

# **E**xperimentální **A**nalýza **N**apětí **2003**

## **DYNAMIC BEHAVIOUR COMPARISON OF THE DAMAGED BRIDGE BEFORE AND AFTER ITS RECONSTRUCTION**

### **POROVNÁNÍ DYNAMICKÉHO CHOVÁNÍ POŠKOZENÉHO MOSTU PŘED A PO JEHO REKONSTRUKCI**

Michal Polák<sup>1</sup>

*The ability to monitor deterioration degree and detect damage of a structure at the earliest possible stage is very important. Current damage detection methods require that the vicinity of the damage is known a priori and that the portion of the inspected structure is readily accessible. The need of methods that can be applied to complex structures led to the development of methods that examine changes in the vibration characteristics of the structure. It's suitable to check these methods and techniques on simple structural elements ([4], [5], [6], [7]) as well as on entire structures (e.g. on bridges [1], [2], [3], [8], [9]) where we know the level of damage.*

*A road bridge spans motorway D8 in village Vráž. The bearing structure of the bridge is created from four main steel I-beams and a composite concrete slab. It is designed statically as a three spans continuous beam. In March 2001 the bridge was damaged by the crash an excavator, which was transported on vehicle combination, to two main beams. Consequences of the crash were permanent deformations of the outer main beam (in impact location c. about 15 cm) and failure of bolted joint between the main beam and a cross beam. Experimental modal analysis was realised on the bridge at Vráž twice - for the damaged state of the bridge and for the state after its reconstruction. The electrodynamic shaker TIRAVIB 5140 was used for the excitation of the bridge during the experimental modal analysis. The shaker produced a random driving force over the frequency range of 0,5 to 20 Hz. The response of the bridge onto forcing by the exciter was measured by ten inductive acceleration transducers B12/200 HBM in a chosen net of points on its upper surface.*

*Modal characteristics of the investigated bridge, which were measured before and after its reconstruction, were mutually compared. There were computed changes of natural frequencies and changes of damping frequencies of the bridge. For the comparison of natural modes there were used modal assurance criterion MAC, coordinate modal assurance criterion COMAC, changes of a mode surface curvature CAMOSUC (recommended in [4]), changes of a modal flexibility matrix  $\Delta[\delta]$  (recommended in [7]) and curvatures of changes of a modal flexibility matrix  $\Delta[\delta]$ " (recommended in [5]).*

#### **Keywords**

Bridge, damage, modal analysis, natural mode, natural frequency, MAC, COMAC, modal flexibility matrix, modal surface curvature, curvature of changes of a modal flexibility matrix, damage detection

#### **Klíčová slova**

Most, poškození, modální analýza, vlastní tvar, vlastní frekvence, MAC, COMAC, modální matice poddajnosti, křivost vlastního tvaru, křivost změny matice modální poddajnosti, detekce poškození

---

<sup>1</sup> Doc. Ing. Michal Polák, CSc. - České vysoké učení technické v Praze, fakulta stavební; katedra stavební mechaniky, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, tel.: +420-2-2435 4476, e-mail: polak@fsv.cvut.cz

## Úvod

Z pohledu zachování provozuschopnosti určitého stavebního objektu při jeho co nejlepším technickém stavu je velmi důležité zjištění vzniku a polohy jeho případné poruchy v nejrannějším stádiu jejího vývoje. Současné metody používané pro detekci poruchy potřebují, aby byla známa její přibližná poloha a aby vyšetřovaná část konstrukce byla přístupná. Potřeba postupů, které by mohly být aplikovány na stavební konstrukci jako celek, vede k vývoji metod, které zkoumají změny vybraných charakteristik dynamického chování sledované konstrukce. Řada odborníků u nás i v zahraničí (např. [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9]) se zabývá detekcí a lokalizací poškození stavební konstrukce na základě změny jejich experimentálně určených modálních charakteristik (frekvencí vlastního kmitání  $f_{(j)}$ , tvarů vlastního kmitání  $\{r_{(j)}\}$  a jim odpovídajícího útlumu  $f_{b(j)}$ ). Metody a postupy, které využívají výsledků experimentální modální analýzy pro odhad stupně degradace nosné konstrukce, je vhodné ověřovat na jednoduchých stavebních prvcích (např. [4], [5], [6], [7]) a také celých konstrukcích (např. mostech [1], [2], [3], [8],[9]), u kterých je známa úroveň jejich poškození.

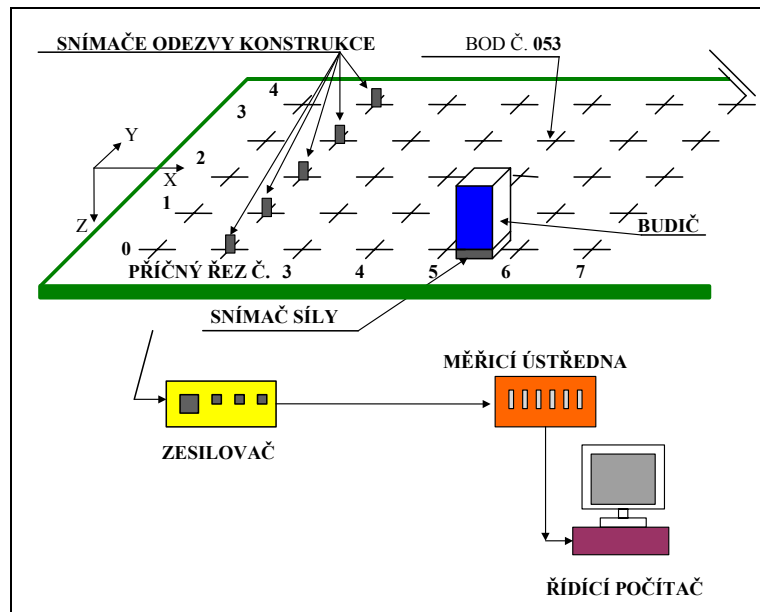


Obr. 1 Ocelobetonový most ve Vráži.



Obr. 2 Pohled na poškozený hlavní nosník mostu.

V obci Vráž je přes dálnici D8 pomocí ocelobetonového mostu (Obr. 1) převáděna místní komunikace. Nosnou konstrukcí tohoto mostu tvoří čtyři hlavní ocelové nosníky tvaru I a spřažená železobetonová deska. Staticky most působí jako spojitý nosník o třech polích (11,7m + 35,1m + 11,0m). V březnu roku 2001 došlo k jeho poškození, které bylo způsobeno nárazem nadměrného nákladu (těžkého rypadla), který byl převážen po D8, do dvou hlavních nosníků. Důsledkem této havárie bylo trvalé vybočení vnějšího hlavního nosníku (v místě nárazu cca. o 15 cm) a porušení spoje mezi hlavním nosníkem a příčným (Obr. 2).



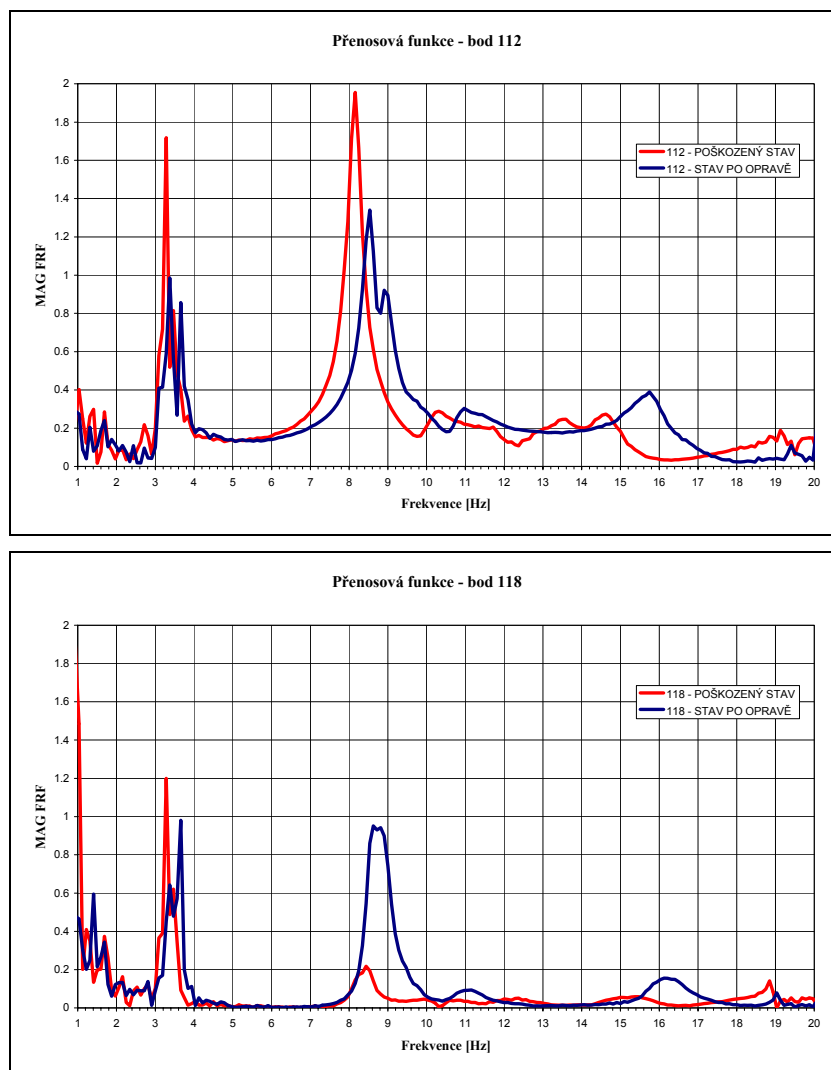
Obr. 3 Obecné schéma uspořádání měření při modální analýze.



Obr. 4 Elektrodynamickej budič TIRAVIB 5140 a jeho umístění na mostovce.

## Uspořádání experimentu

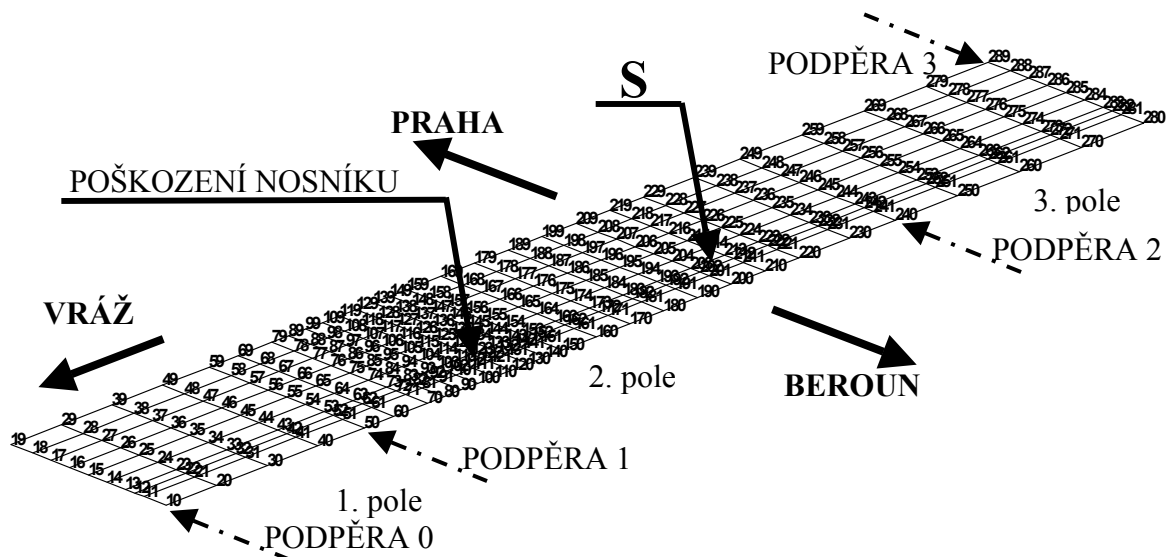
Experimentální modální analýza byla na mostě ve Vráži provedena celkem dvakrát - pro poškozený stav (1. etapa) a pro stav po rekonstrukci mostu (2. etapa). Měření zachycující dynamické chování poškozeného mostu se uskutečnilo 15. června 2001 a pro stav po opravě 11. října 2001.



Obr. 5 Porovnání přenosových funkcí změřených v bodě 112 (cca. nad středem poškozené části hlavního nosníku) a 118 (ve stejném příčném řezu cca. nad krajním nepoškozeným hlavním nosníkem) při poškozeném stavu a po opravě mostu.

Uspořádání měření bylo u obou provedených modálních analýz shodné, schématicky je vykresleno na Obr. 3. K rozkmitávání mostu byl použit elektrodynamický budič TIRAVIB 5140 (Obr. 4) Budící síla vyvozovaná budičem byla měřena třemi snímači síly S-35 LUKAS (Obr. 3, 4), které byly navzájem propojeny tak, aby přímo udávaly celkovou budící sílu. Odezva mostu na buzení budičem byla měřena deseti snímači zrychlení B12/200 HBM. Snímače byly připojeny k zesilovačům KWS 673.A7 HBM. Odtud byl analogový signál přiveden k měřicí ústředně VCS 2550B Spectral Dynamic s řídicím počítačem Sun. Tato měřicí ústředna umožňuje v pracovním režimu on line digitalizaci, úpravu, zpracování a uložení dílčích výsledků až ze šestnácti vstupních analogových kanálů.

Při měření budič vyvozoval budící sílu náhodného charakteru. Kmitání budícího závaží bylo typu nízkopásmový bílý šum s frekvenčním rozsahem 0 až 20 Hz (tzn. funkce časového průběhu výchylek závaží převedeného do frekvenční oblasti byla prakticky konstantní ve frekvenčním intervalu 0,5 až 20,0 Hz) a bylo řízeno signálním generátorem SG 450 ONO SOKKI.



Obr. 6 Schéma uspořádání a číslování sítě měřených bodů.

Budič byl na mostě umístěn uvnitř oblasti vymezené body sítě číslo 201, 203, 213 a 211 (Obr. 4 a 6), budící bod (střed základny budiče - bod S) ležel nejbližší k bodu 202 (Obr. 4 a 6).

Odezva mostu na buzení byla měřena ve zvolené síti bodů na jeho horním povrchu (na vozovce a chodnicích). Celkový počet bodů sítě byl 280 (28 příčných řezů, 10 bodů v každém příčném řezu), schéma jejich rozmístění na konstrukci je vykresleno na Obr. 6. Snímači odezvy se vždy osazovaly body sítě na jednom celém příčném řezu (Obr. 3). Kmitání mostu bylo ve všech bodech sítě měřeno pouze ve svislém směru.

