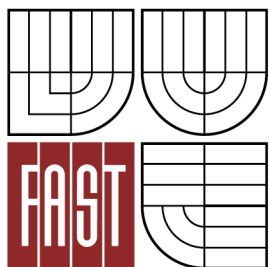




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

ANALÝZA PŮSOBENÍ VĚTRU NA STAVEBNÍ KONSTRUKCI

ANALYSIS OF THE WIND EFFECT ON THE CONSTRUCTION

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. JAN TAČNER

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. JIŘÍ KALA, Ph.D.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608T001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Jan Tačner
Název	Analýza působení větru na stavební konstrukci
Vedoucí diplomové práce	doc. Ing. Jiří Kala, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2014
Datum odevzdání diplomové práce	16. 1. 2015
V Brně dne 31. 3. 2014	

.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Pirner M. (1998) Reliability Assessment of Structures Exposed to Wind, invited lecture., Wind Effects on Buildings and Structures, pp. 61-80., Sao Paulo (BR).

Pirner M. (1991) Pressures on a cylinder vibrating at a frequency independent on vortex shedding, in Proc. 8th Int. Conf. on Wind Engineering, Ontario.

Sachs P. (1972) Wind effects in engineering, Pergamon press, Oxford.

Simiu E. and Scanlan R.H. (1996) Wind effects on structures – Fundamentals and Applications to Design, Third Edition, John Wiley and Sons. ISBN 0-471-12157-6

Strykowski PJ, Sreenivasan KR. (1990) On the formation and suppression of vortex 'shedding' at low Reynolds numbers. J Fluid Mech; 218: 71-107.

Wilcox, D.C. (1998) Turbulence modeling for CFD, DCW Industries, Inc. ISBN 0-9636051-5-1

Zásady pro vypracování

Seznámit se s možnostmi numerického modelování úloh mechaniky proudícího kontinua aplikovaných na účinky větru na stavební konstrukce. K vypracování numerických simulací budou využity nástroje technologie ANSYS. Výsledné tlakové pole bude aplikováno na vybranou stavební konstrukci a bude vyřešena její odezva.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....

doc. Ing. Jiří Kala, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá statickou a dynamickou analýzou chování štíhlé mostní konstrukce. V programovém systému ANSYS 14.5 byl vytvořen výpočtový model konstrukce lávky. Byla provedena statická a modální analýza, na základě které bylo na konstrukci aplikováno náhradní dynamické zatížení od působení větru dle normy ČSN 73 0035, kde byla zohledněna varianta mostovky bez zábradlí či mostovky s plně neprodyšným zábradlím a dynamické zatížení vyvolané skupinou chodců a spojitým zástupem. Na tato zatížení byl proveden výpočet ustálené odezvy při rezonanci.

Klíčová slova

Lávka pro pěší, ANSYS, statická analýza, modální analýza, harmonická analýza, působení větru, vírová rezonance, dynamické zatížení chodci

Abstract

Diploma thesis deals with static and dynamic analyses of a slender bridge structure behavior. The footbridge structure model was created in ANSYS 14.5 programing system. Static and a modal analyses were made afterwards and according to these analyses dynamic wind load and dynamic pedestrian load were applied. Wind load was applied as option of deck without a handrail and as option of deck with fully airtight handrail. Pedestrians were perceived as group of pedestrians and as a sparse crowd. Both applied loads were solved by harmonic analyses. Results of these analyses are resonance curves and tables of accleration.

Keywords

Footbridge, ANSYS, static analyses, modal analyses, harmonic analyses, dynamic wind load, vertex shedding, dynamic pedestrian load

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Jan Tačner *Analýza působení větru na stavební konstrukci*. Brno, 2014. 74 s.,
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební
mechaniky. Vedoucí práce doc. Ing. Jiří Kala, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 8.1.2015

.....
podpis autora
Bc. Jan Tačner

Poděkování:

Rád bych na tomto místě poděkoval panu doc. Ing. Jiřímu Kalovi PhD., za vedení diplomové práce, ochotu při konzultačních hodinách a mnoho odborných informací a užitečných rad při vypracování tohoto dokumentu.

ÚVOD.....	10
1 KONSTRUKCE LÁVKY.....	11
1.1 VISUTÁ LÁVKA PŘES ŘEKU SÁZAVU V OBCI TÝNEC NAD SÁZAVOU	11
1.2 GEOMETRIE KONSTRUKCE	13
2. VÝPOČTOVÉ MODEL Y.....	14
2.1 POUŽITÉ KONEČNÉ PRVKY	15
2.2 HLEDÁNÍ VÝCHOZÍHO ROVNOVÁŽNÉHO STAVU	19
2.2.1 Varianta na bednění.....	19
2.2.2 Varianta letmé montáže	20
2.2.3 Varianta na bednění se zábradlím	21
3 STATICKÁ ANALÝZA.....	22
3.1 TEORIE STATICKÉ ANALÝZY	22
3.2 NELINEÁRNÍ ANALÝZA.....	23
3.3 VÝSLEDKY STATICKÉ ANALÝZY.....	24
4 MODÁLNÍ ANALÝZA.....	25
4.1 TEORIE MODÁLNÍ ANALÝZY	25
4.2 POČÁTEČNÍ NAPIJATOST (PRESTRESSED EFFECT)	26
4.3 VÝSLEDKY MODÁLNÍ ANALÝZY	27
4.3.1 Mostovka – Varianta A	27
4.3.2 Mostovka – Varianta B	27
4.3.3 Mostovka - Varianta C.....	28
5 HARMONICKÁ ANALÝZA.....	29
5.1 TEORIE HARMONICKÉ ANALÝZY	30
5.2 ODTRHÁVÁNÍ VÍRŮ	31
5.3 ODTRHÁVÁNÍ VÍRŮ – VÝSLEDKY.....	37
5.3 ODTRHÁVÁNÍ VÍRŮ – VÝSLEDKY.....	37
5.3.1 Ustálená odezva mostovky bez zábradlí	38
5.3.3 Ustálená odezva pylonu na zatížení větrem.....	52

5.3.4	<i>Tabulky výsledků</i>	58
5.4	DYNAMICKÉ ZATÍŽENÍ CHODCI	60
5.4.1	<i>Teorie řešení dynamického zatížení chodci</i>	60
5.4.2	<i>Výsledky zatížení chodci</i>	63
5.4.3	<i>Přehledná tabulka výsledků</i>	67
ZÁVĚR		69
SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY		70
SEZNAM OBRÁZKŮ		72
SEZNAM TABULEK		74

Úvod

Diplomová práce analyzuje chování štíhlé mostní konstrukce, která je namáhána dynamickým zatížením od působícího větru a zatížením vyvolaného chodci. Jako podklad posloužila variantní studie visuté lávky přes řeku Sázavu v obci Týnec nad Sázavou.

Visuté mostní konstrukce jsou relativně moderním řešením pro překonávání velkých vzdáleností při zachování subtilních rozměrů konstrukce. Samotná lávka je kombinací tohoto moderního pojetí s využitím tradičního dřevěného materiálu pro konstrukci mostovky. U štíhlých konstrukcí obecně hrají velkou roli dynamická zatížení, která jsou schopna, dle svého charakteru, konstrukci rozkmitat do nepřipustných výchylek a tím výrazně zkrátit její únavovou životnost a omezit komfort užívání. Visutá mostní konstrukce byla zvolena kvůli významné dynamické odezvě s relativně velkou tuhostí a nízkou hmotností dřevěné konstrukce. Tuhost konstrukce je silně ovlivněna napjatostí hlavního nosného lana, a obecně lanové konstrukce jsou velmi citlivé na dynamickou odezvu. Pozitivní z hlediska dynamické odezvy je, že dřevěné konstrukce mají vyšší hodnotu logaritmického dekrementu útlumu.

