

VĚDECKÉ SPISY VYSOKÉHO UČENÍ TECHNICKÉHO V BRNĚ

Edice Habilitační a inaugurační spisy, sv. 705

ISSN 1213-418X

Radim Nečas

EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA MOSTŮ A INŽENÝRSKÝCH KONSTRUKCÍ

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ
Ústav betonových a zděných konstrukcí

Ing. Radim Nečas, Ph.D.

EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA MOSTŮ A INŽENÝRSKÝCH KONSTRUKCÍ

EXPERIMENTAL ANALYSIS
OF BRIDGES AND ENGINEERING CONSTRUCTIONS

ZKRÁCENÁ VERSE HABILITAENÍ PRÁCE
OBOR: KONSTRUKCE A DOPRAVNÍ STAVBY



BRNO 2021

KLÍČOVÁ SLOVA

experimentální analýza, statická analýza, dynamická analýza, most, inženýrská konstrukce, modelová podobnost, materiálové vlastnosti, numerická analýza

KEY WORDS

experimental analysis, static analysis, dynamic analysis, bridge, engineering structure, model similarity, material properties, numerical analysis

MÍSTO ULOŽENÍ

Originál práce je uložen v archivu Oddělení pro vědu a výzkum Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně, Veverčí 331/95, 602 00 Brno

© Radim Nečas, 2021

ISBN 978-80-214-5994-6

ISSN 1213-418X

OBSAH

PŘEDSTAVENÍ AUTORA.....	4
1 ÚVOD	5
2 ANALÝZA KONSTRUKCÍ POMOCÍ EXPERIMENTU	5
2.1 Od myšlenky přes model k návrhu konstrukce.....	6
2.2 Cíle práce	7
3 MODELOVÁ PODOBNOST KONSTRUKCÍ	7
3.1 Použitá podobnost pro návrh a výrobu modelů	8
3.2 Dílčí závěr	9
4 DYNAMICKÉ VLASTNOSTI KONSTRUKCÍ.....	10
4.1 Dynamická analýza mostních konstrukcí	10
4.2 Provozní modální analýza.....	10
4.3 Využití dynamických vlastností při sledování konstrukce	11
5 MATERIÁL PRO VÝROBU MODELŮ	13
5.1 Beton.....	13
5.2 Předpínací a betonářská výztuž.....	13
5.3 Ostatní materiály	13
6 VYSTROJENÍ, VÝSTAVBA A ZATĚŽOVÁNÍ MODELU	14
6.1 Vystrojení modelu měřickým zařízením.....	14
6.2 Výstavba konstrukce modelu.....	15
6.3 Zatežování modelu.....	16
6.4 Statický výpočet a vyhodnocování experimentu	17
7 FYZIKÁLNÍ MODEL Y MOSTŮ A INŽENÝRSKÝCH KONSTRUKCÍ.....	18
7.1 Model segmentového mostu se spřaženou mostovkou	18
7.2 Ostatní provedené experimenty	26
8 EXPERIMENTÁLNÍ ZKOUŠKY KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ 1:1	27
8.1 Mezní únosnost segmentů mostovky lávky pro pěší	27
8.2 Další měření konstrukčních prvků 1:1	32
9 EXPERIMENTY PRO OVĚŘENÍ DYNAMICKÉHO CHOVÁNÍ.....	33
9.1 Měření dynamické odezvy modelu lávky pro pěší	33
10 MODEL Y PRO JINÉ NEŽ STATICKÉ ÚČELY	35
10.1 Model mostu jako didaktická pomůcka	35
11 ZÁVĚR.....	37
12 VYBRANÁ LITERATURA	38
13 SUMMARY	40

PŘEDSTAVENÍ AUTORA

Jméno a příjmení: Radim Nečas
Datum a místo narození: 10. 10. 1974 v Moravském Krumlově
Adresa zaměstnavatele: Ústav betonových a zděných konstrukcí
Fakulta stavební VUT v Brně,
Veveří 331/95, 602 00 Brno, ČR
Telefon: 541 14 7855,
Email: necas.r@fce.vutbr.cz



Vzdělání pedagogické a vědecké hodnosti:

- 1989 - 1993 Gymnázium Dr. Karla Polesného ve Znojmě,
- 1993 - 1998 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební,
Obor: Konstrukce a dopravní stavby se zaměřením na betonové mosty,
- 1998 - 2001 Interní postgraduální studium na Ústavu betonových a zděných konstrukcí
Vysokého učení technického v Brně, obor teorie konstrukcí,
- únor 2007 Obhajoba disertační práce (VUT Brno) na téma Segmentové konstrukce
se spřaženou deskou. Návrh, výroba a zkouška modelu.

Zaměstnání, pracovní zařazení a funkce:

- 2001 - 2007 asistent na ÚBZK Vysokého učení technického v Brně,
- 2007 - dosud odborný asistent na ÚBZK Vysokého učení technického v Brně,
- 2000 - dosud spolupráce s inženýrskou kanceláří Stráský, Hustý and Partneři, a.s., Brno,
- 2012 - dosud spolupráce s inženýrskou kanceláří Link projekt s.r.o., Brno.

Další odborná praxe:

- 2007 autorizace ČKAIT v oboru Mosty a inženýrské konstrukce,
- 2009 autorizacia v oboru Inženier pre statiku stavieb (Slovenská republika).

Odborné a výzkumné zaměření:

Stavební inženýrství, mosty a inženýrské konstrukce, železobetonové a spřažené konstrukce, předpjaté konstrukce, matematické modelování konstrukcí a prvků, optimalizace návrhu železobetonových a předpjatých konstrukcí mostů a lávek pro pěší, zesilování konstrukcí, expertní posudky, diagnostika konstrukcí, prohlídky mostních konstrukcí.

Vyučované předměty:

BL001 Prvky betonových konstrukcí, BL011 Předpjatý beton, BL012 Betonové mosty 1, BL054 Projektování betonových konstrukcí, CL003 Betonové mosty 2 (DST), CL004 Speciální betonové konstrukce (K), CL005 Speciální betonové konstrukce (S), CL054 Automatizace výpočtů betonových konstrukcí, NLB031 Vybrané statě z betonových konstrukcí 1 (K), NLB032 Betonové mosty 2 (KON). Vedení diplomových a bakalářských prací z oboru mostů a inženýrských konstrukcí.

Publikační činnost a granty:

Autorem nebo spoluautorem více jak 140 publikací, 10 znaleckých posudků, 32 odborných expertíz a 6 vynálezů. Do roku 2021 člen řešitelských kolektivů více jak 8 výzkumných projektů (GAČR, MPO, CIDEAS, Výzkumný záměr MŠMT ČR apod.).

1 ÚVOD

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.

Habilitační 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.

2 ANALÝZA KONSTRUKCÍ POMOCÍ EXPERIMENTU

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.

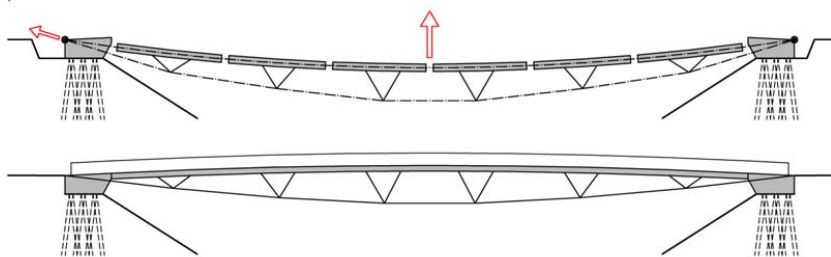
Kromě uvedených měření je obvykle nutné předem provést měření skutečných rozměrů konstrukce či modelu, objemové tíhy použitých materiálů, velikosti statických i dynamických modulů, meze pevnosti materiálů apod. Váží se balastní zátěž i zátěž aplikovaná při zkušebním zatížení. Kontroluje se funkčnost 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 případech, 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. Zvlášť 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 případech, kdy teoretický výpočet daného problému není možný, nebo teoretický výpočet je sice možný, ale je tak složitý a namáhavý, že modelový výzkum je mnohem kratší a hospodárnější, anebo závažnost problému je taková, že je nutno teoretické výpočty experimentálně ověřit.