Měřená odezva mostu byla řídicím počítačem v režimu on line částečně zpracována, pro každý bod sítě byla vyhodnocena přenosová funkce  $H_{rs}(if)$  (v měřítku inertance)

$$H_{rs}(if) = \frac{w_r(if)}{F_s(if)}, \quad (1)$$

kde  $i$  je imaginární jednotka,  $w_r(if)$  je odezva konstrukce v měřítku zrychlení v bodě  $r$ , která byla vyvolána budící silou  $F_s(if)$  působící v bodě  $S$ , zobrazená ve frekvenční oblasti. Hodnoty přenosových funkcí  $H_{rs}(if)$  se při měření v jednotlivých bodech určovaly jako průměr z 8 měření s překrytím oken 0%. Délka okna zpracovávaného časového signálu byla 32 s, frekvenční rozsah okna byl nastaven na 50 Hz (menší frekvenční rozsah použitý program neumožňuje). Příklady změřených přenosových funkcí jsou vykresleny na Obr. 5.

Vyhodnocení frekvencí a tvarů vlastního kmitání probíhalo off line pomocí programu STAR firmy Spectral Dynamic.

### Postupy použité pro porovnání modálních charakteristik vyhodnocených při obou ověřovaných stavech mostu

Modální charakteristiky vyhodnocené při obou ověřovaných stavech mostu byly mezi sebou navzájem porovnány. Při zkoumání vlivu poškození mostu na jeho modální charakteristiky byly vypočteny změny vlastních frekvencí, změny frekvencí útlumu, tvary vlastního kmitání byly porovnány pomocí koeficientů MAC, koeficientů COMAC, změny křivosti tvarů vlastního kmitání CAMOSUC (doporučené v [4]), změny matice modální poddajnosti  $\Delta[\delta]$  (doporučené v [7]) a také křivosti změny matice modální poddajnosti  $\Delta[\delta]''$  (doporučené v [5]).

Rozdíl mezi frekvencemi vlastního kmitání i frekvencemi útlumu se zpravidla vyjadřuje v procentech z jejich velikosti. Změna vlastních frekvencí  $\Delta f_{(j)}$  v období mezi výchozí etapou sledování A (poškozený stav mostu) a etapou B (stav po rekonstrukci mostu) je počítána podle rovnice

$$\Delta f_{(j)} = \frac{f_{(j)\text{obs},B} - f_{(j)\text{obs},A}}{f_{(j)\text{obs},A}} \cdot 100 \quad [\%], \quad (2)$$

a obdobně je počítána i změna frekvencí útlumu  $\Delta f_{b(j)}$

$$\Delta f_{b(j)} = \frac{f_{b(j)\text{obs},B} - f_{b(j)\text{obs},A}}{f_{b(j)\text{obs},A}} \cdot 100 \quad [\%]. \quad (3)$$

K popsání míry shody dvou porovnávaných tvarů vlastního kmitání  $\{r_{(i)A}\}$  a  $\{r_{(i)B}\}$  je použit koeficient korelace modální analýzy  $MAC_{(i,j)}$  (Modal Assurance Criterion)

$$MAC_{(i,j)} = \frac{\left| \begin{Bmatrix} r_{(i)A}^* \\ r_{(i)B} \end{Bmatrix}^T \begin{Bmatrix} r_{(i)A} \\ r_{(i)B} \end{Bmatrix} \right|^2}{\left( \begin{Bmatrix} r_{(i)A}^* \\ r_{(i)A} \end{Bmatrix}^T \begin{Bmatrix} r_{(i)A} \\ r_{(i)A} \end{Bmatrix} \right) \left( \begin{Bmatrix} r_{(i)B}^* \\ r_{(i)B} \end{Bmatrix}^T \begin{Bmatrix} r_{(i)B} \\ r_{(i)B} \end{Bmatrix} \right)}, \quad (4)$$

který vyjadřuje míru korelace dvou porovnávaných tvarů přes všechny jejich pořadnice. Ve vztahu (4) je \* označen tvar vlastního kmitání komplexně sdružený k odpovídajícímu srovnávanému vlastnímu tvaru. Jsou-li dva porovnávané tvary totožné, je příslušný  $MAC_{(i,j)}$  roven 1, jsou-li navzájem nezávislé, je jejich  $MAC_{(i,j)}$  roven 0. Rovnici (4) lze zjednodušeně chápat jako podmínku ortogonality porovnávaných tvarů vlastního kmitání, přesně by to platilo pouze v případě konstrukce, jejíž teoretická matice hmotnosti odpovídající porovnávaným vlastním tvarům by byla diagonální a její diagonální členy by byly shodně veliké.

Pro zjišťování polohy oblasti neshod dvou porovnávaných skupin vlastních tvarů jako celku je použit koeficient korelace modální analýzy po souřadnicích  $COMAC_{(p)}$  (Coordinate Modal Assurance Criterion)

$$COMAC_{(p)} = \frac{\left( \sum_{j=1}^n |r_{(j),p,A}^* \quad r_{(j),p,B}| \right)^2}{\left( \sum_{j=1}^n |r_{(j),p,A}|^2 \right) \left( \sum_{j=1}^n |r_{(j),p,B}|^2 \right)}, \quad (5)$$

kde p je bod konstrukce, pro který se koeficient  $COMAC_{(p)}$  určuje, a n je počet porovnávaných dvojic tvarů, které jsou při výpočtu  $COMAC_{(p)}$  použity. Při sestavování těchto porovnávaných dvojic je výhodné použít koeficient  $MAC$  (4).

Jako další postup používaný k zjišťování polohy a úrovně poškození konstrukce se používá změna křivosti tvarů vlastního kmitání, která je v [4] označena  $CAMOSUC_{(j),p}$ . U tvarů, jejichž pořadnice jsou naměřeny v diskrétních bodech, se pro výpočet jejich křivosti používá metoda centrálních diferencí

$$CAMOSUC_{(j),p} = \left| \frac{r_{(j),p+1,A} - 2r_{(j),p,A} + r_{(j),p-1,A}}{\Delta L^2} - \frac{r_{(j),p+1,B} - 2r_{(j),p,B} + r_{(j),p-1,B}}{\Delta L^2} \right|, \quad (6)$$

kde  $j$  je pořadové číslo použitého vlastního tvaru,  $p$  je bod konstrukce, pro který je koeficient  $CAMOSUC_{(j),p}$  určován, a  $\Delta L$  je vzdálenost mezi body sledované sítě ve směru, ve kterém je změna křivosti vlastního tvaru vyhodnocována.

Ze změřených tvarů vlastního kmitání normalizovaných vzhledem k hmotnosti konstrukce lze přímo určit jejich příspěvek k poddajnosti konstrukce. Matice modální poddajnosti  $[\delta]$  je dána vztahem

$$[\delta] = [R_{(j)}] [1/\omega_{(j)}^2] [R_{(j)}]^T, \quad (7)$$

kde  $[R_{(j)}]$  je modální matice složená z  $n$  změřených vlastních tvarů normovaných vzhledem k matici hmotnosti

$$[R_{(j)}] = [\{R_{(1)}\}, \{R_{(2)}\}, \{R_{(3)}\}, \dots, \{R_{(n)}\}] \quad (8)$$

a  $[1/\omega_{(j)}^2]$  je diagonální matice sestavená z převrácených hodnot druhých mocnin vlastních kruhových frekvencí. Vlastní tvary teoreticky normované vzhledem k matici hmotnosti se z výsledků měření získají jednoduše na základě vztahu

$$\{R_{(j)}\} = \sqrt{\omega_{(j)} Z_{SS(j)}^{-1}} \{r_{(j)}\}, \quad (9)$$

kde  $Z_{SS(j)}^{-1}$  je pořadnice vlastního tvaru  $\{r_{(j)}\}$  v bodě  $S$ , ve kterém působí budící síla.

Při posuzování změny dynamického chování mostu mezi oběma etapami jsou na ilustrujících obrázcích (Obr. 49 až 51) v jednotlivých bodech sítě  $p$  vykresleny rozdíly odpovídajících diagonálních členů matic  $[\delta]$

$$\Delta\delta_p = \delta_{pp,B} - \delta_{pp,A}, \quad (10)$$

tedy změny průhybů konstrukce vyvolaných fiktivní jednotkovou silou působící v bodě  $p$ .

V  $[\delta]$  je pro určení polohy a úrovně poškození konstrukce doporučena křivost změny diagonálních členů matice modální poddajnosti  $\Delta\delta_p$  počítaná na základě vztahu

$$\Delta\delta_p'' = \frac{\Delta\delta_{p+1} - 2\Delta\delta_p + \Delta\delta_{p-1}}{\Delta L^2}, \quad (11)$$

kde  $p$  je bod konstrukce, ve kterém je  $\Delta\delta_p$  určována, a  $\Delta L$  je vzdálenost mezi body sledované sítě ve směru, ve kterém je křivost změny matice modální poddajnosti vyhodnocována.

## Modální charakteristiky určené pro poškozený stav mostu

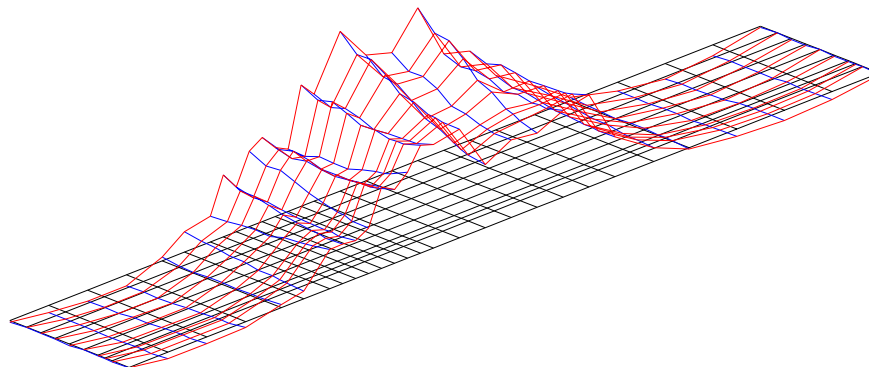
Při 1. etapě (poškozený stav) experimentálního sledování mostu ve Vráži bylo celkem vyhodnoceno 11 vlastních frekvencí  $f_{(j)}$ , jim odpovídající vlastní tvary  $\{r_{(j)}\}$  a útlum  $f_{b(j)}$ . Hodnoty změřených vlastních frekvencí, odpovídajícího útlumu a popis charakteru příslušných vlastních tvarů jsou pro 1. etapu uvedeny v Tab. 1, zjištěné tvary vlastního kmitání jsou vykresleny na Obr. 7 až 17.

Tab. 1 Most přes dálnici D8 ve Vráži – frekvence vlastního kmitání  $f_{(j)}$  a frekvence útlumu  $f_{b(j)}$  pro poškozený stav mostu.

Poř. č. (j)	Poškozený stav		Popis charakteru vlastního tvaru
	Červen 2001		
	$f_{(j)}$ [Hz]	$f_{b(j)}$ [Hz]	
(1)	3.26	0.093	1. tvar ohybového kmitání celého mostu
(2)	3.41	0.135	1. tvar kroutivého kmitání (2. pole)
(3)	8.16	0.161	2. tvar ohybového kmitání (kmitá především poškozený nosník)
(4)	8.42	0.171	3. tvar ohybového kmitání (kmitá především nepoškozená část)
(5)	10.21	0.421	2. tvar kroutivého kmitání (3. pole)
(6)	12.01	0.475	Příčný ohyb ve 2. poli
(7)	13.74	0.368	3. tvar kroutivého kmitání (1. pole)
(8)	14.72	0.458	4. tvar kroutivého kmitání (2. pole)
(9)	15.58	0.768	4. tvar ohybového kmitání (kmitá především nepoškozená část)
(10)	17.59	1.280	Příčný ohyb v 1. poli
(11)	19.14	0.217	5. tvar ohybového kmitání (kmitá především poškozený nosník)

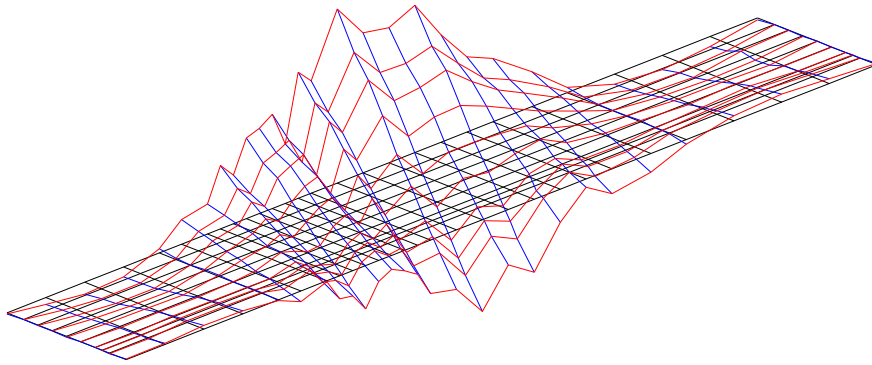
Vzhledem ke značně rozdílnému chování poškozené a nepoškozené části mostu nebylo možné u některých tvarů vlastního kmitání stanovit jejich charakter jednoznačně, proto je nutné popis vlastních tvarů č. 4 až 11, který je uveden v Tab. 1, považovat pouze za orientační.

1. a 2. tvar vlastního kmitání (Obr. 7 a 8) jsou zřetelně zatíženy chybou měření. Tato chyba byla především způsobena vedlejšími dynamickými vlivy (dynamickými účinky proudu vzduchu od průjezdu nákladních vozidel pod mostem), které se vedle účinků řízené budící síly podstatně podílely na rozkmitávání zkoumaného mostu. Při výpočtu přenosové funkce  $H_{rs}(if)$  (1) je totiž tento rušivý vliv zahrnut pouze v odezvě  $w_r(if)$  a nikoliv v budící síle  $F_s(if)$  a to vede k chybám při určování pořadnic vyhodnocovaných vlastních tvarů. Tento rušivý vliv se projevuje zejména na poměru pořadnic mezi sledovanými příčnými řezy. Ale deformace jednotlivých příčných řezů jsou prakticky rovinné, neboť body v jednom příčném řezu byly snímači osazeny ve shodném čase a chyba způsobená vedlejšími dynamickými vlivy se v nich projevuje stejnou měrou.

