a zděných konstrukcí, VUT v Brně, FAST, Brno, září 2002.

- [38] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., *Zkouška mezní únosnosti předpjaté mostovky*, Experiment '04, Sborník konference, Brno, říjen 2004, ISBN 80-7204-354-4, str 183 - 188.
- [39] TERZIJSKI, I., KOVÁŘ, K., *Návrh složení betonu pro spřaženou mostní konstrukci*, Sborník příspěvků ze 7. mezinárodního symposia „Mosty 2002“, Brno: Sekurkon, 2002, s. 193-197. ISBN 80-7204-235-1.
- [40] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., URBAN, J., *Mezní únosnost segmentů mostovky lávky pro pěší*, Experiment '07, Sborník konference, Brno, říjen 2007, ISBN 978-80-7204-543-3, str 193 - 198.
- [41] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., PRŮŠA, J., STRÁSKÝ, J., *Zkoušky a numerická analýza prvků mostovky mostu přes údolí potoka Hrabyňka*, 16. mezinárodní symposium MOSTY 2011, Sborník příspěvků, Brno, duben 2011, ISBN 978-80-86604-52-7, str 229 – 234.
- [42] DVOŘÁK, T., SVOBODA, P., KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., *Ocelobetonová mostovka viaduktů přes údolí Hrabyňského a Kremlického potoka na silnici I/11*. Beton TKS, 2015, roč. 2015, č. 4, s. 14-21. ISSN: 1213-3116.
- [43] VELEŠÍK, M., POŽÁR, M., NEČAS, R., *Verifikace teplotního průběhu po výšce štíhlé konstrukce v čase*. JUNIORSTAV 2021. 23. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí. Brno: ECON publishing, s.r.o, 2021. s. 231-236. ISBN: 978-80-86433-75-2.
- [44] ASADI, I., SHAFIGH, P., ABU HASSAN. Z., MAHYUDDIN, N. B., *Thermal conductivity of concrete. A review*. Journal of Building Engineering [online]. 2018, 20, 81-93 [cit. 2020-11-19]. ISSN 23527102. Dostupné z: doi:10.1016/j.job.2018.07.002
- [45] MISRI, Z, M H W IBRAHIM, A S M A AWAL, M S M DESA a N S GHADZALI. *Review on factors influencing thermal conductivity of concrete incorporating various type of waste materials*. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science [online]. 2018, 140 [cit. 2020-11-19]. ISSN 1755-1307. Dostupné z: doi:10.1088/1755-1315/140/1/012141

12.2.8 Experimenty pro ověření dynamického chování konstrukcí

- [46] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., *Dynamická odezva betonových lávek*, časopis Beton TKS 4/2009, Praha, ISSN 1213-3116, str 80 - 87.
- [47] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., KOLÁČEK, J. *Dynamic response of concrete footbridges*. Structural Concrete. 2012. 13(2). p. 109 - 118. ISSN 1464-4177. (IF=0,289).
- [48] BEZRUCHOVÁ, K., KOLÁČEK, J., NEČAS, R., *Operation Modal Analysis of Pedestrian Bridge in Kroměříž*. In 26th Concrete Days. Solid State Phenomena.

- Switzerland: Trans Tech Publications Ltd, 2020. p. 281-287. ISBN: 978-3-0357-1668-9. ISSN: 1662-9779.
- [49] 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.
- [50] STRASKY, J.: *Stress Ribbon and Cable-Supported Pedestrian Bridges*. ISBN: 0 7277 3282 X. Thomas Telford Publishing, London, UK, 2005.
- [51] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., *Lávka přes Harbor Drive v San Diegu, Kalifornie, USA*, časopis Beton TKS 4/2011, Praha, ISSN 1213-3116, str 14-20.
- [52] 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.

12.2.9 Modely pro jiné než statické účely

- [53] STRÁSKÝ, J., JUCHELKOVÁ, P., KALÁB, P., NEČAS, R. *Roofs of prestressed concrete membranes*. Structural Concrete, 2017, vol. 18, no. 1, p. 5-18. ISSN: 1464-4177.
- [54] NEČAS, R., FILIP, M., ŠVARŤÍČKOVÁ, I., *Technické vzdělávání mládeže, model pro výuku mostních konstrukcí*. In 17. Mezinárodní symposium Mosty/Bridges 2012. 2012. Brno, Sekurkon s.r.o. 2012. p. 249 - 254. ISBN 978-80-86604-56-5.