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 ve skutečnosti. 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 průtažnosti. Musí být ovšem splněny podmínky podobnosti mezi konstrukcí a modelem.

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.

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.

Pro správnou interpretaci výsledků experimentu je nutno postupovat podle teorie podobnosti, jejíž základní úlohou je určit podmínky podobnosti mezi modelem a skutečnou konstrukcí a určit vztahy mezi veličinami zjištěnými experimentálně na modelu a odpovídajícími veličinami na skutečné konstrukci.

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. 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].

3.1 POUŽITÁ PODOBNOST PRO NÁVRH A VÝROBU MODELŮ

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) 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 vyjádřeny v **Tab. 3.1**.

Parametr	Symbol	Měřítka	Parametr	Symbol	Měřítka
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. 3.1 Tabulka podobnosti mezi skutečnou konstrukcí a modelem

Před vlastním rozpracováním projektu modelu je vždy nutno řešit otázku stanovení nutného zvýšení vlastní tíhy modelu. Splnění předpokladu dodržení základního měřítka λ vyžaduje podvést 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* [1].

Doplnění výše 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 [1].

Výpočet korekce „ k “ snižující zatížení modelu vychází z původních dříve popsaných předpokladů. Přitom z modelové podobnosti (**Tab. 3.1**) 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

$$\sigma_M = \sigma_S \quad (3.1)$$

Vypočtené napětí na modelu označme

$$\sigma = \sigma_M^{\lambda=3.4} \quad (3.2)$$

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

$$\sigma \cdot \frac{\sigma_M^{\lambda=4.5}}{\sigma_M^{\lambda=3.4}} = \sigma_M^{\lambda=4.5} \quad (3.3)$$

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

Stanovená korekce k (korekce zatížení modelu)

$$k = \frac{\sigma_M^{\lambda=4.5}}{\sigma_M^{\lambda=3.4}} = \frac{M_y}{I_{y,jed} \cdot 4.5^4} \cdot z_{d,jed} \cdot 4.5 \Bigg/ \frac{M_y}{I_{y,jed} \cdot 3.4^4} \cdot z_{d,jed} \cdot 3.4 = \frac{3.4^3}{4.5^3} \quad (3.5)$$

$$k = 0,43132$$

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

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

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

$$\text{vl.tíha modelu ... } vl.t. MODEL$$

$$\text{zvýšení zatížení: } g_{nadv} = g'_0 = g_0 - vl.t. MODEL \quad \text{základní měřítko } \lambda = 3,4$$

$$\text{korekce } k = 0,43132$$

3.2 DÍLČÍ ZÁVĚR

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 v kap. 7.1.

4 DYNAMICKÉ VLASTNOSTI KONSTRUKCÍ

Nedávno bylo nutno s ohledem na nevyhovující dynamickou odezvu několik nově postavených lávek pro pěší uzavřít a nákladně opravit, přičemž nepříjemná 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.

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.

4.2 PROVOZNÍ MODÁLNÍ ANALÝZA

Provozní modální analýza (OMA) patří k metodám experimentálního stanovení modálních parametrů konstrukcí – vlastních tvarů, frekvencí a tlumení [6]. 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 Fourierově 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 [26]. 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 [7]. 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

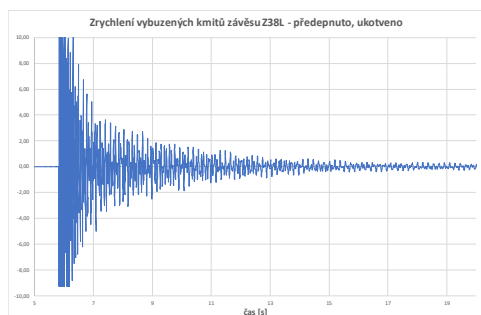
Pro sledování změny velikosti předpínacích sil, případně stanovení celkové napínavé síly v lanových závěsech, lze aplikovat analýzu rázově vybuzeného kmitání za použití měřicí ústředny (Obr. 4.2) a jednoosého snímače zrychlení – akcelerometru (Obr. 4.1).



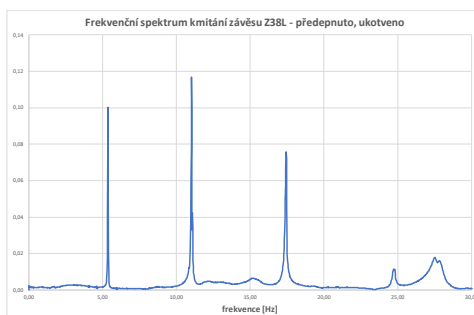
Obr. 4.1 Měřicí přípravek s osazeným akcelerometrem



Obr. 4.2 Stanoviště s měřicí ústřednou a záznamovým notebookem



Obr. 4.3 Záznam kmitání závěsu Z38L



Obr. 4.4 Frekvenční spektrum kmitání závěsu Z38L

Kmity mohou být vybuzezy úderem palice s pryžovou hlavicí vždy v horizontálním směru a v bodě s dostatečnou vzdáleností od konce závěsu. Tímto postupem dojde k efektivnímu vybuzení nižších tvarů kmitání. Délka záznamů bývá často nastavena minimálně na 90 s se vzorkovacím kmitočtem 1200 Hz.

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. 4.3**) a jejich frekvenčních spekter (**Obr. 4.4**) pro závěsy mostu u obce Hrachovec jsou zobrazeny na předchozích obrázcích [28].

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 [8], [9].

$$\text{pro netlumenou strunu} \quad F_n = \frac{4l^2\mu}{n^2} f_n^2, n = 1,2,3,4 \quad (4.1)$$

$$\text{pro tlumenou strunu} \quad F_n = \frac{4l^2\mu}{n^2} f_{nt}^2 (1 + \xi^2) \quad (4.2)$$

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 (Bs, 4. řád) a výpočtem logaritmického dekrementu útlumu z jejího průběhu.

Chování reálného závěsu je oproti ideální struně dále ovlivněno jeho ohybovou tuhostí EJ a poddajností podpor (okrajovými podmínkami) – viz rovnice (4.3) a (4.4). Další volba výpočtu pak závisí na individuální situaci na reálné konstrukci.

$$\text{pro kloubové uložení} \quad F_n = \frac{4l^2\mu}{n^2} f_n^2, n = 1,2,3,4 \quad (4.3)$$

$$\text{pro vetknutí} \quad F_n = \frac{4l^2\mu}{n^2} f_{nt}^2 (1 + \xi^2), \quad (4.4)$$

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

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_{eor} (dle výkresové dokumentace).

Metoda určování sil v napnutých závěsech měřeními 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 (M) i skutečné konstrukci (S). 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 samohutnicího betonu [10] pro model segmentové konstrukce (kap. 7.1), u které byly požadované vlastnosti vyzkoušeny na fragmentu mostního segmentu betonovaného do plexisklové formy (**Obr. 5.1**).



Obr. 5.1 Zkušební betonáž, ověření betonové směsi

5.2 PŘEDPÍNAČÍ 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 $3/8'' = 9,3 \text{ mm}$ a $1/2'' = 12,5 \text{ mm}$ s modulem pružnosti $E = 195 \text{ GPa}$. V průběhu montáže lze předpínání doplnit systémem předpínacích tyčí HPT opatřených na obou stranách válcovanými závity s modelem pružnosti $E = 185 \pm 10 \text{ GPa}$. Pro klasické vyztužení bývá používána betonářská výztuž typu B500 malých průřezů ($\phi 6$, $\phi 8 \text{ mm}$, apod.).

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, případně pro modely umožňující kontrolu správnosti technologie výstavby konstrukcí (**Obr. 10.4**). Silonová lanka v případě podvěšování balastní zátěže apod. Ve zcela zvláštních případech lze samozřejmě použít i jiné materiály pro výrobu modelů, příkladem uveďme plast tištěný na 3D tiskárně. V tomto případě by však pro účely experimentálních zkoušek bylo nutné upravit popsanou modelovou podobnost.

6 VYSTROJENÍ, VÝSTAVBA A ZATĚŽOVÁNÍ MODELU

Vystrojení modelu měřickým zařízením, stejně tak technologie jeho výstavy 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 habilitační 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 konstrukci 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 má být k dispozici také příslušný software pro kalibraci měřicích kanálů, programování průběhu měření, ukládání hodnocených veličin a vyhodnocení naměřených údajů.

