

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra: Experimentální centrum

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Dynamická analýza lávky přes řeku Ohři v Boči

Dynamic analysis of the footbridge across the

Ohře river in Boč

Diplomová práce

Vypracoval: Bc. Michal Nejdí

Vedoucí práce: Ing. Vladimír Šána, Ph.D.



2019

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího diplomové práce Ing. Vladimíra Šány, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne

.....

Bc. Michal Nejdí

Poděkování

Rád bych poděkoval Ing. Vladimíru Šánovi, Ph.D., za cenné rady, věcné připomínky a vstřícnost při konzultacích a vypracování diplomové práce.



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Nejdl</u>	Jméno: <u>Michal</u>	Osobní číslo: <u>423746</u>
Zadávací katedra: <u>Experimentální centrum, k210</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Dynamická analýza lávky přes řeku Ohři v Boči</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Dynamic analysis of the footbridge across the Ohře river in Boč</u>	
Pokyny pro vypracování:	
- proveďte teoretickou modální analýzu a teoretickou analýzu vynuceného kmitání dané lávky pro pěší v programu Dlubal RFEM	
- při výpočtech uvažujte následující konfigurace zatížení: skupina synchronizovaných vandalů, skupina synchronizovaných chodců/ běžců. Budicí frekvence a místo působení skupiny vandalů uvažujte s přihlédnutím k výsledkům teoretické modální analýzy.	
- jako teoretické výpočtové modely chodců a vandalů uvažujte DLF modely (periodická síla)	
- proveďte posouzení lávky z hlediska komfortu chodců dle ČSN EN 1990: A1 a předpisu Sétra	
Seznam doporučené literatury:	
[1] H. Bachmann and W. Ammann. Vibrations in Structures Induced by Man and Machine. Structural engineering documents. IABSE, 1987. ISBN: 3-85748-052-X	
[2] H. Bachmann et al. Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines. Springer Science & Business Media, 1995. ISBN: 978-3-764-35148-9	
[3] Sétra. Footbridges, Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading. Technical guide SETRA, 2006	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Vladimír Šána, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>18.2.2019</u>	Termin odevzdání diplomové práce: <u>19.5.2019</u>
<input type="text"/>	<input type="text"/>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

<u>18.2.2019</u>	<input type="text"/>
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá dynamickou analýzou visuté lávky pro chodce přes řeku Ohři v Boči. V úvodu je shrnut teoretický základ úloh dynamiky stavebních konstrukcí, zatížení chodci a vandaly a kritéria provozuschopnosti lávky z hlediska komfortu chodců. Na úvod praktické části je popsána řešená konstrukce a tvorba výpočetního modelu. Dále jsou v práci shrnuty vypočtené globální vlastní tvary a příslušné vlastní frekvence. Cílem práce bylo stanovení odezvy konstrukce na zatížením chodci a vandaly. Na konci práce jsou uvedeny výsledky z orientačního experimentu provedeného na lávce a porovnány s výsledky teoretického výpočtu.

Abstract

The Diploma thesis deals with a dynamic analysis of the footbridge across the Ohře river in Boč. The beginning of the thesis summarizes the theoretical fundamentals of the structural dynamics, pedestrians and vandal loads and the operability criteria of the footbridge considering the pedestrian comfort. In the introduction of the practical part the set construction and the computational model creation are described. Further the thesis resumes computed global theoretical shapes of vibrations and particular natural frequencies. The aim of the thesis was to analyze the response of the structure to the pedestrains and vandal loads. The thesis is concluded by listing the results of the indicative experiment executed on the footbridge, which are then compared with the results of the theoretical computation.

Klíčová slova

Lávka pro chodce, dynamika, modální analýza, vlastní tvar, vlastní frekvence, vynucené kmitání, dynamická odezva, kritérium pohody, zatížení chodci, zatížení vandaly, experiment

Key words

Footbridge, dynamics, modal analysis, mode shape, natural frequency, forced vibration, dynamic response, comfort criterion, pedestrians load, vandal load, experimental dynamics

OBSAH

1	ÚVOD	9
2	CÍLE DIPLOMOVÉ PRÁCE	10
3	ZÁKLADNÍ ÚLOHY DYNAMIKY STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ	11
3.1	VLASTNÍ KMITÁNÍ	12
3.2	VYNUCENÉ TLUMENÉ KMITÁNÍ.....	13
3.2.1	<i>Zatížení chodci a vandaly</i>	<i>13</i>
3.2.1.1	Modely zatížení chodci.....	15
3.2.1.2	Model zatížení vandaly	17
3.2.2	<i>Modelování útlumu.....</i>	<i>17</i>
4	KRITÉRIA PROVOZUSCHOPNOSTI LÁVKY Z HLEDISKA POHODLÍ CHODCŮ	19
4.1	ČSN EN 1990	19
4.2	SÉTRA.....	19
5	POPIS ŘEŠENÉ KONSTRUKCE	21
6	VÝPOČETNÍ MODEL	24
6.1	TVORBA MODELU	24
6.1.1	<i>Použité materiály</i>	<i>25</i>
6.1.2	<i>Použité průřezy.....</i>	<i>25</i>
6.1.3	<i>Geometrie výpočetního modelu</i>	<i>27</i>
6.2	VLASTNÍ FREKVENCE A GLOBÁLNÍ TVARY VLASTNÍHO KMITÁNÍ	29
6.3	VERIFIKACE VÝPOČETNÍHO MODELU.....	35
6.3.1	<i>Síla ve středu rozpětí visutého lana.....</i>	<i>35</i>
6.3.2	<i>Odhad první vlastní frekvence.....</i>	<i>36</i>
6.4	VLIV TUHOSTI STYČNÍKŮ PYLONŮ NA GLOBÁLNÍ VLASTNÍ FREKVENCE	37
6.4.1	<i>Styčnický pylonů.....</i>	<i>37</i>
6.4.1.1	Styčnick 1	37
6.4.1.2	Styčnick 2	38
6.4.1.3	Styčnick 3	38
6.4.1.4	Styčnick 4	38
6.4.1.5	Styčnick 5	39
6.4.1.6	Styčnick 6	39
6.4.1.7	Tuhosti jednotlivých prvků styčnicků	39
6.4.2	<i>Rozložení styčnicků na pylonu.....</i>	<i>41</i>
6.4.3	<i>Porovnání výsledků</i>	<i>41</i>

7	ODEZVA KONSTRUKCE NA ZATÍŽENÍ CHODCI A VANDALY	43
7.1	STANOVENÍ ÚTLUMU	43
7.2	ZATĚŽOVACÍ STAVY	44
7.2.1	<i>Zatížení chodci</i>	45
7.2.2	<i>Zatížení vandaly</i>	46
7.3	VÝSLEDKY.....	46
8	ORIENTAČNÍ EXPERIMENT.....	51
8.1	EXPERIMENTÁLNÍ MODÁLNÍ ANALÝZA	51
8.1.1	<i>Průběh měření</i>	51
8.1.2	<i>Výsledky experimentální modální analýzy</i>	52
8.2	DYNAMICKÁ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA	53
8.2.1	<i>Průběh měření</i>	53
8.2.1.1	Zatížení chodci	53
8.2.1.2	Zatížení vandaly	54
8.2.2	<i>Výsledky dynamické zatěžovací zkoušky</i>	54
9	POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ	56
9.1	VLASTNÍ FREKVENCE	56
9.2	ZATÍŽENÍ CHODCI	57
9.3	ZATÍŽENÍ VANDALY	58
10	ZÁVĚR.....	60
11	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY.....	63
12	SEZNAM OBRÁZKŮ	65
13	SEZNAM TABULEK	67
14	SEZNAM GRAFŮ	68
15	POUŽITÝ SOFTWARE.....	69
16	PŘÍLOHA 1 - FOTKY STÁVAJÍCÍHO STAVU.....	70
17	PŘÍLOHA 2 - VYBUZENÉ TVARY KMITÁNÍ A PRŮBĚHY ZRYCHLENÍ	72

1 Úvod

Dynamickému chování konstrukcí se v posledních letech věnuje čím dál tím větší pozornost, protože může mít na konstrukci daleko větší vliv než statické zatížení. Mezi případy, kdy vedla odezva konstrukce na dynamické zatížení ke kolapsu patří příklad Tacoma bridge, který se v roce 1940 zřítil z důvodu extrémního rozkmitání konstrukce. Dalším příkladem nadměrného rozkmitání je Londýnská lávka pro pěší Millenium Bridge, která byla při slavnostním otevření v roce 2000 rozkmitána chodci do takové míry, že musela být lávka uzavřena a doplněna soustavou tlumičů kmitání.

Důležitou částí posudku nových, ale i stávajících konstrukcí je stanovení dynamických vlastností konstrukce. To platí zejména u lávek pro pěší, kde je jedním z hlavních kritérií komfort chodce při přechodu lávky, který zároveň souvisí s pocitem bezpečí. U lávek pro chodce je nutné posoudit jejich vlastní frekvence, které jsou blízko frekvenci kroku chodců, protože v těchto případech dochází ke stavu rezonance.

2 Cíle diplomové práce

Hlavním cílem této práce bylo provedení teoretické modální analýzy a teoretické analýzy vynuceného kmitání dané lávky pro chodce v programu Dlubal RFEM.

Cíl práce byly rozdělen do následujících dílčích cílů:

- vytvoření prostorového výpočetního modelu
- stanovení vlastních tvarů a frekvencí
- výpočet odezvy konstrukce na zatížení chodci a vandaly při uvažování budící síly modely DLF
- posouzení lávky z hlediska komfortu chodců dle ČSN EN 1990: A1 a technického předpisu SÉTRA

3 Základní úlohy dynamiky stavebních konstrukcí

Mechaniku lze rozdělit z hlediska úloh řešených ve stavební praxi na dvě hlavní části - statiku, jejíž úlohou je bilance rovnováhy (rovnováha vnitřních a vnějších sil v závislosti na tuhosti konstrukce, uzlových posunech a pootočení a velikosti zatížení) a dynamiku, která také bilancuje rovnováhu, ale oproti statice je zde navíc zahrnut vliv setrvačných a tlumících sil. Základní pohybovou rovnicí dynamiky (při vynuceném kmitání) (3.1) lze vyjádřit např. pomocí D'Alembertova principu, tedy tak, že součet všech sil působících na těleso (hmotný bod) ve směru kmitání, včetně sil setrvačných a tlumících, je roven nule [1]. Jedná se tedy o úlohu rovnováhy, která je obecně bližší inženýrskému pojetí oproti Newtonovu principu, který je naopak úlohou ekvivalence. Výsledky obou principů jsou shodné.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F(t) \quad (3.1)$$

D'Alembertův princip vychází z druhého Newtonova pohybového zákona (zákon síly). Odezva deformovatelného tělesa je závislá na jeho dynamických vlastnostech. Vratné síle reprezentované tuhostí k , setrvačné síle související s hmotností m , tlumící síle s koeficientem c (viskózní útlum) a časovém průběhu zatížení $F(t)$. Výsledkem rovnice jsou posuny, rychlosti a zrychlení uzlových bodů tělesa v čase.

Na náročnost dynamického výpočtu z hlediska využitého strojového času má velký vliv, kromě velikosti zvoleného časového kroku u přímé integrace pohybových rovnic, počet stupňů volnosti. U reálných konstrukcí se spojitě rozloženou hmotou je počet stupňů volnosti nekonečný, a proto se pro zjednodušení výpočtu provádí diskretizace řešené konstrukce. Aproximací hledaných neznámých, s využitím báзовých funkcí, provedeme diskretizaci dané oblasti, čímž zjednodušíme danou úlohu na řešení N obyčejných lineárních diferenciálních rovnic druhého řádu, kde N značí počet stupňů volnosti. Výsledný popis konstrukce, z matematického hlediska, je pak zajištěn pomocí reálných čtvercových matic \mathbf{M} , \mathbf{C} , a \mathbf{K} typu $N \times N$ (v případě proporcionálního útlumu Caughey, Rayleigh, atd.). Regulárnost těchto matic je zajištěna aplikací okrajových

podmínek (způsob podepření konstrukce). Matice hmotnosti \mathbf{M} je obecně konzistentní. Za určitých podmínek může být zjednodušena na diagonální matici, což usnadňuje její invertování a usnadňuje tak výpočet vynuceného kmitání metodou centrálních diferencí. Počet stupňů volnosti je roven počtu složek vektoru posunutí, kterým je přiřazena nenulová hmota.

Protože se v práci zabývám soustavou s více stupni volnosti, ve které uvažuji tlumení, bude v dalších kapitolách shrnuta pouze problematika vlastního kmitání a vynuceného tlumeného kmitání soustav s více stupni volnosti.

3.1 Vlastní kmitání

Cílem řešení úlohy vlastního kmitání je určení základních spektrálních charakteristik studované konstrukce - vlastní kruhové frekvence a odpovídající vlastní tvary kmitání. Na soustavu v tomto případě nepůsobí žádné budící síly a útlum se zanedbává, tedy $\mathbf{C} = \mathbf{0}$. Pohybovou rovnicí (3.2) lze zapsat v následujícím tvaru:

$$\mathbf{K}\mathbf{u}(t) + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) = 0 \quad (3.2)$$

kde \mathbf{K} je matice tuhosti, \mathbf{u} vektor posunů, \mathbf{M} matice hmotnosti a $\ddot{\mathbf{u}}$ vektor zrychlení.

Vektor posunů lze vyjádřit rovnicí (3.3). Pokud tuto rovnici dvakrát zderivujeme podle času, dostáváme vyjádření pro vektor zrychlení rovnicí (3.4). Dosazením těchto dvou rovnic do rovnice (3.2) získáváme rovnici vlastního kmitání ve tvaru (3.5).

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\phi}_n(A \cdot \cos \omega_n t + B \cdot \sin \omega_n t) \quad (3.3)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = -\omega_n^2 \mathbf{u}(t) \quad (3.4)$$

$$(\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi}_n = 0 \quad (3.5)$$

Kde ω_n je vlastní kruhová frekvence, $\boldsymbol{\phi}_n$ tvar vlastního kmitání a n počet stupňů volnosti.

Při řešení dané rovnice musí být splněna podmínka netriviálního řešení, tedy že determinant soustavy musí být roven nule (3.6). Výsledkem je všech N vlastních kruhových frekvencí ω_n . Jejich následným dosazením do (3.5) získáme odpovídající vlastní tvary.

$$\det(\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (3.6)$$

Rovnici vlastního kmitání (3.5) lze zapsat pomocí matic vlastních tvarů Φ (modální matice) a matice kvadrátů vlastních kruhových frekvencí Ω^2 (spektrální matice). Tento zápis se nazývá kompaktní maticový zápis (3.7).

$$\mathbf{K}\Phi = \mathbf{M}\Phi\Omega^2 \quad (3.7)$$

3.2 Vynucené tlumené kmitání

Na rozdíl od úlohy vlastního kmitání je cílem vynuceného kmitání stanovit odezvu soustavy, na dynamické zatížení [2], reprezentované vnější budící silou, jejíž průběh je závislý na čase. Rozdíl oproti statice spočívá v tom, že není možné zanedbat vliv setrvačných sil. Pohybová rovnice (3.8) má následující tvar:

$$\mathbf{K}\mathbf{u}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (3.8)$$

kde \mathbf{K} je matice tuhosti, \mathbf{u} vektor posunů, \mathbf{C} matice útlumu, $\dot{\mathbf{u}}$ vektor rychlostí, \mathbf{M} matice hmotnosti, $\ddot{\mathbf{u}}$ vektor zrychlení a \mathbf{f} vektor vnějších budících sil a momentů.

Při řešení dané rovnice se uplatňují dva postupy. Přímá integrace pohybových rovnic a metoda rozkladu podle tvarů vlastního kmitání.

3.2.1 Zatížení chodci a vandaly

Při dynamické analýze lávek pro chodce má vnější budící síla podobu periodické síly reprezentující pohyb chodce. Průběh této síly je závislý na typu chůze, rychlosti pohybu chodce a délce kroku. Přibližné hodnoty jsou uvedeny v Tab. 1 [3]. V případě, že je vlastní frekvence lávky blízká frekvenci kroku, musí být proveden dynamický výpočet z hlediska ověření nadměrného kmitání nosné konstrukce lávky, nebo její části při zatížení v rezonanční oblasti s příslušnou vlastní frekvencí.

Tab. 1 Vztah mezi budící frekvencí došlapů, rychlostí pohybu a délkou kroku pro chůzi a běh [3]

	f_s [Hz]	v_s [m/s]	l_s [m]
Pomalá chůze	1,7	1,1	0,60
Normální chůze	2,0	1,5	0,75
Rychlá chůze	2,3	2,2	1,00
pomalý běh	2,5	3,3	1,30
Rychlý běh	3,2	5,5	1,75

Z Tab. 1 je patrná rezonanční oblast, v níž může dojít k nadměrnému kmitání prvků nosné konstrukce řešené lávky.

Technický předpis SÉTRA [8] uvádí klasifikaci podle rizika vzniku rezonance v závislosti na vlastní frekvenci konstrukce. Klasifikace je rozdělena na čtyři oblasti s určenými hranicemi, které jsou různé pro svislé a vodorovné kmitání.

Pro svislé kmitání je první oblast maximálního rizika vzniku rezonance určena intervalem 1,7 - 2,1 Hz, druhou oblast středního rizika vzniku rezonance definuje sjednocení intervalů 1 - 1,7 Hz a 2,1 - 2,6 Hz. Interval 2,6 - 5,0 Hz stanovuje třetí oblast nízkého rizika vzniku rezonance. Frekvence mimo uvedené intervaly definují čtvrtou oblast zanedbatelného rizika vzniku rezonance. Pro názornost jsou oblasti uvedeny v Tab. 2

Tab. 2 Oblasti rizika vzniku rezonance pro svislé kmitání [8]

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Pro vodorovné kmitání je první oblast určena intervalem 0,5 - 1,1 Hz, druhou oblast definuje sjednocení intervalů 0,3 - 0,5 Hz a 1,1 - 1,3 Hz. Interval 1,3 - 2,5 Hz stanovuje třetí oblast. Frekvence mimo uvedené intervaly definují čtvrtou oblast. Pro názornost jsou oblasti uvedeny v Tab. 3.

Tab. 3 Oblasti rizika vzniku rezonance pro vodorovné kmitání [8]

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

3.2.1.1 Modely zatížení chodci

Protože v současné době není v normách jasně stanoven model pro zatížení chodci, případně existuje v literatuře jistý rozpor, jaký model použít, byly při výpočtu odezvy konstrukce na zatížení chodci uvažovány dva druhy modelů budící síly. Model harmonické síly [4] a model DLF (Dynamic Loading Factor) [5]. Ačkoliv reálné zatížení vyvolané chodci je obecně proměnné v čase a prostoru, je použit zjednodušený přístup, kdy se v obou případech budící síla umístí do místa s největší pořadnicí a ve směru odpovídajícímu sledovanému vlastnímu tvaru. Výsledky teoretické dynamické analýzy pro tyto druhy zatížení jsou mezi sebou porovnány v kapitole 9.

3.2.1.1.1 Model harmonické síly

V tomto modelu je budící síla definovaná jako periodická harmonická síla závislá na budící frekvenci [4]. Rovnice budící síly (3.9) má následující tvar:

$$F(t) = 280 \cdot \sin(2\pi ft) \quad [\text{N}] \quad (3.9)$$

Kde $F(t)$ je budící harmonická síla, f frekvence buzení vlastnímu tvaru a t je čas. Konstanta 280 představuje tíhu jednoho chodce v Newtonech vynásobenou koeficientem α .

Při buzení více chodci se uvažuje, že část chodců nebude perfektně synchronizována s ostatními chodci ve skupině, a proto se rovnice vynásobí faktorem \sqrt{N} , který vyjadřuje míru nesynchronizace chodců mezi sebou. V tomto výrazu N znamená počet chodců.

3.2.1.1.2 Model DLF

V tomto DLF (Dynamic Loading Factor) modelu je budící síla definována jako periodická síla, která popisuje průběh lidského kroku rozvojem do n členů Fourierovy řady. Rytmičtý pohyb osob může být za jistých splněných podmínek matematicky popsán Fourierovou řadou [5]. Rovnice budící síly (3.10) má potom následující tvar:

$$F(t) = G + \sum_{i=1}^n G \cdot \alpha_i \cdot \sin(2\pi i f_p t - \phi_i) \quad (3.10)$$

Kde $F(t)$ je budící síla, G tíha jednoho chodce ($G = 800 \text{ N}$), α_i Fourierův koeficient i -tého členu řady, f_p frekvence buzení vlastního tvaru (frekvence došlapů), t čas, ϕ_i fázový posun i -tého členu řady, i číslo i -tého členu řady a n celkový počet členů řady.

Při buzení více chodců se opět uvažuje vynásobení celé rovnice faktorem \sqrt{N} , který vyjadřuje míru nesynchronizace chodců mezi sebou. V tomto výrazu N znamená počet chodců.

Fourierovy koeficienty jsou ve výpočtu uvažovány dle Younga [6], který navrhuje koeficienty pro první čtyři frekvence Fourierovy řady v závislosti na frekvenci kroku, což odpovídá pozorování, že výsledná síla je závislá na rychlosti pohybu, v rozsahu od 1,0 do 2,8 Hz. Navrhované hodnoty koeficientů lze vypočítat z rovnic (3.11):

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,41(f - 0,95) \leq 0,56; f = 1 - 2,8 \text{ Hz} \\ \alpha_2 &= 0,069 + 0,0056f; f = 2 - 5,6 \text{ Hz} \\ \alpha_3 &= 0,033 + 0,0064f; f = 3 - 8,4 \text{ Hz} \\ \alpha_4 &= 0,013 + 0,0065f; f = 1 - 11,2 \text{ Hz} \end{aligned} \quad (3.11)$$

Fázové posuny byly uvažovány následovně: $\phi_1 = 0$, $\phi_2 = \phi_3 = \phi_4 = \frac{\pi}{2}$.

3.2.1.2 Model zatížení vandaly

Při modelování zatížení vandaly se uvažuje stejná rovnice (3.10) pro výpočet budící síly, jako u modelu zatížení chodci DLF (kapitola 3.2.1.1.2) s tím rozdílem, že se uvažují Fourierovy koeficienty dle Bachmanna pro bouncing (pohupování) ve svislém směru, který navrhuje zohlednit jen tři členy Fourierovy řady (3.12) [5]. Dané koeficienty jsou stanoveny pro krajní hodnoty z intervalu vlastních frekvencí od 1,6 do 2,4 Hz. Mezilehlé hodnoty se interpolují.

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 0,17/0,38 \\ \alpha_2 &= 0,10/0,12 \\ \alpha_3 &= 0,04/0,02\end{aligned}\tag{3.12}$$

Fázové posuny byly uvažovány následovně: $\phi_1 = 0, \phi_2 = \phi_3 = \frac{\pi}{2}$.

3.2.2 Modelování útlumu

Útlum je schopnost materiálu nebo konstrukce přeměnit kinetickou energii v jinou formu energie (trvalé deformace, tepelná energie atd.). Největším přínosem útlumu je zmenšování výchylek kmitajících konstrukcí. Mezi zdroje útlumu patří materiálový (vnitřní) útlum (tření ve struktuře materiálu), strukturální útlum (tření na rozhraní dvou materiálů), konstrukční útlum (tření ve spojích mezi elementy), obklopující prostředí a tlumiče kmitání [2].

Při výpočtu odezvy konstrukce se bude uvažovat Rayleighův proporcionální útlum. Matice útlumu je tedy definována jako lineární kombinace matic hmotnosti \mathbf{M} a tuhosti \mathbf{K} dle rovnice (3.13):

$$\mathbf{C} = \alpha \cdot \mathbf{M} + \beta \cdot \mathbf{K}\tag{3.13}$$

Kde \mathbf{C} je matice útlumu, \mathbf{M} matice hmotnosti, \mathbf{K} matice tuhosti a α, β jsou koeficienty tlumení, které lze určit, známe-li součinitele poměrného útlumu ξ_i, ξ_j pro dvě různé vlastní kruhové frekvence ω_i a ω_j ze vztahu (3.14):

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix}\tag{3.14}$$

Známe-li součinitel útlumu ξ pouze pro první vlastní kruhovou frekvenci ω_1 a předpokládáme-li, že nejméně je tlumen první vlastní tvar, pak lze koeficienty α a β určit pomocí vztahů (3.15):

$$\alpha = \xi \cdot \omega_1 \quad \beta = \frac{\xi}{\omega_1} \quad (3.15)$$

4 Kritéria provozuschopnosti lávky z hlediska pohodlí chodců

Při posuzování lávek pro chodce je hlavním faktorem komfort chodců při přechodu lávky. V normách a technických předpisech je hlavním kritériem hodnota zrychlení, na které je přímo závislý komfort a pocit bezpečnosti chodců. Hodnota zrychlení není v publikacích jednoznačně určena, a proto jsou dále uvedeny dva přístupy k dané problematice - norma ČSN EN 1990 a technický předpis SÉTRA.

4.1 ČSN EN 1990

Dle normy [7] je komfort chodců vyjádřen maximální přípustnou hodnotou okamžitého zrychlení konstrukce. V normě jsou uvedeny pouze doporučené hodnoty kritérií pro kmitání lávek.

Doporučená maximální hodnota zrychlení je pro svislé kmitání $0,7 \text{ ms}^{-2}$ a pro vodorovné kmitání $0,2 \text{ ms}^{-2}$. Pro vodorovné kmitání vyvolané výjimečným zatížením je doporučena hodnota $0,4 \text{ ms}^{-2}$.