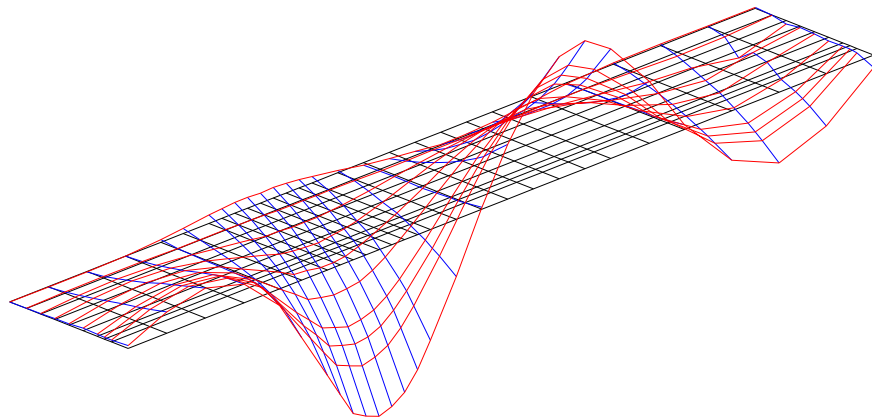


Obr. 7 Poškozený stav - reálná složka 1. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(1)} = 3,26$  Hz.

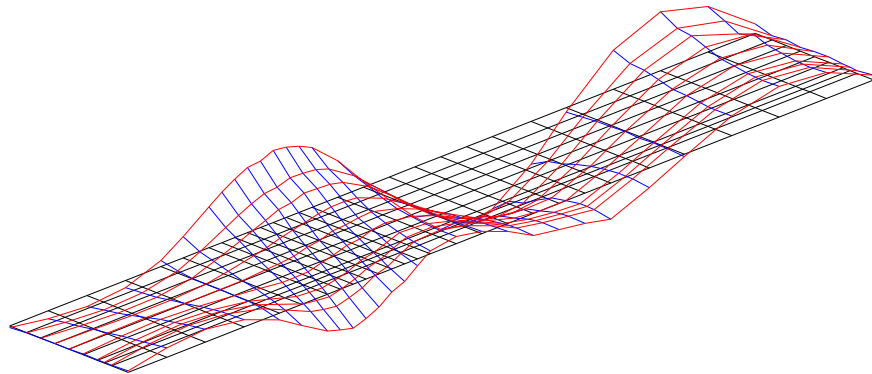




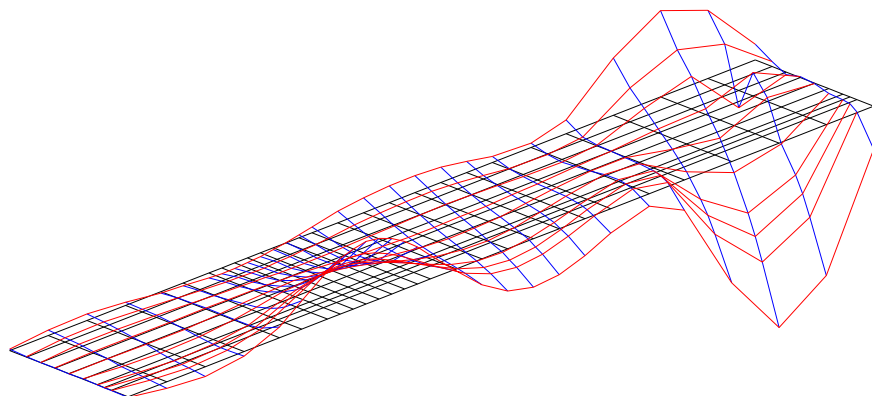
Obr. 8 Poškozený stav - reálná složka 2. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(2)} = 3,41$  Hz.



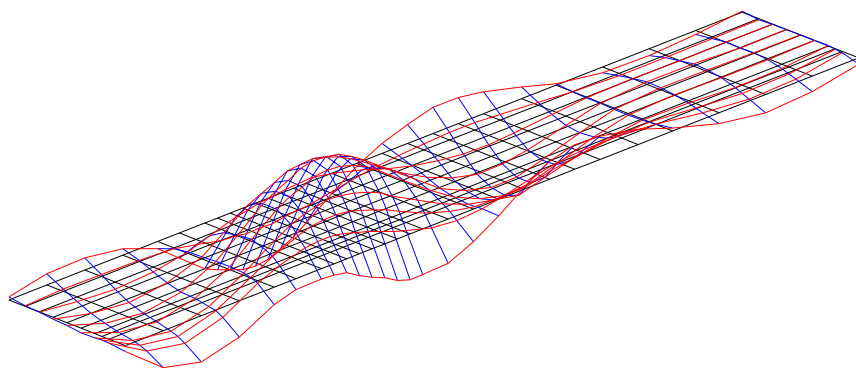
Obr. 9 Poškozený stav - reálná složka 3. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(3)} = 8,16$  Hz.



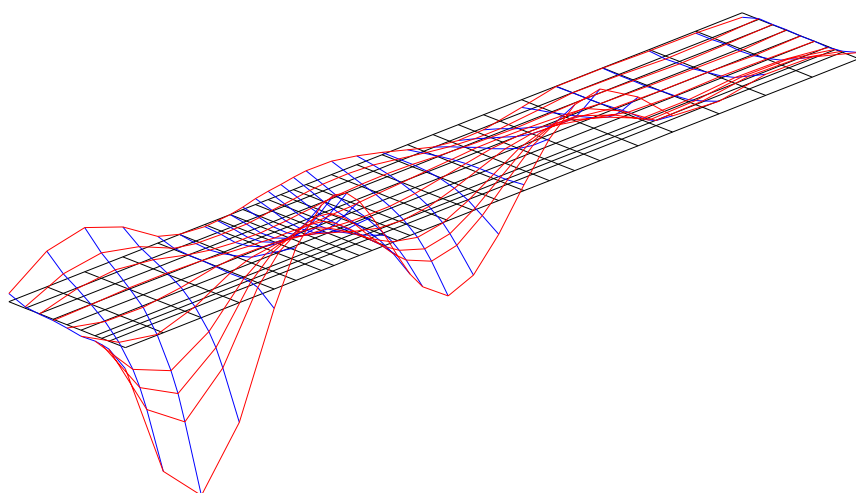
Obr. 10 Poškozený stav - reálná složka 4. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(4)} = 8,42$  Hz.



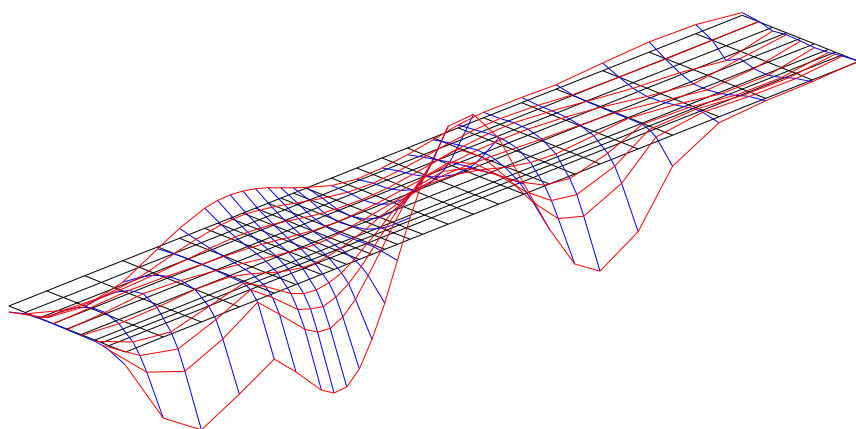
Obr. 11 Poškozený stav - reálná složka 5. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(5)} = 10,21$  Hz.



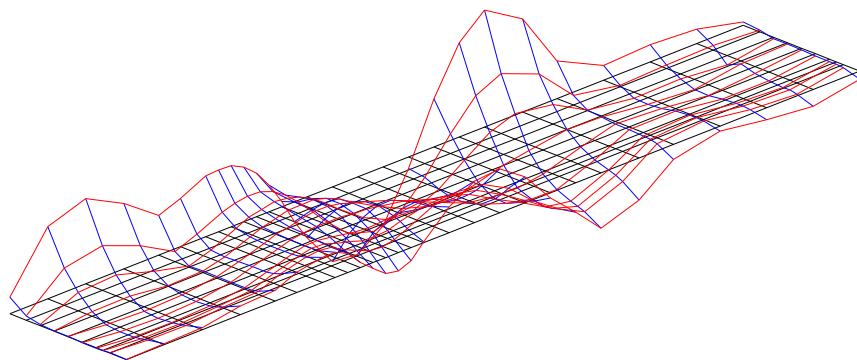
Obr. 12 Poškozený stav - reálná složka 6. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(6)} = 12,01$  Hz.



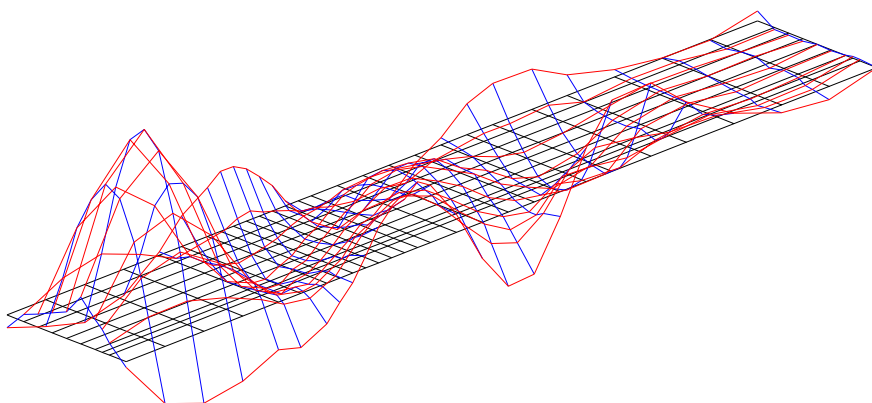
Obr. 13 Poškozený stav - reálná složka 7. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(7)} = 13,74$  Hz.



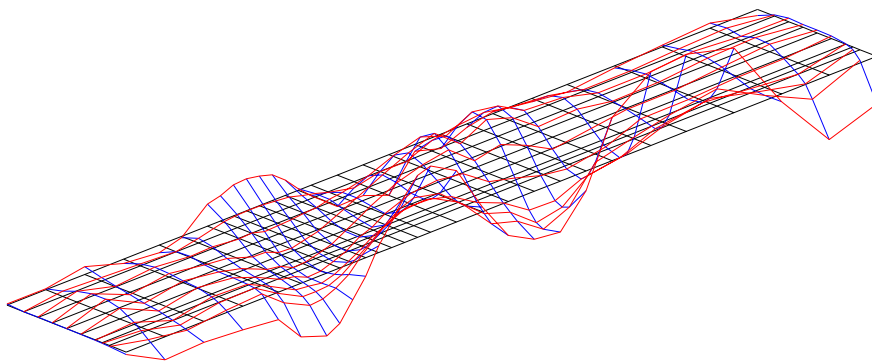
Obr. 14 Poškozený stav - reálná složka 8. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(8)} = 14,72$  Hz.



Obr. 15 Poškozený stav - reálná složka 9. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(9)} = 15,58$  Hz.



Obr. 16 Poškozený stav - reálná složka 10. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(10)} = 17,59$  Hz.



Obr. 17 Poškozený stav - reálná složka 11. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(11)} = 19,14$  Hz.

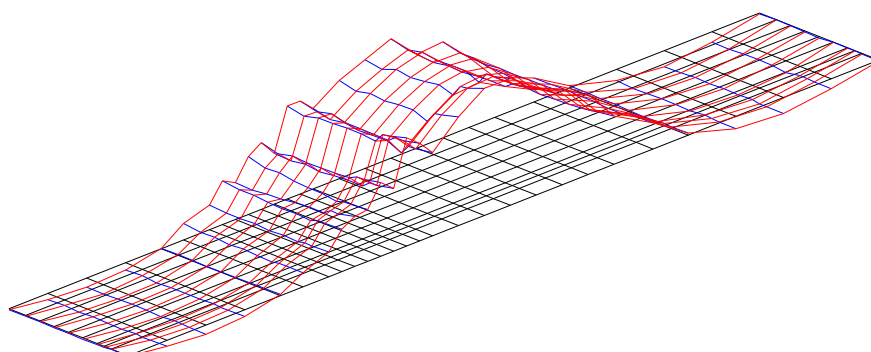
### **Modální charakteristiky určené po rekonstrukci mostu**

Při 2. etapě (stav po opravě) experimentálního sledování mostu ve Vrážci bylo celkem vyhodnoceno 12 vlastních frekvencí  $f_{(j)}$ , jim odpovídající vlastní tvary  $\{r_{(j)}\}$  a útlum  $f_{b(j)}$ . Hodnoty změřených vlastních frekvencí, odpovídajícího útlumu a popis charakteru příslušných vlastních tvarů jsou pro 2. etapu uvedeny v Tab. 2, zjištěné tvary vlastního kmitání jsou vykresleny na Obr. 18 až 29.

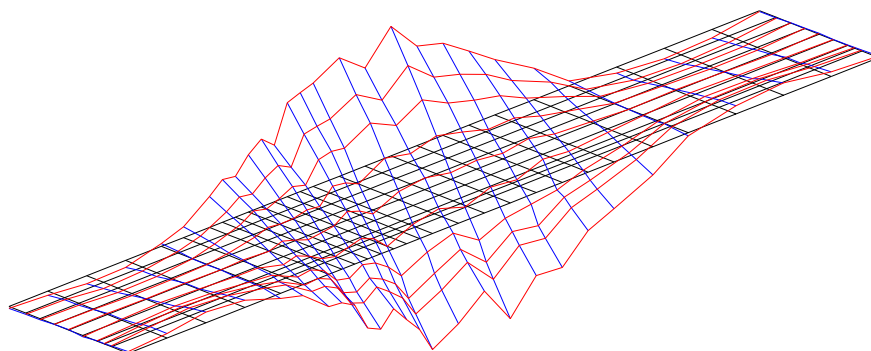
I při 2. etapě jsou 1. a 2. tvar vlastního kmitání (obr. 18 a 19) zřetelně zatíženy chybou měření. Také v tomto případě byla chyba způsobena především dynamickými účinky proudu vzduchu od průjezdu nákladních vozidel pod mostem.