Ke spojitému sledování deformací je možné použít indukčnostní a potenciometrické 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. 6.1 Strunové tenzometry v armokoši před betonáží segmentu



Obr. 6.2 ME snímač na vnějším kabelu a měření posunu spřažené desky

Pro určení napětí při posouzení v mezním stavu použitelnosti je používán kontinuální záznam ze strunových a odporových tenzometrů. Strunové tenzometry TES/5.5 (**Obr. 6.1**) jsou upevněny k armokoši a zality do betonu při výrobě prvku. Měření na nich započne ihned po betonáží 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. 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.

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. V případě vnějších předpínacích kabelů je snímač umístěn mimo betonový průřez (**Obr. 6.2**).

Velikost podporových reakcí a 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.

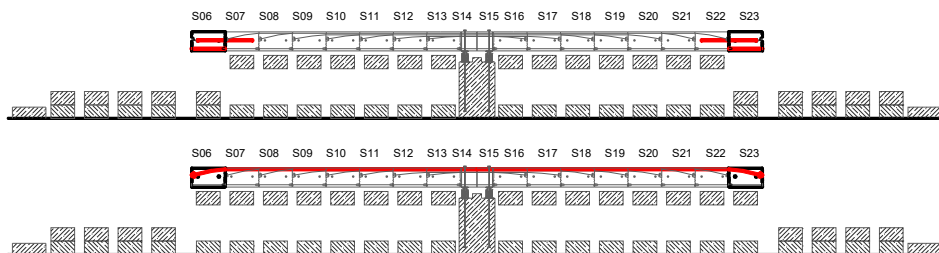
Za předpokladu, že kritickým místem v tažené oblasti zatěžovaného pole je nevyztužená spára mezi segmenty, lze otevírání spáry sledovat indukčnostními snímači osazenými tak, aby zaznamenaly absolutní změnu délky v otevírané spáře. Stejným typem snímače je možné měřit pohyby mezi dílčími částmi nosné konstrukce (např. mezi prefabrikovaným segmentem a spráženou deskou **Obr. 6.2**).

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 modelu před jejím použitím na skutečné konstrukci.

Příkladem poměrně složitého 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 [11]. 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 přitlaku, přípne předpínacími tyčemi k vahadlu. Následuje předepnutí kabelů první fáze a povolení předpínacích tyčí (**Obr. 6.3**).



Obr. 6.3 Letmá montáž segmentů v symetrickém vahadle

Montáž modelu pokračovala sepnutím nadpodporového a čtyř klasických segmentů na pevné skruži slepením všech spár a předepnutím dvěma řadami předpínacích tyčí. Spára mezi částí

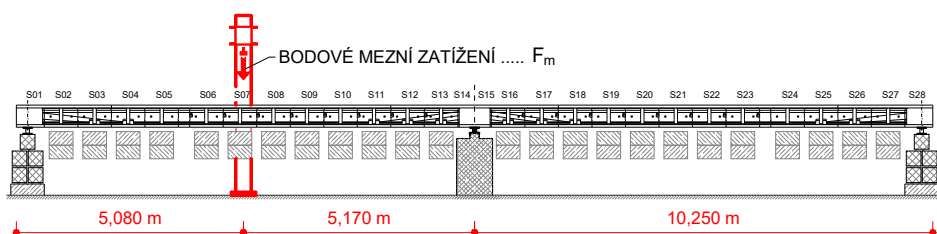
konstrukce montované v symetrické konzole a částí montované na pevné skruži byla monoliticky dobetonována a před uvolněním skruže u krajních podpor byly předepnuty první kabely druhé fáze.

Na závěr výstavby byla nad segmenty betonována monolitická sprážená deska, přičemž betonáž desky mostovky probíhala ve dvou oddělených etapách z důvodu eliminace vzniku trhlin v desce mostovky nad vnitřní podporou. 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.

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 pod konstrukcí modelu.

6.3 ZATEŽOVÁNÍ 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.



Obr. 6.4 Umístění zatížení na modelu segmentového mostu v podélném směru



Obr. 6.5 Roznos bodového zatížení do příčného směru



Obr. 6.6 Celkový pohled na model ve zkušební hale

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 přepočet 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 lisy (**Obr. 6.4** až **Obr. 6.6**), 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.

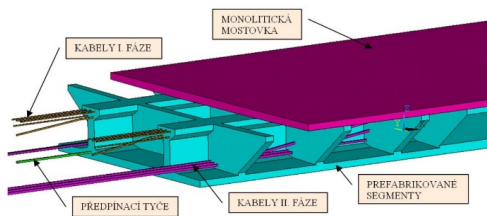
6.4 STATICKÝ VÝPOČET A VYHODNOCOVÁNÍ EXPERIMENTU

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 mezích 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 měřítka.

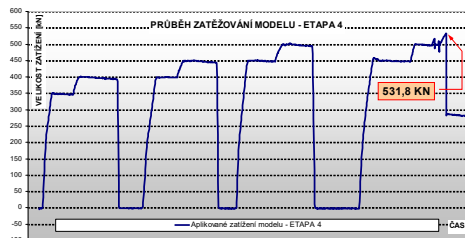
Prostorový výpočetní model konstrukce s použitím objemových konečných prvků „bricků“ bývá použit pro srovnání předchozího prutového modelu a zvláště pak pro analýzu mezního zatěžování modelované konstrukce s ohledem na její postupnou montáž (**Obr. 6.7**). Zavedením postupné montáže do výpočtu je stanoven 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. 6.7 Prostorový výpočetní model z konečných prvků



Obr. 6.8 Spojitý záznam naměřených dat při testování modelu

Vyhodnocení experimentu pro výsledné porovnání výsledků na modelu a skutečné konstrukci je provedeno na základě spojitěho záznamu naměřených dat ve sledovaných kritických řezech na konstrukci. Naměřené hodnoty jsou pro přehlednost vynášeny graficky převážně na časové ose (**Obr. 6.8**).

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.).

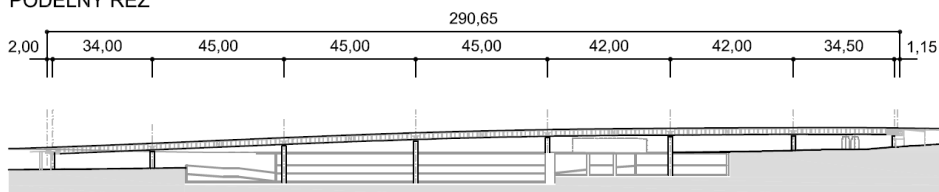
7 FYZIKÁLNÍ MODEL Y MOSTŮ A INŽENÝRSKÝCH KONSTRUKCÍ

V kapitole 7 habilitační práce je uvedeno celkem pět poměrně velkých experimentů mostních konstrukcí a jedné střešní konstrukce. Do textu tezi s ohledem na omezený rozsah nebylo možné uvést popis všech těchto modelů s jejich vyhodnocením, byl tudíž vybrán jen jeden týkající se segmentové konstrukce s velmi zajímavým způsobem výstavby.

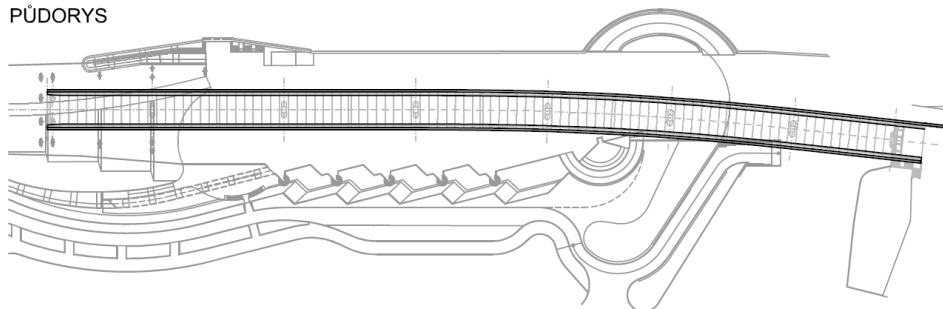
7.1 MODEL SEGMENTOVÉHO MOSTU SE SPŘAŽENOU MOSTOVKOU

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 [12]. 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.