Numerický model konstrukce je proveden v programovém systému ANSYS 14.5. První část této práce se zabývá hledáním výchozího rovnovážného stavu, tedy stavu, kdy je konstrukce lávky zatížena pouze vlastní tíhou a její výsledný deformovaný tvar od tohoto zatížení odpovídá geometrii navržené projektantem. Určení výchozího rovnovážného stavu je důležité z hlediska následně aplikovaných provozních zatížení, působících na konstrukci lávky. Druhá část je věnována modální analýze konstrukce, tedy hledání vlastních tvarů a frekvencí s uvažováním vlivu počáteční napjatosti. Ve třetí části je řešena ustálená odezva pomocí harmonické analýzy na dynamické zatížení odtrháváním vírů dle ČSN 73 0035. Následující kapitola je zaměřena na zatížení chodci. V každé podkapitole jsou prezentovány dosažené výsledky.

1 Konstrukce lávky

1.1 Visutá lávka přes řeku Sázavu v obci Týnec nad Sázavou

Hlavní statí diplomové práce je analýza visuté konstrukce lávky přes řeku Sázavu na území obce Týnec nad Sázavou. Jedná se o lávku pro pěší respektive cyklisty, která v době realizace diplomové práce je pouze vyhotovena v rovině projektu, a realizační práce nebyly doposud zahájeny.

Lávka pro pěší a cyklisty převádí přeložené cyklostezky Greenways Praha – Vídeň a Posázavská přes řeku Sázavu a zároveň umožňuje pěším spojení mezi oběma břehy Sázavy. Zejména obyvatelé Zbořeného Kostelce budou mít přístup k autobusové zastávce ve směru Kamenice a Praha. [1]

Pro dané území byla navržena lávka o třech polích s rozpětími 32,5 + 65,0 + 32,5 m. Jedná se o příhradovou dřevěnou konstrukci se spodní mostovkou, jejíž příčníky jsou podporovány svislými ocelovými závěsy zakotvenými na průběžná parabolická lana. Ta přecházejí u vnitřních podpor přes ocelové pylony zakotvené do betonových oválných pilířů. U krajních opěr jsou tato lana zakotvena do konstrukce opěr. [1]

Spodní stavba je železobetonová obložená kamenem. Její založení je navrženo tak, aby zachytilo svislé i vodorovné síly z parabolických pasů. Na předpolích lávky bude pěší komunikace vedena na násypu, který se bude vhodně přimykát ke stávajícímu terénu. S ohledem na polohu lávky v inundačním území řeky Sázavy se počítá s obložením násypu u opěr z kamene. [1]

Vlastní nosná konstrukce včetně mostovky je navržena dřevěná z lepených prvků. Svým materiálem a tvarem nejen dotváří dané prostředí, ale svoji tuhostí přispívá ke zmenšení deformací mostovky během jejího provozu. Závěsy lávky jsou navrženy z nerezavějícího materiálu. [1]

Na předpolích lávky bude pěší komunikace vedena na násypu, který se bude vhodně přimykát ke stávajícímu terénu. Na levém břehu bude trasa vycházet ze stávající cesty a přejde na pozemek č. 4396, kde plynule vystoupá do požadované nivelety. Ta probíhá v celé délce přemostění v zakružovacím oblouku. Na pravém břehu přechází trasa na pozemku č. 1404/5 na stávající přírodní val a odtud na parkovací plochu a autobusovou zastávku. [1]

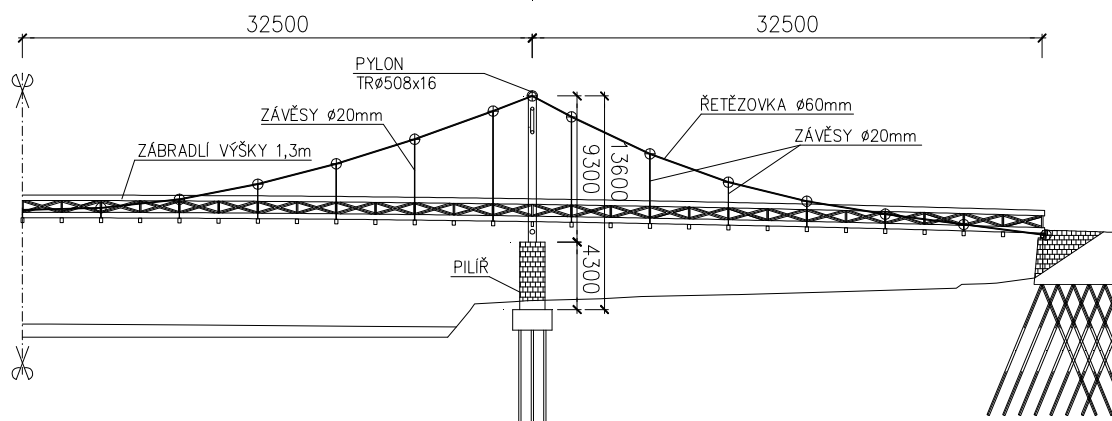
Pro realizaci lávky je třeba počítat s vykácením několika stromů na pravém břehu Sázavy. [1]



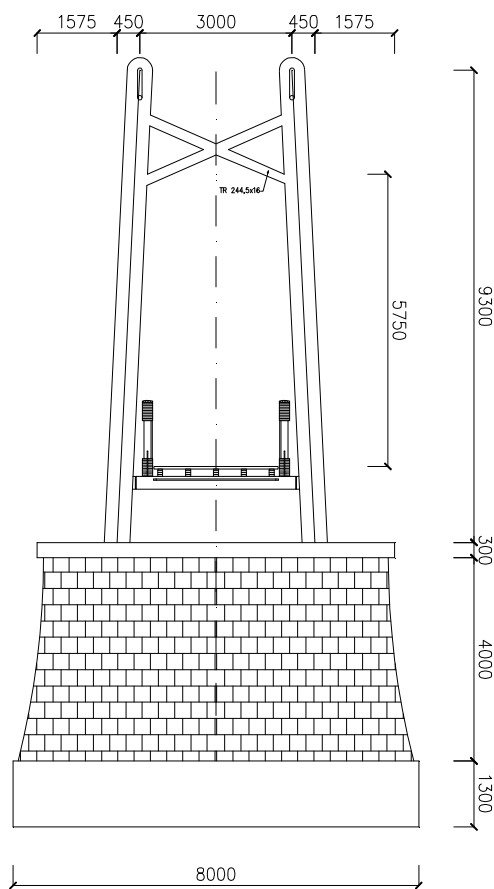
Obr. 1: Vizualizace navrhovaného řešení lávky přes řeku Sázavu [2]

1.2 Geometrie konstrukce

K dispozici pro vytvoření výpočtového modelu byla tendrová dokumentace, ze které se vycházelo a ze které byla přejata geometrie visuté lávky.