13. Summary

The introduction of prestressed concrete, new construction technologies, the diversity of architectural requirements for the structural shape of buildings, and the possibility of using high-quality materials in civil engineering changes the approach to structural design and assessment in terms of safety, serviceability, and durability. The needs of practice require increasingly complex and precise ways of theoretical solution.

At present, the significant development of information technology and theoretical methods of investigating the static and dynamic response of structures could make an impression that the experimental solution of the elasticity and dynamics of structural mechanics is losing its importance. The fact is that for the majority of solved problems, computational methods using theoretical procedures provide a satisfactory and fast result with lower financial costs. Despite this fact, the theoretical calculation is for many tasks complicated, sometimes impossible to apply even using the latest technology. Therefore, in the theoretical solution, we are forced to introduce many simplifying assumptions, more or less verified by experiment on the real structures or models.

Along with new theoretical calculation methods being currently developed, methods of experimental statics, elasticity, and dynamics are also evolving. It has to do mainly with the development of measuring techniques. Electrical measuring devices enable continuous registration of tiny deformations for the static and also dynamic load.

The thesis deals with experimental monitoring of civil engineering structures in terms of static, elastic, and dynamic aspects. The described experiments were used to verify the static response of bridges, footbridges and roof structures, confirm the appropriate construction process, verify operational stress, and determine the ultimate strength. The experiments were performed mainly on structures requiring special attention. The thesis presents footbridges with light transparent structures, bridges with large spans, studies of footbridges important from the structural and aesthetic point of view, experimental tests of fragments of structures at a scale of 1:1 and models for non-static purposes.

Experiments verifying the dynamic response were devoted only to determining the eigenvalues and resonance curves. The time-dependent values in selected places, i.e. deviations, velocities and accelerations, were also determined. A relatively frequent task was used to determine the logarithmic decrement and phase shift. The possibility of using dynamic properties in structural diagnostics is also described. The thesis does not deal with more complex theories of dynamics.

Modeling based on the similarity between objects has been used intuitively since time out of mind. The main idea of modeling is the imitation of the investigated structure functionality by another object. The model is used to obtain accurate information about the examined structure under certain conditions without performing measurements on the original member and avoiding its damage. The behavior of the structure that has not been built yet can be simulated, static functionality, construction technology, or even ultimate limit states can be verified on the model.

Translating an idea into reality is often challenging, especially in civil engineering, where designer usually has only one attempt to create a unique structure. The manufacturing procedure

is different in other technical fields. Before the actual production, the resulting object goes through the design, testing of the prototype, tuning the production process, etc.

In this point of view, experimental statics is perhaps the only possible way to test structures in advance.

The main assumption for a correct experimental analysis is a quality design and fabrication of a structural model, error-free measurement of monitored variables and determination of conclusions applicable in design practice. The thesis deals with an overview of the performed experimental work, emphasizing the uniqueness of the monitored bridges, footbridges, and civil engineering structures.

The model similarity of two systems was monitored in detail. The various ways of finding the similarity between real structures and their models for assessing different variables are presented. Concerning the needs of construction practice, the approach based on the direct physical similarity between the structure and the model was followed, and the procedure based on the perfect parallel of spatial systems was applied. Using the models made of genuine materials facilitated the evaluation of experimental data (the same stresses in the model as in the structure) and helped to acquaint with classical or newly developed materials. The basic principle of model similarity was supplemented by the possibility of using different scales in the transverse and longitudinal direction, which has a very positive consequence for the feasibility of the model and for the applied load simulating self-weight to achieve the equality of stress with real structure. Minimizing the load is welcome, as obtaining and hanging any weights under the model is a significant problem from a technical and economic point of view.

Experimental tests also studied the construction technology, production methods of partial structural elements, the possibility of using new high-quality materials, and the possibility of long-term monitoring of static and dynamic variables.

The obtained results and findings show that the preliminary calculations for the design of the model structure and the calculations concerning the assumed ultimate resistance are sufficiently safe under certain assumptions and can thus be used for the initial design and assessment of projects. By refining the computational model, it is possible to simulate the actual value of the ultimate strength, e.g., by using finite elements solution with the correct determination of the "initial state" of the structure, a geometrically non-linear analysis is often required for verification of construction stages. The performed experiments confirmed that the described computational models are sufficient and accurate for standard design procedures.