PODÉLNÝ ŘEZ



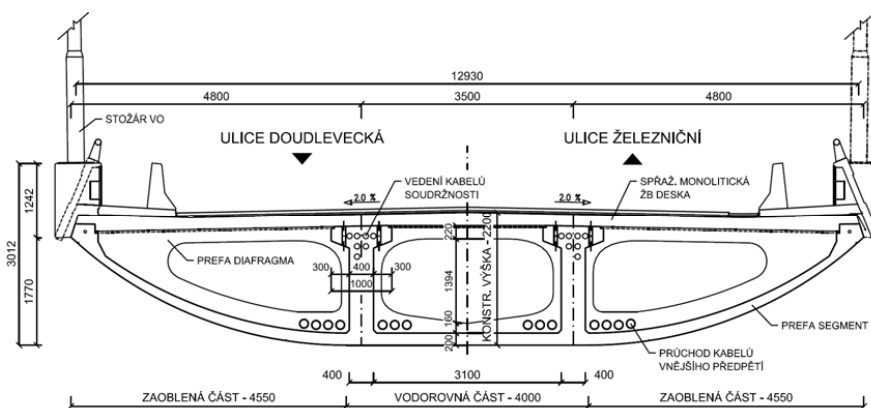
PŮDORYS



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 hlavici (**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 [11]. 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**).

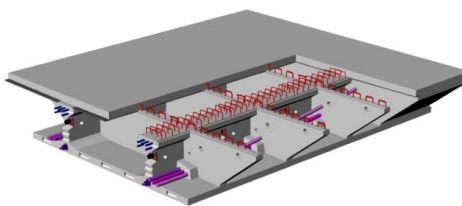
Protože při experimentálních zkouškách modelu byla ověřována ohybová únosnost konstrukce, nebylo nutno věrně modelovat její torzní tuhost. Spodní deska není tudíž na vnější straně stěn zakřivena a nevytváří vnější komory. To umožňovalo situovat předpínací kabely vně průřezu a při zkoušce pak podrobně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

Podobně jako estakáda v Plzni je model předepnut vnitřními soudrznými kabely vedenými ve stěnách a vnějšími nesoudrznými kabely vedenými vně stěn. Soudrzné 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

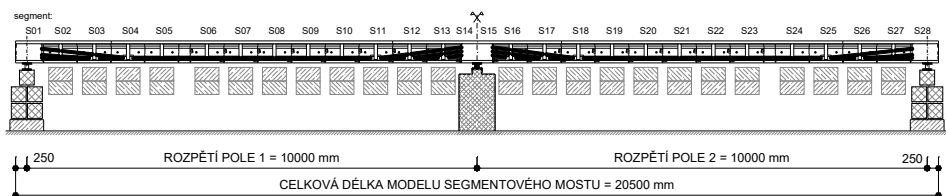


Obr. 7.6 Schéma modelu s předpětím



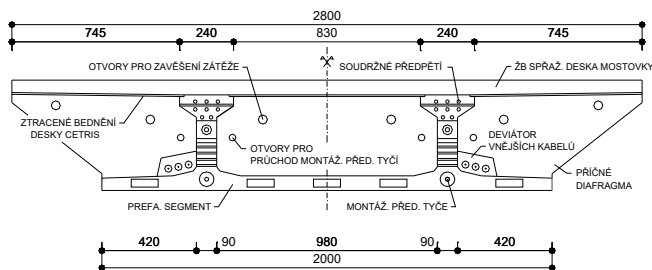
Obr. 7.7 Vedení kabelů II. Fáze, kabelů spojitosti

PODÉLNÉ USPOŘADÁNÍ: M 1:100



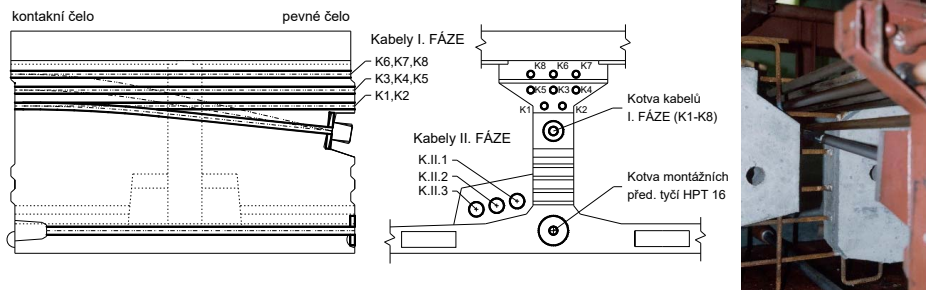
PŘÍČNÉ USPOŘADÁNÍ: M 1:20

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 siloměru ke spojitému měření reakcí. Pro bezpečné uložení vahadla byla konstrukce v první fázi výstavby stabilizována čtveřicí „pískových hrců“ a přikotvením k vnitřní podpoře soustavou předpínacích tyčí (Obr. 7.11). Po napnutí prvního volného kabelu spojitosti, povolením tlaku v pískových hrcích, 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 habilitační 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 [13]. 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.

Montáž modelu, která probíhala v souladu s postupem popsáním v kap. 6.2, začala připnutím podporového segmentu ke střední podpoře a dále pokračovala letnou 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. 7.10 Kontaktní výroba prefabrikovaných segmentů



Obr. 7.11 Letmá montáž segmentů



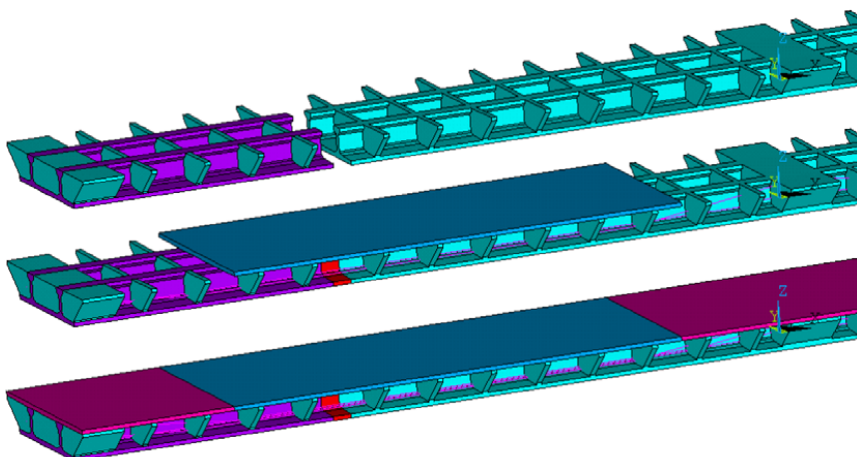
Obr. 7.12 Dobetonávka mezi segmenty vahadla a pole

7.1.3 Statická analýza a zkouška mezní únosnosti

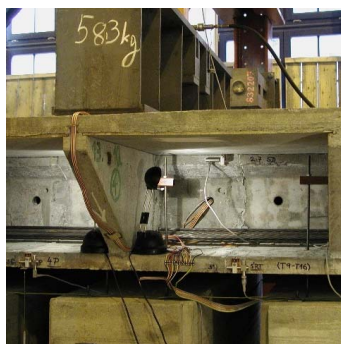
Konstrukční řešení modelu bylo navrženo na základě podrobné statické analýzy včetně zapracování fází výstavby nosné konstrukce. Pro návrh modelu byl použit jednoduchý prutový model, na kterém byl proveden návrh předpětí, předběžné posouzení v mezních stavech použitelnosti a únosnosti s návrhem betonářské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

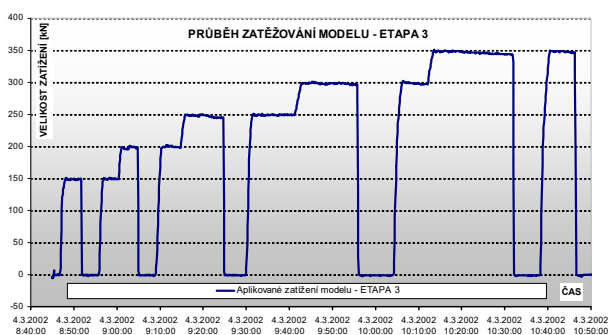
Zatěžovací zkouška modelu proběhla ve sdružených laboratořích v areálu FAST Brno v březnu roku 2002. Zatěžování do meze porušení bodovým břemenem (**Obr. 7.14**) bylo rozděleno do čtyř oddělených etap probíhajících během dvou dní. V každé etapě bylo provedeno několik cyklů zatěžování s postupným nárůstem 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. 7.13 Fázování výstavby ve výpočetním modelu



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.