Uvedená kritéria by se měla posoudit, pokud je první vlastní frekvence pro příčný ohybový vlastní tvar ve svislém směru menší než 5 Hz a pro vodorovný příčný nebo torzní vlastní tvar menší než 2,5 Hz.

4.2 SÉTRA

Technický předpis SÉTRA [8] oproti normě ČSN neurčuje maximální hodnotu zrychlení, ale má stanovenou stupnici, podle které určuje úroveň komfortu závislou na hodnotách okamžitého zrychlení.

Stupnice je rozdělena na čtyři oblasti dle dosaženého zrychlení a je rozdílná pro svislé a vodorovné kmitání. První je oblast maximálního komfortu - chodec téměř nepociťuje kmitání konstrukce. Druhá je oblast průměrného komfortu - chodec vnímá kmitání konstrukce. Třetí je oblast minimálního komfortu - chodec vnímá kmitání,

které je na hranici snesitelnosti. Ve čtvrté oblasti jsou nekomfortní hodnoty zrychlení, které již nejsou přípustné.

Hranice pro oblasti komfortu jsou pro svislé kmitání stanoveny následovně. Pro oblast maximálního komfortu je stanovena hranice $0,5 \text{ ms}^{-2}$. Pro oblast průměrného komfortu je stanoven interval $0,5 - 1,0 \text{ ms}^{-2}$, oblast minimálního komfortu je definována intervalem $1,0 - 2,5 \text{ ms}^{-2}$. Hodnoty nad mezí $2,5 \text{ ms}^{-2}$ nejsou přípustné. Shrnutí je provedeno v Tab. 4.

Tab. 4 Oblasti komfortu chodců pro svislé kmitání [8]

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Pro vodorovné kmitání jsou hranice stanoveny takto. Pro oblast maximálního komfortu je stanovena hranice $0,15 \text{ ms}^{-2}$. Pro oblast průměrného komfortu je stanoven interval $0,15 - 0,3 \text{ ms}^{-2}$, oblast minimálního komfortu je definována intervalem $0,3 - 0,8 \text{ ms}^{-2}$. Hodnoty nad mezí $0,8 \text{ ms}^{-2}$ nejsou přípustné. Pro vyhnutí se „lock-in“ efektu je doporučena maximální hodnota vodorovného zrychlení $0,1 \text{ ms}^{-2}$. Shrnutí je provedeno v Tab. 5.

Tab. 5 Oblasti komfortu chodců pro vodorovné kmitání [8]

Acceleration ranges	0	0.1	0.15	0.3	0.8
Range 1	Max				
Range 2		Mean			
Range 3			Min		
Range 4					

5 Popis řešené konstrukce

Lávka pro chodce v Boči přes řeku Ohři byla uvedena do provozu v roce 1961 a nahradila dřívější přívoz. Lávka spojuje vesnici Boč s železniční zastávkou trati Chomutov-Cheb.



Obr. 1 Pohled na lávku z levého břehu řeky

Ocelovo-dřevěná mostovka je zavěšená pomocí ocelových závěsů na dvou párech visutých kabelů vedených přes dvojici příhradových ocelových pylonů a ukotvených v železobetonových blocích. Celková délka lávky je 114,280 m s rozpětím hlavního pole 62,540 m. Šířka nosné konstrukce je 3,150 m s volnou šířkou komunikace mezi zábradlími 2,175 m. Výškově je průchozí prostor omezen v místech pylonu zavětrováním ve výšce 2,450 m nad mostovkou. Ocelové zábradlí výšky 1,050 m nad pochozí plochou je přivařeno k ocelovým příčnicům. V konstrukci mostovky je umístěna chránička pro kabely veřejného osvětlení lávky.

Pochozí plochu mostovky tvoří dřevěné fošny tloušťky 50 mm spojené na každé straně svlaky tloušťky 50 mm. Fošny jsou uloženy na dvojici ocelových podélných nosníků profilu U 100 s osovou vzdáleností 2 020 mm přivařených k příčnicům. Po třech metrech v podélném směru jsou umístěny ocelové příčnice, které jsou tvořeny dvojicí nosníků profilu U 140 délky 3 150 mm. Ukotvení závěsů je na konci příčniců o osové vzdálenosti 3 000 mm. V místě pylonů jsou příčnice přivařeny ke sloupům pylonů. Sloupky zábradlí jsou přivařeny k příčnicům. Ztužení mostovky zajišťuje ocelová

trubka o průměru 58 mm a tloušťce stěny 5 mm. Ztužení je přivařeno křížem na podélné nosníky ve vzdálenosti 1 500 mm.

Mostovka je zavěšena na 36 párech ocelových lanových závěsů průměru od 14 do 18 mm a délky od 1 310 do 9 380 mm. Polohu lan a jejich spojení s visutými kabely zajišťuje lanová svorka. Ocelový visutý kabel je tvořen dvojicí kabelů o průměru 38 mm, délka jednoho kabelu je 127 m. Visuté kabely jsou převáděny přes pylony ocelovými sedly, které tvoří dvojice profilů U 80. Kabely jsou ukotveny v železobetonových blocích, které zároveň tvoří opěry lávky.

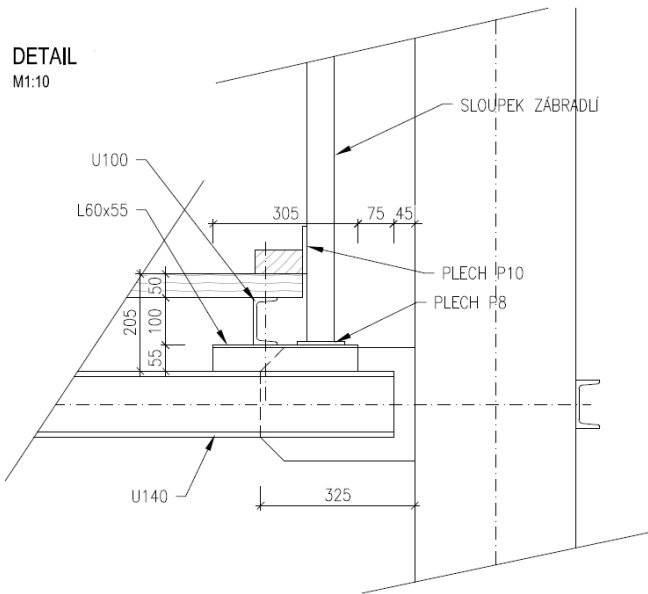


Obr. 2 Pohled na levobřežní pylon

Základ a dřív pylonu jsou železobetonové. Do dřívku jsou ukotveny čtyři sloupy ocelové příhradové konstrukce profilu I, o výšce 340 mm a délce 12,000 m pro levobřežní pylon a 11,970 m pro pravobřežní pylon. Příčná osová vzdálenost sloupů je 3 045 mm pro levobřežní a 2 990 mm pro pravobřežní pylon, podélná osová vzdálenost sloupů je pro oba pylony stejná a to 795 mm. Vodorovné ztužení a zavětrování příhradové konstrukce zajišťují nosníky profilu U o výšce 100 a 140 mm. Styčníky jsou ve vzdálenostech od 1 250 do 2 465 mm. Na vrcholu pylonů jsou ocelová sedla pro převedení visutých kabelů. Na pylon jsou navíc připevněny lampy veřejného osvětlení a na každém pylonu je umístěna cedule s nápisem: Zákaz houpání, schaukeln verboten.

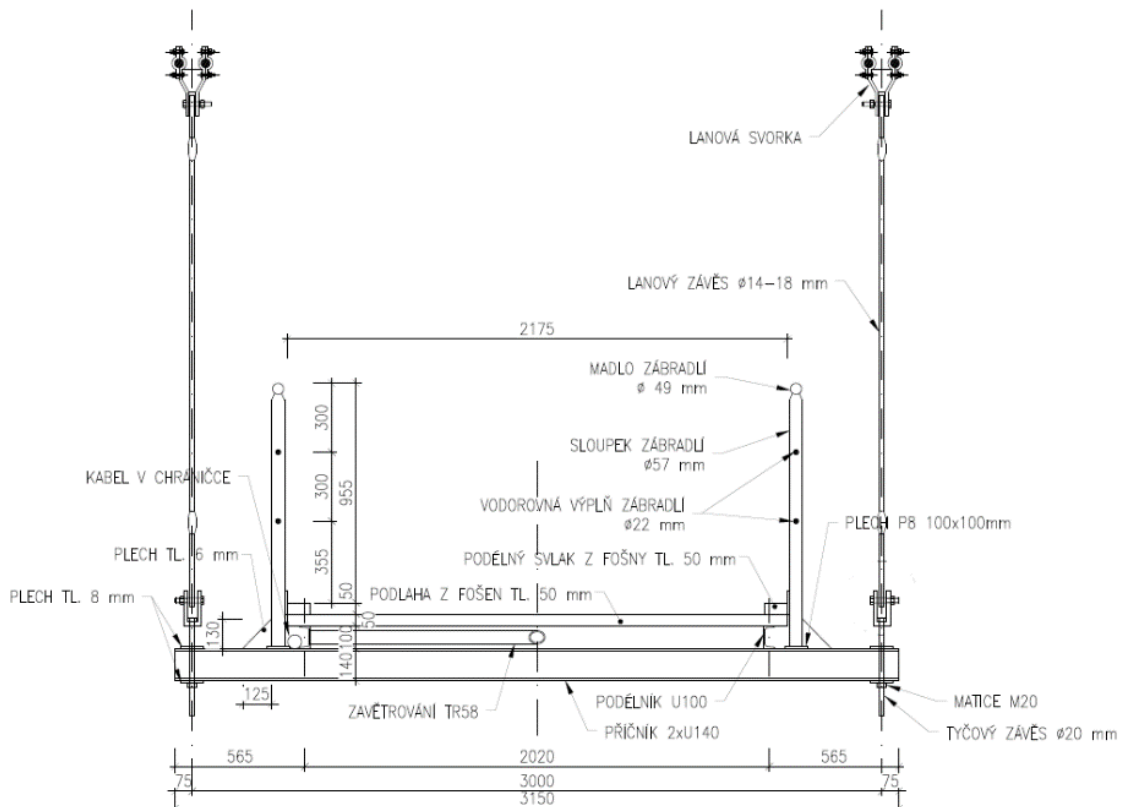
Před lávkou jsou navíc umístěny cedule, která zakazují jízdu po lávce na kole a určují, že se na lávce v jeden okamžik mohou nacházet maximálně tři chodci.

V příloze 1 je uvedeno několik zajímavých fotografií stávajícího stavu.



Obr. 3 Detail přichycení mostovky k pylonu [9]

PŘÍČNÝ ŘEZ
M1:20



Obr. 4 Příčný řez konstrukcí v místě závěsu [9]

6 Výpočetní model

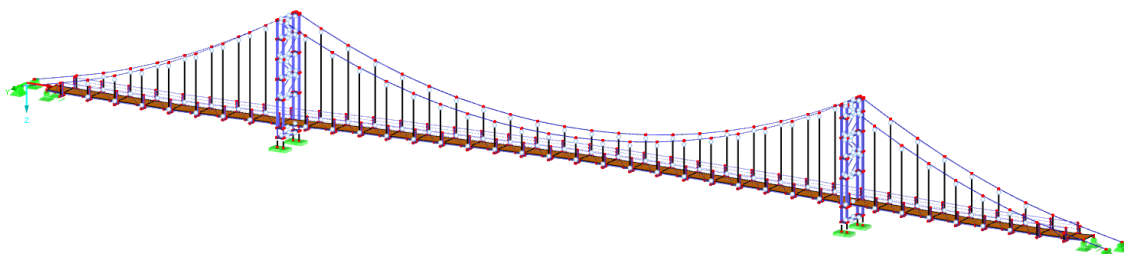
Výpočetní prostorový model lávky byl vytvořen v konečně prvkovém programu Dlubal RFEM 5.17, který umožňuje provádět statické a dynamické výpočty.

Při tvorbě modelu byla geometrie lávky převzata z výkresové dokumentace stávajícího stavu zhotovené společností PONTIKA s.r.o. [9].

6.1 Tvorba modelu

Jedná se o desko - prutový prostorový model. Kromě desky mostovky jsou veškeré prvky modelovány jako pruty.

Z důvodu velkého počtu prvků byla nejdříve vytvořena jen část konstrukce lávky. Jednalo se o levobřežní pylon, vedlejší pole k němu přilehlé, betonový blok a část visutého kabelu. Na této části konstrukce byl poté spuštěn výpočet pro ověření správného vzájemného propojení prvků a přenášení vnitřních sil. Po doladění této části (přenos vnitřních sil, správné napojení prvků, stabilita) byl domodelován zbytek lávky. Na Obr. 5 je vidět axonometrie kompletního prostorového modelu lávky.



Obr. 5 Kompletní prostorový model lávky

6.1.1 Použité materiály

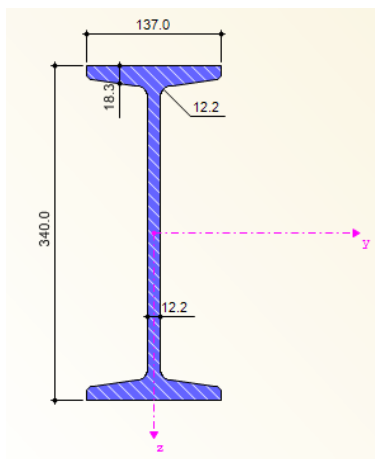
Ve výpočetním modelu konstrukce byly uvažovány celkem dva materiály nosných a podružných prvků.

Jelikož nebylo zjištěno, jaký materiál byl skutečně použit na konstrukci lávky, bylo v modelu uvažováno, že jsou všechny ocelové prvky včetně visutého lana a závěsů z oceli S 235 s materiálovými charakteristikami - $E = 210 \text{ GPa}$, $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

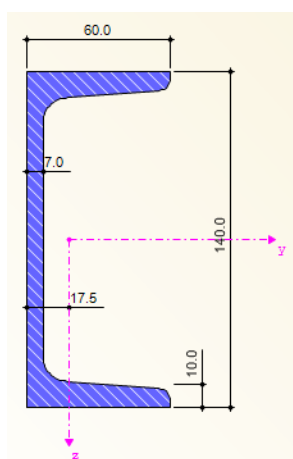
Z důvodu prostého uložení dřevěných fošen na podélné nosníky byl desce mostovky přiřazen nový materiál s nulovou hmotností a sníženým modulem pružnosti tak, aby se zredukoval vliv tuhosti desky v modelu. Materiálové charakteristiky - $E = 150 \text{ MPa}$, $\rho = 1 \text{ kg/m}^3$.

6.1.2 Použité průřezy

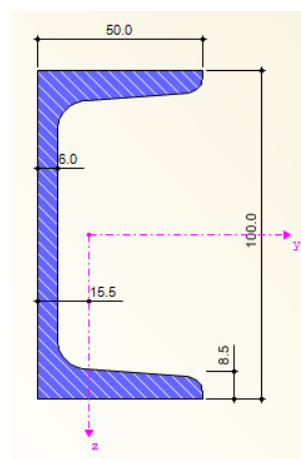
Ve výpočetním modelu je užito celkem 10 různých průřezů prutů. Průřez sloupu pylonu je zobrazen na Obr. 6, ostatní průřezy pylonu pak na Obr. 7 a Obr. 8.



Obr. 6 I 340



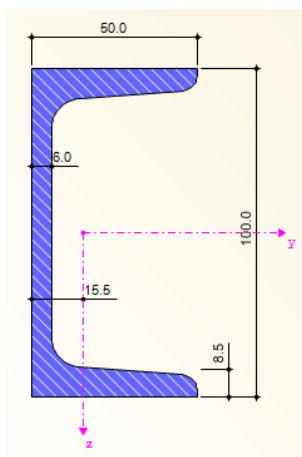
Obr. 7 U 140



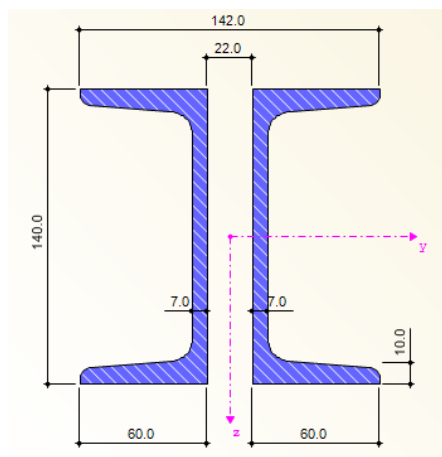
Obr. 8 U 100

Na Obr. 9 je znázorněn podélný nosník mostovky U 100, na Obr. 10 je zobrazen příčník složený ze dvou průřezů U 140. Sloupek zábradlí tvoří kruhová trubka o $\varnothing 57 \text{ mm}$ a tloušťce stěny 5 mm, madlo zábradlí je z kruhové trubky o $\varnothing 49 \text{ mm}$ a tloušťce stěny 3 mm, vodorovnou výplň zábradlí tvoří kruhová tyč o $\varnothing 22 \text{ mm}$.

Vodorovné ztužení mostovky tvoří kruhová trubka o $\varnothing 58 \text{ mm}$ a tloušťce stěny 5 mm. Všechny průřezy jsou z oceli S 235.



Obr. 9 Podélný nosník



Obr. 10 Příčník

Visuté lano je tvořeno dvojicí lan o \varnothing 38 mm, lanové závěsy jsou z lan o průměru 18 mm pro delší závěsy a 16 mm pro kratší závěsy. Visutá lana a závěsy jsou spleteny z ocelových lan.

Dřevěná deska mostovky je uložena na podélných nosnících.

Vlastní tíha konstrukce nebyla počítána automaticky programem, ale byla zadána jako jeden zatěžovací stav. Všem prvkům bylo přiřazené spojitě zatížení odpovídající jejich tíze. Vlastní tíha dřevěných fošen byla zadána jako spojitě zatížení na podélné nosníky. Přehled všech zatížení jednotlivých prvků je uveden v Tab. 6.

Tab. 6 Přehled zatížení prvků

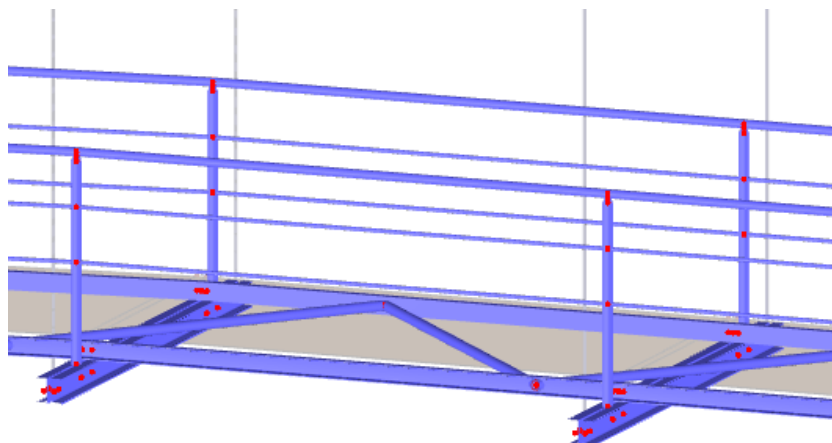
Prvek	Materiál	Průřez	Objemová tíha	Plocha	Zatížení
			[kN/m ³]	[m ²]	[kN/m']
Fošny	Smrkové dřevo	tl. 50 mm	3,8	4,79E-02	0,182
Příčník, ztužení pylonů	Ocel S 235	U 140	78,0	2,04E-03	0,159
Podélník, ztužení pylonů	Ocel S 235	U 100	78,0	1,35E-03	0,105
Sloupek pylonů	Ocel S 235	I 340	78,0	8,67E-03	0,676
Visuté lano	Ocel S 235	Rd 38	78,0	1,13E-03	0,088
Ztužení mostovky	Ocel S 235	Tr 58/5	78,0	8,33E-04	0,065
Lanový závěs	Ocel S 235	Rd 18	78,0	2,54E-04	0,020
Lanový závěs	Ocel S 235	Rd 16	78,0	2,01E-04	0,016
Sloupek zábradlí	Ocel S 235	Tr 57/5	78,0	8,17E-04	0,064
Madlo zábradlí	Ocel S 235	Tr 49/3	78,0	4,34E-04	0,034
Vodorovná výplň zábradlí	Ocel S 235	Rd 22	78,0	3,80E-04	0,030

6.1.3 Geometrie výpočetního modelu

Při modelování konstrukce byly využity tři druhy prutových prvků - nosník, vazba kloub - kloub a tuhý prut. Visuté kabely a závěsy byly modelovány pomocí vazby kloub - kloub, protože tato vazba přenáší pouze normálové síly a navíc se zredukoval počet vlastních tvarů a frekvencí samotných lan, tuhé pruty byly použity pro vymodelování excentricit jednotlivých průřezů. Typ nosník byl použit pro zbytek prutových prvků z důvodu přenosu všech vnitřních sil ve 3D.

Jako první byly vymodelovány sloupy levobřežního pylonu, které byly následně propojeny vodorovnými a příčnými prvky. Nakonec byly přidány prvky zavětrování. Pylon byl modelován jako příhradová konstrukce, a u všech prutů, kromě sloupů pylonu, bylo uvažováno kloubové připojení ke styčnickům. Vliv tuhosti styčníků na vlastní frekvence konstrukce je řešen v kapitole 6.4. Pro správnou polohu střednice prutů byly všechny prvky spojeny se sloupy pomocí tuhých prutů, jejichž délky odpovídají excentricitám střednic průřezů modelované konstrukce. Stejným způsobem byl vymodelován i pravobřežní pylon.

Po vymodelování pylonu byla modelována mostovka v místě příčníků. Dvojice profilů U 140 byla spojena přes tuhá ramena v místech ukotvení závěsů, styků podélných nosníků a v místě přivaření sloupků zábradlí k příčnickům. K příčnicku byly navíc vymodelovány části podélných nosníků a sloupky zábradlí. Dílčí excentricity byly do výpočtu opět zahrnuty pomocí tuhého prutu. Příčnick s vymodelovanými částmi byl následně zkopírován a části umístěny dle výkresu stávajícího stavu. Tyto části byly poté propojeny podélnými nosníky, madly a vodorovnou výplní zábradlí. Nakonec bylo domodelováno vodorovné ztužení, které je křížem spojeno s podélnými nosníky ve vzdálenosti 1,500 m a deska mostovky byla položena přímo na podélné nosníky. Na krajních příčnicích byla umístěna dvojice všesměrných posuvných ložisek. V místě pylonu je dvojice profilů U 140 nahrazena příčnou výztuhou pylonu profilu U 140, ke které jsou připojeny podélné nosníky a sloupky zábradlí. Na Obr. 11 je pohled na mostovku bez desky včetně vymodelovaného zábradlí a vodorovného ztužení.



Obr. 11 Vymodelovaná část mostovky

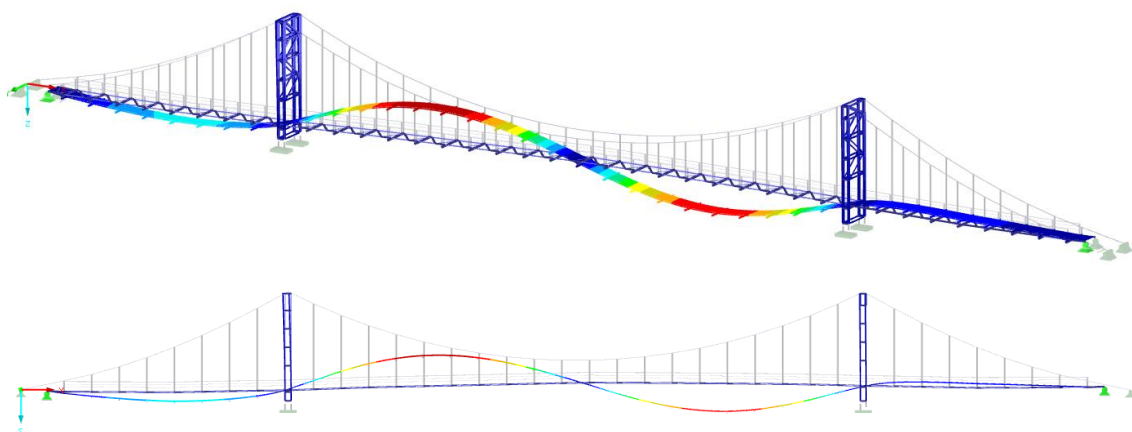
Jako poslední byla modelována visutá lana a lanové závěsy. Uložení visutých lan v betonovém bloku bylo modelováno jako pevný kloub. V místě závěsů byla lana spojena tuhým prutem (spolupůsobení lan je umožněno pomocí lanových spojek). Lanový závěs spojuje střed tuhého prutu visutých lan s příčnicí mostovky.