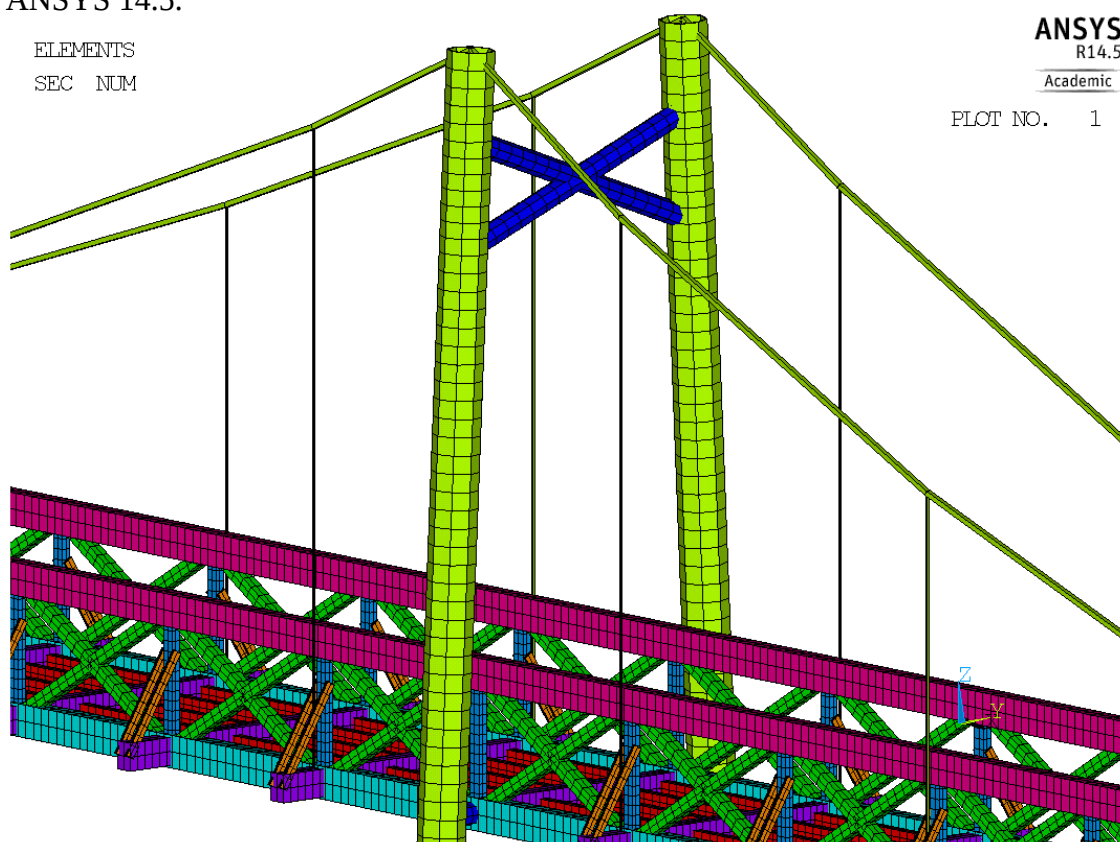
Obr. 2: Pohled na lávku (pouze ½ - symetrie) [1]



Obr. 3: Pohled na pylon [1]

2. Výpočtové modely

Prostorové výpočtové modely byly vytvořeny v programovém systému ANSYS 14.5.



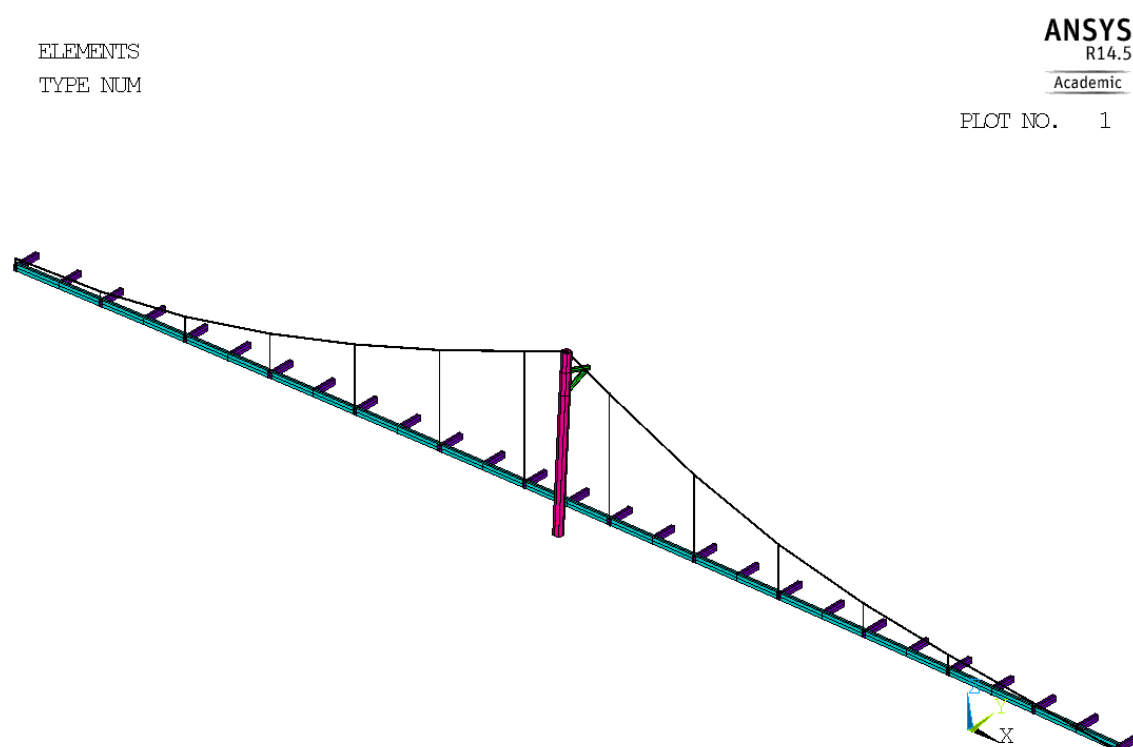
Obr. 4: Podrobný model

Na Obr. 4 je proveden podrobný model konstrukce. Pro nalezení výchozího rovnovážného stavu byl použit zjednodušený model. Zjednodušení konstrukce bylo provedeno těmito úpravami:

- ❖ odstranění základového pilíře a nahrazení vetknutím v dolní části pylonu
- ❖ využilo se symetrie modelu a řešila se jen ¼ lávky
- ❖ dřevo bylo zjednodušeno na izotropní materiál
- ❖ upravení dělení prvků
- ❖ odstranění diagonálních prvků zábradlí
- ❖ odstranění vzpěr zábradlí
- ❖ odstranění podélných trámů

Tyto úpravy nemají zásadní vliv na vystižení chování konstrukce. Zjednodušený model, který byl následně použit pro získání prvních výsledků chování konstrukce, je zobrazen na Obr. 5.

Při tvorbě symetrického modelu se s výhodou využívá okrajových podmínek symetrie. V tomto konkrétním případě byly okrajové podmínky symetrie zadány na uzly s polohou $Y = 0$. Na tyto uzly byl zakázán posun ve směru u_y a rotace rot_x a rot_z , čímž bylo docíleno symetrické roviny XZ (rovina v podélném směru). Analogicky tomu bylo provedeno pro uzly s polohou $X = 0$. Byl zakázán posun ve směru u_x a rotace rot_y a rot_z . Rovina symetrie je tedy YZ. Tato úprava vede zejména u rozsáhlých náročných modelů k velkým časovým úsporám.