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).

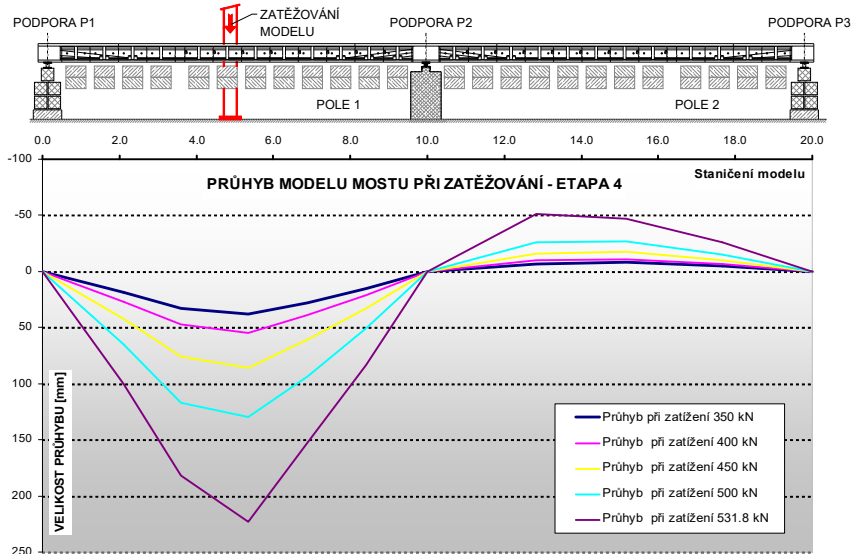


Obr. 7.16 Porušení konstrukce modelu v kritickém řezu



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**).

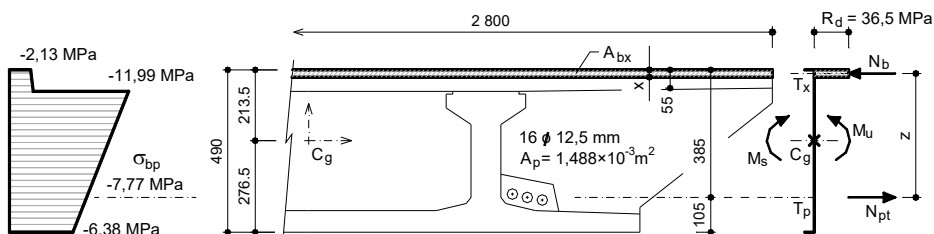


Obr. 7.18 Průhyb modelu při různých úrovních zatížení

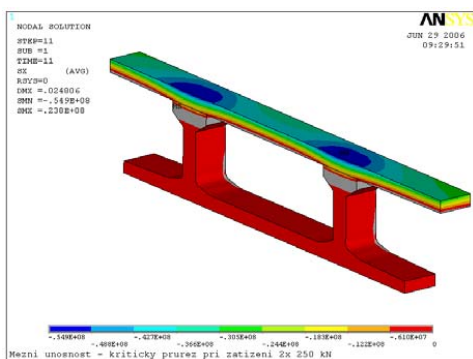
Mezní porušení konstrukce nastalo při zatížení 539,1 kN, což představuje 5,39násobek provozního zatížení. Je přitom důležité, že nebyla vyčerpána únosnost soudrzných ani volných předpínacích kabelů. Maximální změna napětí v soudrzných kabelech z nezatíženého stavu do porušení konstrukce dosáhla hodnoty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

7.1.4 Závěr, porovnání experimentu s výpočtem

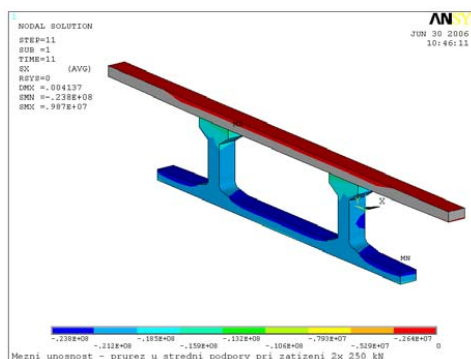
V projekční praxi se pro statickou analýzu konstrukcí používají většinou výpočetní metody založené na předpokladu lineární pružného chování materiálů [14]. Získané vnitřní síly proto neodpovídají reálnému rozdělení sil v mezním stavu únosnosti konstrukce. Obecně dále platí, že mezní stav únosnosti staticky 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 mrtvny. 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 spráženou 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.

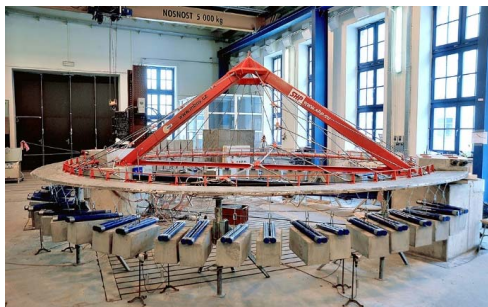
Provedený experiment potvrdil, že pro standardní projekční činnost jsou popsány výpočetní modely dostačující a výstižné. Řešení konečnými prvky navíc otevírá prostor pro možnosti zpřesnění výpočetních modelů, například zavedením reologických vlastností použitých materiálů, fyzikální nelinearity (vložením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

7.2 OSTATNÍ PROVEDENÉ EXPERIMENTY

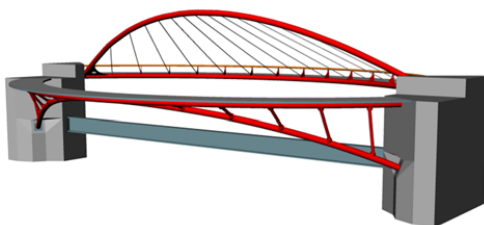
Pro doplnění uvedme alespoň výčet provedených experimentů. Po modelu výše popsané segmentové konstrukce byla testována membránová střecha z předpjatého betonu [P3], [15], (**Obr. 7.22**). Následovalo testování lávky tvaru plochého oblouku podepřeného vnějším kabelem [P4], [16]. Poté dvojice modelů lávek půdorysně zakřiveného plochého oblouku a předpjatého pásu [P4], [17]. I následující experiment propojil dva modely půdorysně zakřivených lávek podporovaných kabelem [P4], [18], (**Obr. 7.23**). Posledními v habilitační práci uvedenými experimenty jsou dva modely půdorysně zakřivených obloukových konstrukcí [P5], [19], [20], (**Obr. 7.24**).



Obr. 7.22 Model střešní konstrukce



Obr. 7.23 Dvojice lávek podpor. kabely



Obr. 7.24 Dvojice půdorysně zakřivených obloukových konstrukcí

8 EXPERIMENTÁLNÍ ZKOUŠKY KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ 1:1

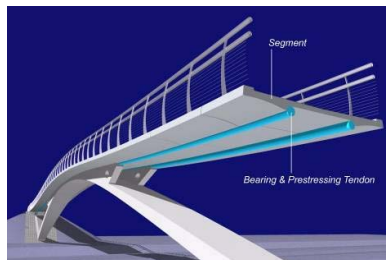
V kapitole 8 habilitační práce jsou uvedeny čtyři měření provedená na konstrukčních prvcích reálných konstrukcí v měřítku 1:1. Do textu teží s ohledem na omezený rozsah nebylo možné uvést popis všech těchto měření, opět byl jako reprezentativní vybrán jeden experiment týkající reálné zkoušky segmentů lávky pro pěší z vysokohodnotného betonu.