6.2 Vlastní frekvence a globální tvary

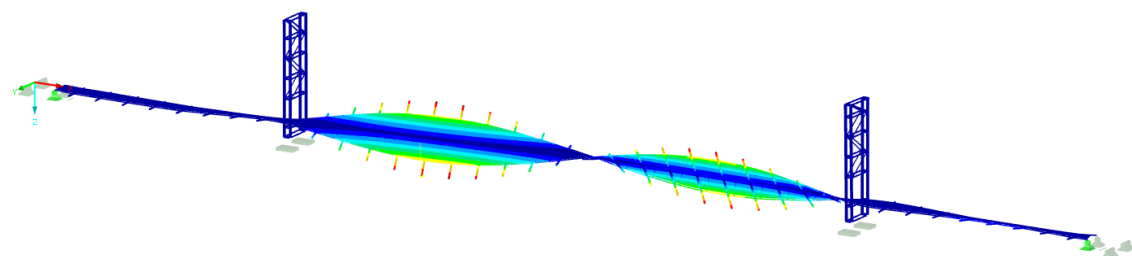
vlastního kmitání

Přídavným modulem RF-DYNAM Pro - Dynamická analýza softwaru Dlubal RFEM 5.17 byly spočteny vlastní tvary a vlastní frekvence studované konstrukce. Do frekvence 3,5 Hz bylo zjištěno celkem 30 vlastních tvarů a frekvencí.

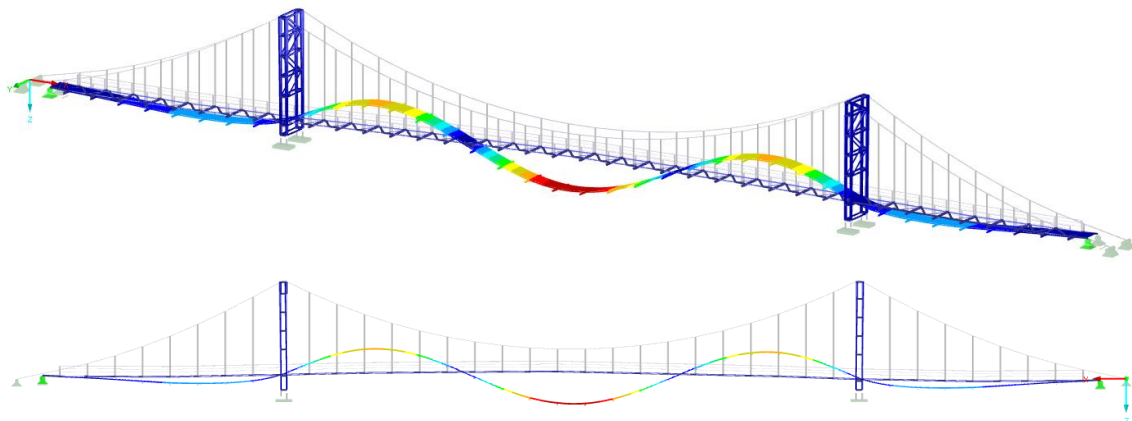
Z důvodu velkého počtu vlastních tvarů je na Obr. 12 až Obr. 29 vyobrazeno pouze 18 vlastních tvarů, jedná se o 8 tvarů příčného ohybového kmitání ve svislém směru, 1 tvar vodorovného příčného kmitání a 8 tvarů torzního kmitání. XXI. vlastní tvar je složen ze tří složek kmitání (příčný ohyb, vodorovný příčný a torzní). Pro lepší přehlednost jsou tvary torzního kmitání vykresleny bez visutých lan a lanových závěsů. Všechny vypočtené vlastní tvary a frekvence jsou poté shrnuty v Tab. 7.



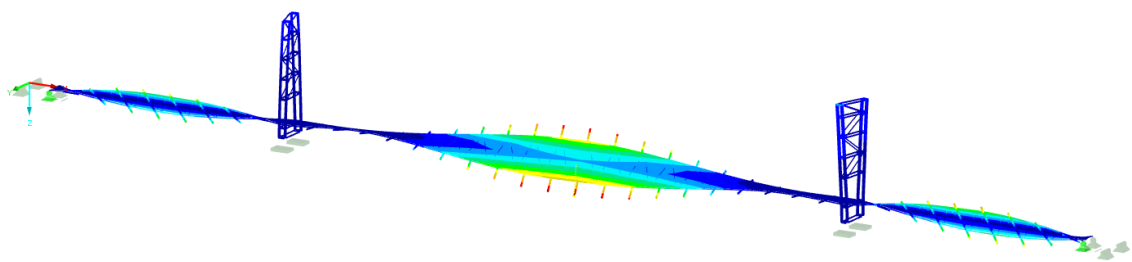
Obr. 12 I. vlastní tvar (1. příčný ohyb) - 0,466 Hz



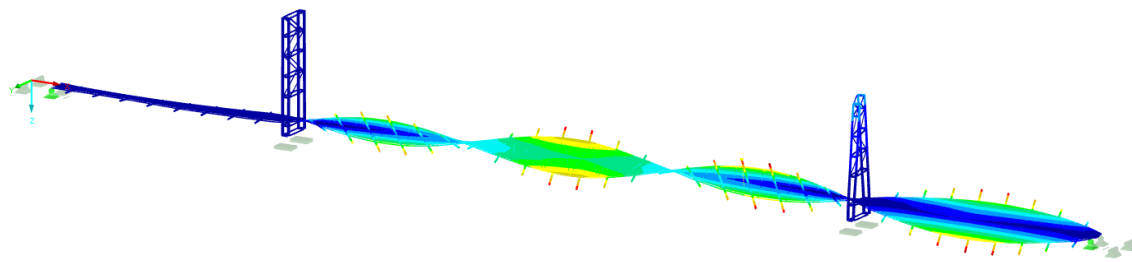
Obr. 13 IV. vlastní tvar (1. torzní) - 0,669 Hz



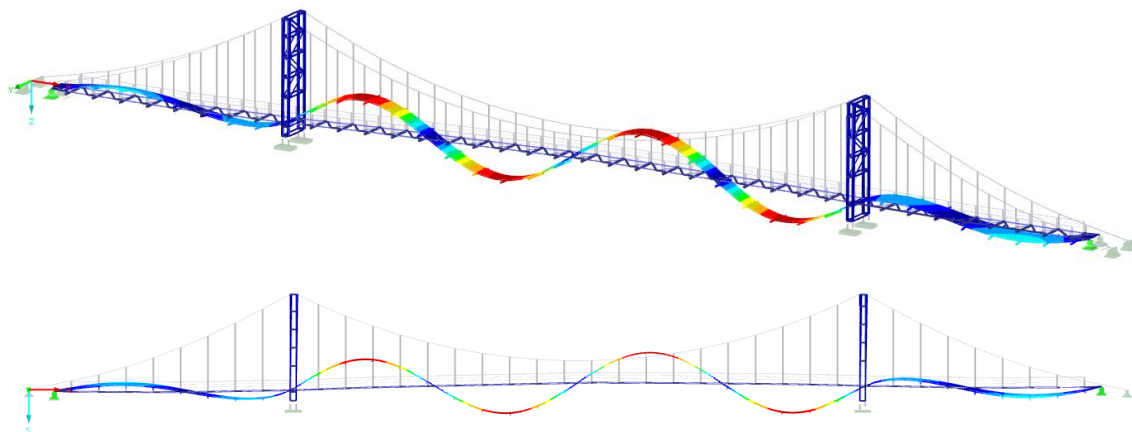
Obr. 14 V. vlastní tvar (2. příčný ohyb) - 0,721 Hz



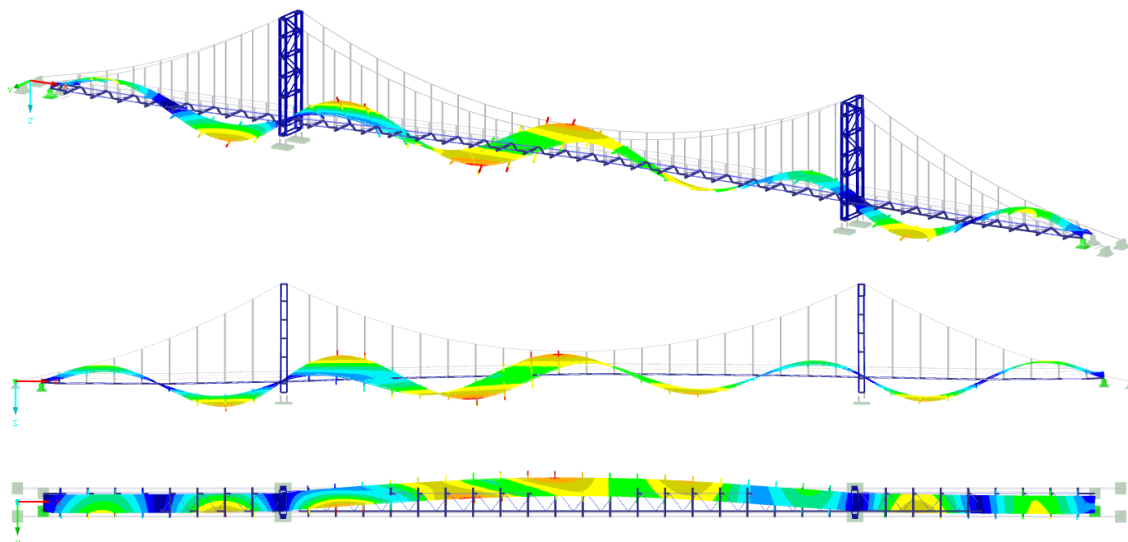
Obr. 15 VI. vlastní tvar (2. torzní) - 0,816 Hz



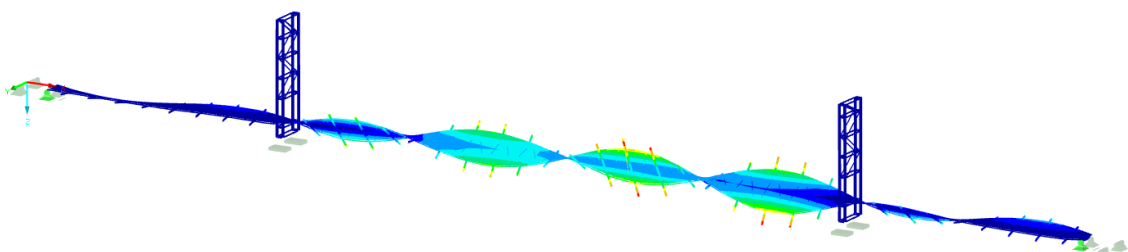
Obr. 16 VII. vlastní tvar (3. torzní) - 0,954 Hz



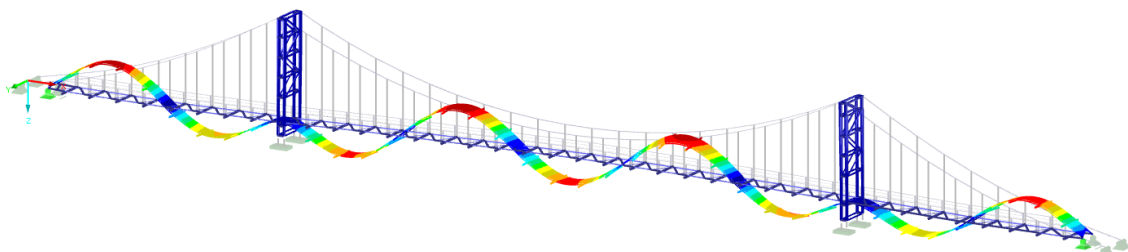
Obr. 17 IX. vlastní tvar (3. příčný ohyb) - 1,056 Hz



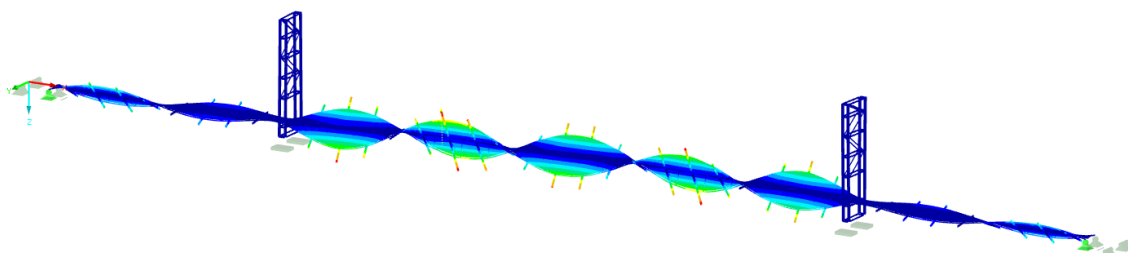
Obr. 18 XI. vlastní tvar (složený) - 1,311 Hz



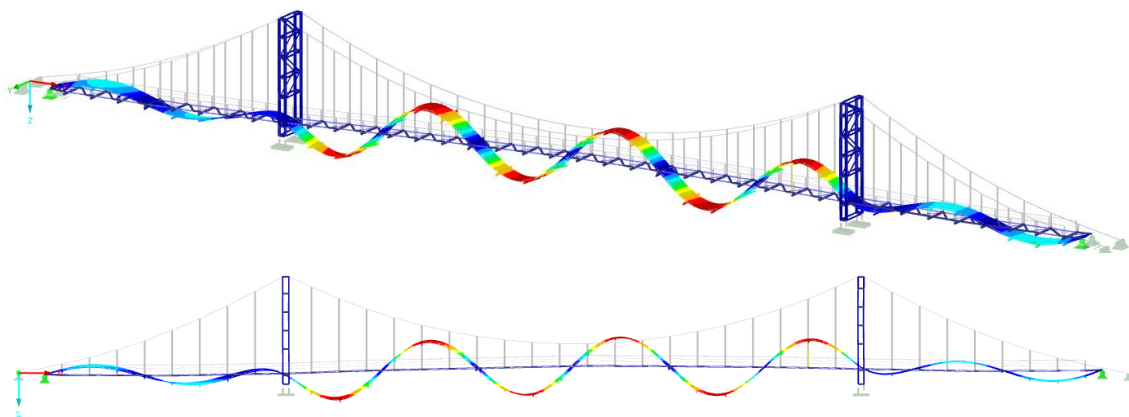
Obr. 19 XII. vlastní tvar (4. torzní) - 1,391 Hz



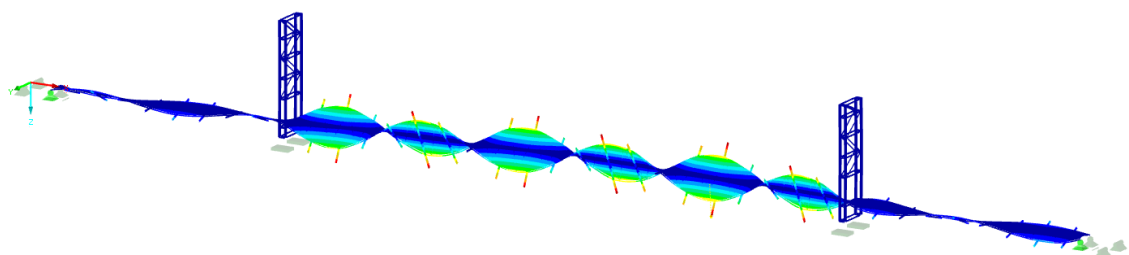
Obr. 20 XIII. vlastní tvar (4. příčný ohyb) - 1,486 Hz



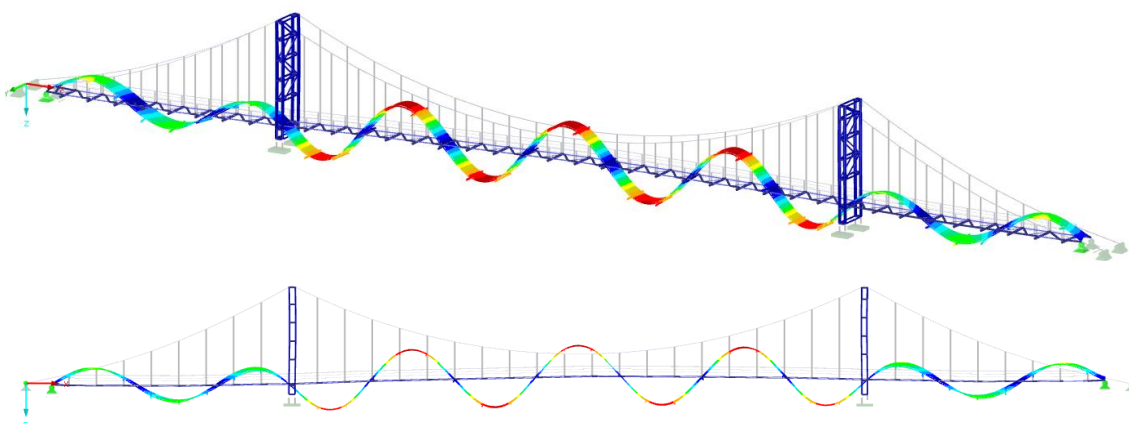
Obr. 21 XVI. vlastní tvar (5. torzní) - 1,786 Hz



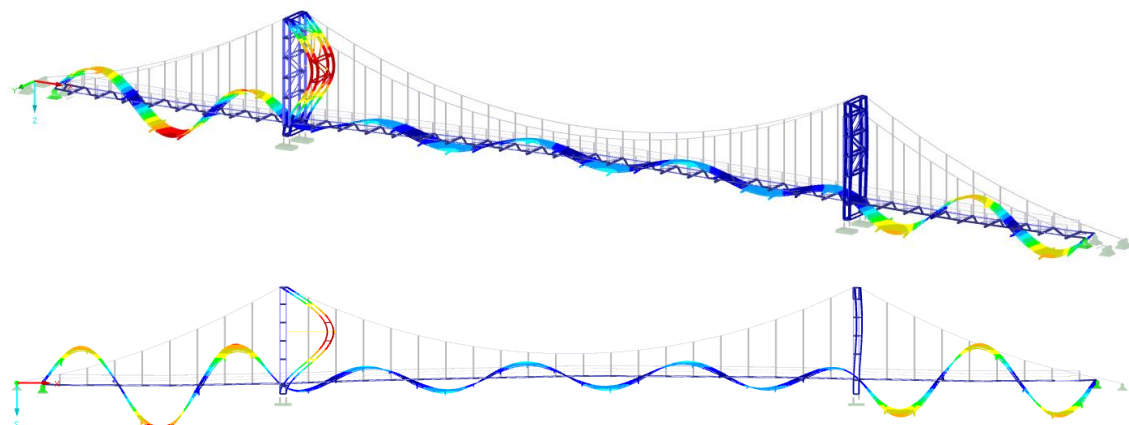
Obr. 22 XVII. vlastní tvar (5. příčný ohyb) - 1,819 Hz



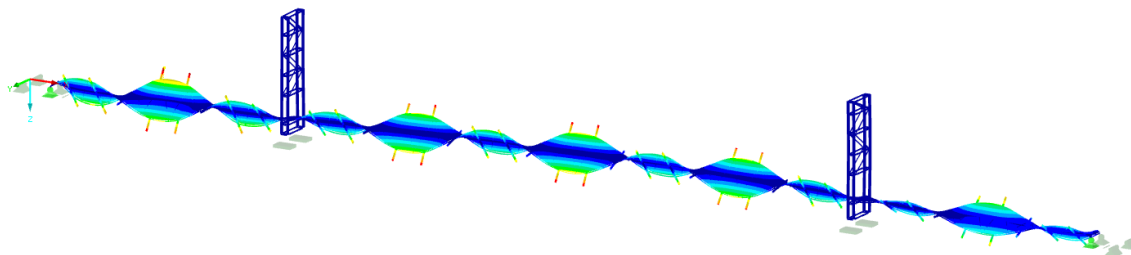
Obr. 23 XIX. vlastní tvar (6. torzní) - 2,171 Hz



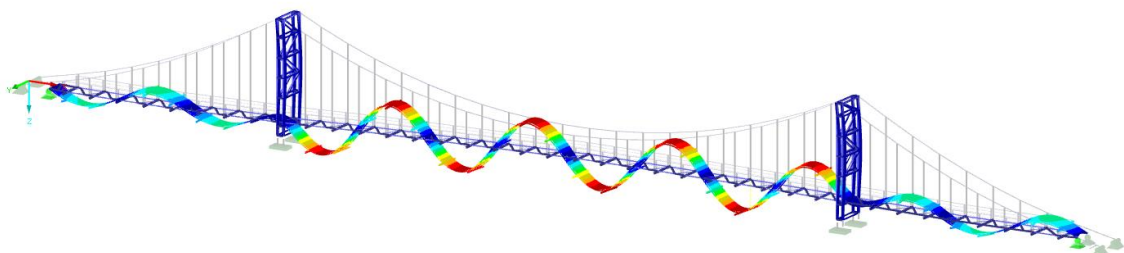
Obr. 24 XIX. vlastní tvar (6. příčný ohyb) - 2,207 Hz



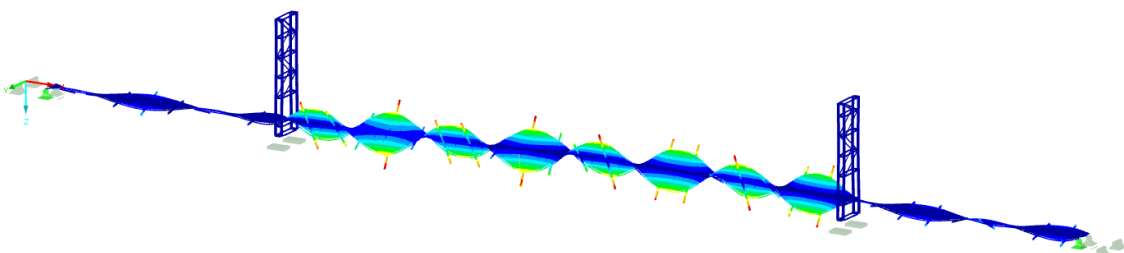
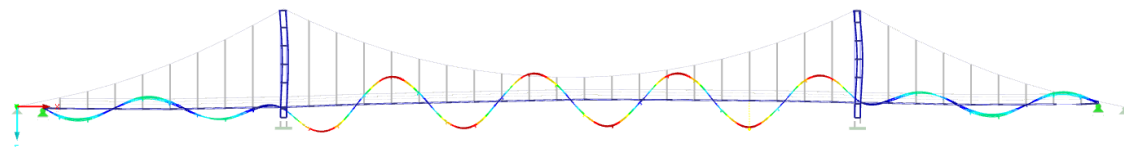
Obr. 25 XX. vlastní tvar (7. příčný ohyb) - 2,362 Hz



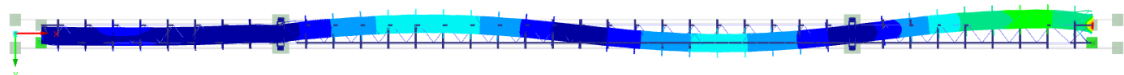
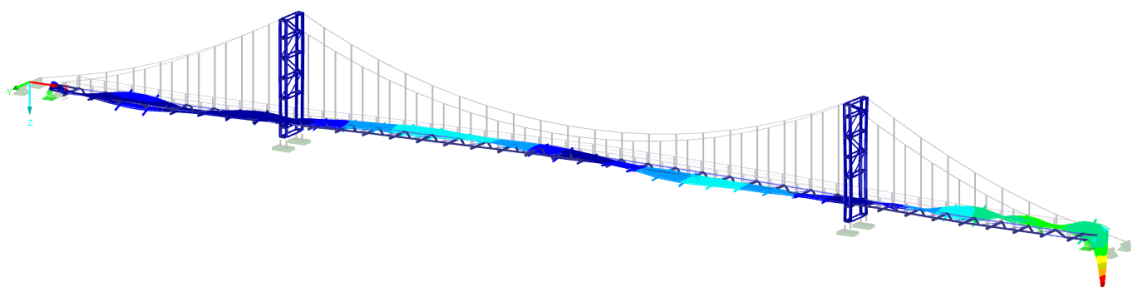
Obr. 26 XXV. vlastní tvar (7. torzní) - 2,652 Hz



Obr. 27 XXVI. vlastní tvar (8. příčný ohyb) - 2,769 Hz



Obr. 28 XXVII. vlastní tvar (8. torzní) - 3,060 Hz



Obr. 29 XXIX. vlastní tvar (2. vodorovný ohyb) - 3,162 Hz

Tab. 7 Souhrn globálních vlastních tvarů

Pořadí tvaru	Frekvence [Hz]	Popis tvaru
I	0,466	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru hlavního pole
II	0,574	Kombinace příčného ohybového kmitání ve svislém směru s torzním kmitáním
III	0,606	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru vedlejších polí
IV	0,669	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy hlavního pole
V	0,721	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru hlavního pole
VI	0,816	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy hlavního pole
VII	0,954	Torzní kmitání hlavního pole a jednoho vedlejšího pole
VIII	0,976	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy vedlejších polí
IX	1,056	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru hlavního pole
X	1,294	Kombinace příčného ohybového, vodorovného příčného a torzního kmitání
XI	1,311	Kombinace příčného ohybového, vodorovného příčného a torzního kmitání
XII	1,391	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy hlavního pole
XIII	1,486	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru hlavního pole
XIV	1,587	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy jednoho vedlejšího pole
XV	1,615	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy jednoho vedlejšího pole
XVI	1,786	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy hlavního pole
XVII	1,819	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru hlavního pole
XVIII	2,171	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy hlavního pole
XIX	2,207	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru hlavního pole
XX	2,362	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru vedlejších polí a pylonu
XXI	2,385	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru vedlejšího pole a pylonu
XXII	2,397	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru vedlejšího pole a pylonu
XXIII	2,531	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy jednoho vedlejšího pole
XXIV	2,582	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy vedlejších polí
XXV	2,652	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy hlavního pole
XXVI	2,769	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru hlavního pole
XXVII	3,060	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy hlavního pole
XXVIII	3,162	Vodorovného příčné kmitání
XXIX	3,218	Příčné ohybové kmitání ve svislém směru hlavního pole
XXX	3,480	Torzní kmitání celé lávky s většími výkyvy hlavního pole

6.3 Verifikace výpočetního modelu

Po vytvoření modelu a provedení výpočtu byla ověřována správnost výpočetního modelu pomocí empirických vzorců. Pro ověření byly použity základní vzorce pro výpočet velikosti normálové síly ve středu rozpětí visutého lana [13] a vzorce pro odhad první vlastní frekvence [14].