Tab. 2 Most přes dálnici D8 ve Vráži – frekvence vlastního kmitání  $f_{(j)}$  a frekvence útlumu  $f_{b(j)}$  - stav po rekonstrukci mostu.

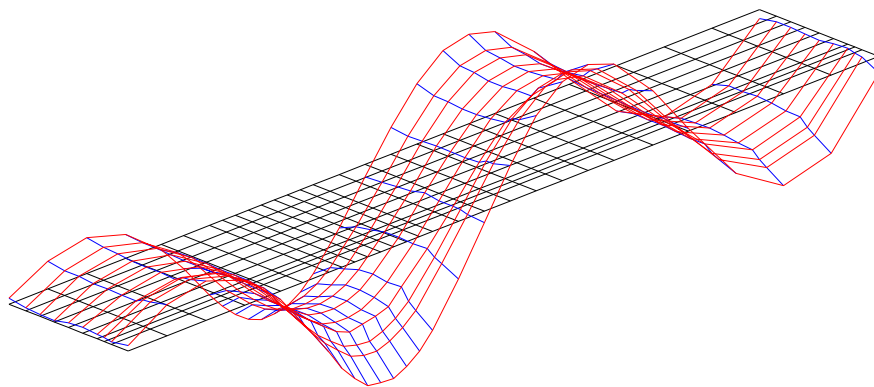
Poř. č. (j)	Stav po opravě		Popis charakteru vlastního tvaru
	Říjen 2001		
	$f_{(j)}$ [Hz]	$f_{b(j)}$ [Hz]	
(1)	3.38	0.051	1. tvar ohybového kmitání celého mostu
(2)	3.65	0.114	1. tvar kroutivého kmitání (2. pole)
(3)	8.54	0.147	2. tvar ohybového kmitání celého mostu
(4)	8.95	0.199	2. tvar kroutivého kmitání (2. pole)
(5)	9.58	0.741	3. tvar ohybového kmitání celého mostu
(6)	10.86	0.316	3. tvar kroutivého kmitání (3. pole)
(7)	11.39	0.400	4. tvar ohybového kmitání poškozeného nosníku
(8)	14.18	0.402	4. tvar kroutivého kmitání (1. pole)
(9)	15.17	1.060	Příčný ohyb ve středním poli
(10)	15.89	0.461	5. tvar kroutivého kmitání (2. pole)
(11)	16.58	0.578	Příčný ohyb v delším krajním poli
(12)	19.25	0.329	Příčný ohyb ve kratším krajním poli



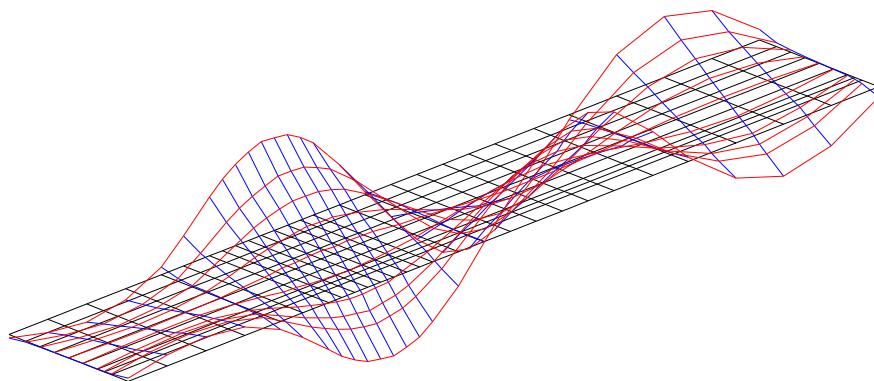
Obr. 18 Stav po rekonstrukci - reálná složka 1. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(1)} = 3,38$  Hz.



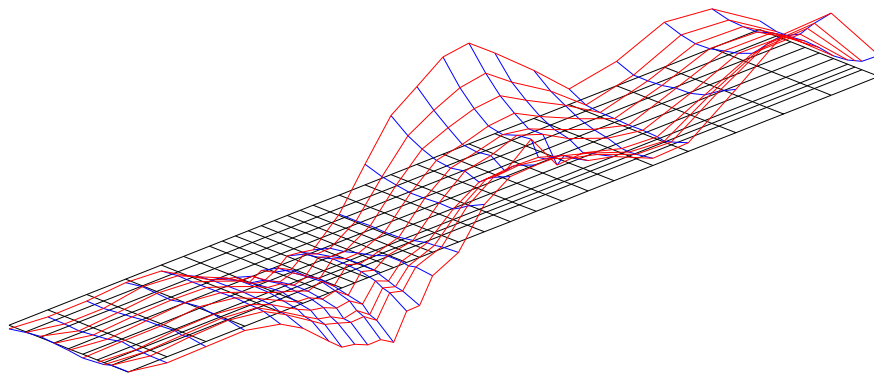
Obr. 19 Stav po rekonstrukci - reálná složka 2. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(2)} = 3,65$  Hz.



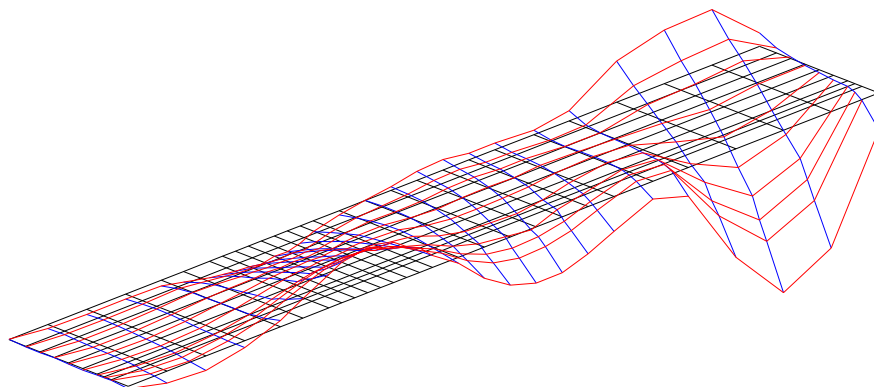
Obr. 20 Stav po rekonstrukci - reálná složka 3. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(3)} = 8,54$  Hz..



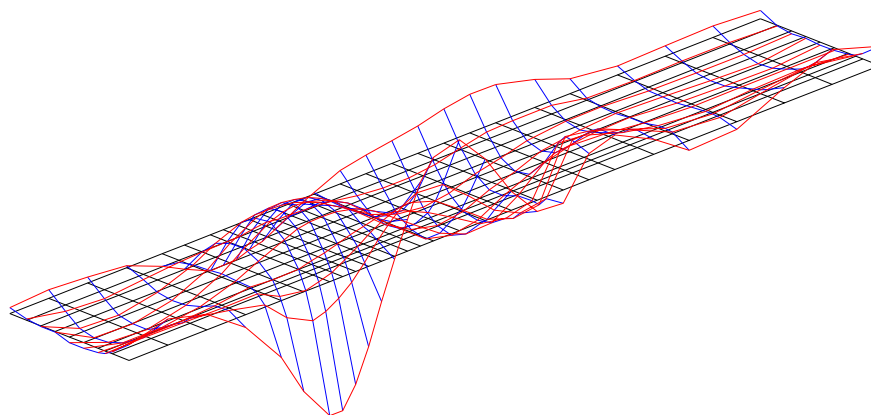
Obr. 21 Stav po rekonstrukci - reálná složka 4. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(4)} = 8,95$  Hz..



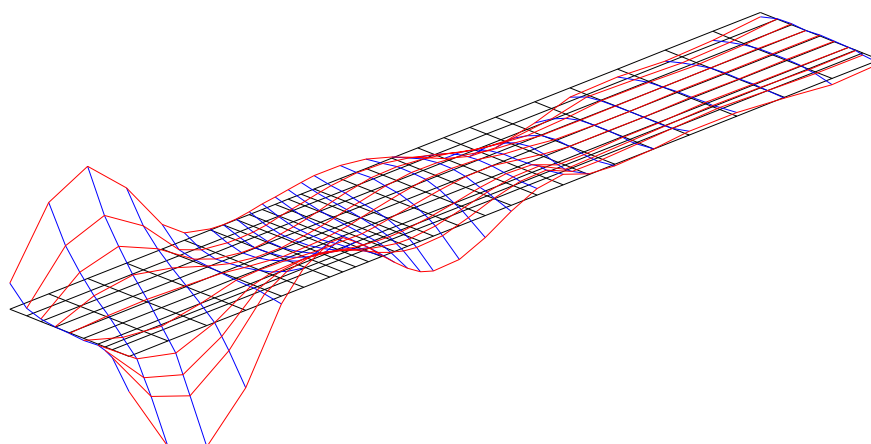
Obr. 22 Stav po rekonstrukci - reálná složka 5. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(5)} = 9,58$  Hz..



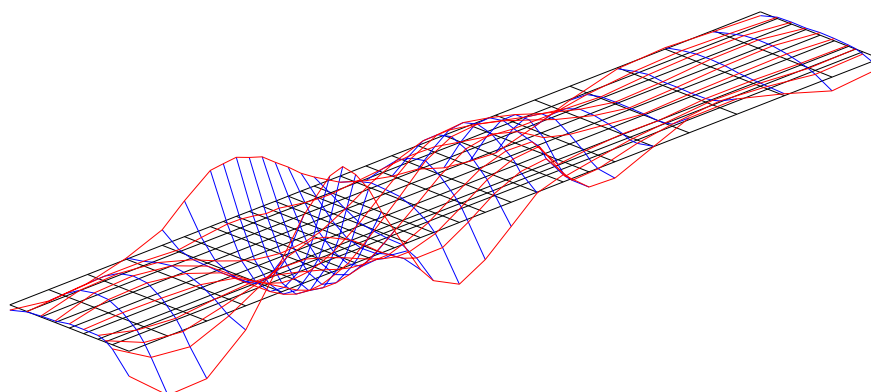
Obr. 23 Stav po rekonstrukci - reálná složka 6. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(6)} = 10,86$  Hz.



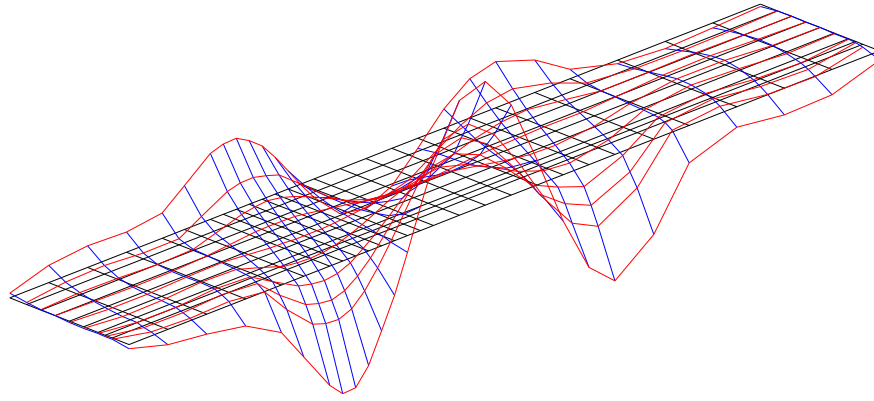
Obr. 24 Stav po rekonstrukci - reálná složka 7. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(7)} = 11,39$  Hz.



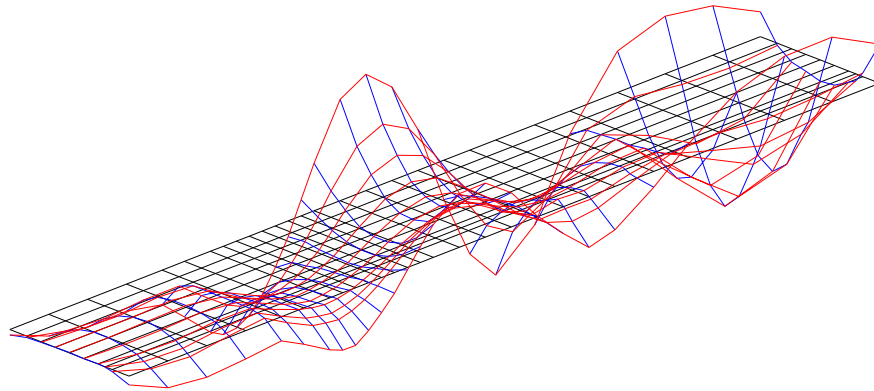
Obr. 25 Stav po rekonstrukci - reálná složka 8. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(8)} = 14,18$  Hz.



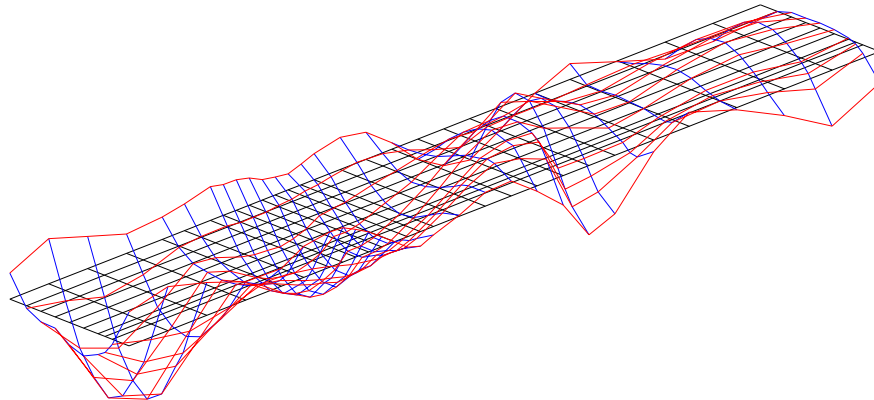
Obr. 26 Stav po rekonstrukci - reálná složka 9. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(9)} = 15,17$  Hz.



Obr. 27 Stav po rekonstrukci - reálná složka 10. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(10)} = 15,89$  Hz.



Obr. 28 Stav po rekonstrukci - reálná složka 11. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(11)} = 16,58$  Hz.



Obr. 29 Stav po rekonstrukci - reálná složka 12. tvaru vlastního kmitání,  $f_{(12)} = 19,25$  Hz.

## **Porovnání modálních charakteristik vyhodnocených při obou ověřovaných stavech mostu**

Modální charakteristiky zjištěné při 1. etapě (poškozený stav mostu) a 2. etapě (stav po rekonstrukci mostu) experimentálního sledování mostu ve Vráži byly mezi sebou navzájem porovnány.