Obr. 5: Zjednodušený model lávky

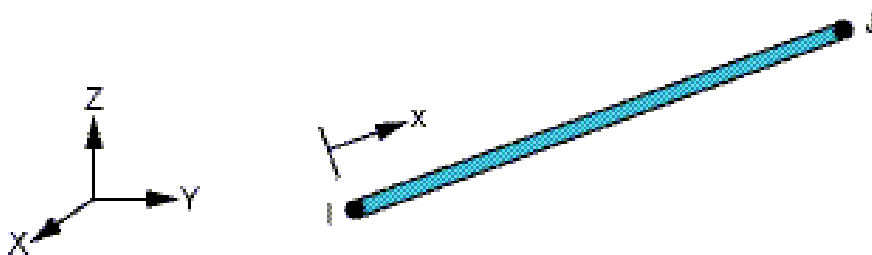
2.1 Použité konečné prvky

Nosná konstrukce mostovky je složena pouze z prutových prvků, jedná se o trámové prvky z lepeného lamelového dřeva. Pylony jsou řešeny ocelovými troubami průměru 508 mm a tloušťky 16 mm, rozpěry mezi nimi mají průměr 244,5 mm a tloušťku 16 mm. Hlavní nosné lano je ocelová tyčovina $\varnothing 60$ mm. Závěsy, na které je osazena mostovka jsou také z tyčoviny $\varnothing 20$ mm.

Při tvorbě konečnoprvkového modelu je nutné si uvědomit, jak reálné prvky v konstrukci fungují, jak jsou namáhány a jak se chovají. Podle toho lze následně rozhodnout, jakým konečným prvkem je vhodné reálnou část konstrukce nahradit. Model lávky byl vytvořen v programovém systému ANSYS 14.5, který nabízí širokou paletu konečných prvků.

Závěsy hlavního lana

Byl zvolen prvek LINK180, 3D prutový prvek, který je vhodný pro namáhání jednoosým tahem nebo tlakem. Jsou povoleny pouze posuny ve směru X, Y a Z. Deformace jsou pouze ve směru osy prvku. Prvek nepřenáší ohybové zatížení. Zatížení je definováno pouze v uzlech prvku I a J.



Obr. 6: LINK180 [3]

Informace o prvku:

Uzly: I, J

Stupně volnosti: u_x , u_y , u_z

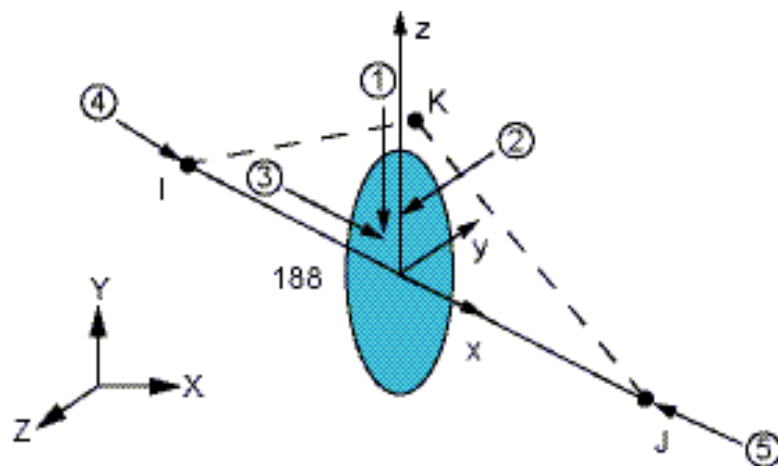
Materiálové charakteristiky: DENS – hustota, EX – Youngův modul pružnosti,

PRXY – součinitel příčné kontrakce (Poissonův součinitel)

Průřez: REAL – řešení přes reálnou konstantu – plochu

Dřevěné trámy, pylony, rozpěra mezi pylony, hlavní nosné lano

Byl zvolen prvek BEAM188, tedy 3D prutový prvek, který je typickým prvkem pro použití při namáhání ohybovým zatížením. Prvek má šest stupňů volnosti a jsou jimi posuny ve směru X, Y, Z a rotace kolem těchto os.



Obr. 7: BEAM188 [3]

Informace o prvku:

Uzly: I, J

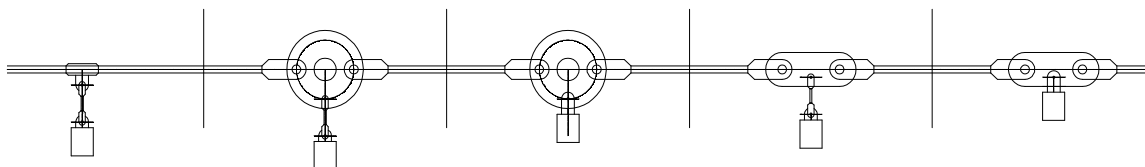
Stupně volnosti: u_x , u_y , u_z , rot_x , rot_y , rot_z

Materiálové charakteristiky: DENS – hustota, EX – Youngův modul pružnosti,

PRXY – součinitel příčné kontrakce (Poissonův součinitel)

Průřez: SECN – zadání průřezu pomocí editoru průřezů

Pozn.: Hlavní nosné lano bylo v tomto případě modelováno s tuhým řešením spojů v místech napojení jednotlivých závěsů. Tato varianta je uvedena na prvním místě v projektové dokumentaci viz. Obr. 8. Pokud bychom chtěli jednotlivá napojení hlavního nosného lana a závěsů řešit kloubovými spoji, bylo by nutné povolit rotace rot_x , rot_y a rot_z v místech těchto spojů. ANSYS 14.5 však tuto možnost nenabízí a bylo by nutné použít prvek ze starších verzí BEAM44, který již není verzí 14.5 podporován.



Obr. 8: Možnosti napojení hlavního nosného lana a závěsů [1]

No.	Konstrukční prvek	FE type	Mat	Type	Real	Secn	Rozměr [mm]
1	Podélný trám, zábradlí	beam188	1	1	999	1	200 x 350
2	Příčný trám	beam188	2	2	999	2	200 x 300
3	Hlavní lano	beam188	3	3	3	999	d = 60
4	Závěs	link180	4	4	3	999	d = 20
5	Pylon	beam188	5	5	999	5	508 x 16
6	Rozpěra	beam188	6	6	999	6	244,5 x 16
7	Sloupek	beam188	7	7	999	7	140 x 140

Tab. 1: Přehled přiřazení KP ke konstrukčním ve výpočetních modelech

No.	Konstrukční prvek	FE type	Mat	Ex[GPa]	PRXY	Density[kgm⁻³]
1	Podélný trám, zábradlí	beam188	1	11,6	0,3	380
2	Příčný trám	beam188	2	11,6	0,3	380
3	Hlavní lano	beam188	3	210	0,3	7850
4	Závěs	link180	4	210	0,3	7850
5	Pylon	beam188	5	210	0,3	7850
6	Rozpěra	beam188	6	210	0,3	7850
7	Sloupek	beam188	7	11,6	0,3	380

Tab. 2: Přehled materiálových vlastností jednotlivých prvků

Pozn.: Položka 7 je použita pouze u varianty se zábradlím.