6.3.1 Síla ve středu rozpětí visutého lana

Pro výpočet síly byly použity rovnice (6.1) a (6.2). Nejprve byla stanovena vodorovná složka síly H v místě kontaktu lana s pylonem[13]:

$$H = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot v} \quad (6.1)$$

kde H je vodorovná složka síly [kN], q celkové spojitě zatížení mostu [kN/m'], L rozpětí hlavního pole [m] a v vzezpětí visutého lana [m]. Poté byla vypočítána normálová síla N ve středu rozpětí visutého lana:

$$N = H \cdot \sqrt{1 + 16 \left(\frac{v}{L}\right)^2} \quad (6.2)$$

kde N je normálová síla ve středu rozpětí visutého lana [kN], H vodorovná složka síly [kN], L rozpětí hlavního pole [m] a v vzezpětí visutého lana [m].

Pro stanovení celkového spojitěho zatížení mostu q bylo sečteno veškeré zatížení působící na visutá lana, včetně jejich vlastní tíhy v hlavním poli a vyděleno délkou hlavního pole $L = 62,54\text{m}$ a počtem visutých lan. Tímto postupem byla stanovena jeho hodnota - $q = 0,381 \text{ kN/m'}$. Vzezpětí visutého lana $v = 7,411 \text{ m}$. Po dosazení do obou rovnic vyšla normálová síla v jednom visutém laně uprostřed rozpětí $N = 27,8 \text{ kN}$. V prostorovém modelu byla vypočtena hodnota $N = 26,7 \text{ kN}$.

Vypočtené hodnoty se vzájemně moc neliší, a proto se dá předpokládat, že prostorový model zajišťuje správný přenos vnitřních sil mezi jednotlivými prvky.

6.3.2 Odhad první vlastní frekvence

V Dynamice stavebních konstrukcí [14] je uvedeno, že pokud není nutno počítat přesněji, lze lávku po dynamické stránce nahradit soustavou o jednom stupni volnosti s periodou vlastního kmitání (6.3):

$$T = \frac{1}{f_{(1)}} = 2\pi \left(\frac{m}{k} \right)^{1/2} \quad (6.3)$$

kde T je perioda vlastního kmitání, $f_{(1)}$ první vlastní frekvence, m hmotnost a k tuhost.

Tuhost k se vypočítá z příčinkové pořadnice průhybu η pod jednotkovým břemenem působícím v místě největšího průhybu (z výpočtu bylo stanoveno místo největšího průhybu v polovině rozpětí hlavního pole). Po dosazení hodnot $m = G/(2g)$ a $k = 1/\eta$ do rovnice (6.3) vychází přibližný vzorec (6.4):

$$T = 2\pi \left(\frac{G\eta}{2g} \right)^{1/2} = 0,045(G\eta)^{1/2} \quad (6.4)$$

kde G je vlastní tíha [kN] a η největší pořadnice příčinkové čáry.

Z modelu vyšla maximální pořadnice od zatížení vlastní tíhou konstrukce uprostřed hlavního pole s hodnotou 23,3 mm. Pro stanovení vlastní tíhy konstrukce byla uvažovaná hodnota q stanovená v kapitole 6.3.1. Ta byla přenásobena počtem visutých lan a celkovou délkou mostu 115 m. Výsledná hodnota vlastní tíhy vyšla 175,26 kN, ve které není uvažována hmotnost pylonů.

Po dosazení do rovnice (6.4) vychází odhad první vlastní frekvence $f_{(1)}=0,348$ Hz. Ze srovnání s vypočtenou první vlastní frekvencí $f = 0,466$ Hz je patrné, že se poměrně liší, ale protože se jedná jen o velice přibližný odhad první vlastní frekvence, je výsledek dostatečný.

6.4 Vliv tuhosti styčnicků pylonů na globální vlastní frekvence

Při tvoření modelu byl zkoumán vliv tuhosti jednotlivých styčnicků pylonu na vlastní frekvence lávky. Styčnický byl modelován v programu IDEA StatiCa 9, kde byl proveden i výpočet tuhosti jednotlivých prvků styčnicků. Při výpočtu tuhosti využívá program metodu komponent.

Výpočetní program IDEA StatiCa 9 umožňuje navrhnout a posoudit všechny typy svařovaných nebo šroubových spojů. Lze vymodelovat jakýkoliv typ přípoje včetně detailního návrhu spojení (šrouby, svary) jednotlivých prvků. Kromě tuhosti lze v programu počítat pevnosti a vzpěr ocelových styčnicků.

Při využití metody komponent je styčnický nejprve rozdělen na jednotlivé prvky - komponenty, následně se určí samostatné chování každé komponenty ve styčnicku a poté se styčnický opět složí z komponent a vypočte se celková tuhost styčnicku. Po výpočtu tuhosti styčnicku se provede jeho klasifikace [15].

6.4.1 Styčnický pylonů

Konstrukce pylonů obsahuje celkem 6 charakteristických styčnicků. Tyto styčnický byly vymodelovány a následně byla určena teoretická tuhost jejich prvků.

6.4.1.1 Styčnický 1

K pásnicím sloupu profilu I 340 je přivařena dvojice podélného ztužení profilu U 100. K pásnici sloupu je v rovině stojiny sloupu přivařen styčnickový plech o rozměrech 325 x 200 x 14 mm, ke kterému je v ose plechu přivařeno příčné ztužení profilu U 140. Všechny svary jsou navrženy jako koutové s účinnou tloušťkou svaru 5 mm. Na Obr. 30 je zobrazen vymodelovaný styčnický.



Obr. 30 Styčnický č. 1

6.4.1.2 Styčník 2

K pásnicím sloupu profilu I 340 je přivařena dvojice podélného ztužení profilu U 100. K pásnici sloupu je v rovině stojiny sloupu přivařen styčníkový plech o rozměrech 330 x 560 x 14 mm, ke kterému je v ose plechu přivařeno příčné ztužení profilu U 140. Navíc je k plechu nad příčným ztužením přivařena diagonála zavětrování profilu U 100 pod úhlem 33,6°. Všechny svary jsou navrženy jako koutové s účinnou tloušťkou svaru 5 mm. Na Obr. 31 je zobrazen vymodelovaný styčník.



Obr. 31 Styčník č. 2

6.4.1.3 Styčník 3

K pásnicím sloupu profilu I 340 je přivařena dvojice podélného ztužení profilu U 100. K pásnici sloupu je v rovině stojiny sloupu přivařen styčníkový plech o rozměrech 330 x 560 x 14 mm, ke kterému je v ose plechu přivařeno příčné ztužení profilu U 140. Navíc je k plechu nad i pod příčným ztužením přivařena dvojice diagonál zavětrování profilu U 100 pod úhlem 33,6°. Všechny svary jsou navrženy jako koutové s účinnou tloušťkou svaru 5 mm. Na Obr. 32 je zobrazen vymodelovaný styčník.



Obr. 32 Styčník č. 3

6.4.1.4 Styčník 4

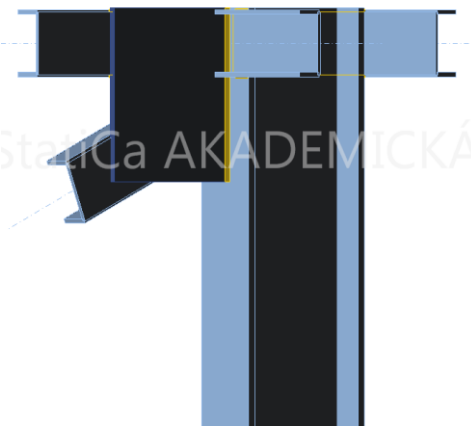
K pásnicím sloupu profilu I 340 je přivařena dvojice podélného ztužení profilu U 100. K pásnici sloupu je v rovině stojiny sloupu přivařen styčníkový plech o rozměrech 330 x 560 x 14 mm, ke kterému je v ose plechu přivařeno příčné ztužení profilu U 140. K plechu je pod příčným ztužením přivařena diagonála zavětrování profilu U 100 pod úhlem 33,6°, nad příčným ztužením potom diagonála zavětrování profilu U 140 pod úhlem 22,7°. Všechny svary jsou navrženy jako koutové s účinnou tloušťkou svaru 5 mm. Na Obr. 33 je zobrazen vymodelovaný styčník.



Obr. 33 Styčník č. 4

6.4.1.5 Styčnick 5

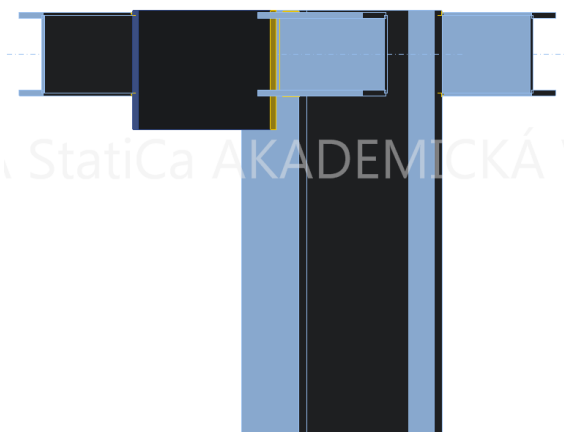
K pásnicím sloupu profilu I 340 je přivařena dvojice podélného ztužení profilu U 140. K pásnici sloupu je v rovině stojiny sloupu přivařen styčnickový plech o rozměrech 330 x 360 x 14 mm, ke kterému je v ose plechu přivařeno příčné ztužení profilu U 140. K plechu je pod příčným ztužením přivařena diagonála zavětrování profilu U 140 pod úhlem 22,7°. Všechny svary jsou navrženy jako koutové s účinnou tloušťkou svaru 5 mm. Na Obr. 34 je zobrazen vymodelovaný styčnick.



Obr. 34 Styčnick č. 5

6.4.1.6 Styčnick 6

K pásnicím sloupu profilu I 340 je přivařena dvojice podélného ztužení profilu U 140. K pásnici sloupu je v rovině stojiny sloupu přivařen styčnickový plech o rozměrech 320 x 200 x 14 mm, ke kterému je v ose plechu přivařeno příčné ztužení profilu U 140. Všechny svary jsou navrženy jako koutové s účinnou tloušťkou svaru 5 mm. Na Obr. 35 je zobrazen vymodelovaný styčnick.



Obr. 35 Styčnick č. 6

6.4.1.7 Tuhosti jednotlivých prvků styčnicků

Výsledky výpočtu tuhosti jednotlivých prvků styčnicků jsou pro přehlednost shrnuty v tab.3, ve které je uvedeno číslo styčnicku, profil, typ, mezní hodnoty pro klasifikaci přípoje, výsledná tuhost prvku styčnicku a klasifikace přípoje. Podle klasifikace tuhosti vyšly všechny prvky jako polotuhé.

Tab. 8 Tuhosti jednotlivých prvků styčnicků

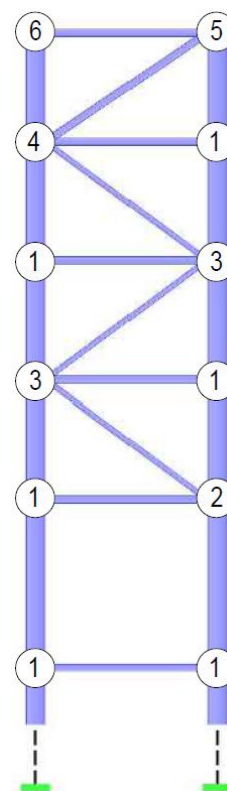
č.	Styčnick	Profil	Typ	Mezní hodnoty [MNm/rad]		Výsledná tuhost [MNm/rad]	Klasifikace přípoje
				Kloub	Vetknutí		
1	1	U100	Podélné ztužení	0,361	18,025	1,848	Polotuhý
2	1	U100	Podélné ztužení	0,328	16,386	2,807	Polotuhý
3	1	U140	Příčné ztužení	0,212	10,623	2,304	Polotuhý
4	2	U100	Podélné ztužení	0,361	18,025	1,792	Polotuhý
5	2	U100	Podélné ztužení	0,328	16,386	2,613	Polotuhý
6	2	U140	Příčné ztužení	0,212	10,623	3,415	Polotuhý
7	2	U100	Diagonála horní	0,060	3,011	1,289	Polotuhý
8	3	U100	Podélné ztužení	0,361	18,025	1,806	Polotuhý
9	3	U100	Podélné ztužení	0,328	16,386	2,613	Polotuhý
10	3	U140	Příčné ztužení	0,212	10,623	3,556	Polotuhý
11	3	U100	Diagonála dolní	0,060	3,011	1,289	Polotuhý
12	3	U100	Diagonála horní	0,060	3,011	1,289	Polotuhý
13	4	U100	Podélné ztužení	0,361	18,025	1,806	Polotuhý
14	4	U100	Podélné ztužení	0,328	16,386	2,613	Polotuhý
15	4	U140	Příčné ztužení	0,212	10,623	3,586	Polotuhý
16	4	U100	Diagonála dolní	0,060	3,011	1,290	Polotuhý
17	4	U140	Diagonála horní	0,177	8,843	2,747	Polotuhý
18	5	U140	Podélné ztužení	1,059	52,938	1,415	Polotuhý
19	5	U140	Podélné ztužení	0,963	48,125	1,036	Polotuhý
20	5	U140	Příčné ztužení	0,196	9,800	3,113	Polotuhý
21	5	U140	Diagonála dolní	0,212	10,623	2,751	Polotuhý
22	6	U140	Podélné ztužení	1,059	52,938	1,388	Polotuhý
23	6	U140	Podélné ztužení	0,963	48,125	1,169	Polotuhý
24	6	U140	Příčné ztužení	0,212	10,623	2,172	Polotuhý

Z Tab. 8 je patrné, že původní předpoklad kloubového připojení prvků ke sloupům pylonu byl relativně blízko k výslednému chování přípojů. Vypočtené hodnoty tuhosti přípojů se nacházejí v intervalu mezních hodnot blíže k mezní hodnotě pro kloubové chování přípoje.

Následně byla provedena teoretická modální analýza s kloubovými a polotuhými styčnickými a výsledky mezi sebou porovnány (kapitola 6.4.3).

6.4.2 Rozložení styčníků na pylonu

Styčníky jsou po výšce pylonu rozloženy následovně. V úrovni mostovky jsou styčníky č. 1, v úrovni prvního vodorovného ztužení je v místě připojení diagonály styčník č. 2 a na opačné straně ztužení pak styčník č. 1. V úrovni druhého a třetího vodorovného ztužení jsou v místě připojení diagonál styčníky č. 3 a na opačné straně ztužení pak styčníky č. 1. V úrovni čtvrtého vodorovného ztužení je v místě připojení diagonál styčník č. 4, na opačné straně ztužení pak styčník č. 1. V úrovni pátého, tedy posledního vodorovného ztužení, je v místě připojení diagonály styčník č. 5, na druhé straně ztužení pak styčník č. 6. Rozložení styčníků je stejné pro oba pylony. Pro lepší orientaci je rozložení styčníků na pylonu zobrazeno na Obr. 36.



Obr. 36 Rozložení styčníků na pylonu

6.4.3 Porovnání výsledků

Po provedení modální analýzy konstrukce s uvažováním tuhosti jednotlivých styčníků pylonů byly tyto výsledky porovnány s výsledky výpočtu s uvažováním kloubového připojení styčníků. V Tab. 9 jsou shrnuty výsledky obou výpočtů a vzájemně porovnány.

Tab. 9 Porovnání vypočtených vlastních frekvencí

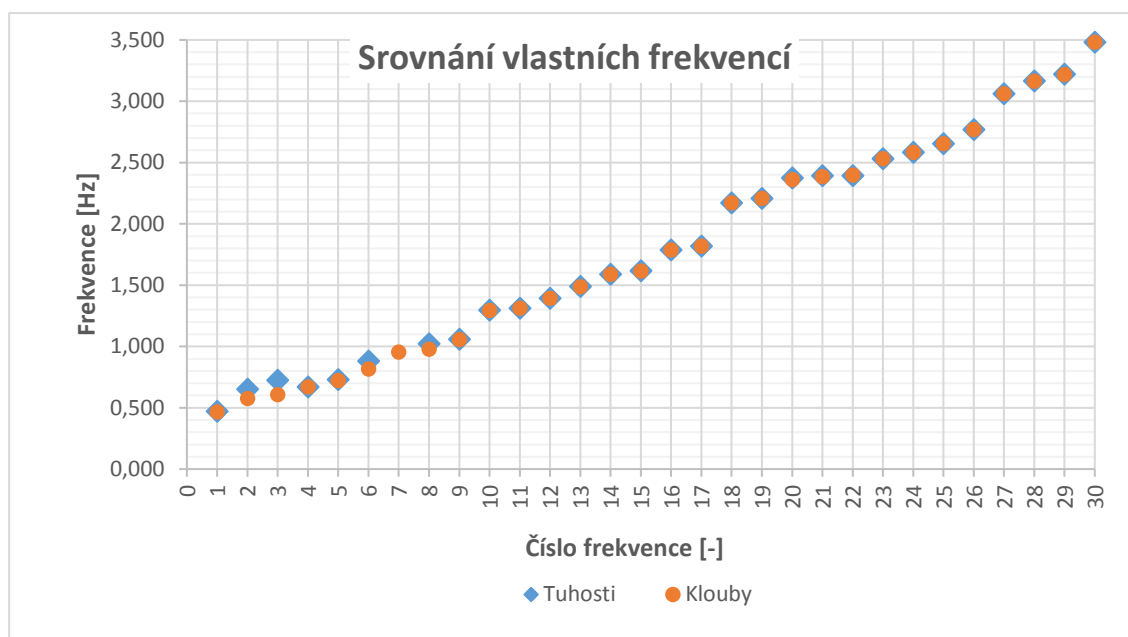
Číslo frekvence	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tuhosti	0,470	0,651	0,724	0,669	0,728	0,881		1,021	1,057	1,295
Klouby	0,466	0,574	0,606	0,669	0,721	0,816	0,954	0,976	1,056	1,294

Číslo frekvence	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Tuhosti	1,311	1,391	1,488	1,587	1,616	1,787	1,819	2,171	2,207	2,374
Klouby	1,311	1,391	1,486	1,587	1,615	1,786	1,819	2,171	2,207	2,362

Číslo frekvence	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Tuhosti	2,393	2,393	2,531	2,583	2,653	2,769	3,061	3,164	3,219	3,481
Klouby	2,385	2,397	2,531	2,582	2,652	2,769	3,060	3,162	3,218	3,480

V Tab. 9 není uvedena sedmá frekvence s uvažováním tuhosti styčnicků, protože nebyla vypočtena žádná frekvence, která by odpovídala sedmé frekvenci s uvažováním kloubového připojení.

Ze srovnání je patrné, že nejvíce se liší frekvence do 1 Hz, vyšší vlastní frekvence se téměř neliší. Model s uvažováním tuhostí má vyšší vlastní frekvence příslušné jednotlivým vlastním tvarům, což odpovídá předpokladu, že u tužších konstrukcí je potřeba více energie k buzení jednotlivých tvarů. Pro lepší přehlednost je srovnání také uvedeno v Graf 1.



Graf 1 Srovnání vlastních frekvencí.

Jelikož se výsledky téměř neliší, bude se v dalších výpočtech uvažovat model bez zahrnutí vlivu tuhostí jednotlivých styčnicků pylonů, protože je méně náročný z hlediska výpočetního času.

7 Odezva konstrukce na zatížení chodci a vandaly

Při výpočtu odezvy konstrukce byla použita Newmarkova implicitní metoda řešení pohybových rovnic. Jedná se o postup s přímou integrací pohybových rovnic. Newmarkova metoda je stabilní, ale délka integračního kroku je omezena nejkratší periodou T_M zatížení $\Delta t < T_M/20$.

7.1 Stanovení útlumu

Pro výpočet vynuceného kmitání bylo potřeba nejprve stanovit hodnotu útlumu. Jelikož v práci uvažují Rayleighův proporcionální (klasický) útlum, bylo nezbytné stanovit konstanty α a β pro výpočet matice C .

Z důvodu zavedení předpokladu, že nejméně bude tlumen první vlastní tvar, postačí stanovit pouze součinitel poměrného útlumu ξ pro první vlastní kruhovou frekvenci ω_1 , která je známa z výpočtu vlastního kmitání (kapitola 6.2). Konstanty α a β budou dopočteny z rovnice (3.15).

Součinitel poměrného útlumu ξ byl stanoven na základě příručky Guidelines for the design of footbridges [16], ve které je uveden vztah pro výpočet tohoto součinitele(7.1):

$$\xi = \Lambda/2\pi \quad (7.1)$$

kde ξ je součinitel poměrného útlumu a Λ logaritmický dekrement útlumu.

Logaritmický dekrement útlumu se stanoví součtem dílčích logaritmických dekrementů závislých na použitém materiálu, typu nosné konstrukce a způsobu uložení (7.2):

$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 + \Lambda_3 \quad (7.2)$$

kde Λ_1 je logaritmický dekrement materiálového útlumu, Λ_2 logaritmický dekrement konstrukčního útlumu a Λ_3 logaritmický dekrement útlumu uložení.

Dílčí dekrementy byly stanoveny z tabulek v [16]. $\Lambda_1 = 0,012$ (feritická ocel), $\Lambda_2 = 0,035$ (visutá lávka) a $\Lambda_3 = 0,004$ (posuvná ložiska). Po dosazení do rovnice (7.2) vychází:

$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 + \Lambda_3 = 0,012 + 0,035 + 0,004 = 0,051 \quad (7.3)$$

Z rovnice (7.1) vychází součinitel poměrného útlume následovně:

$$\xi = \Lambda/2\pi = 0,051/2\pi = 0,0081 \quad (7.4)$$

Dosazením součinitele $\xi = 0,0081$ a první vlastní kruhové frekvence $\omega_1 = 2\pi f_1 = 2\pi \cdot 0,466 = 2,928 \text{ s}^{-1}$ do (3.15) vychází konstanty α a β , které byly zadány do programu Dlubal RFEM pro výpočet odezvy lávky takto:

$$\alpha = \xi \omega_1 = 0,0081 \cdot 2,928 = 0,02377 \quad (7.5)$$

$$\beta = \xi/\omega_1 = 0,0081/2,928 = 0,00277 \quad (7.6)$$

Matice útlumu \mathbf{C} se rovná:

$$\mathbf{C} = \alpha \cdot \mathbf{M} + \beta \cdot \mathbf{K} = 0,02377 \cdot \mathbf{M} + 0,00277 \cdot \mathbf{K} \quad (7.7)$$

7.2 Zatěžovací stavy

Pro výpočet odezvy na zatížení chodci byl použit model harmonické síly (kapitola 3.2.1.1.1) a model DLF s uvažováním koeficientů α dle Younga [6] (kapitola 3.2.1.1.2). Odezva na zatížení vandaly byla počítána pouze modelem DLF s uvažováním koeficientů α dle Bachmanna [5] (kapitola 3.2.1.2).

Při výpočtu odezvy byl uvažován osamělý chodec a skupina dvou chodců pro zatížení chodci a dvojice vandalů pro zatížení vandaly. Odezva byla sledována u vlastních tvarů uvedených v Tab. 10, ve které je navíc uvedeno zatřídění vlastních frekvencí do oblastí rizika vzniku rezonance podle technického předpisu SÉTRA [8].

Tab. 10 Přehled buzených vlastních tvarů včetně zatřídění dle [8]

Frekvence	Frekvenční oblast	Osaměly chodec	Dvojice chodců	Dvojice vandalů
1,311	2	X	•	X
1,391	2	X	•	X
1,486	2	X	•	X
1,786	1	X	•	X
1,819	1	•	•	X
2,171	2	X	•	X
2,207	2	•	•	X
2,362	2	•	•	•
2,652	3	X	•	X
2,769	3	X	•	X

7.2.1 Zatížení chodci

Zatěžovací stavy s uvažováním osamělého chodce byly použity k porovnání s výsledky z orientačního experimentu provedeného na sledované lávce. Odezva byla počítána pouze u vlastních tvarů, které byly ověřovány orientačním experimentem. Popsání orientačního experimentu je uvedeno v kapitole 8.

Zatěžovací stavy s uvažováním dvojice chodců byly použity pro posouzení podle normy ČSN EN 1990 [7] a technického předpisu SÉTRA [8].

V Tab. 11 jsou uvedeny Fourierovy koeficienty pro buzené vlastní tvary modelem DLF vypočtené ze vztahu (3.11).

Tab. 11 Fourierovy koeficienty pro zatížení chodci

Frekvence	Fourierovy koeficienty			
	α_1	α_2	α_3	α_4
1,311	0,14801	0,08368	0,05817	0,04709
1,391	0,18081	0,08458	0,05971	0,04917
1,486	0,21976	0,08564	0,06153	0,05164
1,786	0,34276	0,08900	0,06729	0,05944
1,819	0,35629	0,08937	0,06792	0,06029
2,171	0,50061	0,09332	0,07468	0,06945
2,207	0,51537	0,09372	0,07537	0,07038
2,362	0,57892	0,09545	0,07835	0,07441
2,652	0,69782	0,09870	0,08392	0,08195
2,769	0,74579	0,10001	0,08616	0,08499

Budící síla působila na konstrukci ve všech dynamických zatěžovacích stavech po dobu 15 s, aby bylo dosaženo stavu ustáleného kmitání. Odezvy byly sledovány po dobu 50 s.