Již z pouhého vizuálního srovnání charakteru vlastních tvarů zjištěných při poškozeném stavu (Obr. 7 až 17) a po opravě mostu (Obr. 18 až 29) a změřených přenosových funkcí (Obr. 5) je dobře patrné, že jejich změna vyvolaná opravou poškozeného hlavního nosníku je značná. Proto bylo provedeno vzájemné porovnání vlastních tvarů z obou etap pomocí

korelačního koeficientu modální analýzy  $MAC_{(i,j)}$  (4) (Tab. 3, Obr. 30). V Tab. 3 jsou tučným rámečkem a písmem označeny hodnoty  $MAC_{(i,j)}$  u tvarů, které si jsou svým charakterem blízké. Vizualní porovnání těchto vlastních tvarů je vykresleno na Obr. 31 až 36.

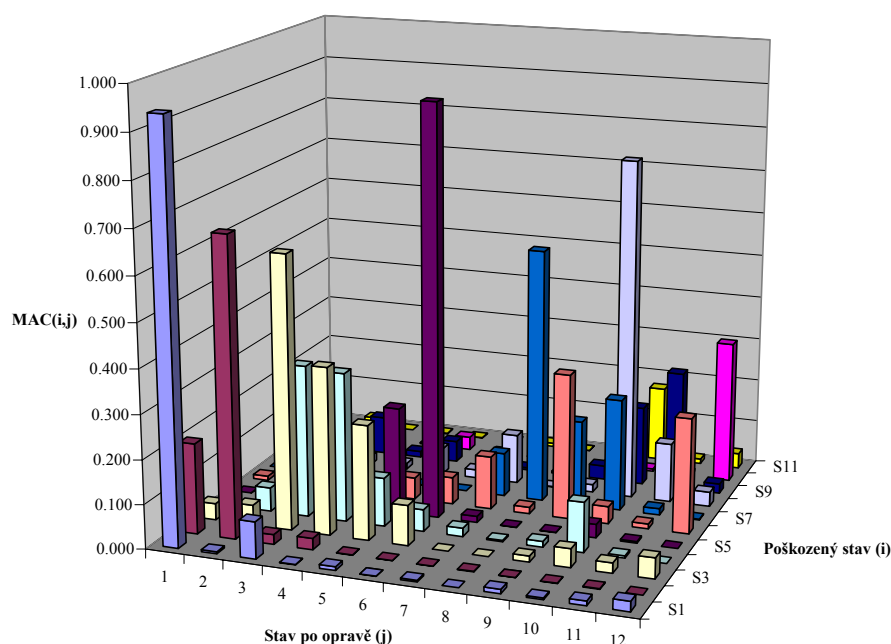
Podtrženým tučným písmem jsou zvýrazněny hodnoty  $MAC_{(i,j)}$ , které ukazují na mírnou míru korelace srovnávaných vlastních tvarů. Vizualní porovnání těchto tvarů vlastního kmitání je vykresleno na Obr. 37 až 41.

Tvary vlastního kmitání číslo 5, 7 a 11 pro stav mostu po opravě a tvary číslo 9 a 11 pro poškozený stav mají nízkou míru korelace se všemi tvary z druhé skupiny. Na Obr. 42 až 45 je vykresleno vizualní porovnání těchto tvarů vlastního kmitání s tvary, které s nimi mají míru korelace nejvyšší.

Tab. 3 Most přes dálnici D8 ve Vráži – porovnání vlastních tvarů z 1. a 2. etapy experimentálního sledování mostu pomocí koeficientů MAC.

Stav po opravě 2. etapa	Poškozený stav - 1. etapa										
	Číslo porovnávaného vlastního tvaru										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	<b>0.937</b>	0.205	0.038	0.018	0.000	0.010	0.000	0.004	0.011	0.003	0.004
2	0.005	<b>0.674</b>	0.045	0.054	0.003	0.001	0.000	0.007	0.002	0.001	0.020
3	0.084	0.022	<b>0.618</b>	<b>0.345</b>	0.027	0.063	0.001	0.020	0.087	0.012	0.000
4	0.001	0.026	<b>0.378</b>	<b>0.338</b>	0.017	0.024	0.001	0.014	0.013	0.003	0.002
5	0.008	0.001	0.259	0.110	0.241	0.050	0.001	0.061	0.049	0.031	0.001
6	0.000	0.001	0.091	0.050	<b>0.928</b>	0.062	0.000	0.019	0.017	0.002	0.003
7	0.004	0.001	0.000	0.019	0.014	0.121	0.099	0.113	0.005	0.000	0.008
8	0.000	0.002	0.000	0.003	0.001	0.015	<b>0.576</b>	0.001	0.004	0.002	0.000
9	0.009	0.000	0.014	0.013	0.001	<b>0.330</b>	0.194	0.017	0.032	0.001	0.009
10	0.004	0.001	0.042	0.113	0.031	0.039	0.254	<b>0.772</b>	0.181	0.006	0.173
11	0.010	0.001	0.023	0.005	0.004	0.011	0.014	0.135	0.272	0.006	0.011
12	0.023	0.000	0.047	0.000	0.000	0.261	0.002	0.033	0.022	<b>0.326</b>	0.035

Porovnání tvarů vlastního kmitání mostu ve Vráži - koeficient MAC



Obr. 30 Most přes dálnici D8 ve Vráži – porovnání vlastních tvarů z 1. a 2. etapy pomocí koeficientu MAC – grafické znázornění výsledků z Tab. 3.

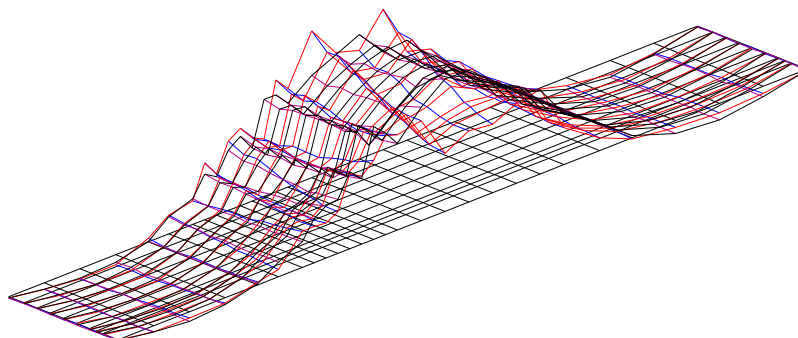


Tab. 4 Most přes dálnici D8 ve Vráži – změny vlastních frekvencí  $\Delta f_{(j)}$  a frekvencí útlumu  $\Delta f_{b(j)}$  vyvolané opravou poškozeného hlavního nosníku.

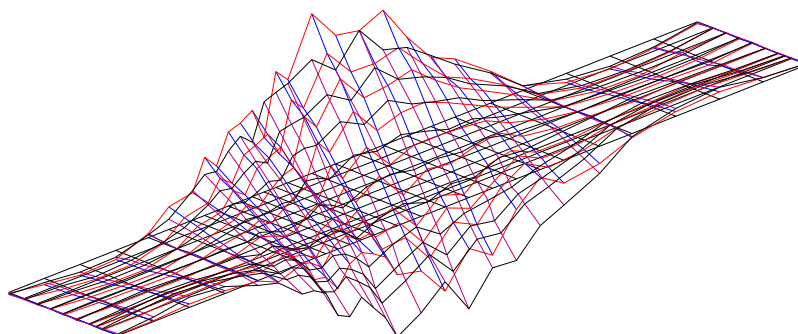
<b>Tvary vlastního kmitání s blízkým charakterem</b>								
Poškozený stav			Stav po opravě			Charakteristiky změny		
Červen 2001			Říjen 2001			Vlastní frekvence $\Delta f_{(j)}$ [%]	Frekvence útlumu $\Delta f_{b(j)}$ [%]	Vlastní tvary MAC
Poř. č. (j)	$f_{(j)}$ [Hz]	$f_{b(j)}$ [Hz]	Poř. č. (i)	$f_{(j)}$ [Hz]	$f_{b(j)}$ [Hz]			
(1)	3.26	0.093	(1)	3.38	0.051	3.7	-45.3	0.937
(2)	3.41	0.135	(2)	3.65	0.114	7.0	-15.3	0.674
(3)	8.16	0.161	(3)	8.54	0.147	4.7	-8.5	0.618
(5)	10.21	0.421	(6)	10.86	0.316	6.4	-24.9	0.928
(7)	13.74	0.368	(8)	14.18	0.402	3.2	9.4	0.576
(8)	14.72	0.458	(10)	15.89	0.461	7.9	0.7	0.772
<b>Tvary vlastního kmitání s mírnou mírou korelace</b>								
(3)	8.16	0.161	(4)	8.95	0.199	9.7	24.0	0.378
(4)	8.42	0.171	(3)	8.54	0.147	1.4	-13.8	0.345
(4)	8.42	0.171	(4)	8.95	0.199	6.3	16.8	0.338
(6)	12.01	0.475	(9)	15.17	1.060	26.3	123.4	0.330
(10)	17.59	1.280	(12)	19.25	0.329	9.4	-74.3	0.326
<b>Tvary vlastního kmitání s nízkou mírou korelace</b>								
(3)	8.16	0.161	(5)	9.58	0.741	17.4	361.1	0.259
(6)	12.01	0.475	(7)	11.39	0.400	-5.2	-96.7	0.121
(9)	15.58	0.768	(11)	16.58	0.578	6.4	-96.3	0.272
(11)	19.14	0.217	(10)	15.89	0.461	-17.0	-97.6	0.173

Velikosti změn vlastních frekvencí  $\Delta f_{(j)}$  (2) a frekvencí útlumu  $\Delta f_{b(j)}$  (3) vyvolaných opravou poškozeného nosníku mostu jsou číselně uvedeny v Tab. 4. Porovnáváné dvojice  $f_{(j)}$  a  $f_{b(j)}$  byly k sobě přiřazeny na základě hodnoty korelace jim příslušných vlastních tvarů, která je popsána koeficientem  $MAC_{(i,j)}$  (Tab. 3). Odděleně jsou porovnávány frekvence příslušné ke tvarům vlastního kmitání s blízkým charakterem, frekvence náležící ke tvarům s mírnou mírou korelace a frekvence příslušné ke tvarům s nízkou mírou korelace.

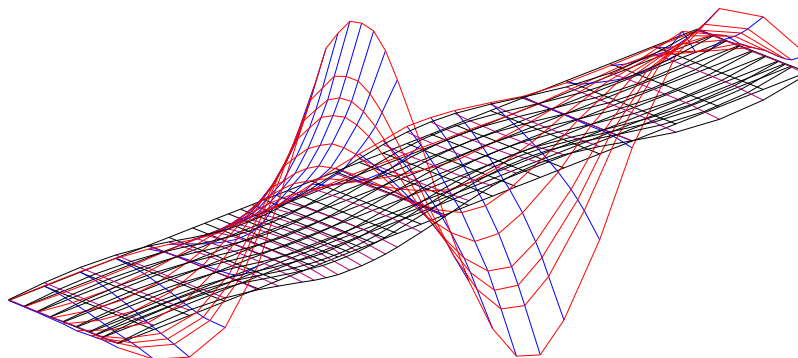
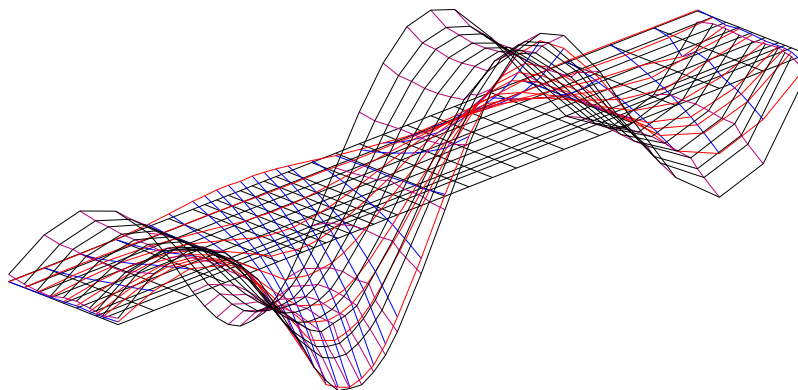
K porovnání tvarů vlastního kmitání z obou etap byly vedle koeficientů  $MAC_{(i,j)}$  použity koeficienty  $COMAC_{(p)}$  (5) (Obr. 46 až 48), změna křivosti tvarů vlastního kmitání  $CAMOSUC_{(j,p)}$  (6) (Obr. 52 až 58), změna matice modální poddajnosti  $[\delta]$  (10) (Obr. 49 až 51) a křivost změny diagonálních členů matice modální poddajnosti  $\Delta\delta''$  (11) (Obr. 60 až 64).



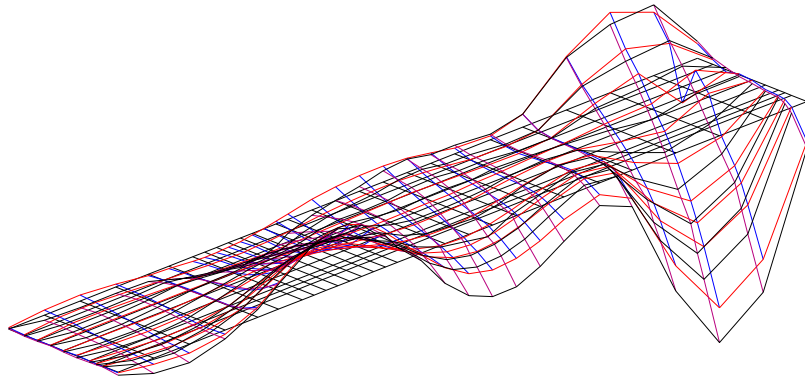
Obr. 31 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (1. vl. tvar) a poškozený stav (1. vl. tvar) -  $MAC_{(1,1)} = 0,937$ .