8.1 MEZNÍ ÚNOSNOST SEGMENTŮ MOSTOVKY LÁVKY PRO PĚŠÍ

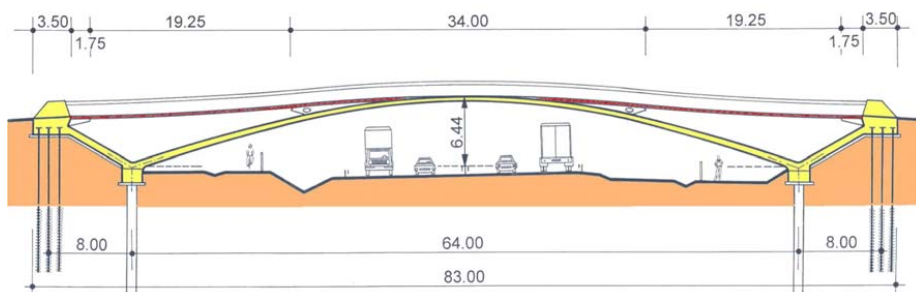
Silnici R3508 nedaleko Olomouce překračuje lávka pro pěší, která je tvořena předpjatým pásem o dvou polích s mezilehlou podporou ve tvaru oblouku (**Obr. 8.1** až **Obr. 8.3**). Předpjatý pás délky 79,2 m je sestaven z prefabrikovaných segmentů uložených na externích kabelech. Geometrie konstrukce a 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. 8.1 Lávka pro pěší u Olomouce



Obr. 8.2 Konstrukční systém



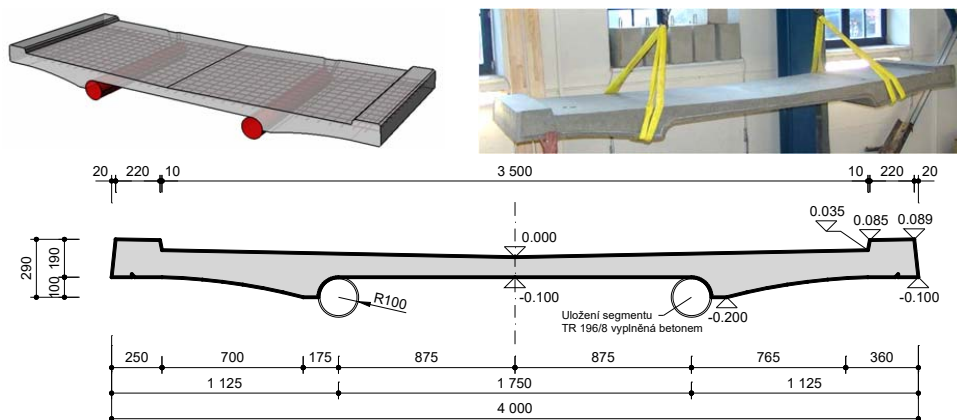
Obr. 8.3 Lávka pro pěší u Olomouce, podélný řez

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.

8.1.1 Zkušební prvek mostovky komorového mostu

Podle statického působení ve skutečné konstrukci byly zkušeny 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], [22].

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. 8.4**. 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. 8.4 Tvar a příčný řez zkoušeného prvku mostovky

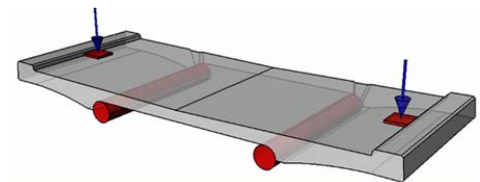
8.1.2 Zatěžovací a měřicí sestava

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.

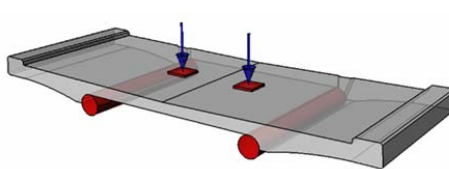
První zkušební segment byl osazen pouze průhyboměry. Druhý byl kromě průhyboměrů osazen také odporovými tenzometry na horním a dolním povrchu betonu. Signály snímačů (na elektrické bázi) byly vedeny do měřicí ústředny a záznam byl spojitě monitorován po celou dobu zkoušky.

8.1.3 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. 8.5**). Zkouška segmentu 02 proběhla dne 17. 1. 2007, přičemž byl segment zatěžován dvojicí lisů umístěných ve středu prvku (**Obr. 8.6**).



Obr. 8.5 Schéma zkoušky segmentu 01



Obr. 8.6 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. 8.7**. Lomová trhlina byla půdorysně kolmá a došlo současně k drčení 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 trhlin 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. 8.8**. Lomová trhlina byla půdorysně kolmá a došlo k současnému drčení betonu a přetržení výztuže.



Obr. 8.7 Porušení segmentu 01



Obr. 8.8 Porušení segmentu 02

8.1.4 Vyhodnocení provedených experimentů

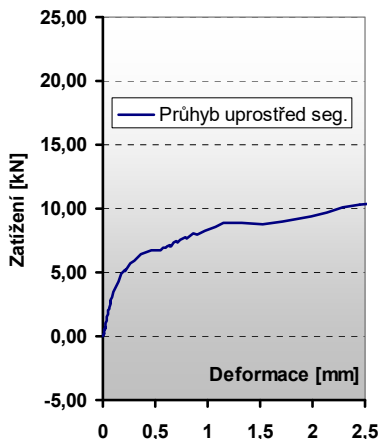
Spojité monitorování umožnilo vyhodnotit průběh obou zatěžovacích zkoušek. Naměřené údaje byly zpracovány formou tabulek a grafů. U obou segmentů byl vyhodnocen časový průběh zatěžování, časový průběh deformace v ose a na konzolách segmentu a load-deflection diagram pro průhyb v ose a na konzolách. U 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.

8.1.5 Srovnávací pevnosti betonu v tahu

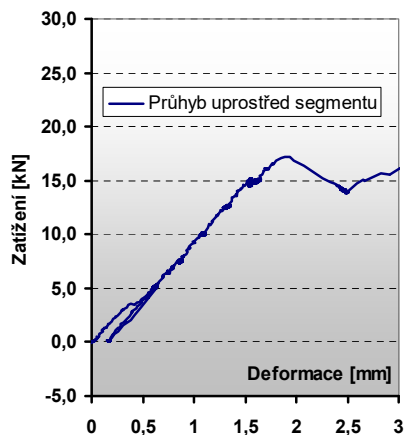
Změřené síly při vzniku prvních trhlin je možné využít pro stanovení srovnávací pevnosti betonu v tahu za ohybu. Ta je rovna tahovému napětí dosaženému v betonu právě při vzniku první trhliny za předpokladu lineárního rozdělení napětí po průřezu betonu. Segment 01 byl porušen první trhlinou při síle o velikosti 8,9 kN. To je zřetelné na detailu závislosti síla – průhyb (**Obr. 8.9**), 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. 8.10**) je patrné, že při tomto zatížení došlo k zvětšení průhybu při dočasném poklesu působící síly.

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

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.



Obr. 8.9 Detailní záznam závislosti síla – průhyb v oblasti vzniku první trhliny u segmentu 01



Obr. 8.10 Detailní záznam závislosti síla – průhyb v oblasti vzniku první trhliny u segmentu 02

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

Tab. 8.1 Vnitřní síly a napětí při jednotlivých krocích

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

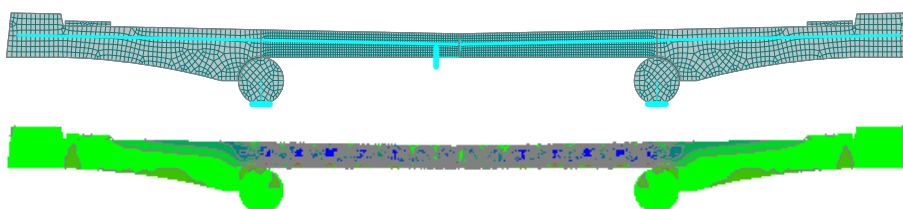
8.1.6 Přetvárné chování segmentů

Průběh zkoušky dokumentovaný závislostí síla – průhyb ukazuje přetvárné chování segmentů v závislosti na zatěžovací síle a na tom, zda je beton ještě neporušen trhlínami, či zda se trhliny již vytvořily a tuhost průřezu je dána zajišťovací výztuží. Výrazně strmá úvodní část křivky naměřená u obou segmentů před vznikem trhlin 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.