7.2.2 Zatížení vandaly

Výpočet odezvy na zatížení vandaly byl proveden pouze pro vlastní tvar, u kterého bylo dosaženo maximálního zrychlení od zatížení skupinou dvou chodců. Pro výpočet odezvy byla uvažována dvojice vandalů, aby byl výsledek porovnatelný s provedeným orientačním experimentem na lávce (kapitola 8).

V Tab. 12 jsou uvedeny Fourierovy koeficienty pro buzení vlastní tvar modelu DLF stanovené ze vztahu (3.12).

Tab. 12 Fourierovy koeficienty pro zatížení vandaly

Frekvence	Fourierovy koeficienty		
	α_1	α_2	α_3
2,362	0,370025	0,11905	0,02095

Budící síla byla v zatěžovacím stavu nechána působit na model konstrukce po dobu 20 s, aby bylo dosaženo stavu ustáleného kmitání. Odezva byla sledována po dobu 50 s.

7.3 Výsledky

Přídavným modulem RF -DYNAM Pro byla vypočtena odezva konstrukce na všechna výše uvedená zatížení. Pro posouzení provozuschopnosti lávky a porovnání výsledků bylo ze všech počítaných parametrů sledováno pouze zrychlení ustáleného harmonického kmitání ve svislém směru a vybuzený tvar kmitání.

Přehled výsledků zrychlení konstrukce od zatížení dvojicí chodců, posouzení zrychlení podle normy ČSN EN 1990 [7] a zařídění do oblastí komfortu dle technického předpisu SÉTRA [8] je uvedeno v Tab. 13.

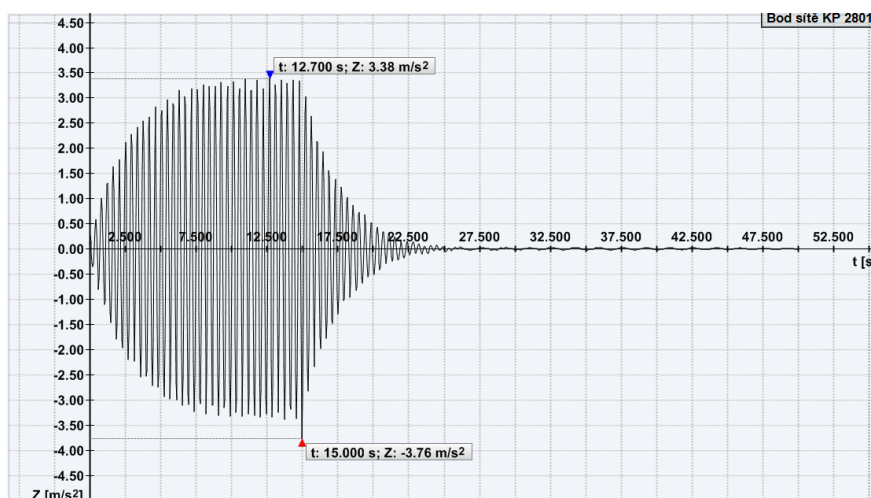
Tab. 13 Výsledky odezvy konstrukce na zatížení dvojicí chodců

Frekvence [Hz]	Uvažovaný model	a	a _{lim} ČSN	Splněno	Úroveň komfortu dle SÉTRY
		[ms ⁻²]	[ms ⁻²]		
1,311	Harmonická síla	0,77	0,70	Ne	Střední komfort
	DLF	0,74	0,70	Ne	Střední komfort
1,391	Harmonická síla	1,05	0,70	Ne	Minimální komfort
	DLF	0,87	0,70	Ne	Střední komfort
1,486	Harmonická síla	1,66	0,70	Ne	Minimální komfort
	DLF	1,27	0,70	Ne	Minimální komfort
1,786	Harmonická síla	1,25	0,70	Ne	Minimální komfort
	DLF	1,35	0,70	Ne	Minimální komfort
1,819	Harmonická síla	1,89	0,70	Ne	Minimální komfort
	DLF	2,20	0,70	Ne	Minimální komfort
2,171	Harmonická síla	0,45	0,70	Ano	Maximální komfort
	DLF	1,06	0,70	Ne	Minimální komfort
2,207	Harmonická síla	1,61	0,70	Ne	Minimální komfort
	DLF	2,51	0,70	Ne	Nepřípustné
2,362	Harmonická síla	3,38	0,70	Ne	Nepřípustné
	DLF	5,58	0,70	Ne	Nepřípustné
2,652	Harmonická síla	0,52	0,70	Ano	Střední komfort
	DLF	1,40	0,70	Ne	Minimální komfort
2,769	Harmonická síla	1,39	0,70	Ne	Minimální komfort
	DLF	3,45	0,70	Ne	Nepřípustné

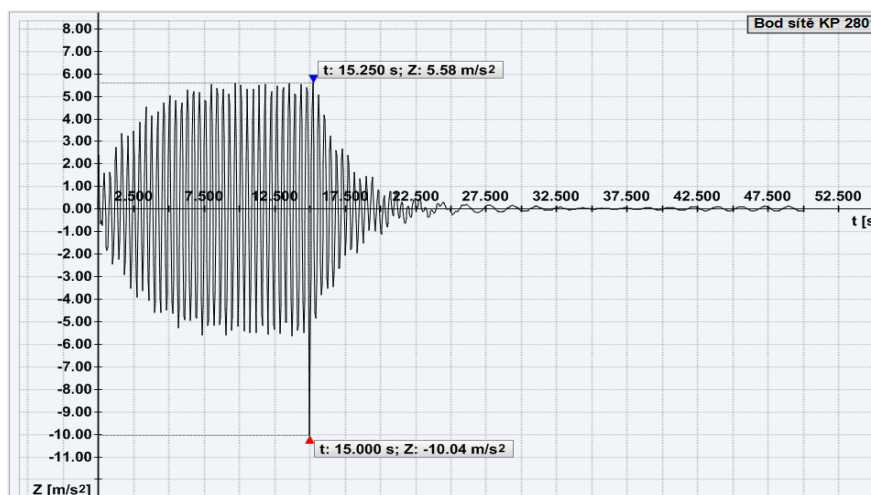
Z Tab. 13 je patrné, že model DLF (Dynamic Loading Factor) vykazuje větší hodnoty zrychlení oproti modelu harmonické síly. To je pravděpodobně způsobeno rozdílně uvažovanou hmotností jednoho chodce v jednotlivých modelech, hodnotou jednotlivých koeficientů DLF (model harmonické síly obsahuje pouze jeden člen) a také uvažováním statické složky hmotnosti u modelu DLF. Dále je z tabulky zřejmé, že až na frekvence 2,171 a 2,652 Hz s uvažovaným modelem harmonické síly nevyhověly ostatní zatěžovací stavy podmínce maximálního zrychlení uvedeného v normě ČSN EN 1990 [7]. Z hlediska komfortu chodců byla většina zatěžovacích stavů zatříděna do oblasti minimálního komfortu. Frekvence 2,207, 2,362 a 2,769 Hz s uvažovaným modelem DLF a frekvence 2,362 Hz s uvažovaným modelem harmonické síly byly stanoveny jako nepřípustné. Frekvence 1,311 a 1,391 Hz s uvažovaným modelem DLF a frekvence 1,311 a 2,652 Hz s uvažovaným modelem harmonické síly byly zatříděny do oblasti středního komfortu. Jediný zatěžovací stav frekvence 2,171 Hz s uvažovaným modelem harmonické síly vyšel do oblasti maximálního komfortu.

Z posouzení vybraných zatěžovacích stavů je očividné, že sledovaná látka vykazuje velice špatné chování z hlediska dynamického namáhání.

Průběh zrychlení byl pro tvary kmitání ve svislém směru sledován vždy v místě největší pořadnice sledovaného vlastního tvaru. Pro přehlednost zde budou uvedeny pouze grafy průběhu zrychlení při buzení frekvence 2,362 Hz. Na Obr. 37 je uveden průběh zrychlení od modelu harmonické síly a na Obr. 38 je též průběh zrychlení, ale od modelu DLF. Ostatní průběhy zrychlení jsou shrnuty v příloze 2 této diplomové práce.



Obr. 37 Graf průběhu zrychlení od modelu harmonické síly

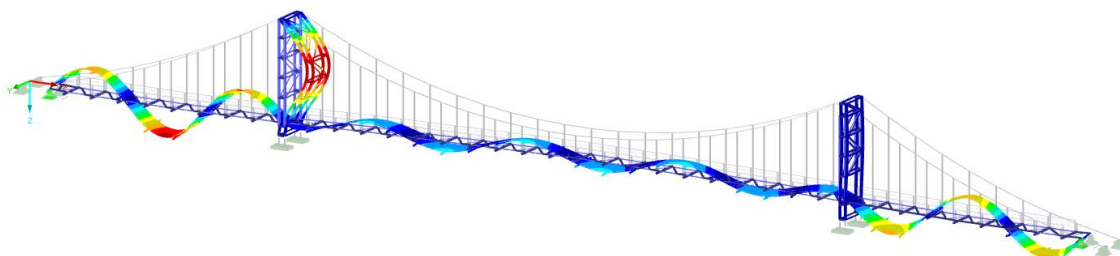


Obr. 38 Graf průběhu zrychlení od modelu DLF

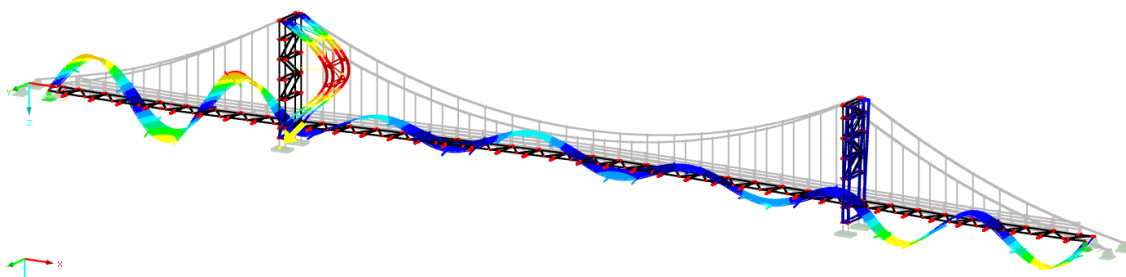
Z grafů je patrné, že při buzení bylo dosaženo stavu ustáleného kmitání, ze kterého se určovaly maximální hodnoty zrychlení. Maximální hodnoty zrychlení od modelu harmonické síly bylo dosaženo v čase 12,7 s, u modelu DLF to bylo v čase 15,25

s. Extrémy dosažené v čase 15 s byly pravděpodobně způsobeny chybou numerické integrace (čas, kdy přestalo působit zatížení).

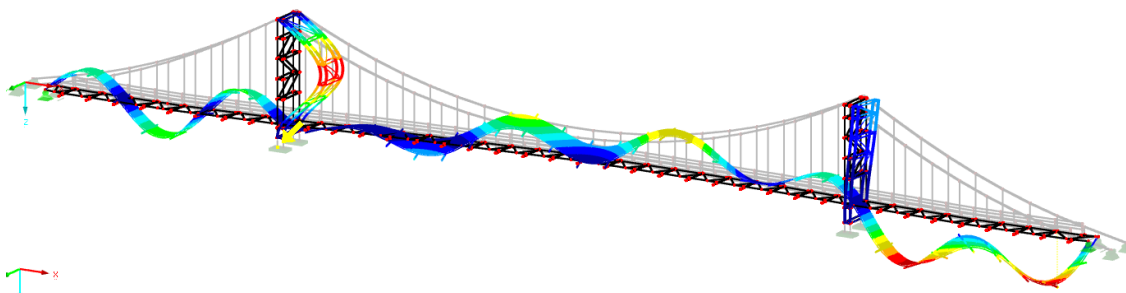
Při výpočtu byl sledován i vybuzený tvar vlastního kmitání, který byl vizuálně porovnán s vlastním tvarem kmitání odpovídající buzenému tvaru. Pro přehlednost zde budou uvedeny pouze vybuzené tvary s uvažováním obou modelů budící síly s frekvencí 2,362 Hz. Na Obr. 39 je pro srovnání uveden vlastní tvar stanovený výpočtem vlastního kmitání. Na Obr. 40 je vybuzený vlastní tvar modelem harmonické síly a na Obr. 41 je vybuzený vlastní tvar modelem DLF. Ostatní vybuzené tvary jsou shrnuty v příloze 2 této diplomové práce.



Obr. 39 XX. Vypočtený vlastní tvar kmitání - 2,362 Hz



Obr. 40 XX. Vybuzený tvar kmitání modelem harmonické síly



Obr. 41 XX. Vybuzený tvar kmitání modelem DLF

Z Obr. 40 a Obr. 41 je patrné, že se vlastní tvar kmitání příslušný frekvenci 2,362 Hz povedlo vybudit oběma uvažovanými modely budící síly. Také je zřejmé, že tvar vybuzený modelem harmonické síly je více podobný vlastnímu tvaru kmitání, to je dáno průběhem budící síly, která má v čase harmonický průběh.

V Tab. 14 je uveden přehled dosažených zrychlení při zatížení osamělým chodcem a dvojicí vandalů. Výsledky budou porovnány s výsledky stanovenými orientačním experimentem provedeným na lávce (kapitola 8.).

Tab. 14 Výsledky odezvy konstrukce na zatížení osamělým chodcem a dvojicí vandalů

Frekvence [Hz]	Uvažovaný model	a
		[ms ⁻²]
Osamělý chodec		
1,819	Harmonická síla	1,34
	DLF	1,58
2,207	Harmonická síla	1,14
	DLF	1,78
2,362	Harmonická síla	2,39
	DLF	3,95
Dvojice vandalů		
2,362	DLF	3,67

Z výsledků uvedených v Tab. 14 je zřejmé, že model DLF vykazuje větší hodnoty zrychlení oproti modelu harmonické síly. To je pravděpodobně způsobeno rozdílně uvažovanou hmotností jednoho chodce v jednotlivých modelech, hodnotou jednotlivých koeficientů DLF (model harmonické síly obsahuje pouze jeden člen) a také uvažováním statické složky hmotnosti u modelu DLF.

8 Orientační experiment

Z důvodu ověření vypočtené odezvy modelu na zatížení chodci a vandaly a vypočtených vlastních tvarů kmitání byl na lávce proveden orientační experiment. Cílem orientačního experimentu bylo stanovení vlastních frekvencí a velikost zrychlení vytipovaných buzených vlastních tvarů.

Experiment byl pouze orientační, protože nebyly dodrženy postupy uvedené v normě a průběh odezvy byl zaznamenán akcelerometry v mobilním telefonu a vyhodnocený mobilní aplikací VibSensor Pro. Experiment proběhl 15.4.2019.

8.1 Experimentální modální analýza

Před započítím orientačního experimentu bylo potřeba stanovit referenční body, ve kterých bude umístěn snímač kmitání. Referenční bod by měl být volen tak, aby v tomto bodu mělo co nejvíce vlastních tvarů nenulovou pořadnici [18]. Pokud má v místě referenčního bodu některý vlastní tvar uzlový bod, není možné daný vlastní tvar změřit. Z tohoto důvodu a velkého počtu vlastních tvarů byly určeny tři referenční body.

Referenční body byly určeny v místě šestého závěsu od pylonu směrem do hlavního pole, ve středu rozpětí hlavního pole a ve středu rozpětí vedlejšího pole. Příčně byly body umístěny k okraji mostovky pro zachycení torzních vlastních tvarů.

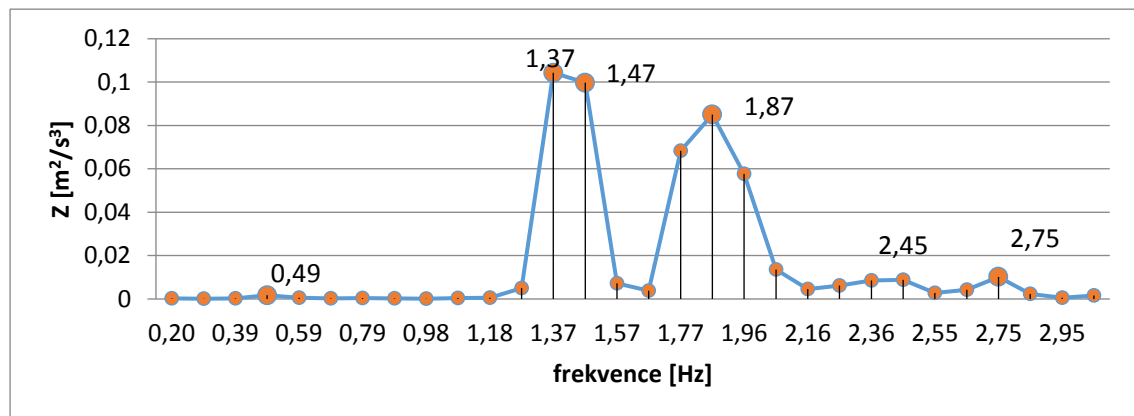
8.1.1 Průběh měření

Snímač byl nejprve umístěn do místa prvního referenčního bodu. Po zahájení měření byla konstrukci na opačné straně mostovky v příčném směru udělena počáteční podmínka v podobě rychlosti vyvolané zhoupnutím. Měření bylo ukončeno po dokmitání konstrukce.

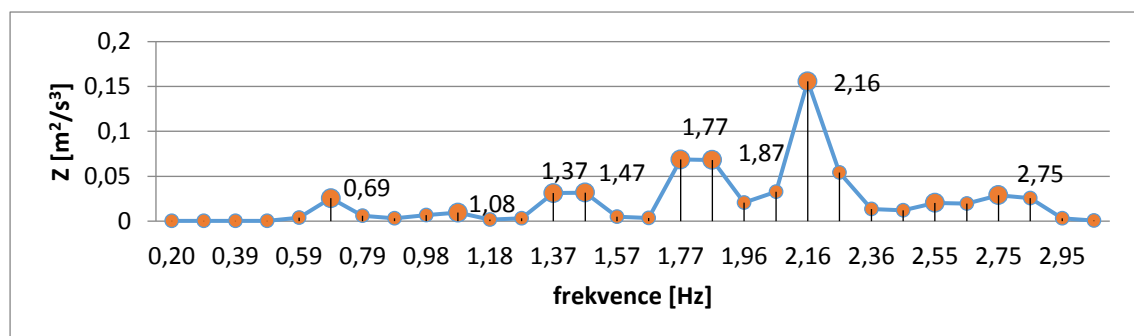
Uvedený postup měření byl zopakován pro všechny referenční body. V každém bodě bylo měření provedeno dvakrát.

8.1.2 Výsledky experimentální modální analýzy

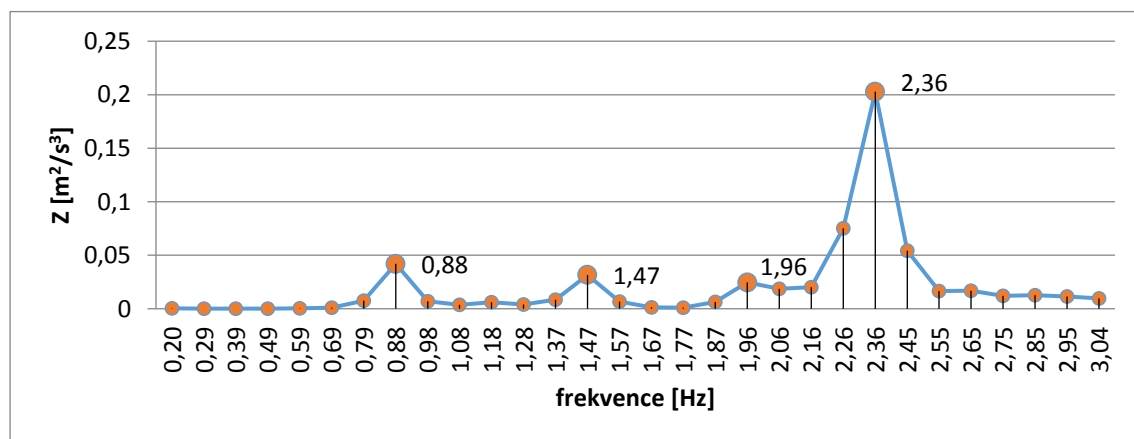
Výsledkem měření byla tři frekvenční spektra, každé stanovené pro jeden referenční bod. Na grafech 2 - 4 jsou uvedena měřená spektra.



Graf 2 Frekvenční spektrum měřené u šestého závěsu od pylonu směrem do hlavního pole



Graf 4 Frekvenční spektrum měřené ve středu rozpětí hlavního pole



Graf 3 Frekvenční spektrum měřené ve středu rozpětí vedlejšího pole

Z frekvenčních spekter byly stanoveny měřené vlastní frekvence lávky (lokální maxima daného průběhu), ty budou porovnány s vypočtenými vlastními frekvencemi v kapitole 9. Frekvenční spektra byla vyhodnocena pomocí FFT (Fast Fourier Transform), která je přímo součástí dané aplikace s vzorkovací frekvencí 100 Hz. Je nutné zmínit, že daný experiment je pouze orientační.

8.2 Dynamická zatěžovací zkouška

Cílem dynamické zatěžovací zkoušky bylo stanovení odezvy lávky na zatížení chodci a vandaly a porovnání zjištěných odezev s teoretickým výpočtem. Měřeny byly vlastní tvary příslušné vlastním frekvencím 1,819, 2,207 a 2,362 Hz zaměřené na zatížení chodci a 2,362 Hz zaměřené na vandalismus.

8.2.1 Průběh měření

Pro každou buzenou vlastní frekvenci bylo nejprve stanoveno místo, kam se umístí snímač. U buzení frekvence 1,819 Hz byl snímač umístěn mezi pátým a šestým závěsem směrem do hlavního pole. U frekvence 2,207 Hz byl snímač umístěn ve středu hlavního pole a u frekvence 2,362 Hz byl snímač umístěn ve středu vedlejšího pole. Ve všech případech byl snímač v příčném směru umístěn u kraje mostovky.

8.2.1.1 Zatížení chodci

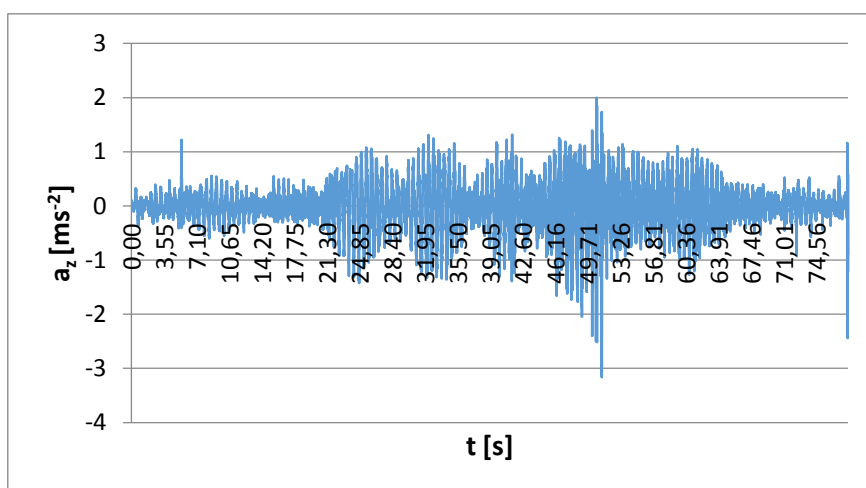
Po umístění snímače do určeného místa pro daný zatěžovací stav bylo zahájeno měření. Lávku přecházel osamělý chodec s frekvencí kroku blízkou buzené vlastní frekvenci na opačné straně mostovky v příčném směru. Poté, co chodec přešel lávku a po jejím dokmitání, bylo měření ukončeno. Následně bylo měření opakováno s tím rozdílem, že přechod chodce byl z opačné strany lávky. Uvedený postup měření byl zopakován pro všechny zatěžovací stavy.

8.2.1.2 Zatížení vandaly

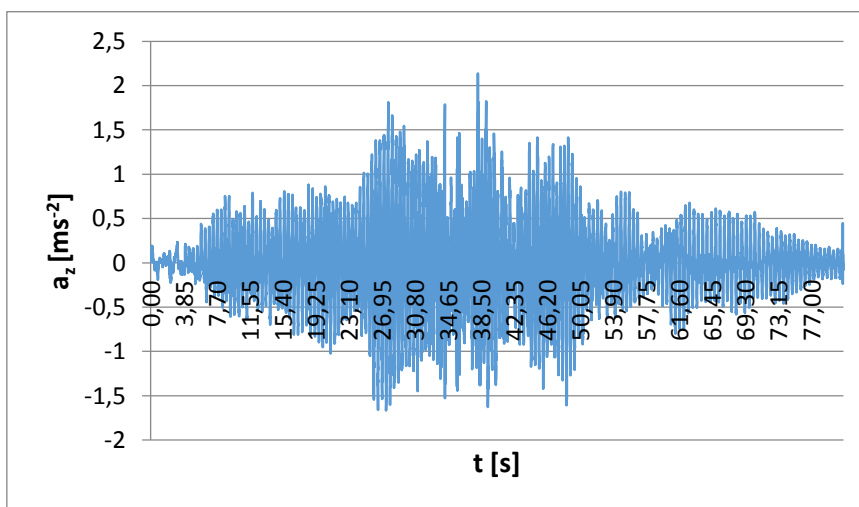
U měření odezvy na zatížení vandaly byl nejprve snímač umístěn do určeného místa, poté bylo zahájeno měření. Následně se začala pohupovat skupina dvou vandalů frekvencí blízké buzené vlastní frekvenci lávky na opačné straně mostovky v příčném směru. Buzení bylo ukončeno přibližně po 10 vteřinách, protože lávka začínala vykazovat velké hodnoty deformace. Po dokmitání konstrukce bylo měření ukončeno.