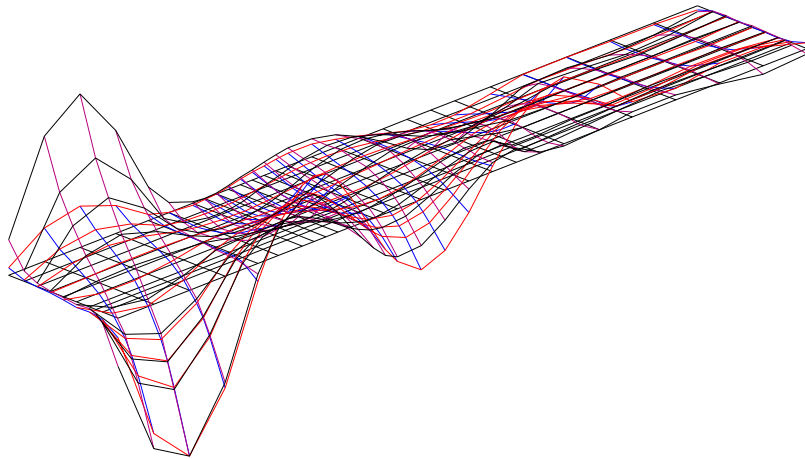
Obr. 32 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (2. vl. tvar) a poškozený stav (2. vl. tvar) -  $MAC_{(2,2)} = 0,674$ .



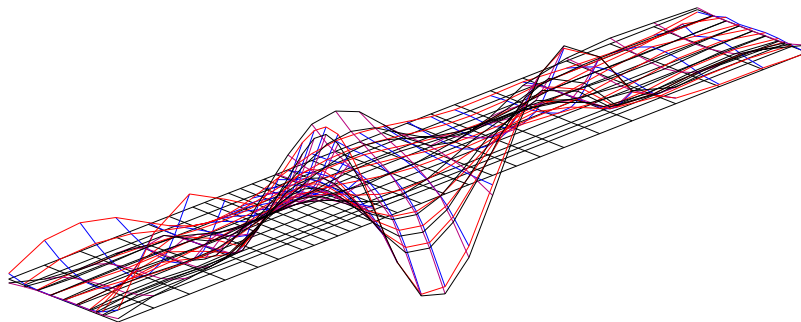
Obr. 33 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (3. vl. tvar) a poškozený stav (3. vl. tvar) -  $MAC_{(3,3)} = 0,618$ . (Nahoře – porovnání v oblasti poškozeného nosníku, dole – porovnání v oblasti nepoškozeného krajního nosníku.)



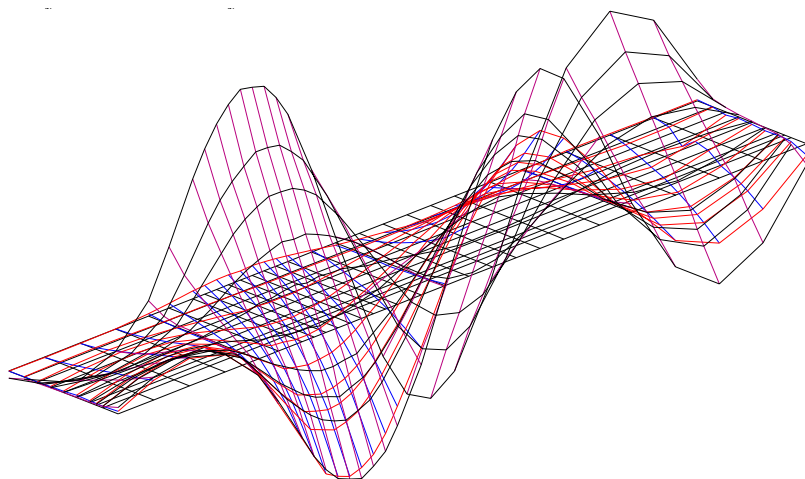
Obr. 34 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (6. vl. tvar) a poškozený stav (5. vl. tvar) -  $MAC_{(6,5)} = 0,928$ .



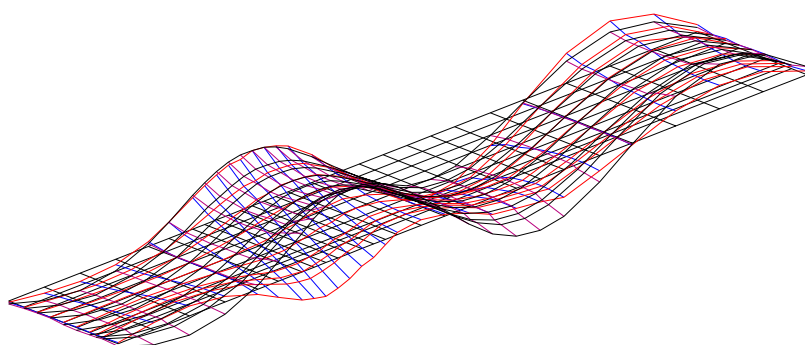
Obr. 35 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (8. vl. tvar) a poškozený stav (7. vl. tvar) -  $MAC_{(8,7)} = 0,576$ .



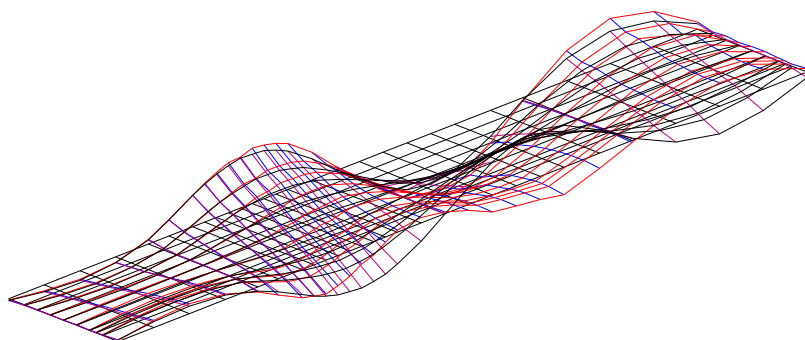
Obr. 36 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (10. vl. tvar) a poškozený stav (8. vl. tvar) -  $MAC_{(10,8)} = 0,772$ .



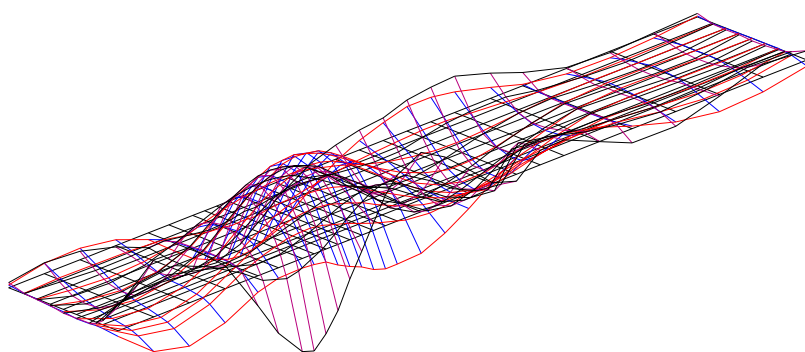
Obr. 37 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (4. vl. tvar) a poškozený stav (3. vl. tvar) -  $MAC_{(4,3)} = 0,378$ .



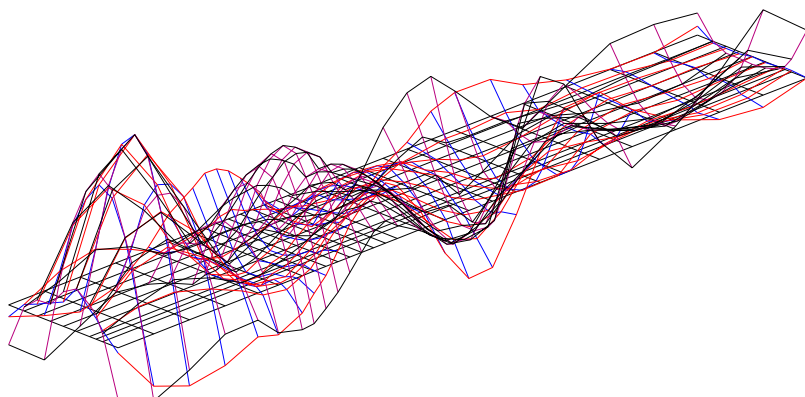
Obr. 38 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (3. vl. tvar) a poškozený stav (4. vl. tvar) -  $MAC_{(3,4)} = 0,345$ .



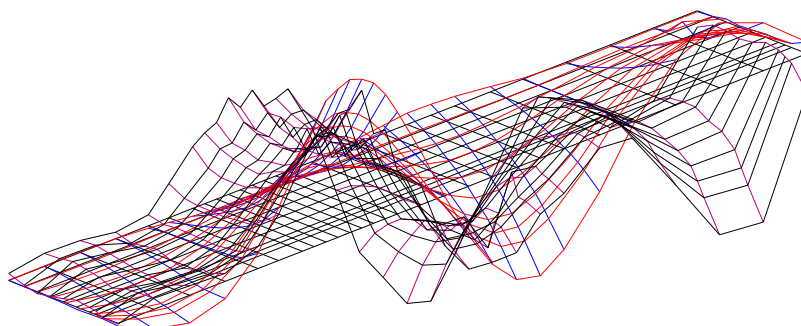
Obr. 39 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (4. vl. tvar) a poškozený stav (4. vl. tvar) -  $MAC_{(4,4)} = 0,338$ .



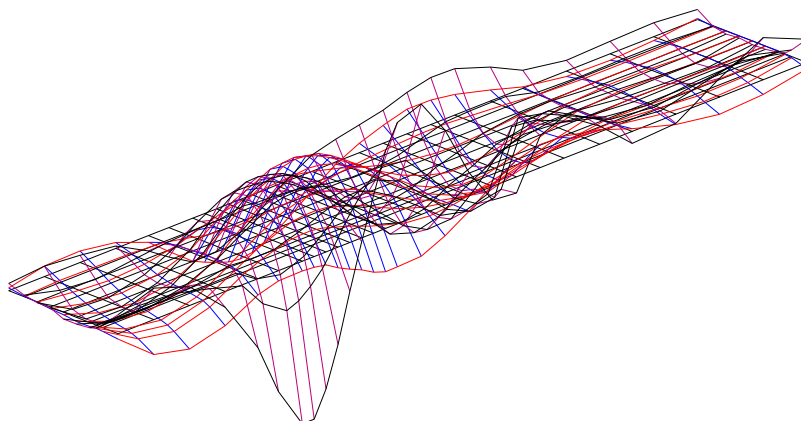
Obr. 40 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (9. vl. tvar) a poškozený stav (6. vl. tvar) -  $MAC_{(9,6)} = 0,330$ .



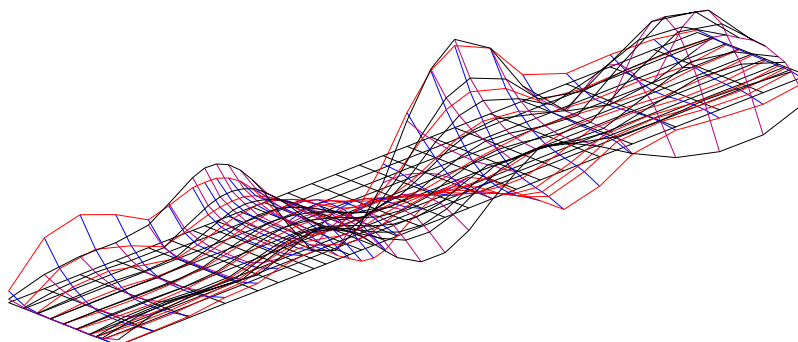
Obr. 41 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (12. vl. tvar) a poškozený stav (10. vl. tvar) -  $MAC_{(12,10)} = 0,326$ .



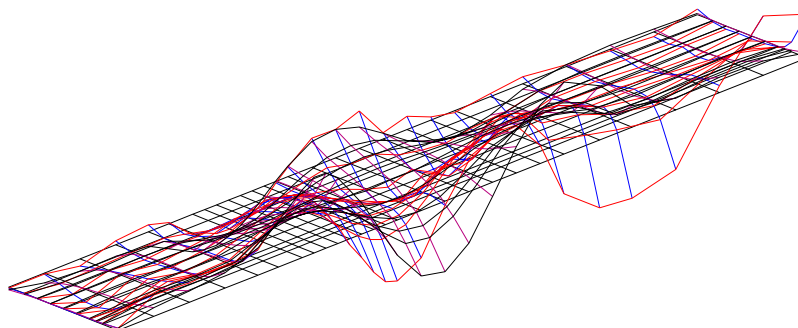
Obr. 42 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (5. vl. tvar) a poškozený stav (3. vl. tvar) -  $MAC_{(10,8)} = 0,259$ .



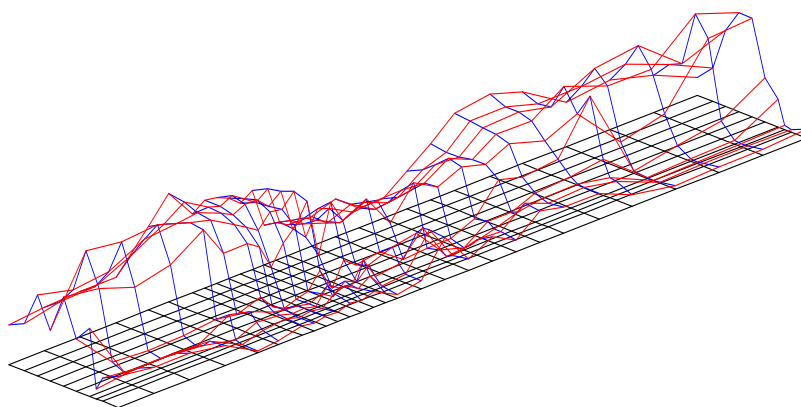
Obr. 43 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (7. vl. tvar) a poškozený stav (6. vl. tvar) -  $MAC_{(7,6)} = 0,121$ .



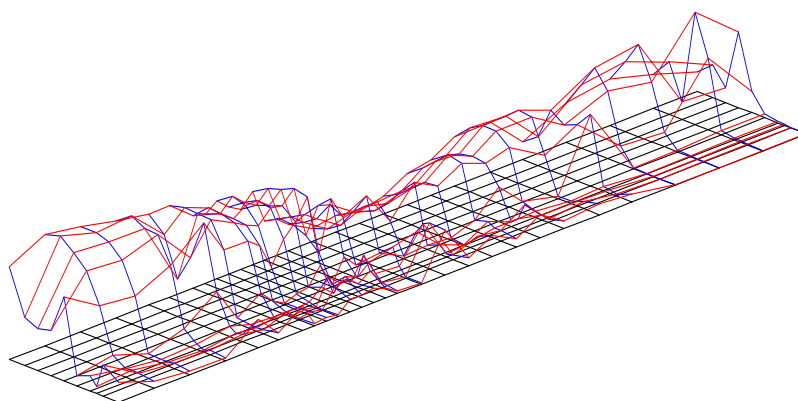
Obr. 44 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (11. vl. tvar) a poškozený stav (9. vl. tvar) -  $MAC_{(11,9)} = 0,272$ .