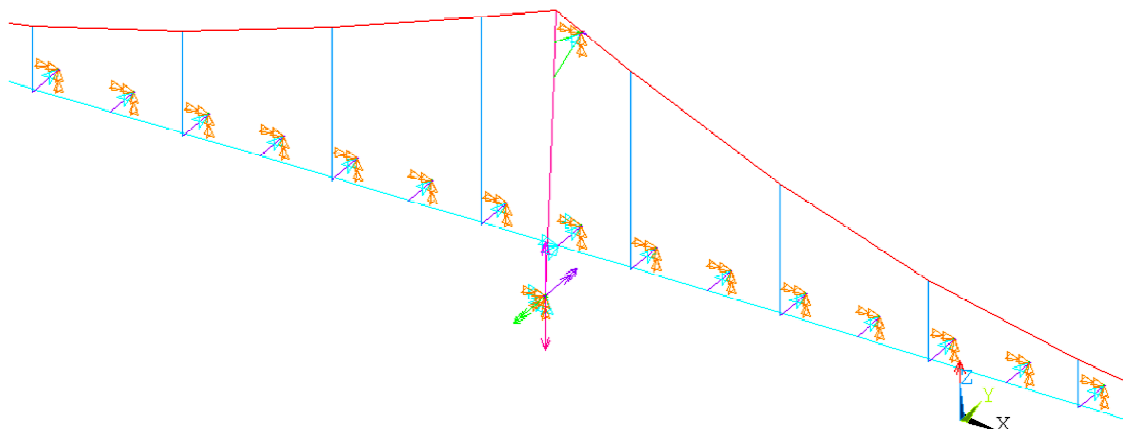
2.2 Hledání výchozího rovnovážného stavu

Jak již bylo uvedeno v úvodu, nalezení výchozího rovnovážného stavu je důležité z hlediska dodržení projektované geometrie výpočtového modelu a samozřejmě poté i reálné konstrukce během výstavby. Při zanedbání toho postupu se může výsledná geometrie lávky lišit až o desítky centimetrů. Parametry, které jsou sledovány při hledání výchozího stavu, jsou zejména tvar a průvěs hlavního nosného lana, kde může být požadavek na maximální průvěs, či dodržení přesné geometrie dle projektu. Dalším sledovaným parametrem je rovnoměrné rozdělení normálových sil v závěsech.

Výpočetní modely byly provedeny v několika variantních řešeních, které mohou nastat při realizaci konstrukce. Dle postupu výstavby lze rozeznat dvě hlavní varianty – variantu na bednění a variantu letmé montáže.

2.2.1 Varianta na bednění

Jednou z možností je vytvoření bednění, na kterém se smontuje a usadí mostovka v požadovaném zakřivení, vztyčí se pylony, na ně se osadí hlavní nosné lano a osadí se závěsy. Konstrukce mostovky se připevní na závěsy, které se aktivují (například rektifikačními prvky). Po aktivaci závěsů a předeptnutí hlavního nosného lana se konstrukce již deformuje jen minimálně a je v podstatě ihned připravena k použití. Toto řešení je dražší a používá se v případech, kdy se jedná o mostní konstrukce malých rozměrů a případné zhotovení bednění nebude mít zásadní vliv na rozpočet stavby.

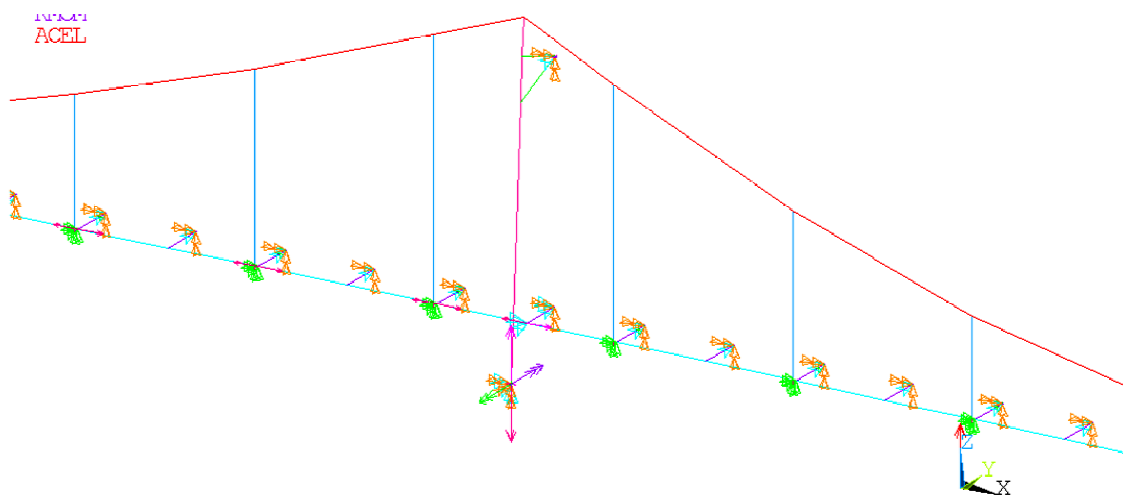


Obr. 9: Varianta A - prvky tuze spojeny

2.2.2 Varianta letmé montáže

Druhým způsobem je osazení mostovky až nakonec. Nejprve se tedy vztyčí pylony. Na pylony je nataženo hlavní nosné lano a na něj osazeny závěsy. Pole mostovky jsou postupně připevňovány na závěsy a nejsou k sobě tuze spojeny. Po vytvoření požadované geometrie konstrukce, je mostovka smontována dohromady v tuhý celek. Je zřejmé, že pokud jednotlivá pole v průběhu výstavby nejsou k sobě pevně spojena, tak ze statického hlediska se jedná o kloubové spojení polí, nikoliv tuhé, které vznikne až konečným pevným spojením všech polí mostovky.

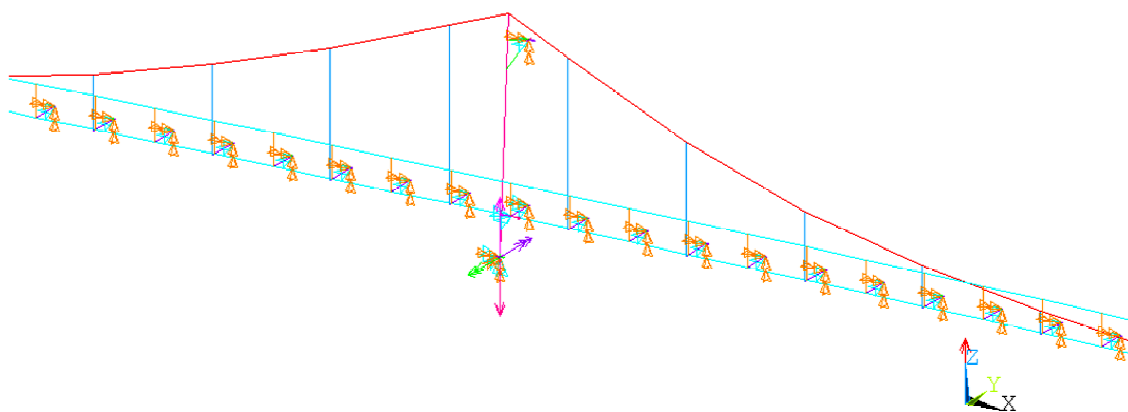
Kloubová spojení jednotlivých polí (konečných prvků) se v konečnoprvkových programech řeší sjednocením posunů daných uzlů. Tedy $u_{x1} = u_{x2}$, $u_{y1} = u_{y2}$, $u_{z1} = u_{z2}$, kde indexy 1 a 2 označují dva různé uzly (konečné prvky). Pro tento požadavek se v prostředí ANSYS používá funkce Coupling (předepsané vazebné funkce), která umožňuje nastavit jak stejný posun uzlů, které spolu nejsou spojeny, tak i stejné rotace kolem všech os.