8.2.2 Výsledky dynamické zatěžovací zkoušky

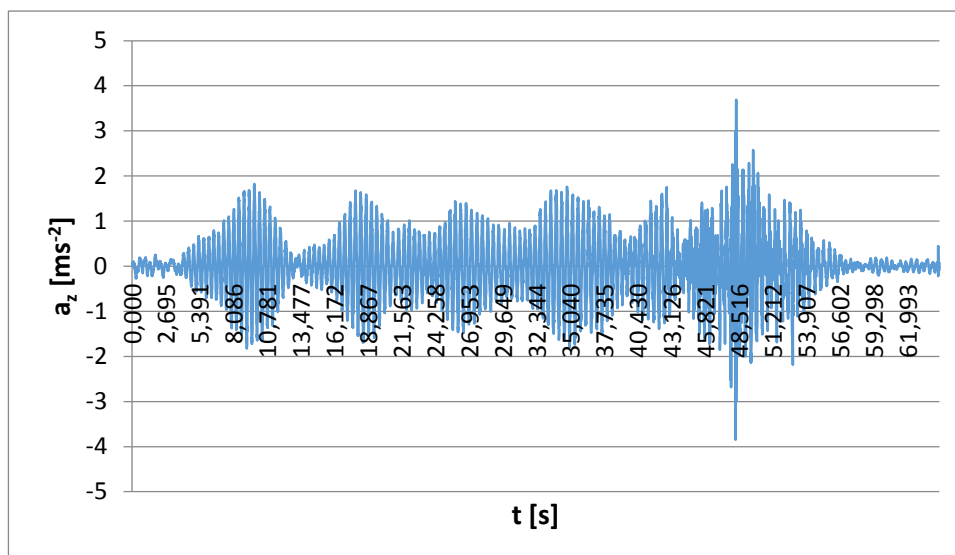
Výsledkem dynamické zatěžovací zkoušky byl průběh zrychlení v čase stanovený pro měřené vlastní tvary. Časový průběh zrychlení od zatížení chodci je uveden na grafech 5 - 7, průběh zrychlení od zatížení vandaly je znázorněn v grafu 8.



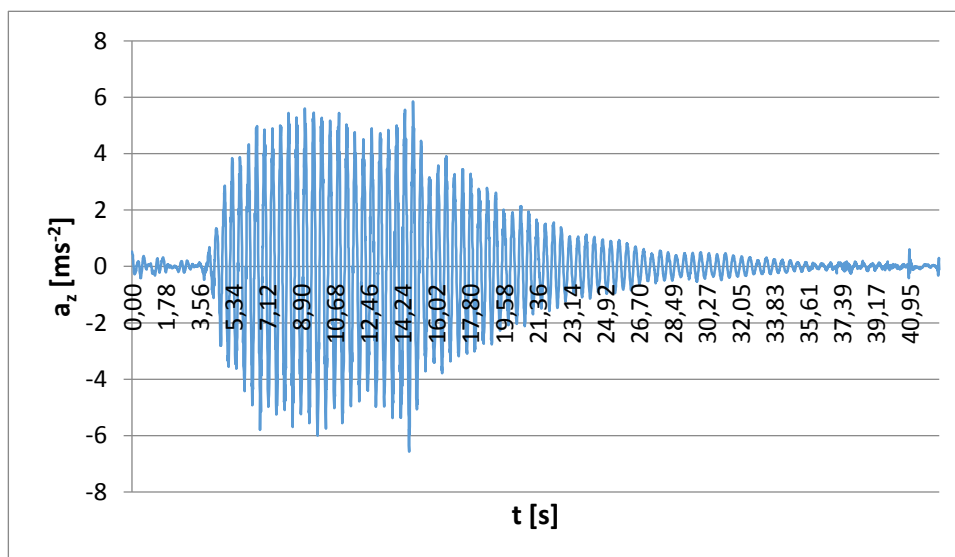
Graf 5 Průběh zrychlení od přechodu chodců s frekvencí kroku 1,819 Hz



Graf 6 Průběh zrychlení od přechodu chodců s frekvencí kroku 2,207 Hz



Graf 7 Průběh zrychlení od přechodu chodců s frekvencí kroku 2,362 Hz



Graf 8 Průběh zrychlení od vandalů s frekvencí pohupování 2,362 Hz

Změřené průběhy zrychlení budou porovnány s vypočtenými průběhy zrychlení v kapitole 9.

9 Porovnání výsledků

V této kapitole jsou mezi sebou porovnány výsledky teoretického modelu a orientačního experimentu. Jedná se o vlastní frekvence lávky, přechody osamělého chodce frekvencí 1,311, 1,819, 2,207 a 2,362 Hz a zatížení dvojicí vandalů frekvence 2,362 Hz.

9.1 Vlastní frekvence

V Tab. 15 je uvedeno srovnání vlastních frekvencí a tvarů získaných teoretickým výpočtem a orientačním experimentem. Měřené vlastní tvary a frekvence byly určeny z frekvenčních spekter (kapitola 8.1.2). Dále je v tabulce stanovena mezní odchylka vlastních frekvencí vztahem (9.1) uvedeným v ČSN 73 2044 [19].

$$\Delta f_{(j)} = \frac{|f_{(j)TEOR} - f_{(j)OBS}|}{f_{(j)MIN}} \quad (9.1)$$

kde $\Delta f_{(j)}$ je mezní odchylka vlastních frekvencí, $f_{(j)TEOR}$ teoretická frekvence, $f_{(j)OBS}$ měřená frekvence a $f_{(j)MIN}$ menší z obou hodnot.

Tab. 15 Porovnání vlastních frekvencí z orientačního experimentu a teoretického výpočtu

Měřená frekvence [Hz]	Teoretická frekvence [Hz]	Odpovídající vlastní tvar	Mezní odchylka [%]
0,49	0,466	I.	5,15
0,69	0,721	V.	4,49
0,88	0,976	VIII.	10,91
1,08	1,056	IX.	2,27
1,37	1,311	XI.	4,50
1,77	1,486	XIII.	19,11
1,87	1,819	XVII.	2,80
2,16	2,207	XIX.	2,18
2,36	2,362	XX.	0,08
2,45	2,397	XXII.	2,21

Z Tab. 15 je patrné, že se provedeným orientačním experimentem na lávce nepodařilo zachytit všechny vlastní tvary lávky. Až na dvě odchylky přesahující hodnotu 10 % (VIII. a XIII. Vlastní tvar) vyšly ostatní výchylky velice příznivě. Dá se proto

předpokládat, že vytvořený prostorový model dobře vystihuje dynamické vlastnosti sledované lávky.

9.2 Zatížení chodci

V Tab. 16 je provedeno srovnání dosaženého zrychlení mezi orientačním experimentem a teoretickými modely uvažujícími osamělého chodce.

Tab. 16 Porovnání zrychlení dosaženého experimentem a teoretickým výpočtem - osamělý chodec

Frekvence [Hz]	a [ms ⁻²]		Experiment	Δa [%]
	Teoretický model			
1,819	Harmonická síla	1,34	1,80	134,33
	DLF	1,58		113,92
2,207	Harmonická síla	1,14	1,50	131,58
	DLF	1,78		84,27
2,362	Harmonická síla	2,39	2,40	100,42
	DLF	3,95		60,76

Shodu experimentu s výsledky teoretického výpočtu reprezentuje sloupec Δa, který vyjadřuje jak se liší výsledky teoretického výpočtu oproti experimentu ($\Delta a = a_{EXP}/a_{TEOR} * 100$). Z Tab. 16 je patrné, že výsledky získané orientačním experimentem a teoretickým výpočtem se od sebe liší. To je způsobeno rozdílem mezi průběhem zkoušky, ve které chodec přecházel lávku a modelem, kde byla uvažována stacionární poloha budící síly. Dalším faktorem, který ovlivnil výsledky, je zvolený útlum. Útlum skutečné konstrukce je pravděpodobně menší, než se uvažoval ve výpočtu. Jistá nepřesnost bude i v samotném orientačním experimentu, při kterém byl mobilní telefon umístěn volně na dřevěné fošny a do měřeného zrychlení se tak mohlo promítnout i kmitání uvolněných fošen.

9.3 Zatížení vandaly

V Tab. 17 je provedeno srovnání dosaženého zrychlení mezi orientačním experimentem a teoretickým modelem zatíženým dvojicí vandalů.

Tab. 17 Porovnání zrychlení dosaženého experimentem a teoretickým výpočtem - vandalové

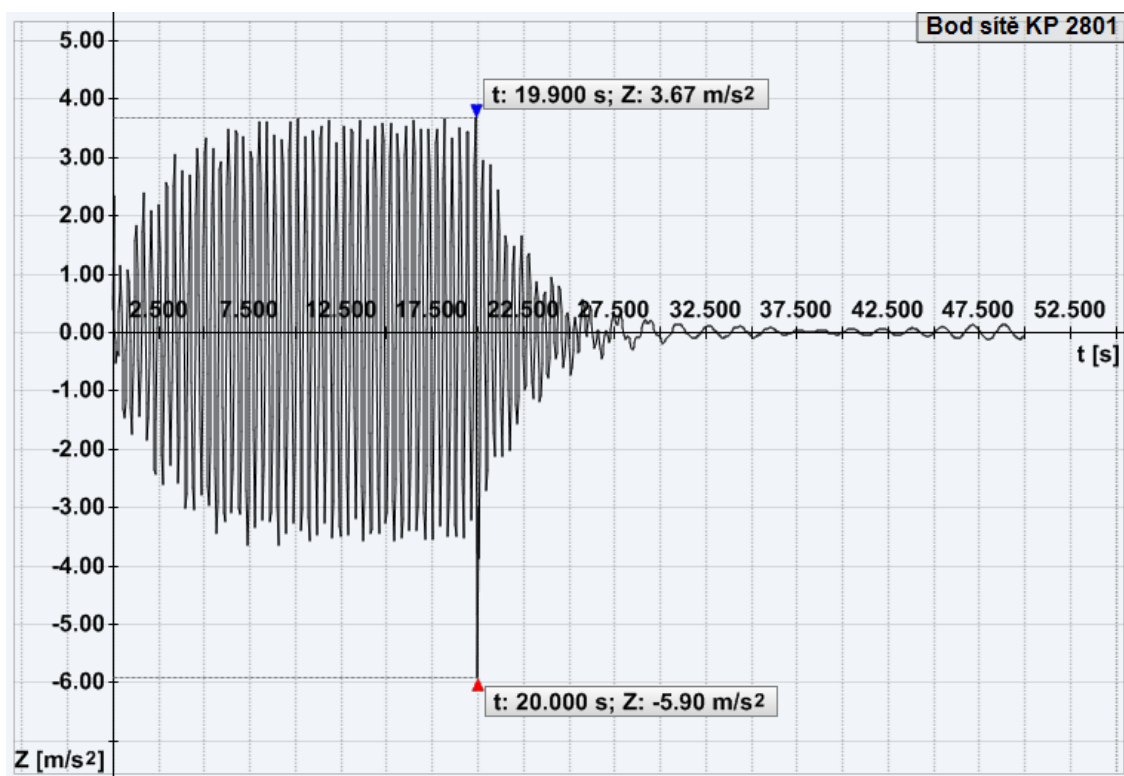
Frekvence [Hz]	a [ms ⁻²]		Δa [%]
	Teoretický model	Experiment	
2,362	DLF	3,67	149,86

Shodu experimentu s výsledky teoretického výpočtu reprezentuje sloupec Δa, který vyjadřuje jak se liší výsledky teoretického výpočtu oproti experimentu ($\Delta a = a_{EXP}/a_{TEOR} * 100$). Je zřejmé, že velikost zrychlení získaná experimentálně je větší než stanovená teoretickým výpočtem s uvažováním modelu DLF. Rozdílné výsledky zrychlení mohou být způsobeny uvažovanou velikostí útlumu. Útlum skutečné konstrukce je pravděpodobně menší, než se uvažoval ve výpočtu. Jistá nepřesnost bude i v samotném orientačním experimentu, při kterém byl mobilní telefon umístěn volně na dřevěné fošny a do měřeného zrychlení se tak mohlo promítnout i kmitání uvolněných fošen.

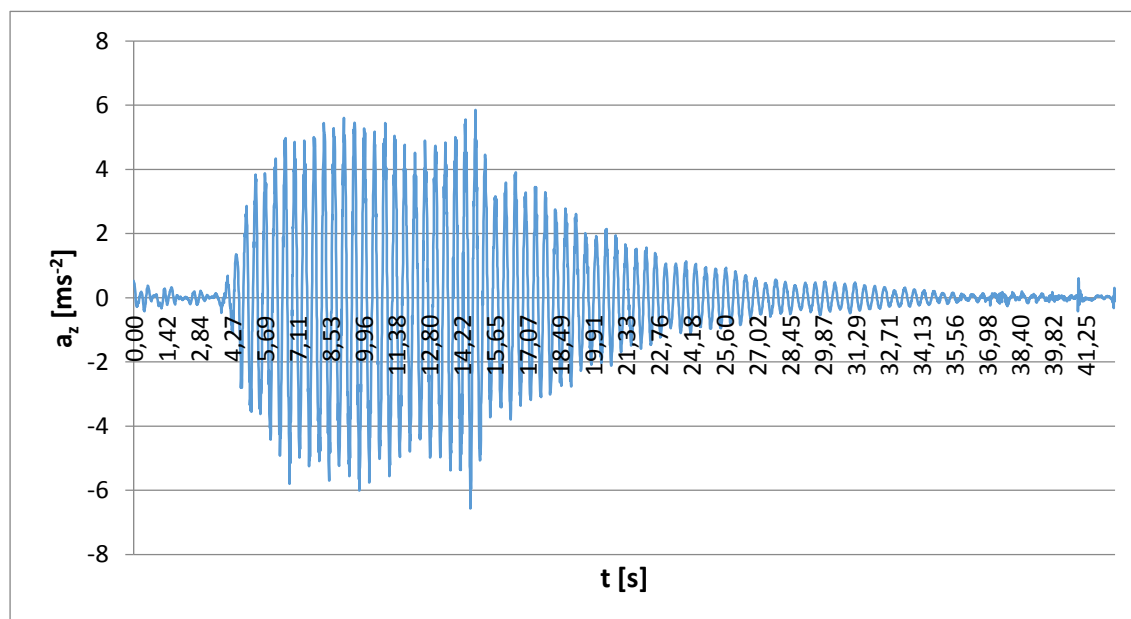
Dalším faktorem, který mohl ovlivnit velikost vypočteného zrychlení je fakt, že byla rovnice budící síly přenásobena faktorem \sqrt{N} , který vyjadřuje míru nesynchronizace chodců (vandalů) mezi sebou. Při průběhu orientačního experimentu mohla být synchronizace vandalů větší, než byla uvažována ve výpočtu. Pokud zrychlení z teoretického modelu vydělím \sqrt{N} a následně vynásobím dvěma (to lze provést, protože se jedná o lineární výpočetní model konstrukce), dostanu se na hodnotu zrychlení 5,19 ms⁻², která je orientačnímu experimentu bližší. Hodnota je jen orientační, pro přesnou hodnotu by musel být proveden výpočet a detailní experiment.

Na rozdílnou hodnotu zrychlení stanovenou orientačním experimentem měla pravděpodobně oproti teoretickému výpočtu vliv kombinace výše uvedených faktorů.

Na Obr. 42 a Graf 9 je porovnán časový průběh zrychlení stanoveného teoretickým výpočtem a orientačním experimentem.



Obr. 42 Graf průběhu zrychlení stanovený teoretickým výpočtem - dvojice vandalů



Graf 9 průběh zrychlení stanovený orientačním experimentem - dvojice vandalů

Je očividné, že při buzení došlo v obou případech k rychlému nárůstu velikosti zrychlení, a že bylo u výpočtu dosaženo ustáleného kmitání. Dále je patrné, že konstrukce při orientačním experimentu oproti teoretickému výpočtu vykazovala delší čas útlumu. To potvrzuje předpoklad, že zvolený útlum pro výpočet byl oproti reálnému chování lávky vyšší.

10 Závěr

V diplomové práci byl úspěšně vytvořen prostorový model lávky, byl zkoumán vliv tuhosti styčnicků na vlastní frekvence a byla stanovena odezva konstrukce na zatížení chodci a vandaly. Ověření správného chování modelu bylo provedeno orientačním experimentem na látce.

Výsledkem modální analýzy provedené na modelu lávky, bylo do frekvence 3,5 Hz celkem zjištěno 30 vlastních tvarů kmitání. Z toho bylo 12 tvarů příčného ohybového kmitání ve svislém směru, 1 tvar vodorovného příčného kmitání, 14 tvarů torzního kmitání, 1 tvar kombinace příčného ohybového kmitání ve svislém směru a torzního kmitání a 2 tvary kombinací příčného ohybového kmitání ve svislém směru, vodorovného příčného kmitání a torzního kmitání.

Nad rámec zadání diplomové práce byl zkoumán vliv tuhosti jednotlivých styčnicků pylonů na vlastní frekvence lávky. V programu IDEA StatiCa byly vytvořeny modely jednotlivých styčnicků a vyhodnocena tuhost jednotlivých prvků styčnicků. Tuhost byla zanesena do prostorového modelu a proveden výpočet. Jelikož se výsledky téměř nelišily byl v dalších výpočtech uvažován model bez zahrnutí vlivu tuhostí jednotlivých styčnicků pylonů, protože byl méně náročný z hlediska výpočetního času.

Na modelu byla dále zkoumána odezva na zatížení chodci a vandaly. Pro modelování budící síly vyvolané chodci byl použit model harmonické síly a model DLF (Dynamic Loading Factor) s uvažováním koeficientů α dle Younga [6]. Modely budící síly byly uvažovány pro dvojici chodců, aby bylo možné výsledky posoudit podle normy ČSN EN 1990 [7] a technického předpisu SÉTRA [8]. Pro modelování vandalů byl použit pouze model DLF s uvažováním koeficientů α dle Bachmanna pro bouncing (pohupování) [5]

Bylo zjištěno, že model DLF vykazoval větší hodnoty zrychlení oproti modelu harmonické síly. To bylo pravděpodobně způsobeno rozdílně uvažovanou hmotností jednoho chodce v jednotlivých modelech, hodnotou jednotlivých koeficientů DLF (model harmonické síly obsahuje pouze jeden člen) a také uvažováním statické složky hmotnosti u modelu DLF. Dále bylo určeno, že až na frekvence 2,171 a 2,652 Hz

s uvažovaným modelem harmonické síly nevyhověly ostatní zatěžovací stavy podmínce maximálního zrychlení uvedeného v normě ČSN EN 1990 [7]. Z hlediska komfortu chodců byla většina zatěžovacích stavů zatříděna do oblasti minimálního komfortu. Frekvence 2,207, 2,362 a 2,769 Hz s uvažovaným modelem DLF a frekvence 2,362 Hz s uvažovaným modelem harmonické síly byly stanoveny jako nepřípustné. Frekvence 1,311 a 1,391 Hz s uvažovaným modelem DLF a frekvence 1,311 a 2,652 Hz s uvažovaným modelem harmonické síly byly zatříděny do oblasti středního komfortu. Jediný zatěžovací stav frekvence 2,171 Hz s uvažovaným modelem harmonické síly vyšel do oblasti maximálního komfortu.

Nad rámec zadání diplomové práce byl na lávce proveden orientační experiment, který sloužil pro ověření vypočtených vlastních tvarů a frekvencí a vypočtené odezvy lávky na zatížení chodci a vandaly. Výsledkem experimentální modální analýzy bylo frekvenční spektrum, ze kterého se stanovily vlastní frekvence. Při dynamické zatěžovací zkoušce bylo sledováno zrychlení vyvolané přechodem lávky osamělým chodcem a zrychlení způsobené dvojicí vandalů.

Pro porovnání s orientačním experimentem byl proveden výpočet odezvy u zatěžovacích stavů, které byly zkoumány experimentem. Odezva byla stanovena na zatížení vyvolané osamělým chodcem. Budící síla byla opět stanovena modelem harmonické síly a modelem DLF.

Provedenou experimentální modální analýzou se nepodařilo zachytit všechny vlastní tvary lávky. Až na dvě mezní odchylky vlastních frekvencí přesahující hodnotu 10 % (VIII. a XIII. Vlastní tvar) vyšly ostatní odchylky velice příznivě. Dá se proto předpokládat, že vytvořený prostorový model dobře vystihuje dynamické vlastnosti sledované lávky.

Při sledování odezvy na zatížení osamělým chodcem bylo zjištěno, že výsledky získané orientačním experimentem a teoretickým výpočtem se od sebe liší. To bylo způsobeno rozdílem mezi průběhem zkoušky, ve které chodec přecházel lávku a modelem, kde byla uvažována stacionární poloha budící síly. Dalším faktorem, který ovlivnil výsledky, byl zvolený útlum. Útlum skutečné konstrukce je pravděpodobně menší, než se uvažoval ve výpočtu. Jistá nepřesnost bude i v samotném orientačním

experimentu, při kterém byl mobilní telefon umístěn volně na dřevěné fošny a do měřeného zrychlení se tak mohlo promítnout i kmitání uvolněných fošen.

Při sledování odezvy na zatížení dvojicí vandalů bylo zřejmé, že velikost zrychlení získaná experimentálně je větší než stanovená teoretickým výpočtem s uvažováním modelu DLF. Rozdílné výsledky zrychlení mohly být způsobeny uvažovanou velikostí útlumu. Útlum skutečné konstrukce je pravděpodobně menší, než se uvažoval ve výpočtu. Jistá nepřesnost bude i v samotném orientačním experimentu, při kterém byl mobilní telefon umístěn volně na dřevěné fošny a do měřeného zrychlení se tak mohlo promítnout i kmitání uvolněných fošen.

Dalším faktorem, který mohl ovlivnit velikost vypočteného zrychlení je fakt, že byla rovnice budící síly přenásobena faktorem \sqrt{N} , který vyjadřuje míru nesynchronizace chodců (vandalů) mezi sebou. Při průběhu orientačního experimentu mohla být synchronizace vandalů větší, než byla uvažována ve výpočtu. Pokud zrychlení z teoretického modelu vydělím \sqrt{N} a následně vynásobím dvěma (to lze provést, protože se jedná o lineární výpočetní model konstrukce), dostanu se na hodnotu zrychlení $5,19 \text{ ms}^{-2}$, která je orientačnímu experimentu bližší. Hodnota je jen orientační, pro přesnou hodnotu by musel být proveden výpočet a detailní experiment.

Na rozdílnou hodnotu zrychlení stanovenou orientačním experimentem oproti teoretickému výpočtu měla pravděpodobně vliv kombinace výše uvedených faktorů.

Pro zlepšení dynamických vlastností lávky by bylo potřeba minimálně navrhnout pohlcovače kmitání na frekvence, které vyšly dle technického předpisu SÉTRA [8] jako nepřijatelné. V lepším případě, z důvodu celkového špatného technického stavu, by bylo potřeba provést na lávce celkovou rekonstrukci, nebo lávku zdemolovat a postavit místo ní lávku novou.