8.1.7 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. 8.11**) 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. 8.11 Výpočetní model segmentu lávky v systému ATENA 2D a ukázka průběhu napětí v betonu po ploše příčného řezu

8.1.8 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. 8.12** a **Obr. 8.13**.

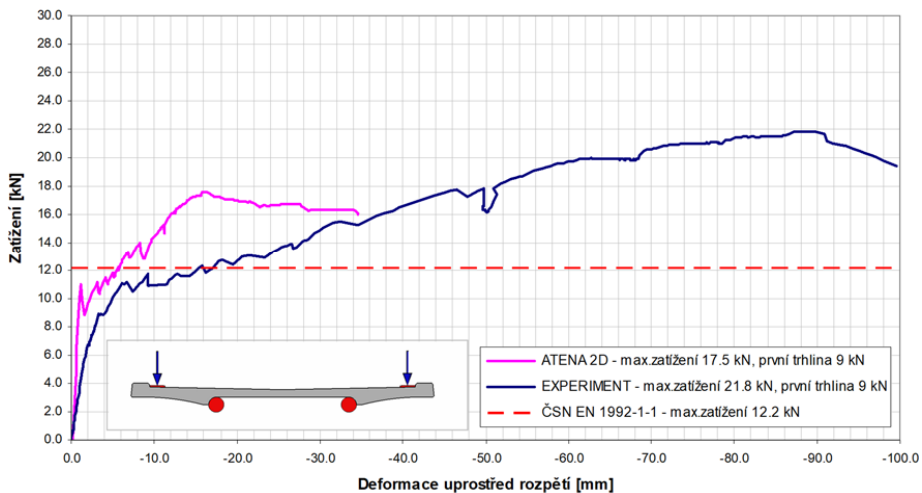
8.1.9 Závěr

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

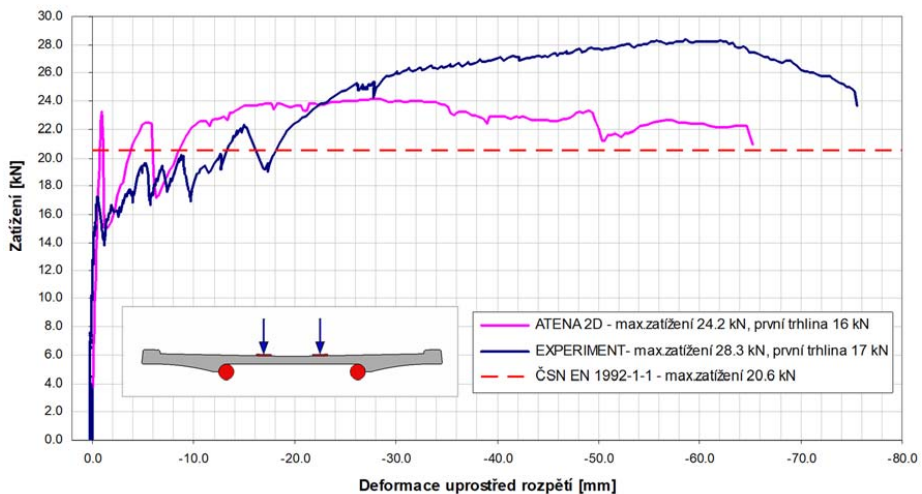
Při dalším výpočtovém ověřování únosnosti mostovky lávky pro pěší je možné využít srovnávací pevnosti betonu v tahu, která je rovna tahovému napětí dosaženému v betonu právě při vzniku první trhliny za předpokladu lineárního rozdělení napětí po průřezu.

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.



Obr. 8.12 L-D diagram pro maximální záporný ohybový moment: ATENA vs. experiment



Obr. 8.13 L-D diagram pro maximální kladný ohybový moment: ATENA vs. experiment

8.2 DALŠÍ MĚŘENÍ KONSTRUKČNÍCH PRVKŮ 1:1

Pro doplnění uvedme alespoň výčet provedených experimentů. Před popsanou zkouškou mezní únosnosti segmentů byla provedena zkouška mezní únosnosti předpjaté mostovky dálničního mostu přes řeku Odru [P9], [21].

Jako úsporný a moderní způsob zhotovení mostovky mostu přes údolí potoka Hrabýňka a mostu přes údolí potoka Kremlice byly použity panely s filigránovou výztuží. Protože rozpětí a zatížení těchto panelů je na hranici možností, vyplývající ze sortimentu filigránové výztuže dostupného na trhu, byl návrh prefabrikátů ověřen další zatěžovací zkouškou. Zkoušky filigránových panelů prokázaly jejich únosnost ve fázi montáže, betonáže i po sprážení [P11], [23].

Posledním v habilitační práci uvedeným experimentem je ověření teplotního gradientu po výšce segmentu lávky tvořené předpjatým pásem [P8], [24].

9 EXPERIMENTY PRO OVĚŘENÍ DYNAMICKÉHO CHOVÁNÍ

Kapitola 9 se zabývá dynamickou analýzou celkem osmnácti mostních konstrukcí [25] a měřením dynamických charakteristik pomocí provozní modální analýzy provedené na lávce v Kroměříži [26], která byly staticky zesílena externí předpínací výztuží. V textu habilitace je uvedeno i měření dynamické odezvy modelu lávky pro pěší, model pro dynamické zkoušky a zkoušky ve větrném tunelu lávky v San Diegu [27] a použití dynamiky pro stanovení silového namáhání závěsů mostu Hrachovec a lávka v Ostravě.

9.1 MĚŘENÍ DYNAMICKÉ ODEZVY MODELU LÁVKY PRO PĚŠÍ

Model visuté a zavěšené lávky pro pěší 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. 9.1 Měřicí ústředna, induktivní snímač polohy (průhybů)

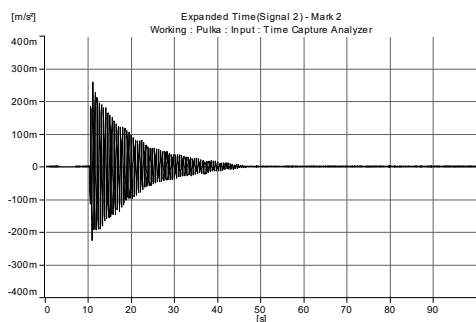


Obr. 9.2 Akcelerometrický snímač BK 8340

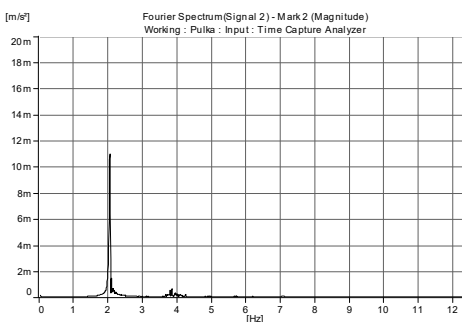
K měření odezvy lávky byl použit 10kanálový multianalyzátor Pulse 3560 D s pěti induktivními snímači polohy vhodnými pro oscilující pohyby s velmi malými zdvihy. Snímače byly osazeny pouze na vnější stranu modelu, konzolový okraj desky ve visuté a zavěšené části. Vlastní odezva byla snímána přesným seizmickým 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. 9.4**). Grafy časové odezvy zrychlení (**Obr. 9.3**) 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.

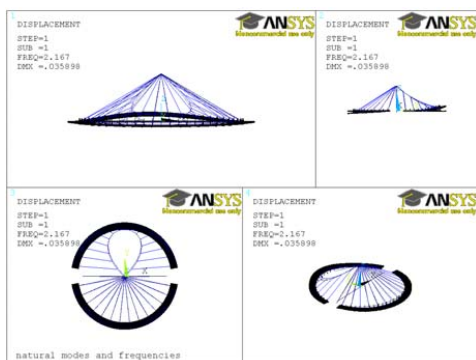
Z naměřených dat byla postupně vypočítána pro jednotlivé body buzení frekvenční amplitudová spektra. Je vhodné podotknout, že osy v těchto grafech mají lineární měřítka.