Obr. 10: Varianta B - jednotlivá pole mostovky kloubově spojena

2.2.3 Varianta na bednění se zábradlím

Varianta C byla řešena jak s kloubovými spoji, tak se spoji tuhými. Je zřejmé, že pokud dojde ke kloubovému spojení prvků v úrovni spodních trámů a v úrovni zábradlí (horních trámů), konstrukce se začne chovat jako příhradová, tedy se značnou tuhostí. Výsledky podvarianty s tuhými spoji, mezi spodními trámy a prvky zábradlí se proto liší jen v řádech desetin milimetru, proto je brána do úvahy jen jedna z těchto variant.



Obr. 11: Varianta C - na bednění se zábradlím

3 Statická analýza

3.1 Teorie statické analýzy

Celková rovnice rovnováhy pro lineární statickou analýzu metodou konečných prvků má tvar:

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (3.1)$$

nebo

$$[K]\{u\} = \{F^r\} + \{F^a\} \quad (3.2)$$

$[K]$ je celková matice tuhosti, $\{u\}$ je vector uzlových posunutí a rotací, $\{F^r\}$ je zatěžovací vector reakcí a $\{F^a\}$ je celkový vector aplikovaného zatížení.

Celková matice tuhosti se získá jako součet matic tuhosti jednotlivých prvků:

$$[K] = \sum_{i=1}^N [K_{ei}] \quad (3.3)$$

N je celkový počet prvků a $[K_{ei}]$ je matice tuhosti prvku.

Celkový vektor aplikovaného zatížení se získá:

$$\{F^a\} = \{F^{nd}\} + \{F^{ac}\} + \sum_{i=1}^N ([F_{ei}^{th}] + [F_{ei}^{pr}]) \quad (3.4)$$

$\{F^{nd}\}$ je vector aplikovaného uzlového zatížení, $\{F^{ac}\}$ je vector zatížení od tíhového zrychlení, $\{F_e^{th}\}$ je vector zatížení od teplotního zatížení a $\{F_e^{pr}\}$ je vector zatížení od povrchových tlaků na prvcích.

Vektor zatížení od tíhového zrychlení se vypočte:

$$\{F^{ac}\} = -[M]\{a_c\} \quad (3.5)$$

$[M]$ je celková matice hmotnosti a $\{a_c\}$ je vektor tíhového zrychlení.

Celková matice hmotnosti je definována jako součet matic hmotnosti jednotlivých prvků:

$$[M] = \sum_{i=1}^N [M_{ei}] \quad (3.6)$$

$[M_{ei}]$ je matice hmotnosti prvku.

3.2 Nelineární analýza

V tomto výpočtovém modelu se nepředpokládá nelineární chování materiálu, proto veškeré řešené nelinearity budou vycházet pouze z nelinearity geometrické. Změna geometrie je u lanových konstrukcí vždy výrazná.

Visuté konstrukce by měly být analyzovány jako geometricky nelineární konstrukce. Moderní programové systémy umožňují vystihnout funkci visutých konstrukcí jak během montáže, tak i za provozu. Je však nezbytné použít programy analyzující konstrukce s velkými deformacemi a zohledňující tak zvané tahové zpevnění (tension stiffening). [8]

Nelineární geometrická analýza je zajištěna pokud, pokud matici $[K]$ nastavíme jako funkci neznámých parametrů přemístění $\{u\}$.

$$[K(u)] \{u\} = \{F\} \quad (3.7)$$

je soustavou nelineárních rovnic. Následně tečnou (celkovou) matici tuhosti definujeme jako:

$$[K] = [K_0] + [S] \quad (3.8)$$

kde $[K_0]$ je materiálová matice tuhosti a $[S]$ geometrická matice tuhosti. Řešení nelineární soustavy rovnic probíhá iteračním způsobem. Pro nelineární řešení byla použita Newton-Raphsonova metoda. Postup lze zapsat rovnicemi:

$$[K_{0,i}] = \int_V [B_i]^T [D_i] [B_i] dV \quad (3.9)$$

$$[S_i] = \int_V [G_i]^T [\tau_i] [G_i] dV \quad (3.10)$$

kde index i je číslo iterace. $[\tau_i]$ je matice Cauchyho napětí („true stress“), $[B_i]$ a $[G_i]$ jsou matice prostorových derivací báзовých funkcí. Celková matice $[K]$ je vyčíslována v každém iteračním kroku. Po dosažení maximálního počtu nastavených iterací nebo po splnění konvergenčních kritérií je iterační proces ukončen. [3]

3.3 Výsledky statické analýzy

Výsledná maximální posunutí jsou přehledně uvedena v tabulce Tab. 3. Největší posunutí bylo, jak se očekávalo, ve variantě B. Naopak nejmenší posuvy uzlů jsou zjištěny ve variantě C, tedy variantě se zábradlím, kde zábradlí působí jako výrazný ztužující prvek měnící statické schéma na příhradový typ konstrukce.

Použití nelineární analýzy je nejvíce znatelné při kloubovém spojení jednotlivých polí mostovky, kde maximálního posunutí bylo redukováno na téměř 60% původního posunutí získaného lineární analýzou. U varianty tuhé mostovky bez zábradlí je stále rozdíl obou analýz patrný, ovšem u poslední řešené varianty se změna analýzy projevila jen minimálně.

<i>Popis</i>	<i>Lineární u_z [m]</i>	<i>Nelineární u_z [m]</i>
Varianta A <i>tuhé spojení bez zábradlí</i>	0,070	0,052
Varianta B <i>kloubové spojení bez zábradlí</i>	0,163	0,095
Varianta C <i>tuhé spojení se zábradlím</i>	0,031	0,030

Tab. 3: Výsledná posunutí řešených variant

4 Modální analýza

Modální analýza je jedna z metod dynamiky, která k popisu kmitavých vlastností a chování mechanických struktur užívá možnosti rozkladu složitého kmitavého děje na dílčí (též modální, vidové, vlastní) příspěvky, z nichž každý je charakterizován vlastní frekvencí a vlastním tvarem kmitu (označujeme je společným názvem vlastní hodnoty). [9]

Jedná se o výchozí krok při návrhu a následně i realizaci dynamicky zatížených konstrukcí.