11 Seznam použité literatury

- [1] Máca, J. Dynamika stavebních konstrukcí 1, 1. vydání, Praha, ČVUT 2016
- [2] Máca, J. Přednášky Dynamika stavebních konstrukcí 1, Praha, ČVUT 2016.
Dostupné na <https://mech.fsv.cvut.cz/student>
- [3] Bachmann, H. and Ammann, W. Vibrations in Structures Induced by Man and Machines. Structural engineering documents. IABSE, 1987. ISBN: 3-85748-052-X
- [4] Studničková, M. et al. Ověření lávek od dynamického zatížení chodci. Stavební obzor 2011(5), pp. 135 - 141.
- [5] Bachmann, H. et al. Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines. Springer Science and Business Media, 1995. ISBN: 978-3-764-35148-9
- [6] Young, P. Improved floor vibration prediction methodologies, ARUP Vibration Seminar, 2001
- [7] ČSN EN 1990/A1, Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí - Příloha pro mosty. ČNI, duben 2007
- [8] Sétra. Footbridges, Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading. Technical guide SETRA, 2006
- [9] Výkresová dokumentace stávajícího stavu lávky v Boči, PONTIKA s.r.o.
- [10] Dlubal RFEM 5 manuál, dostupný na:
<https://www.dlubal.com/cs/stahovani-a-informace/dokumenty/manualy>
- [11] Dlubal RFEM Dynam manuál, dostupný na:
<https://www.dlubal.com/cs/stahovani-a-informace/dokumenty/manualy>
- [12] IDEA StatiCa - manuál, dostupný na:
<https://www.ideastatica.com/cz/downloads/>
- [13] Kolář, J. and Faltus, F. Mostní stavitelství. Druhé vydání. Praha: Vědecko-technické nakladatelství. 1949
- [14] Pirner, M et al. Dynamika stavebních konstrukcí. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury. 1989
- [15] Eliášová, M. Přednáška č. 2 Ocelové konstrukce 2, Praha, ČVUT 2017. Dostupné na <https://ocel-drevo.fsv.cvut.cz/cz/>

- [16] Schlaich, M. et al. Guidelines for the design of footbridges, International Federation for Structural Concrete, Stuttgart 2005. ISSN: 1562-3610. ISBN: 2-88394-072-
- [17] Živanović et al. Virbration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature Review, Journal of Sound and Vibration, 2005, Vol. 279, No. 1-2, pp. 1-74
- [18] TP 215. Využití modální analýzy pro návrh, posouzení, opravu, kontrolu a monitorování mostů pozemních komunikací. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor silniční infrastruktury, 2009. Dostupné na www.pjpk.cz/viewFile.asp?file=1673
- [19] ČSN 73 2044, Dynamické zkoušky stavebních konstrukcí, Úřad pro normalizaci a měření, 1983
- [20] Berková, K. Dynamická analýza lávky pro pěší v Dobřichovicích, ČVUT Fakulta stavební, 2017
- [21] Čítek, A. Experimentální dynamická analýza stávající lávky pro pěší, ČVUT Fakulta stavební, 2017

12 Seznam obrázků

Obr. 1 Pohled na lávku z levého břehu řeky	21
Obr. 2 Pohled na levobřežní pylon.....	22
Obr. 3 Detail přichycení mostovky k pylonu [9].....	23
Obr. 4 Příčný řez konstrukcí v místě závěsu [9]	23
Obr. 5 Kompletní prostorový model lávky.....	24
Obr. 6 I 340.....	25
Obr. 7 U 140	25
Obr. 8 U 100	25
Obr. 9 Podélný nosník.....	26
Obr. 10 Příčník.....	26
Obr. 11 Vymodelovaná část mostovky	28
Obr. 12 I. vlastní tvar (1. příčný ohyb) - 0,466 Hz	29
Obr. 13 IV. vlastní tvar (1. torzní) - 0,669 Hz.....	29
Obr. 14 V. vlastní tvar (2. příčný ohyb) - 0,721 Hz	30
Obr. 15 VI. vlastní tvar (2. torzní) - 0,816 Hz.....	30
Obr. 16 VII. vlastní tvar (3. torzní) - 0,954 Hz.....	30
Obr. 17 IX. vlastní tvar (3. příčný ohyb) - 1,056 Hz	30
Obr. 18 XI. vlastní tvar (složený) - 1,311 Hz	31
Obr. 19 XII. vlastní tvar (4. torzní) - 1,391 Hz.....	31
Obr. 20 XIII. vlastní tvar (4. příčný ohyb) - 1,486 Hz	31
Obr. 21 XVI. vlastní tvar (5. torzní) - 1,786 Hz	31
Obr. 22 XVII. vlastní tvar (5. příčný ohyb) - 1,819 Hz.....	32
Obr. 23 XIX. vlastní tvar (6. torzní) - 2,171 Hz.....	32

Obr. 24 XIX. vlastní tvar (6. příčný ohyb) - 2,207 Hz	32
Obr. 25 XX. vlastní tvar (7. příčný ohyb) - 2,362 Hz	32
Obr. 26 XXV. vlastní tvar (7. torzní) - 2,652 Hz	33
Obr. 27 XXVI. vlastní tvar (8. příčný ohyb) - 2,769 Hz.....	33
Obr. 28 XXVII. vlastní tvar (8. torzní) - 3,060 Hz	33
Obr. 29 XXIX. vlastní tvar (2. vodorovný ohyb) - 3,162 Hz.....	33
Obr. 30 Styčnick č. 1	37
Obr. 31 Styčnick č. 2	38
Obr. 32 Styčnick č. 3	38
Obr. 33 Styčnick č. 4	38
Obr. 34 Styčnick č. 5	39
Obr. 35 Styčnick č. 6	39
Obr. 36 Rozložení styčnicků na pylonu	41
Obr. 37 Graf průběhu zrychlení od modelu harmonické síly.....	48
Obr. 38 Graf průběhu zrychlení od modelu DLF	48
Obr. 39 XX. vlastní tvar - 2,362 Hz	49
Obr. 40 XX. vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly.....	49
Obr. 41 XX. vlastní tvar vybuzený modelem DLF	49
Obr. 42 Graf průběhu zrychlení stanovený teoretickým výpočtem - dvojice vandalů..	59

13 Seznam tabulek

Tab. 1 Vztah mezi budící frekvencí došlapů, rychlostí pohybu a délkou kroku pro chůzi a běh [3]	14
Tab. 2 Oblasti rizika vzniku rezonance pro svislé kmitání [8]	14
Tab. 3 Oblasti rizika vzniku rezonance pro vodorovné kmitání [8]	15
Tab. 4 Oblasti komfortu chodců pro svislé kmitání [8]	20
Tab. 5 Oblasti komfortu chodců pro vodorovné kmitání [8]	20
Tab. 6 Přehled zatížení prvků	26
Tab. 7 Souhrn globálních vlastních tvarů	34
Tab. 8 Tuhosti jednotlivých prvků styčniců	40
Tab. 9 Porovnání vypočtených vlastních frekvencí	41
Tab. 10 Přehled buzených vlastních tvarů včetně zatížení dle [8]	45
Tab. 11 Fourierovy koeficienty pro zatížení chodci	45
Tab. 12 Fourierovy koeficienty pro zatížení vandaly	46
Tab. 13 Výsledky odezvy konstrukce na zatížení dvojicí chodců	47
Tab. 14 Výsledky odezvy konstrukce na zatížení osamělým chodcem a dvojicí vandalů	50
Tab. 15 Porovnání vlastních frekvencí z orientačního experimentu a teoretického výpočtu	56
Tab. 16 Porovnání zrychlení dosaženého experimentem a teoretickým výpočtem - osamělý chodce	57
Tab. 17 Porovnání zrychlení dosaženého experimentem a teoretickým výpočtem - vandalové	58

14 Seznam grafů

Graf 1 Srovnání vlastních frekvencí.	42
Graf 2 Frekvenční spektrum měřené ve středu rozpětí vedlejšího pole	52
Graf 3 Frekvenční spektrum měřené ve středu rozpětí hlavního pole.....	52
Graf 4 Frekvenční spektrum měřené u šestého závěsu od pylonu směrem do hlavního pole	52
Graf 5 Průběh zrychlení od přechodu chodců s frekvencí kroku 1,819 Hz.....	54
Graf 6 Průběh zrychlení od přechodu chodců s frekvencí kroku 2,207 Hz.....	54
Graf 7 Průběh zrychlení od přechodu chodců s frekvencí kroku 2,362 Hz.....	55
Graf 8 Průběh zrychlení od vandalů s frekvencí pohupování 2,362 Hz	55
Graf 9 průběh zrychlení stanovený orientačním experimentem - dvojice vandalů	59

15 Použitý software

Autodesk:	AutoCAD 2016
Dlubal Software:	RFEM 5.17
- Příkladné moduly:	RF-DYNAM PRO - Dynamická analýza
IDEA StatiCa:	IDEA StatiCa Connection 9.1
Microsoft:	MS Office 2016 - Word
	MS Office 2016 - Excel
Mobilní aplikace:	VibSensor Pro

16 Příloha 1 - Fotky stávajícího stavu



Cedule před lávkou zakazující pohyb cyklistů a omezující maximální počet osob



Detail uložení podélného nosníku na opěru



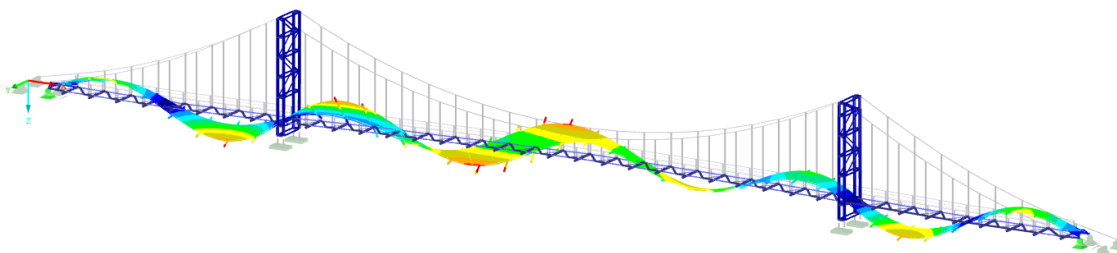
Detail jednoho závěsu, který je porostlý vegetací



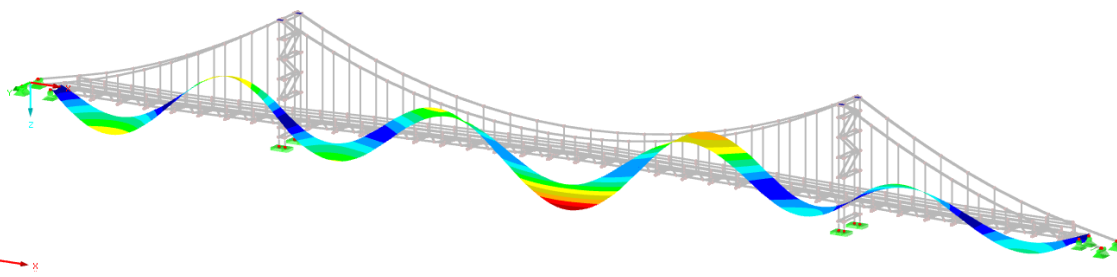
Detail uložení podélného nosníku na pylon

17 Příloha 2 - Vybuzené tvary kmitání a průběhy zrychlení

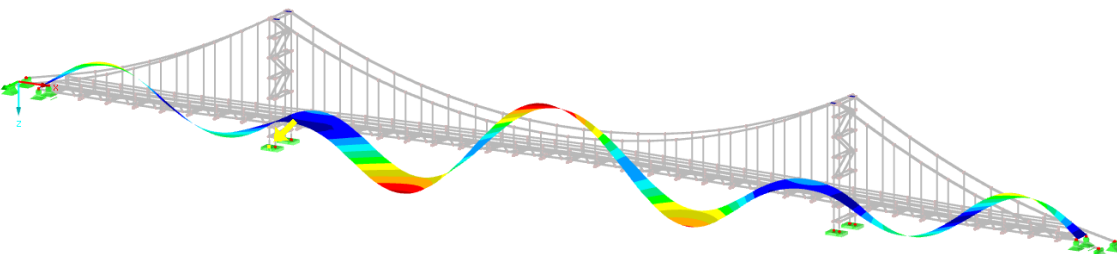
XI. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 1,311 Hz



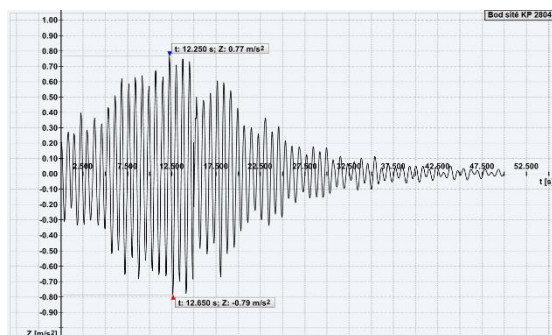
XI. Vlastní tvar - 1,311 Hz



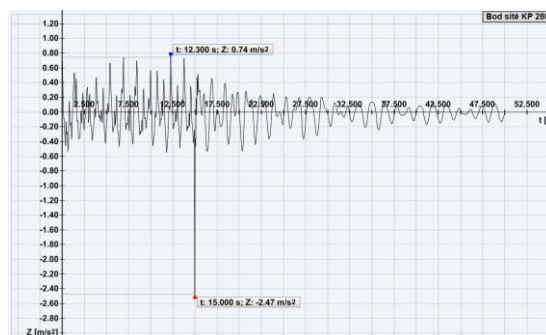
XI. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XI. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

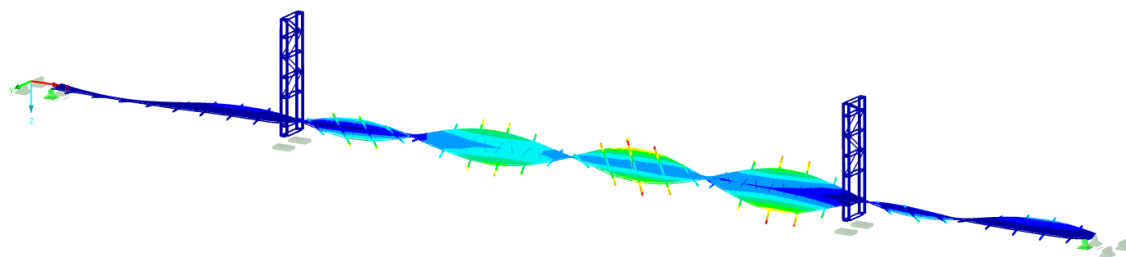


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

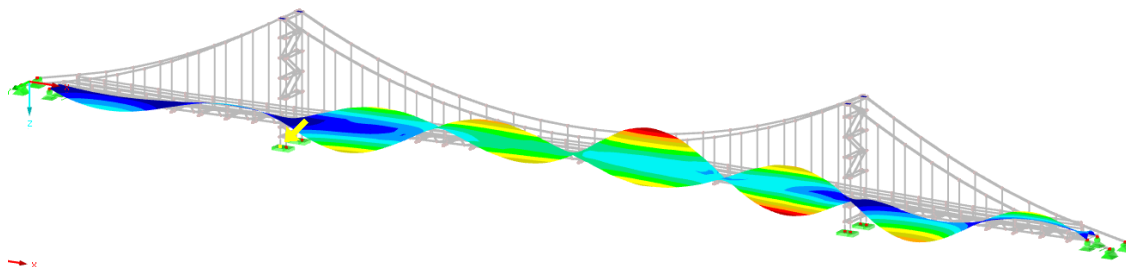


Průběh zrychlení od modelu DLF

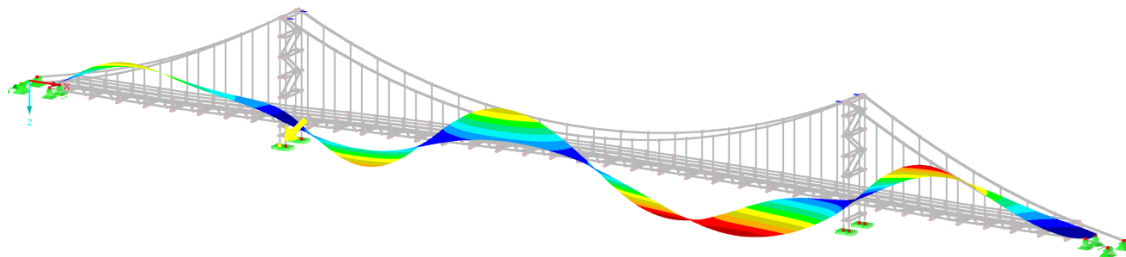
XII. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 1,391 Hz



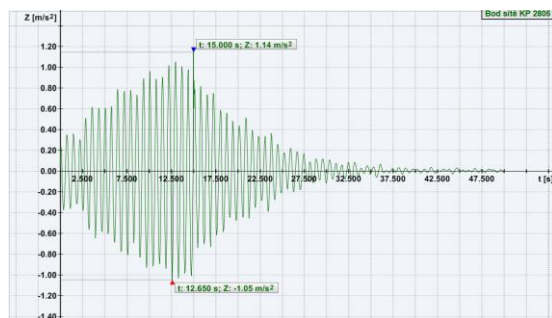
XII. Vlastní tvar - 1,391 Hz



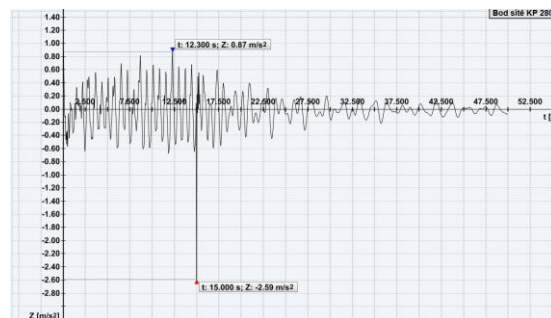
XII. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XII. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

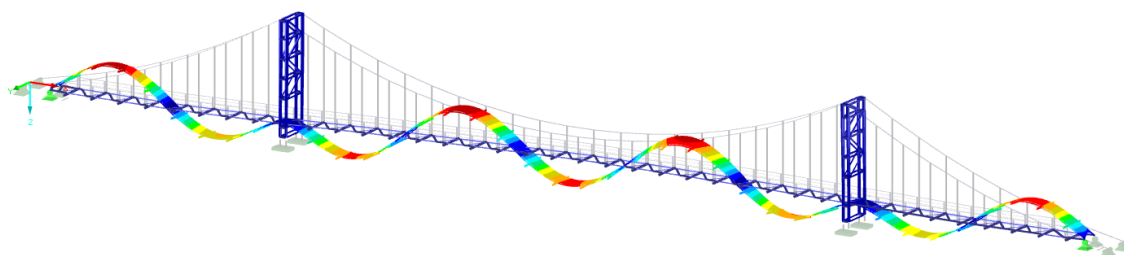


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

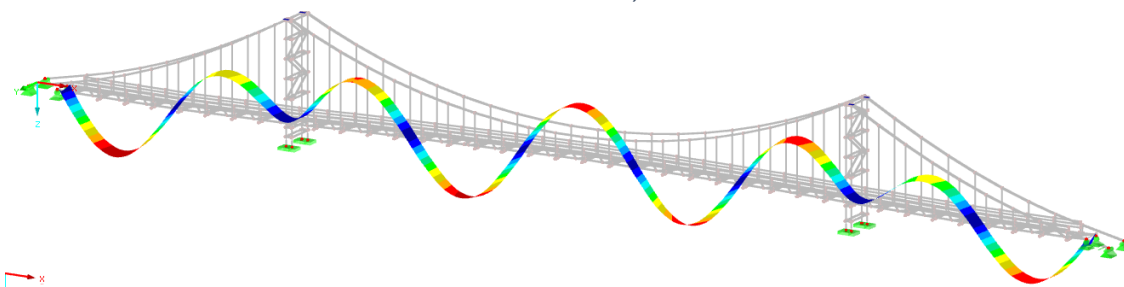


Průběh zrychlení od modelu DLF

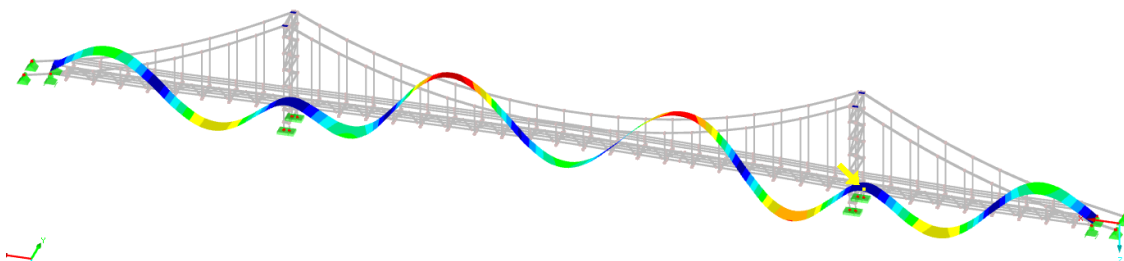
XIII. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 1,486 Hz



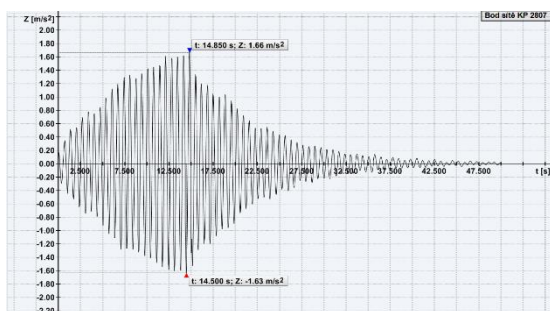
XIII. Vlastní tvar - 1,486 Hz



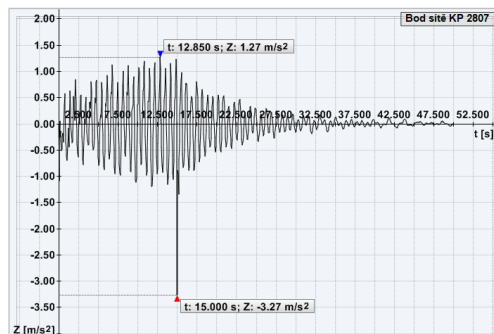
XIII. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XIII. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

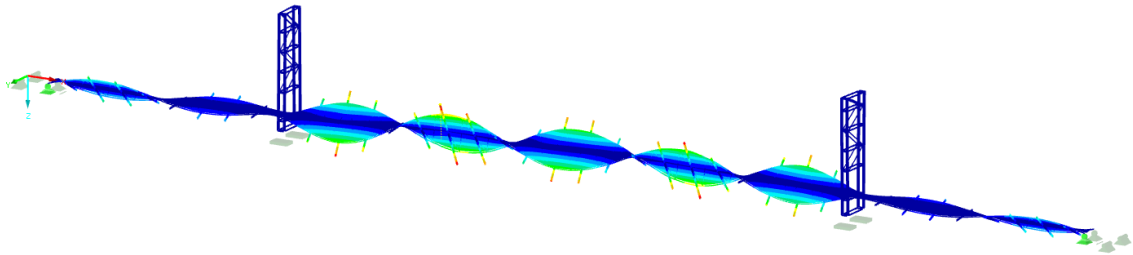


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

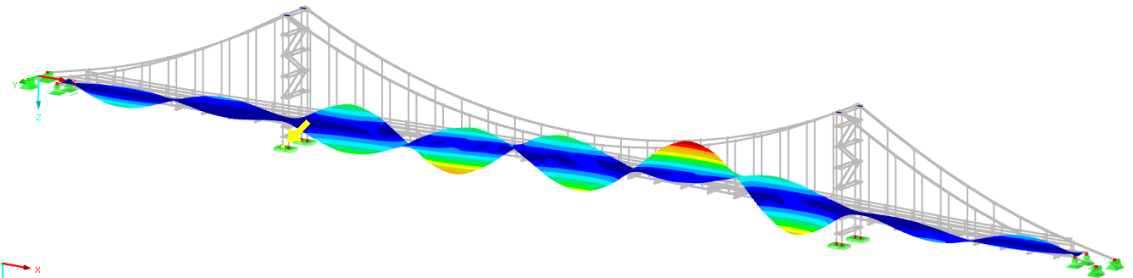


Průběh zrychlení od modelu DLF

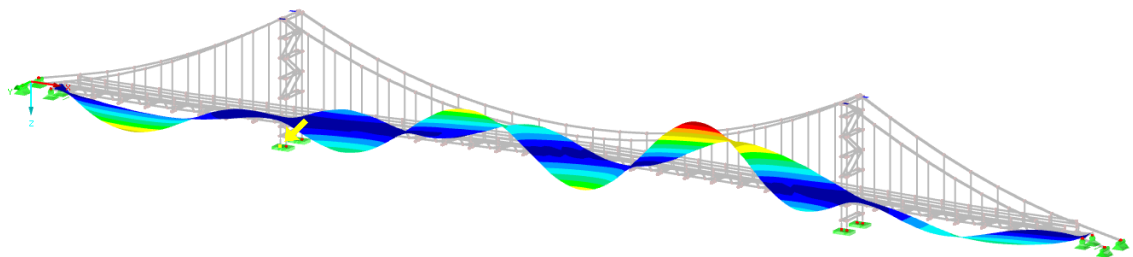
XVI. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 1,786 Hz



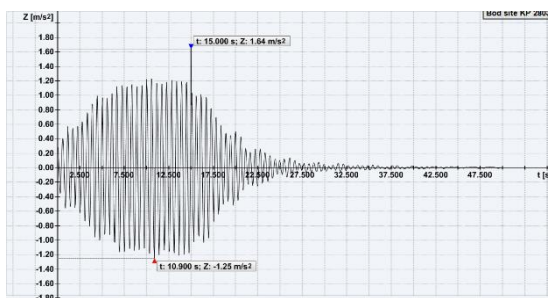
XVI. Vlastní tvar - 1,786 Hz



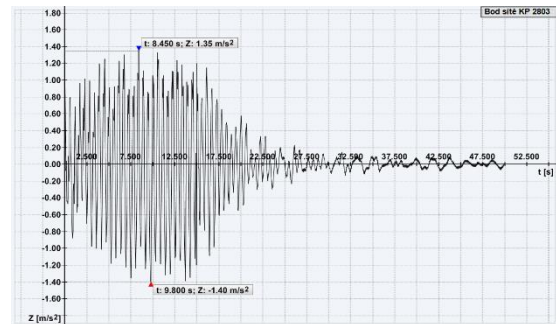
XVI. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XVI. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