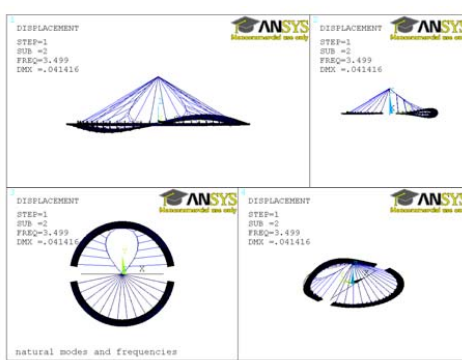
Obr. 9.3 Časová odezva zrychlení, buzení v 1/2 visuté části



Obr. 9.4 Amplitudové spektrum, buzení v 1/2 visuté části



Obr. 9.5 První vlastní tvar, svislý ohybový vlastní tvar



Obr. 9.6 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. 9.5**) má hodnotu vlastní frekvence 2,17 Hz, další ohybový tvar (**Obr. 9.6**) hodnotu vlastní frekvence 3,50 Hz, což ukazuje na velmi dobrou shodu s naměřenými údaji při dynamické zkušce. 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.

9.1.1 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 proti výpočtovému modelu skutečné konstrukce.

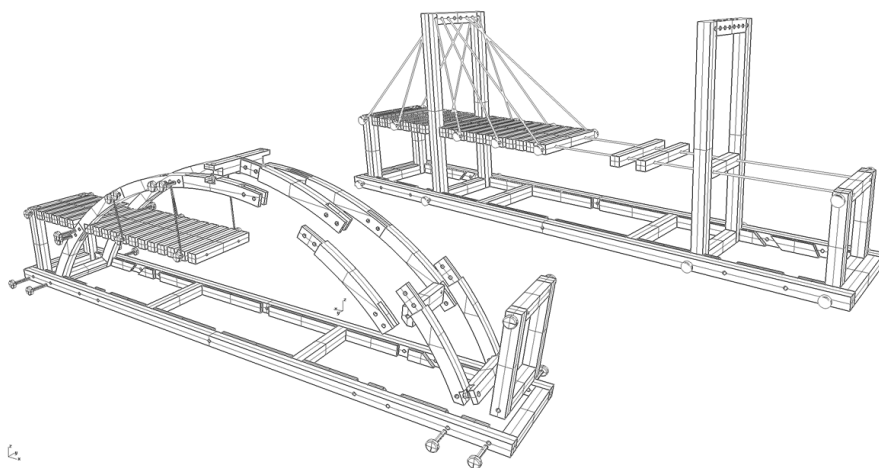
10 MODELY PRO JINÉ NEŽ STATICKÉ ÚČELY

Modely popsané v poslední kapitole 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. Mezi tyto modely patří i modely sloužící pro lepší esteticko – architektonickou představu. V neposlední řadě pak i modely používané jako didaktické pomůcky. Uvedený je i model střechy nad eliptickým půdorysem [29] a model pro vývoj dispozičně variabilnější panelové soustavy [P6].

10.1 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 [30].

Takovou pomůckou je i dřevěná stavebnice, pomocí které lze sestavit až 11 typů lanových a 3 typy obloukových mostů (**Obr. 10.1**). 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. 10.1 Základní náčrt 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.

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

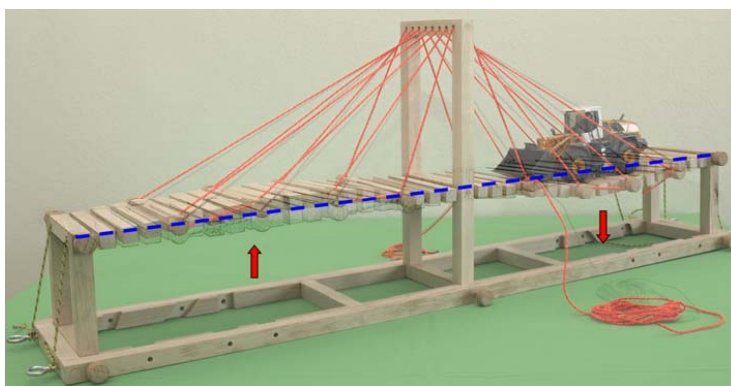
ze stavebnice vznikají modely mostů zavěšených a visutých (**Obr. 10.2**). V případě chybného pochopení principů chování konstrukce je na modelu okamžitě vidět účinek. Obloukové mosty patří mezi nejkrásnější mostní konstrukce u nás i ve světě. Jejich architektonický tvar má tedy ve stavebnici oprávněně svoje místo (**Obr. 10.3**). Oblouková žebra lze sestavit v různém rozpětí a vzepětí, čímž vznikají 3 základní typy obloukových konstrukcí s horní a mezilehlou mostovkou.



Obr. 10.2 *Visutá mostní konstrukce*



Obr. 10.3 *Oblouková mostní konstrukce*



Obr. 10.4 *Sledování průhybu konstrukce při přejezdu vozidel*

10.1.1 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. 10.4**),
- pochopení principu letmé montáže obloukových mostů,
- rozdíl v tuhosti konstrukcí lanových a obloukových atd.

Technické řešení a vzhled stavebnice je chráněn užitným 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 dorovnáující jeho tíhu za účelem dosažení zmíněné rovnosti napětí. Snaha o minimalizaci zátěže je vítána, neboť získat a podvěsit 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 popsány výpočetní modely dostačující a výstižné.

12 VYBRANÁ LITERATURA

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 sprážené 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 sprážení“, 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.

Články, monografie, výzkumné zprávy

- [1] NEČAS, R., *Segmentové konstrukce se spráženou deskou. Návrh, výroba a zkouška modelu*, dizertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, červen 2006.
- [2] BLAŽEK, J., HORÁČEK, E., *Nepřímé metody experimentální statiky*, SNTL, Praha 1959.
- [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] 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.
- [7] 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.
- [8] GEIER, R., DE ROECK, G., PETY, J. *Cable Force Determination for the Danube Channel Bridge in Vienna*, Structural Engineering International 3/2005.
- [9] NEČAS, M. *Měření napětí v táhlech pomocí vlastních frekvencí*, BP FEL ČVUT Praha 2010.
- [10] TERZIJSKI, I.; SCHMID, P., *Vývoj smozhuňujícího 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.
- [11] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., *Zkouška modelu segmentové konstrukce*, VII. Vedecká konferencia 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] STRÁSKÝ, J., MIKULÁŠTÍK, P., JÜTTNER, V., *Projekt segmentové estakády v Plzni*, Betonářské dny '98, Sborník přednášek, Česká společnost pro beton a ždivo, 1998.
- [13] 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.
- [14] NAVRÁTIL, J., *Předpjaté betonové konstrukce*, VUT v Brně, FAST, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 2004, ISBN 80-214-2649-7.
- [15] 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.
- [16] NEČAS, R., HRNČÍŘOVÁ, M., STRÁSKÝ, J., *Flat Arch Stiffened by a Suspension Cable*, FOOTBRIDGE 2011, 4th International Conference, Proceedings, Wroclaw, Poland, July 2011, ISBN 978-83-7125-205-1, str 794-801.
- [17] KOCOUREK, P., JURÍK, M., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., *Curved stress ribbon and flat arch pedestrian bridges*, FOOTBRIDGE 2011, 4th International Conference, Proceedings, Wroclaw, Poland, July 2011, ISBN 978-83-7125-205-1, str 777-784.
- [18] 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.
- [19] 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.
- [20] 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.
- [21] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., *Zkouška mezní únosnosti předpjaté mostovky*, Experiment '04, Sborník konference, Brno, říjen 2004, ISBN 80-7204-354-4, str 183 - 188.
- [22] 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.
- [23] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., PRŮŠA, J., STRÁSKÝ, J., *Zkoušky a numerická analýza prvků mostovky mostu přes údolí potoka Hrabýňka*, 16. mezinárodní sympozium MOSTY 2011, Sborník příspěvků, Brno, duben 2011, ISBN 978-80-86604-52-7, str 229 – 234.
- [24] 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.
- [25] 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).
- [26] BEZRUČOVÁ, 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.
- [27] 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.
- [28] 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.
- [29] 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.
- [30] NEČAS, R., FILIP, M., ŠVARČKOVÁ, I., *Technické vzdělávání mládeže, model pro výuku mostních konstrukcí*. In 17. Mezinárodní sympozium Mosty/Bridges 2012. 2012. Brno, Sekurkon s.r.o. 2012. p. 249 - 254. ISBN 978-80-86604-56-5.

13 SUMMARY

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 restraint 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.

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.