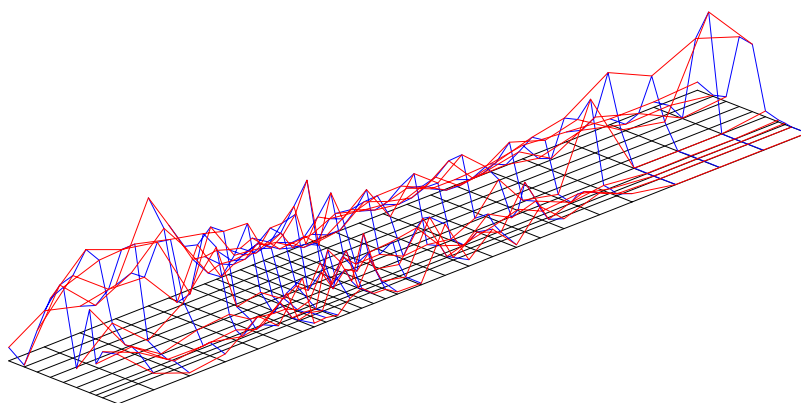
Obr. 45 Vizuální porovnání reálných složek tvarů vlastního kmitání pro stav po opravě (10. vl. tvar) a poškozený stav (11. vl. tvar) -  $MAC_{(10,11)} = 0,173$ .



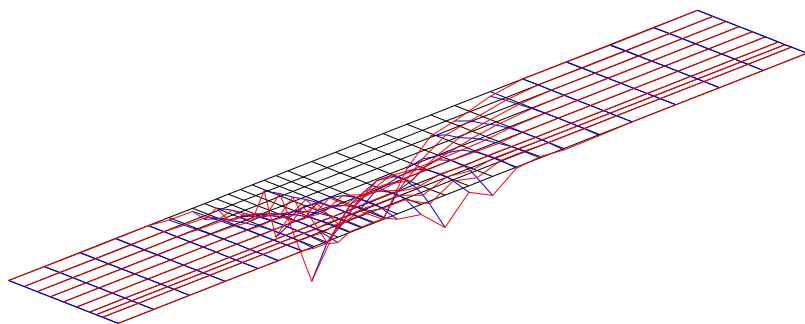
Obr. 46 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí funkce (1-COMAC), uvažovány pouze vlastní tvary č. 1, 2, 3, 5, 7, 8 (poškozený stav) a 1, 2, 3, 6, 8, 10 (stav po opravě), max. hodnota neshody na obrázku je 0,887 (tj.  $COMAC_{(128)} = 0,113$ ) v bodě 128.



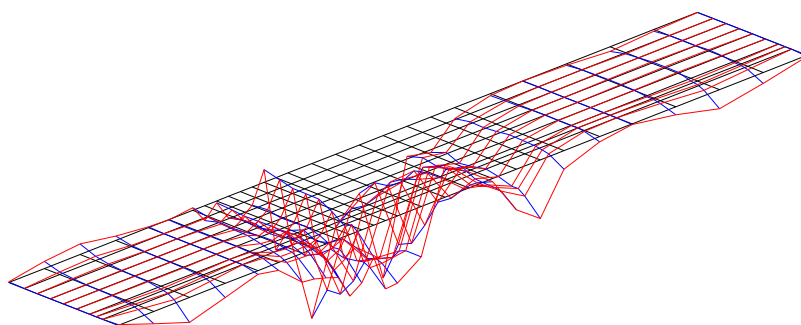
Obr. 47 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí funkce (1-COMAC), uvažovány pouze vlastní tvary č. 1, 2, 3, 5 (poškozený stav) a 1, 2, 3, 6 (stav po opravě), max. hodnota neshody na obrázku je 0,902 (tj.  $COMAC_{(98)} = 0,098$ ) v bodě 98.



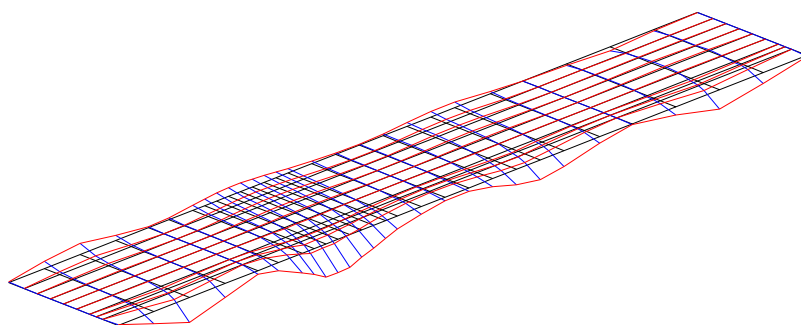
Obr. 48 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí funkce (1-COMAC), uvažovány pouze vlastní tvary č. 1, 2, 5 (poškozený stav) a 1, 2, 6 (stav po opravě), max. hodnota neshody na obrázku je 0,796 (tj.  $COMAC_{(275)} = 0,204$ ) v bodě 275.



Obr. 49 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny matice modální poddajnosti  $[\delta]$ , uvažovány pouze vlastní tvary č. 2 (poškozený stav) a 2 (stav po opravě), vzhledem k obr. 50 a 51 jsou pořadnice 15x zmenšeny. Směrem dolů je na obrázku vyneseno snížení poddajnosti nahoru její zvýšení.

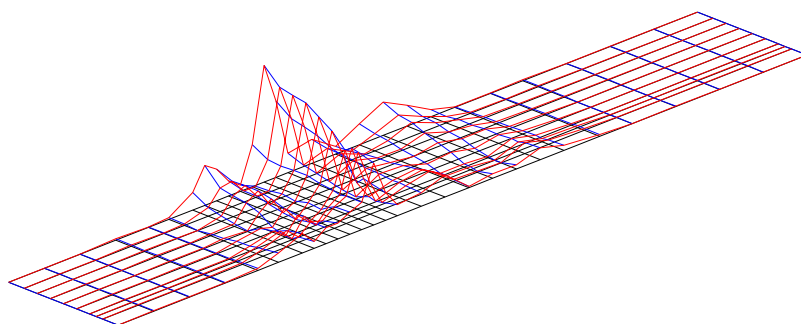


Obr. 50 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny matice modální poddajnosti  $[\delta]$ , uvažovány pouze vlastní tvary č. 1, 3, 5, 7, 8 (poškozený stav) a 1, 3, 6, 8, 10 (stav po opravě), pořadnice jsou vyneseny ve shodném měřítku jako na obr. 51. Směrem dolů je na obrázku vyneseno snížení poddajnosti nahoru její zvýšení.

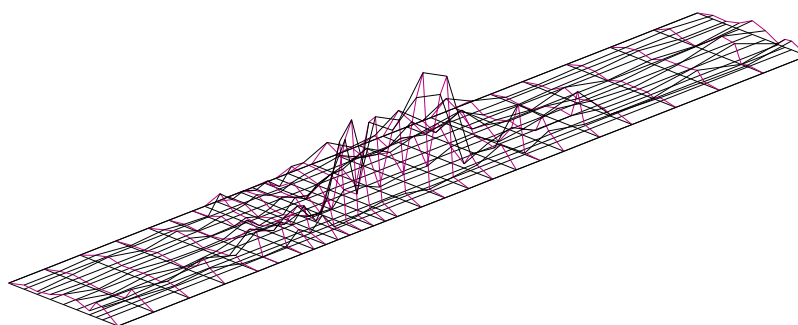


Obr. 51 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny matice modální poddajnosti  $[\delta]$ , uvažovány pouze vlastní tvary č. 3, 5, 7, 8 (poškozený stav) a 3, 6, 8, 10 (stav po opravě), pořadnice jsou vyneseny ve shodném měřítku jako na obr. 54. Směrem dolů je na obrázku vyneseno snížení poddajnosti nahoru její zvýšení.

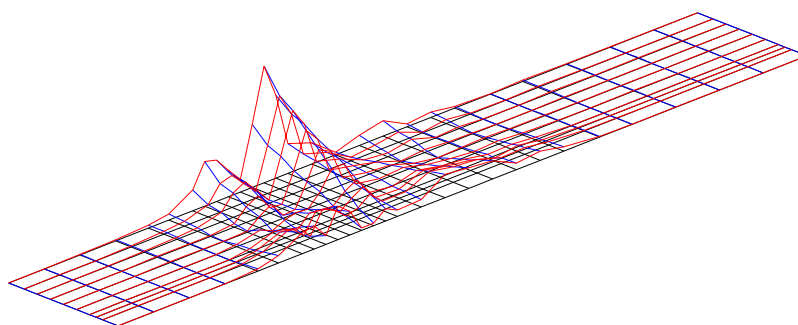




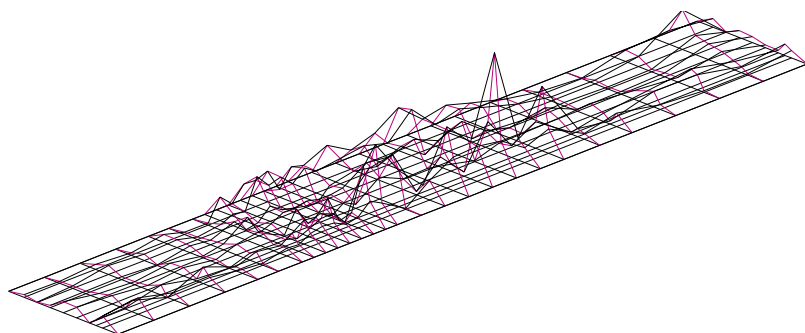
Obr. 52 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny křivosti 1. vlastního tvaru  $CAMOSUC_{(1)}$  počítané ve směru podélné osy mostu.



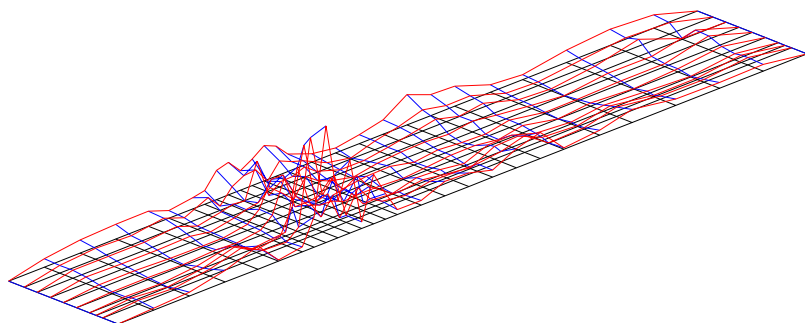
Obr. 53 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny křivosti 1. vlastního tvaru  $CAMOSUC_{(1)}$  počítané v příčném směru (kolmém na podélnou osu mostu).



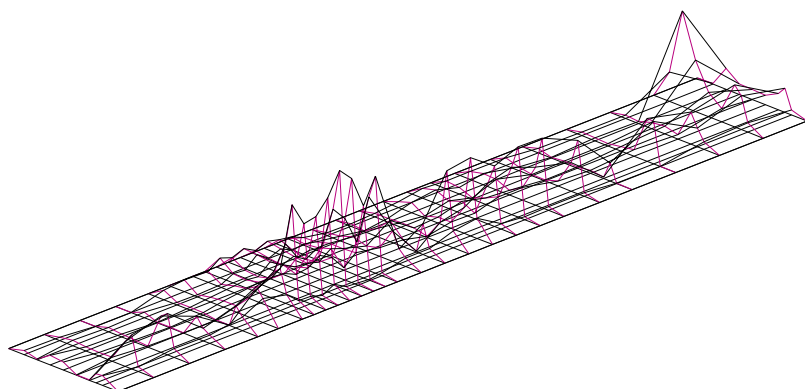
Obr. 54 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny křivosti 2. vlastního tvaru  $CAMOSUC_{(2)}$  počítané ve směru podélné osy mostu.



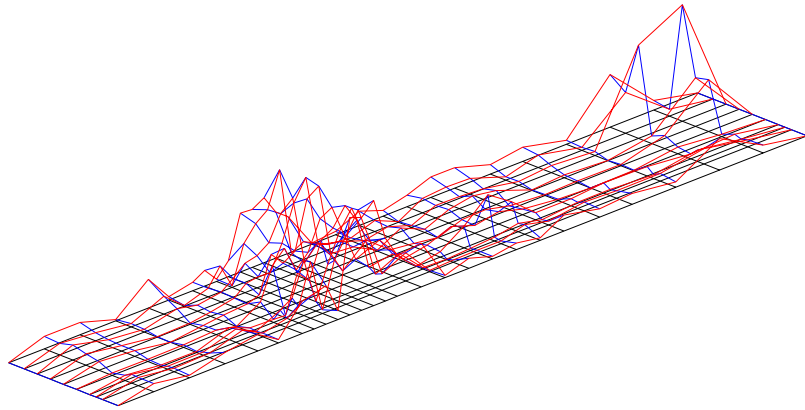
Obr. 55 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny křivosti 2. vlastního tvaru  $CAMOSUC_{(2)}$  počítané v příčném směru (kolmém na podélnou osu mostu).



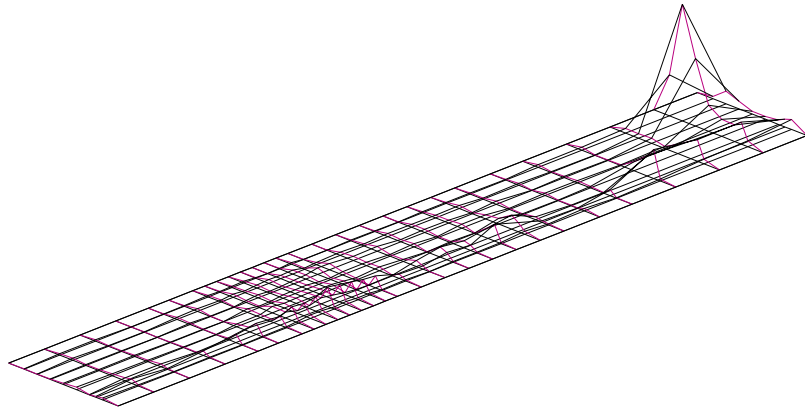
Obr. 56 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny křivosti 3. vlastního tvaru  $CAMOSUC_{(3)}$  počítané ve směru podélné osy mostu.