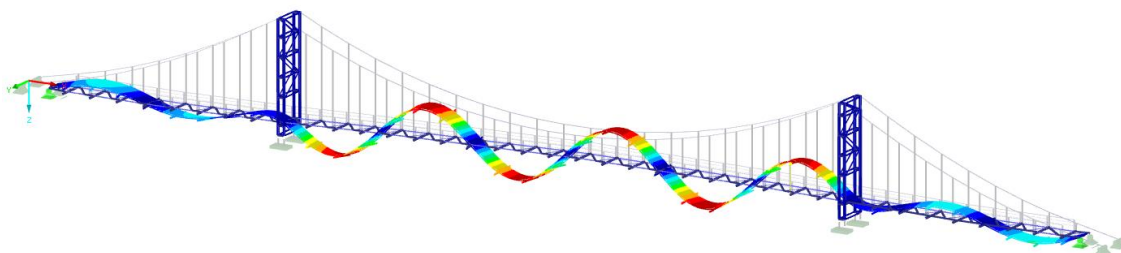


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

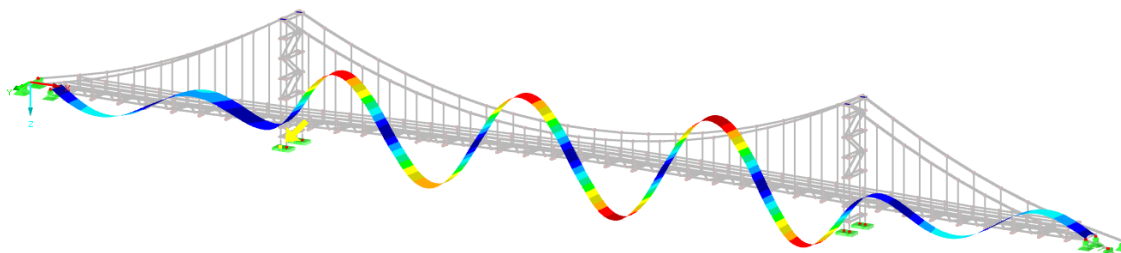


Průběh zrychlení od modelu DLF

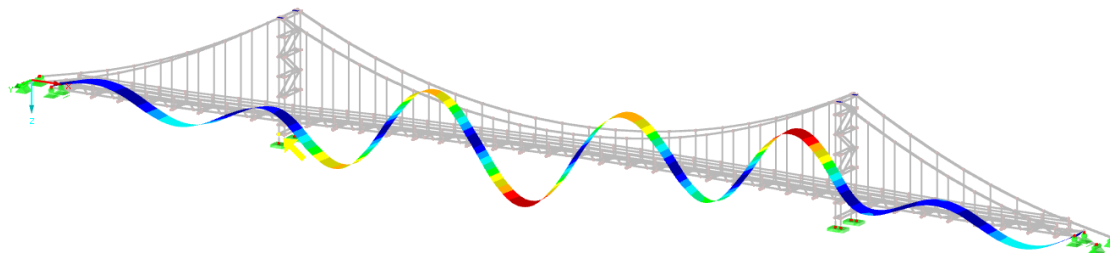
XVII. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 1,819 Hz



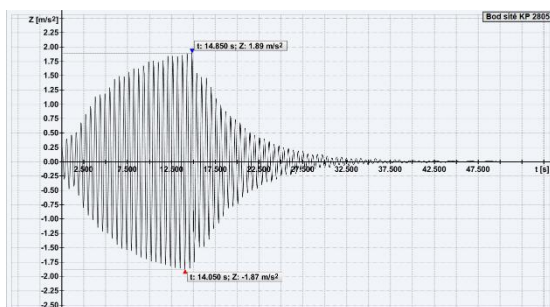
XVII. Vlastní tvar - 1,819 Hz



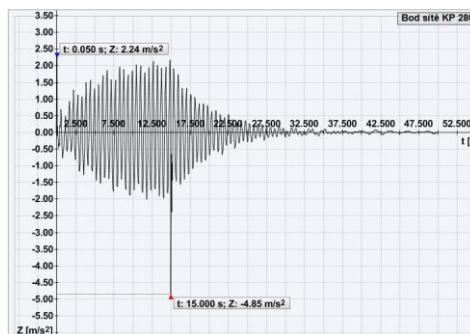
XVII. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XVII. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

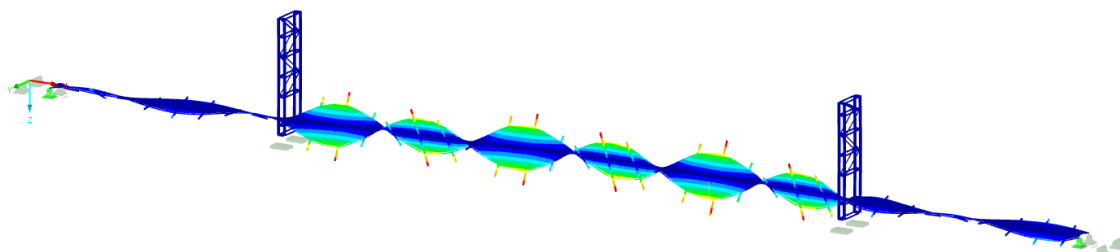


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

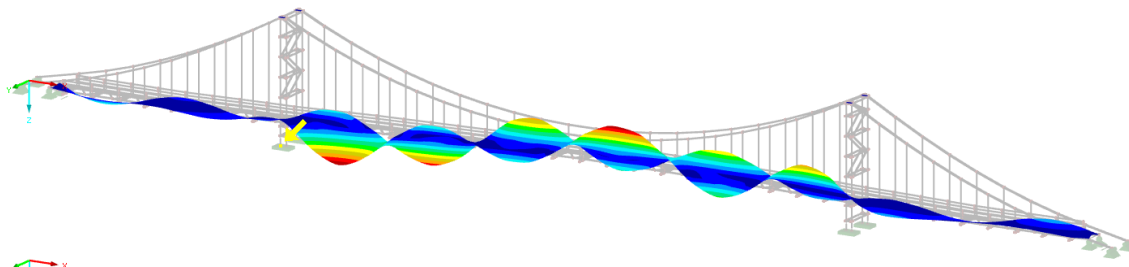


Průběh zrychlení od modelu DLF

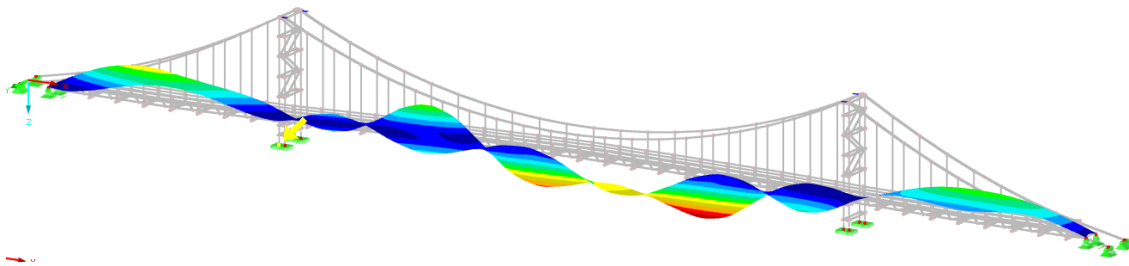
XIIX. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 2,171 Hz



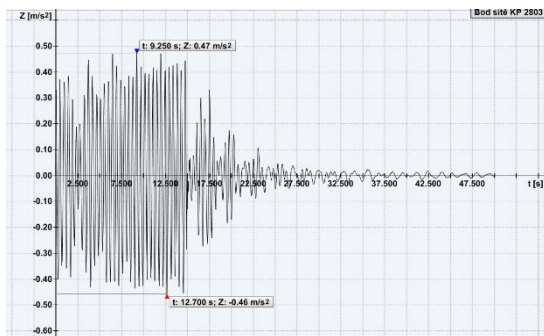
XIIX. Vlastní tvar - 2,171 Hz



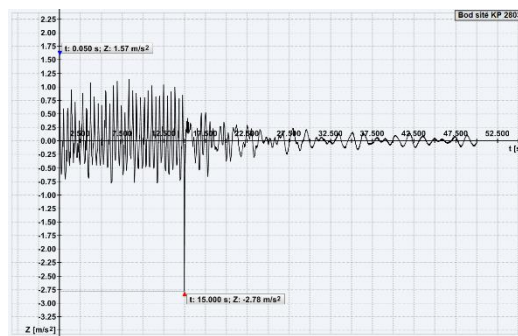
XIIX. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XIIX. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

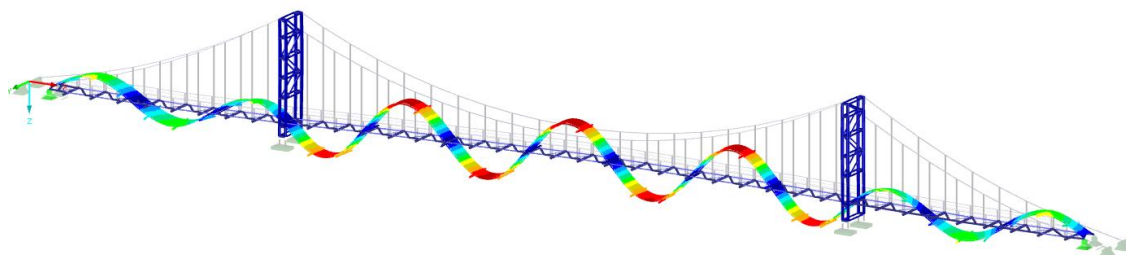


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

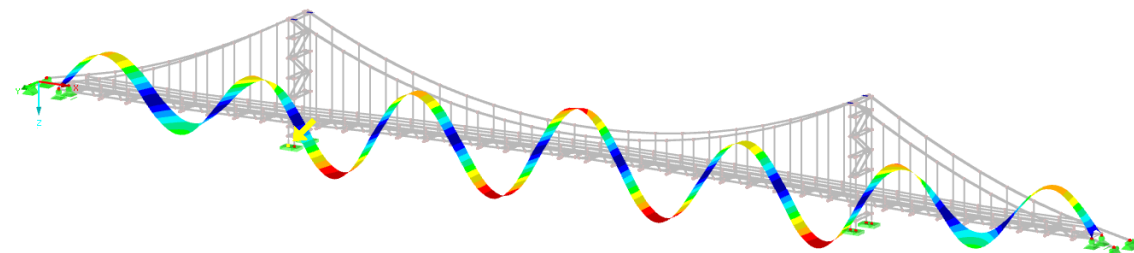


Průběh zrychlení od modelu DLF

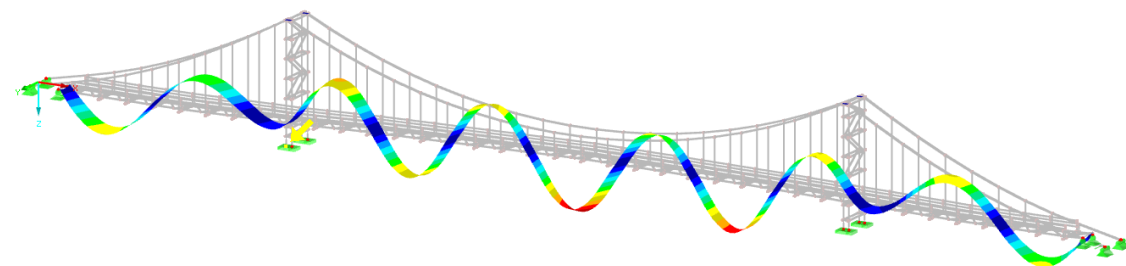
XIX. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 2,207 Hz



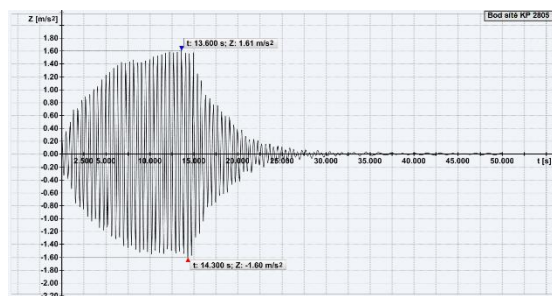
XIX. Vlastní tvar - 2,207 Hz



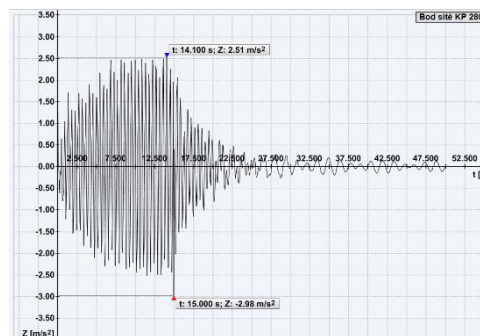
XIX. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XIX. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

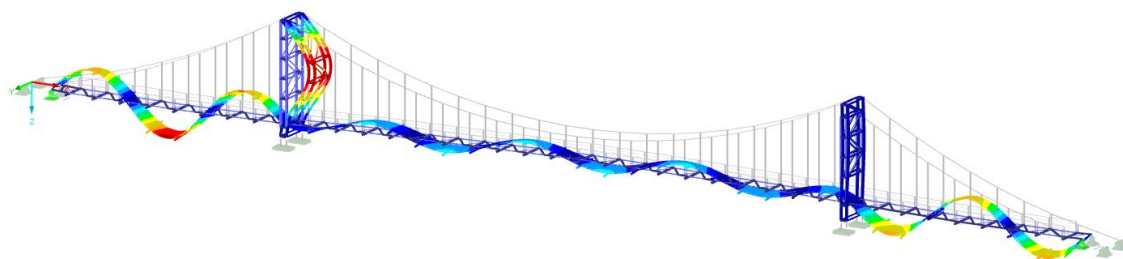


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

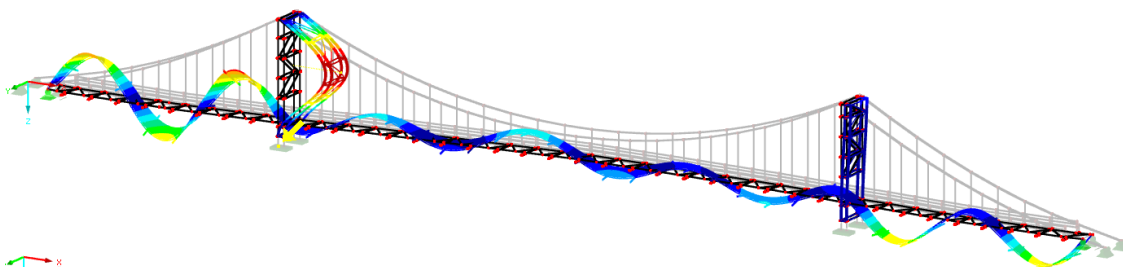


Průběh zrychlení od modelu DLF

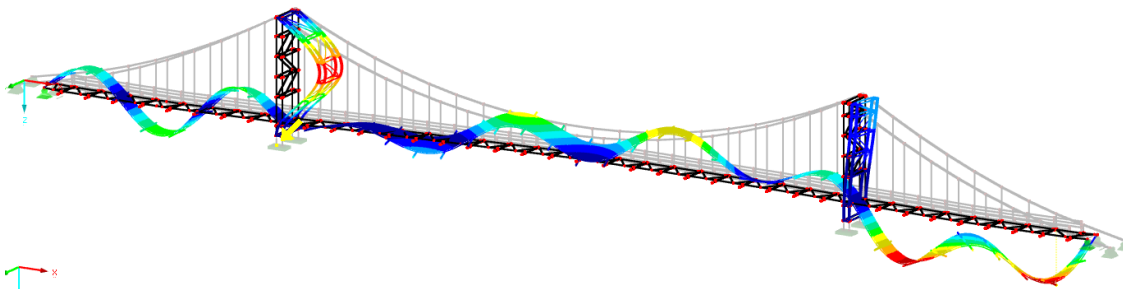
XX. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 2,362 Hz



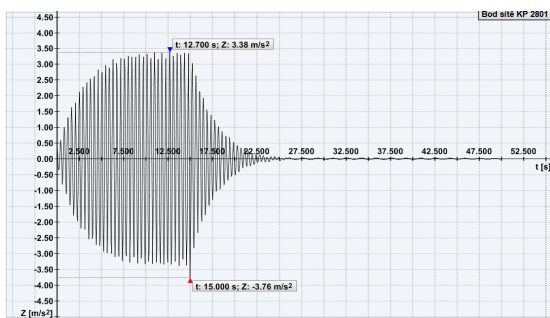
XX. Vlastní tvar - 2,362 Hz



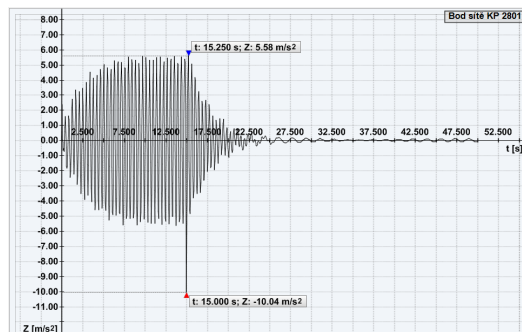
XX. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XX. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

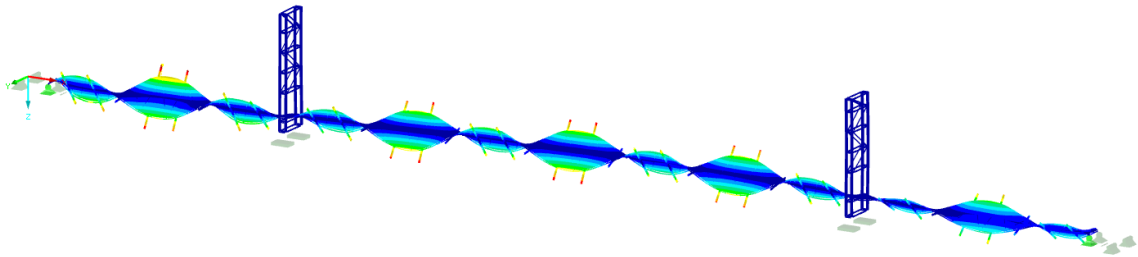


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

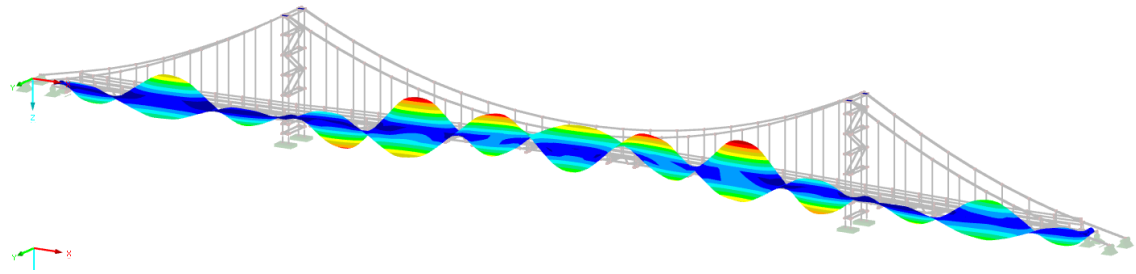


Průběh zrychlení od modelu DLF

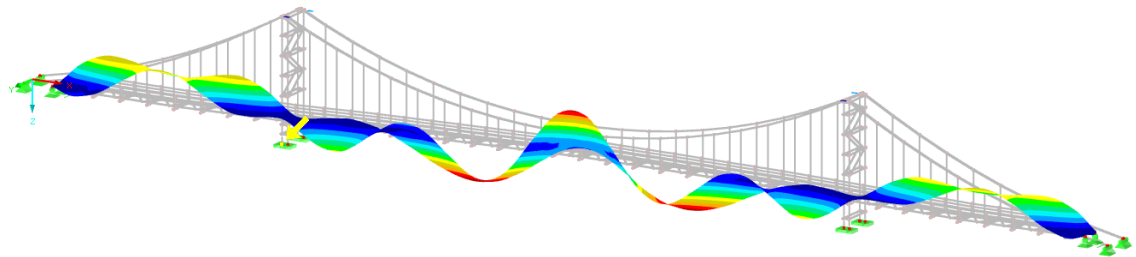
XXV. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 2,652 Hz



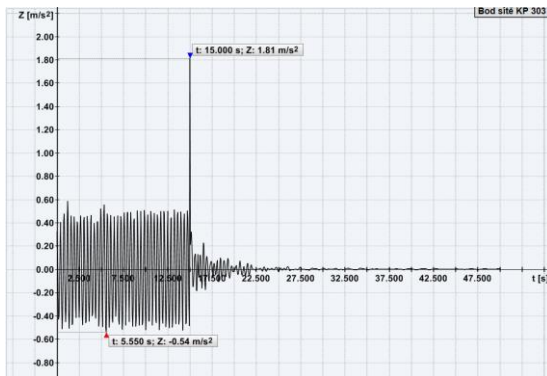
XXV. Vlastní tvar - 2,652 Hz



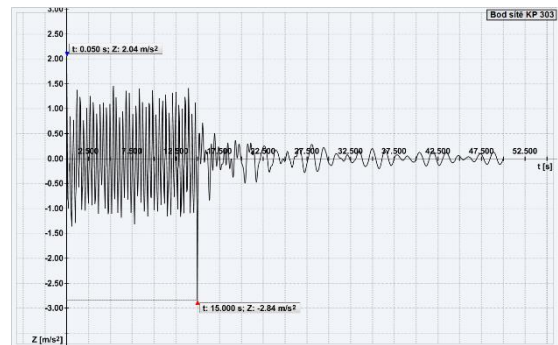
XXV. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XXV. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF

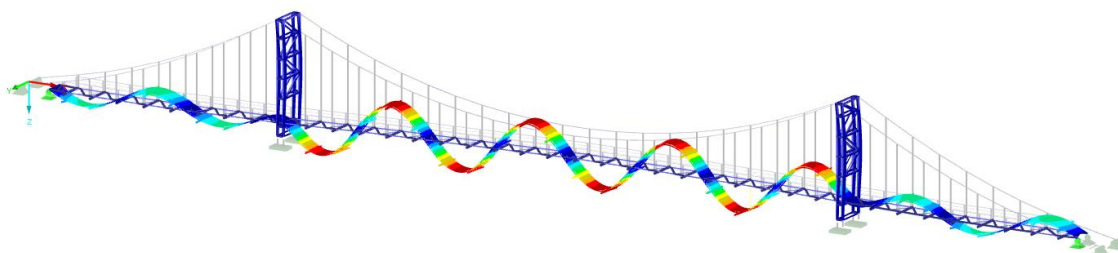


Průběh zrychlení od modelu harmonické síly

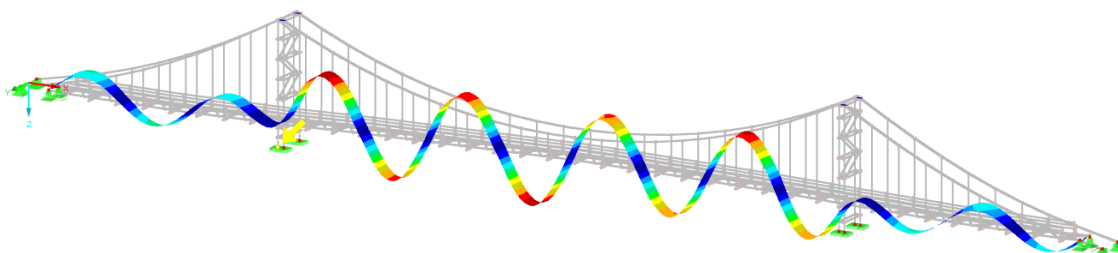


Průběh zrychlení od modelu DLF

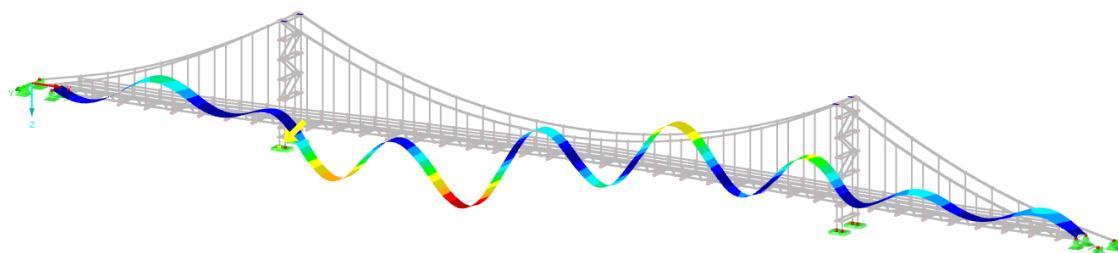
XXVI. Vlastní tvar s vlastní frekvencí 2,769 Hz



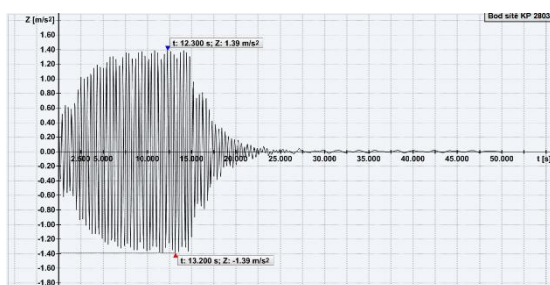
XXVI. Vlastní tvar - 2,769 Hz



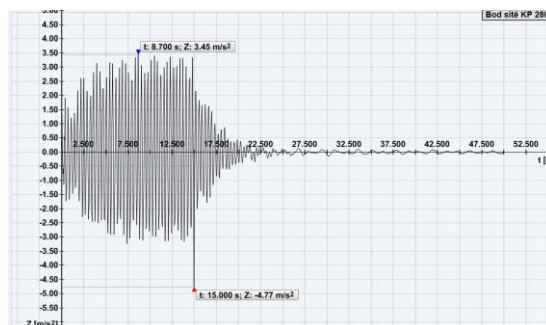
XXVI. Vlastní tvar vybuzený modelem harmonické síly



XXVI. Vlastní tvar vybuzený modelem DLF



Průběh zrychlení od modelu harmonické síly



Průběh zrychlení od modelu DLF