4.1 Teorie modální analýzy

Základní rovnice pro volné kmitání netlumených soustav vychází opět z Newtonova 2. zákona a má tvar:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (4.1)$$

$[M]$ je matice hmotnosti a $\{\ddot{u}\}$ je vektor zrychlení, jedná se o druhou derivaci vektoru posunutí $\{u\}$ podle času t . V lineární soustavě volné harmonické kmitání je vyjádřeno:

$$\{u\} = \{\phi\}_i \cos \omega_i t \quad (4.2)$$

$\{\phi\}_i$ vlastní vector zastupující vlastní tvar pro i -tou vlastní frekvenci a ω_i je i -tá vlastní úhlová frekvence [rad/s]. Pokud provedeme druhou derivaci rovnice 4.2 a dosadíme do 4.1 dostaneme tvar rovnice:

$$(-\omega_i^2 [M] + [K]) \{\phi\}_i = \{0\} \quad (4.3)$$

Je zřejmé, že rovnice je splněna pokud $\{\phi\}_i = \{0\}$. Toto triviální řešení však pro nás není podstatné a hledáme řešení netriviální tedy:

$$([K] - \omega_i^2 [M]) = \{0\} \quad (4.4)$$

Nechť n je počet stupňů volnosti v soustavě, pak dle základní věty algebry dostaneme pro n stupňů volnosti n vlastních úhlových frekvencí. Pokud jednotlivé vlastní frekvence dosadíme do 4.3, získáme n vlastních vektorů soustavy. Úhlovou frekvenci následně můžeme upravit na vlastní frekvenci dle vztahu:

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (4.5)$$

f_i je i -tá vlastní frekvence [Hz]. [10], [11]

4.2 Počáteční napjatost (Prestressed effect)

Při výpočtech vlastních tvarů a frekvencí by mělo být zohledněn vliv počáteční napjatosti konstrukce. Počáteční napětí ovlivňuje tuhost konstrukce a tím i dynamickou odezvu. Ta totiž závisí nejen na průřezových charakteristikách a modulu pružnosti, ale i na napjatosti konstrukce, což nelze u některých úloh zanedbat. U lanových konstrukcí se počáteční stav může lišit od stavu projektovaného až o desítky centimetrů, napjatost konstrukce tedy vznikne vlivem zatížení od vlastní tíhy, které je zanedbatelné. U velmi tuhých konstrukcí není vliv vlastní tíhy výrazný a vliv počáteční napjatosti lze zanedbat.

Při zahrnutí vlivu počátečního napětí od zatížení vlastní tíhou se tuhost konstrukce změní. Obecně se tuhost buď zvýší (obvyklé u tahového předpětí lanových soustav) nebo sníží (předpětí tlakem jednoduchých trámů) nebo se mohou jakkoliv změnit různé členy matice tuhosti. Některé se zvětší vlivem tažených prvků, jiné zmenší vlivem tlačných prvků, v přesné analýze se uplatňují všechny, nejen osově, vnitřní síly.

Zohlednění vlivu počáteční napjatosti konstrukce je možné v prostředí ANSYS 14.5 přes příkaz PSTRES,on/off. Ve statické analýze se mimo statickou odezvu vyčíslí ještě matice geometrických tuhostí (někdy označována jako matice vlivu počáteční napjatosti), se kterou následně počítá modální analýza. Tím se změní celková matice tuhosti $[K]$, a následně i výsledné vlastní frekvence a vlastní vektory soustavy.

4.3 Výsledky modální analýzy

4.3.1 Mostovka – Varianta A

Varianta A – bez počáteční napjatosti		
<i>i</i>	<i>frekvence [Hz]</i>	<i>charakter tvaru</i>
1	0,622	1. ohybový
2	0,838	2. ohybový
3	1,148	3. ohybový
4	1,174	4. ohybový
5	1,360	1. příčný ohybový
6	1,654	5. ohybový
7	1,793	6. ohybový
8	2,153	1. torzní
9	2,181	7. ohybový
10	2,678	8. ohybový

Tab. 4: Vlastní tvary – Varianta A bez počáteční napjatosti

Varianta A – s počáteční napjatostí		
<i>i</i>	<i>frekvence [Hz]</i>	<i>charakter tvaru</i>
1	0,774	1. ohybový
2	0,902	2. ohybový
3	1,255	3. ohybový
4	1,359	4. ohybový
5	1,530	1. příčný ohybový
6	1,993	5. ohybový
7	2,027	6. ohybový
8	2,300	1. torzní
9	2,352	7. ohybový
10	2,882	torzně – ohybový

Tab. 5: Vlastní tvary – Varianta A s počáteční napjatostí

4.3.2 Mostovka – Varianta B

Varianta B – bez počáteční napjatosti		
<i>i</i>	<i>frekvence [Hz]</i>	<i>charakter tvaru</i>
1	0,376	1. ohybový
2	0,701	2. ohybový
3	0,752	3. ohybový
4	0,898	4. ohybový
5	1,133	5. ohybový
6	1,171	6. ohybový
7	1,386	7. ohybový
8	1,402	1. příčný ohybový
9	1,662	8. ohybový
10	2,149	1. torzní

Tab. 6: Vlastní tvary – Varianta B bez počáteční napjatosti

Varianta B – s počáteční napjatostí		
<i>i</i>	<i>frekvence [Hz]</i>	<i>charakter tvaru</i>
1	0,582	1. ohybový
2	0,806	2. ohybový
3	0,972	3. ohybový
4	1,048	4. ohybový
5	1,399	5. ohybový
6	1,472	6. ohybový
7	1,573	1. příčný ohybový
8	1,612	7. ohybový
9	2,033	8. ohybový
10	2,297	1. torzní

Tab. 7: Vlastní tvary – Varianta B s počáteční napjatostí

4.3.3 Mostovka - Varianta C

Varianta C - bez počáteční napjatosti		
<i>i</i>	<i>frekvence [Hz]</i>	<i>charakter tvaru</i>
1	1,035	1. příčný ohybový
2	1,178	1. ohybový
3	1,312	2. ohybový
4	1,895	1. torzní
5	1,911	3. ohybový
6	2,133	2. příčný ohybový
7	2,172	torzně ohybový
8	2,243	4. ohybový
9	2,565	torzní ohybový
10	2,806	torzně ohybový

Tab. 8: Vlastní tvary - Varianta C
bez počáteční napjatosti

VariantaC – s počáteční napjatostí		
<i>i</i>	<i>frekvence [Hz]</i>	<i>charakter tvaru</i>
1	0,829	1. příčný ohybový
2	1,222	2. příčný ohybový
3	1,363	1. ohybový
4	1,396	2. ohybový
5	1,947	1. torzní
6	1,963	3. ohybový
7	2,008	2. torzní
8	2,184	torzně ohybový
9	2,218	3. příčný ohybový
10	2,448	4. ohybový

Tab. 9: Vlastní tvary - Varianta C
s počáteční napjatostí

Z výsledků je patrné, že první vlastní ohybové frekvence konstrukce jsou závislé na tuhosti konstrukce a platí zde přímá úměra, čím vyšší tuhost konstrukce tím jsou první vlastní frekvence konstrukce také vyšší.