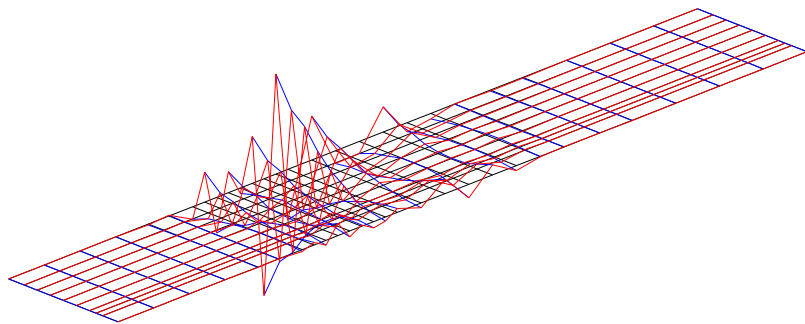
Obr. 57 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny křivosti 3. vlastního tvaru  $CAMOSUC_{(3)}$  počítané v příčném směru (kolmém na podélnou osu mostu).



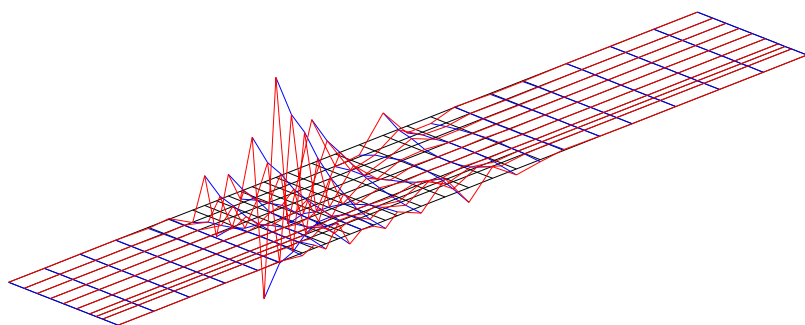
Obr. 58 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny křivosti 5. (poškozený stav) a 6. (stav po opravě) vlastního tvaru  $CAMOSUC_{(5-6)}$  počítané ve směru podélné osy mostu.



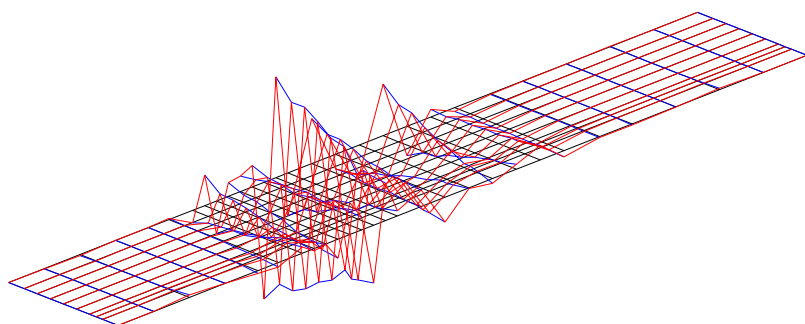
Obr. 59 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí změny křivosti 5. (poškozený stav) a 6. (stav po opravě) vlastního tvaru  $CAMOSUC_{(5-6)}$  počítané v příčném směru (kolmém na podélnou osu mostu).



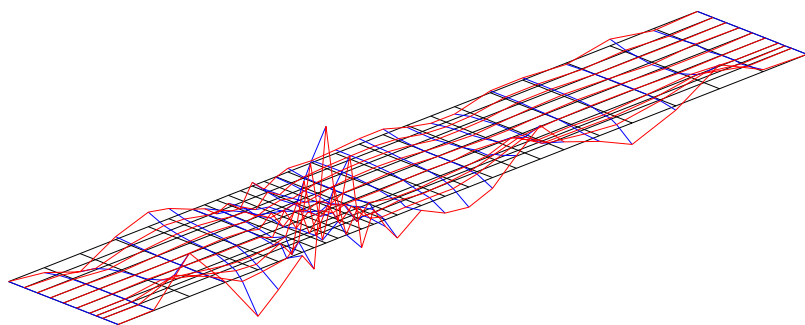
Obr. 60 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí křivosti změny diagonálních členů matice modální poddajnosti  $\Delta\delta''$  počítané ve směru podélné osy mostu, při výpočtu uvažovány pouze vlastní tvary č. 1, 2, 3, 5, 7, 8 (poškozený stav) a 1, 2, 3, 6, 8, 10 (stav po opravě).



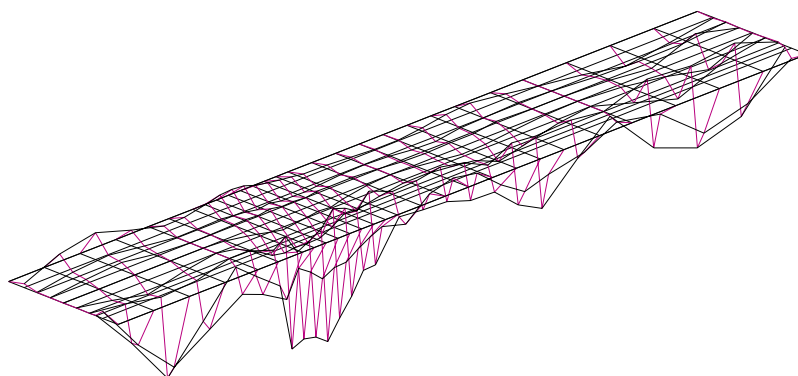
Obr. 61 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí křivosti změny diagonálních členů matice modální poddajnosti  $\Delta\delta''$  počítané ve směru podélné osy mostu, při výpočtu uvažován pouze vlastní tvar č. 2.



Obr. 62 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí křivosti změny diagonálních členů matice modální poddajnosti  $\Delta\delta''$  počítané ve směru podélné osy mostu, při výpočtu uvažovány pouze vlastní tvary č. 1, 3, 5, 7, 8 (poškozený stav) a 1, 3, 6, 8, 10 (stav po opravě).



Obr. 63 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí křivosti změny diagonálních členů matice modální poddajnosti  $\Delta\delta''$  počítané ve směru podélné osy mostu, při výpočtu uvažovány pouze vlastní tvary č. 3, 5, 7, 8 (poškozený stav) a 3, 6, 8, 10 (stav po opravě).



Obr. 64 Změna dynamického chování mostu (poškozený stav – stav po opravě) popsána pomocí křivosti změny diagonálních členů matice modální poddajnosti  $\Delta\delta'$  počítané v příčném směru (kolmém k podélné ose mostu), při výpočtu uvažovány pouze vlastní tvary č. 3, 5, 7, 8 (poškozený stav) a 3, 6, 8, 10 (stav po opravě).

### Shrnutí získaných poznatků

Výsledky porovnání modálních charakteristik mostu přes dálnici D8 ve Vráži získaných při poškozeném stavu mostu a po jeho opravě lze shrnout do těchto bodů:

Oprava poškozeného hlavního nosníku způsobila významnou změnu vlastních tvarů. Značná proměna jejich charakteru je dobře patrná jak z vizuálního porovnání tvarů vlastního kmitání na Obr. 31 až 45 tak i z hodnot korelačního koeficientu modální analýzy MAC (Tab. 3).

To je způsobeno především tím, že v poškozeném stavu se narušená část příčného řezu chovala značně odlišně od části neporušené, je to dobře patrné zejména z vlastních tvarů č. 3 (Obr. 9), 4 (Obr. 10), 7 (Obr. 13) a 8 (Obr. 14). Po opravě poškozeného hlavního nosníku se pak obě části příčného řezu chovají velmi podobně, to je zřejmé především z vlastních tvarů č. 1 až 5, 10 a 11 (Obr. 18 až 22, 27 a 28).

Pouze u tvarů č. 1-1 ( $MAC_{(1,1)} = 0,937$ , Obr. 31) a 5-6 ( $MAC_{(5,6)} = 0,928$ , Obr. 34) se vliv poruchy na jejich podobě neprojevil významněji.

Vlastní frekvence příslušné ke tvarům vlastního kmitání, které si jsou svým charakterem blízké, se po opravě mostu významně zvýšily (v rozmezí od 3,2 % do 7,9 % - Tab. 4). Více se změnilo vlastní frekvence příslušné ke kroutivým tvarům ( $\Delta f_{(2)} = +7,0\%$ ,  $\Delta f_{(5,6)} = +6,4\%$ ,  $\Delta f_{(8,10)} = +7,9\%$  - Tab. 4).

Vzrostly i vlastní frekvence příslušné ke tvarům s mírnou mírou korelace (Tab. 4).

Po rekonstrukci mostu se útlum kmitání u základních vlastních tvarů snížil (Tab. 4).

Z hodnot COMAC, které jsou počítány ze všech (Obr. 46) a z většiny (Obr. 47) vlastních tvarů odpovídajících si charakterem, je patrná změna dynamického chování nosné konstrukce mostu jako celku. Míra změny je podstatně vyšší na nepoškozené části mostu, než v oblasti vybočení poškozeného hlavního nosníku. Tato oblast se zřetelněji projeví, až když se koeficienty COMAC vypočítají pouze z vlastních tvarů, které si jsou svým charakterem velmi blízké (Obr. 48). Ale i potom je míra změny dynamického chování popsána koeficienty COMAC na nepoškozené polovině mostu vyšší.

V souladu s poznatky uvedenými v [5] nelze u zkoumaného mostu ve Vráži provést lokalizaci poruchy na základě koeficientů COMAC.

Oblast poškození hlavního nosníku je naopak dobře patrná ze všech vykreslených průběhů změn křivosti vlastních tvarů CAMOSUC (Obr. 52 až 59). Je vhodné využít kombinace hodnot CAMOSUC počítaných ve směru podélné osy mostu a v příčném směru.

Oproti práci [5], ve které byl zkoumán vliv narůstajícího poškození železobetonového prvku na jeho modální charakteristiky, se ukazuje, že na rozsáhlejší stavební konstrukci lze k lokalizaci poškození pomocí CAMOSUC použít vedle základního vlastního tvaru i vyšší tvary vlastního kmitání.

Změna matice modální poddajnosti  $[\delta]$  je nejvíce ovlivněna 2. tvarem vlastního kmitání (obr. 49) a ukazuje vliv opravy hlavního nosníku na zvýšení tuhosti (snížení poddajnosti) mostu v kroucení.

To, že oprava poškozeného hlavního nosníku zvýšila především tuhost nosné konstrukce mostu v kroucení je ze změny matice modální poddajnosti patrné, i když se 2. tvar z výpočtu  $[\delta]$  vyloučí (obr. 50).

Oblast poškození hlavního nosníku se ve změně matice modální poddajnosti  $[\delta]$  zvýrazní, pokud do výpočtu  $[\delta]$  nejsou zahrnuty 1. a 2. vlastní tvar (Obr. 51).

U všech vykreslených hodnot křivosti změny diagonálních členů matice modální poddajnosti  $\Delta\delta''$  je poloha poškození hlavního nosníku dobře patrná (Obr. 61 až 64), zejména pak tehdy, je-li z výpočtu  $[\delta]$  vynechán 2. vlastní tvar (Obr. 62) a také 1. a 2. vlastní tvar (Obr. 63 a 64).

## Závěr

Poškození hlavního nosníku a jeho následná rekonstrukce se u sledovaného mostu přes dálnici D8 ve Vráži významně projeví na jeho dynamickém chování. Zjištěné změny modálních charakteristik jsou významné a potvrzují zlepšení stavebního stavu nosné konstrukce mostu po opravě poškozeného hlavního nosníku.

Změna podoby vlastních tvarů vyvolaná rekonstrukcí mostu byla tak značná, že k sestavení porovnávaných dvojic modálních charakteristik musel být použit koeficient MAC.

Provést lokalizaci poruchy zkoumaného mostu na základě koeficientů COMAC není možné.

Pro detekci a lokalizaci poruchy se na tomto mostě osvědčily změny vlastních frekvencí a změna matice modální poddajnosti  $\Delta[\delta]$ . Oblast poškození hlavního nosníku se zejména projevila v křivosti změny matice modální poddajnosti  $\Delta[\delta]''$  a ve změně křivosti tvarů vlastního kmitání CAMOSUC.

Provedení experimentu bylo provedeno za podpory projektu MDS ČR 803/120/112, výzkum metod pro detekci a lokalizaci poškození byl podpořen MŠMT České republiky jako součást řešení problematiky výzkumného záměru CEZ: J04/98: 210000030.

## Literatura

- [1] Brincker, R., Andersen, P., Cantieni, R.: *Identification and Level I Damage Detection of the Z24 Highway Bridge* – Experimental Techniques, Vol. 25 No.6, pg. 51-57, 2001.
- [2] Farrar, C.R., Jauregui, D.A.: *Comparative Study of Damage Identification Algorithms Applied to a Bridge: I Experiment*—Smart Materials and Structures, 7, pg.704-719, 1998.
- [3] Feltrin, G., Motavalli, M.: *Vibration-based Damage Detection on a Highway Bridge* - Proc. of the 1<sup>st</sup> Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management, 2002.

- [4] Frýba,L., Pirner,M., Urushadze,S.:*Localization of damages in concrete structures*-Proc. of the Int. Conf. Computational Methods and Experimental Measurements X, 2001.
- [5] Plachý, T.: *Dynamická studie železobetonového trámu poškozeného trhlinami – disertační práce*, 139 str., ČVUT v Praze FSv, Praha, 2003.
- [6] Plachý, T., Polák, M.: *Influence of damage of a reinforced concrete beam on change of its behaviour*- Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Structural Dynamics EURODYN 2002, pg. 1451-1456, Munich, 2002.
- [7] Polák, M.: *Využití experimentálně určených modálních charakteristik při analýze mostů – habilitační práce*, 120 str., ČVUT v Praze FSv, Praha, 2001.
- [8] Rotter, T. a kolektiv: *Využití modální analýzy pro hodnocení mostních konstrukcí – Výroční zpráva 2001*, ČVUT v Praze FSv, Praha, 2002.
- [9] Toksoy, T. – Aktan, A. E.: *Bridge-condition Assessment by Modal Flexibility* – Int. journal „Experimental Mechanics“, volume 34, number 3, pg. 271 – 278, 1994.