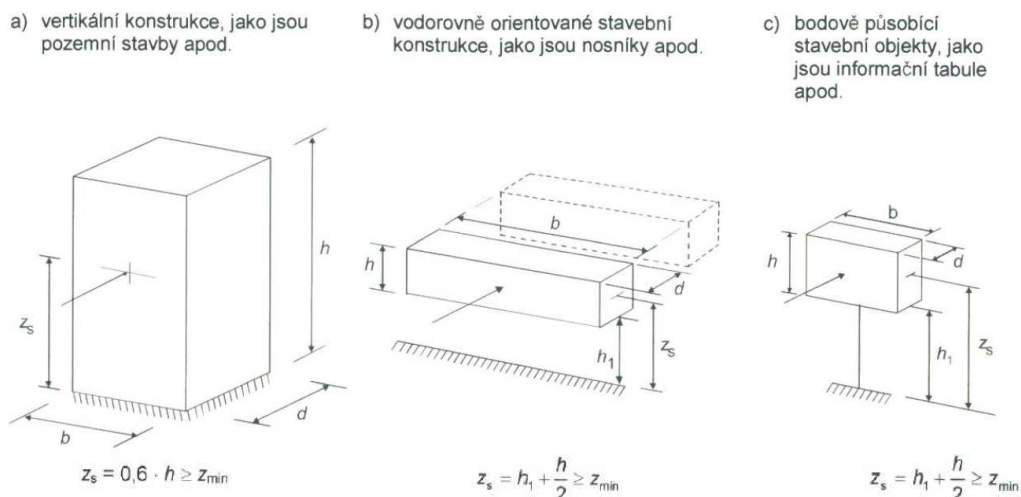
5 Harmonická analýza

Pro určení ustálené odezvy od zatížení, které se mění dle sinusoidy (pravidelně, harmonicky s časem) se používá harmonická analýza. Znat charakter odezvy na vnější zatížení je důležité, abychom věděli, zda v konstrukci nehrozí stav rezonance, anebo abychom určili životnost konstrukce s ohledem na možnou únavu materiálu.

U mostních konstrukcí se harmonická analýza provádí při posuzování konstrukce na zatížení chodci a dle ČSN 73 0035 se harmonická analýza provádí i pro dynamické zatížení od vlivu větru.

Autoři norem ČSN zavedli velmi účinné nástroje pro navrhování staveb zatížených větrem. Řešení explicitně uvedená v nových normách EN naopak od metodiky přesnějších dynamických výpočtů ustupují. Norma ČSN EN 1991-1-4 používá kvazistatickou metodu pro stanovení odezvy na zatížení větrem. Konstrukce je zatěžována maximálním zatížením větrem násobeným tzv. součinitelem konstrukce c_{scd} . Tento součinitel zohledňuje vliv současnosti výskytu maximálních hodnot flukтуаční složky zatížení větrem a zároveň vliv kmitání konstrukce. Součinitel již není proměnný s ohledem na výšku konstrukce a je uvažován jednou konstantní hodnotou. Protože zatížení ekvivalentními setrvačnými silami má odlišné rozložení oproti maximálnímu zatížení větrem, přináší obecně použití konstantního součinitele větší nepřesnost, případně větší omezení pro použití této metody oproti kvazistatickému výpočtu s proměnným součinitelem po výšce. Je zřejmé, že nedosahuje přesnosti ani dynamického výpočtu pomocí rozkladu do vlastních tvarů kmitání. [12]

Použití kvazistatické metody dle ČSN EN 1991-1-4 je omezeno na konstrukce, které odpovídají jednomu z obecných tvarů uvedených na Obr. 12 a současně na konstrukce, u nichž je významné kmitání pouze v základním tvaru, přičemž výchylky v tomto tvaru mají stejné znaménko. Odezvu konstrukcí, které leží mimo tento obor platnosti, nelze pomocí evropské normy stanovit. Jedná se například o konstrukce s nerovnoměrně rozmístěnou návětrnou plochou, štíhlé komíny, štíhlé lávky a další. Norma v takovém případě odkazuje na přesnější dynamické metody, podrobnosti ovšem neuvádějí.[12]



Obr. 12: Obecné tvary konstrukcí uvedené v ČSN EN 1991-1-4

5.1 Teorie harmonické analýzy

Základní pohybová rovnice pro harmonickou analýzu netlumené soustavy je vyjádřena jako:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K] \{u\} = F_0 \cos \omega t \quad (5.1)$$

F_0 je amplituda budící síly, ω je úhlová frekvence budící síly a t je čas. Ostatní části rovnice byly definovány v předešlých kapitolách. Řešení pohybové rovnice se skládá z vlastního kmitání a vynuceného kmitání (ustálené odezvy). Předpokládejme řešení ve tvaru:

$$u_p(t) = U \cos \omega t \quad (5.2)$$

U značí maximální výchylku funkce $u_p(t)$, pokud dosadíme rovnici 5.2 do 5.1, dostaneme vyjádření maximální výchylky jako:

$$U = \frac{F_0}{k - m\omega^2} = \frac{U_0}{1 - (\frac{\omega}{\omega_n})^2} \quad (5.3)$$

U_0 je vyjádřeno jako F_0/k a jedná se o statickou výchylku. Potom můžeme nahradit

frekvenční poměr ω/ω_n jako r a funkce frekvenční odezvy (zároveň v absolutní hodnotě se jedná o dynamický součinitel ustáleného kmitání) je dána:

$$H(\omega) = \frac{U}{U_0} = \frac{1}{1-r^2} \quad (5.4)$$

Z výrazu pro frekvenční poměr je zřejmé, že mohou nastat tři situace. Pokud $r < 1$ jedná se o podrezonanční kmitání a ustálená odezva $u_p(t)$ je ve fázi s buzením, pokud $r > 1$ je kmitání tzv. nadrezonanční a ustálená odezva $u_p(t)$ je v protifázi s buzením. Poslední varianta je $r = 1$, kdy nastává rezonanční kmitání. Jako rezonanční oblast považujeme už prakticky r v intervalu (0,7 ; 1,3). Amplituda kmitání pro oblast r blízké 1,0 prudce roste a pro $r = 1$ není její teoretická hodnota konečná (u soustav bez tlumení). [10][11]

5.2 Odtrhávání vírů

Při obtékání některých těles (profilů) se vytvářejí víry, které se za vhodných podmínek oddělují střídavě po obou stranách, takže vzniklá periodická síla má snahu těleso rozkmitat v rovině kolmé ke směru větru. Tyto síly nejsou velké, ale mají svou frekvenci stejně jako konstrukční prvek. Jsou-li si obě frekvence blízké, nastane při malém tlumení vlivem rezonance kmitání se značnou amplitudou. Rychlost, při níž tato shoda nastane, se nazývá kritická rychlost větru $v_{crit,i}$ a je dána vztahem: [4]

$$v_{crit,i} = \frac{b \cdot n_i}{St} \quad (5.5)$$

b je referenční šířka průřezu, n_i je i -tá vlastní frekvence a St je Strouhalovo číslo, které závisí na průřezu obtékaného tělesa. Dle ČSN 73 0035 čl. 160 není třeba dělat posudek, pokud je splněna jedna z těchto podmínek:

a) redukovaný logaritmický dekrement útlumu ϑ_{red} konstrukce je

$$\vartheta_{red} = \frac{2 \cdot m \cdot \vartheta}{\rho \cdot d^2} \geq 80 \quad (5.6)$$

ρ je objemová hmotnost vzduchu, která se uvažuje jako $1,25 \text{ kg/m}^3$, d je průměr objektu m je hmotnost objektu na jednotku délky v kg/m a η je logaritmický dekrement útlumu konstrukce pro dřevěné lávky se uvažuje hodnota $0,06 - 0,12$.

b) kritická rychlost větru je $v_{crit} < 3 \text{ m/s}$, nebo $v_{crit} > 25 \text{ m/s}$

Posuzovaná konstrukce lávky první podmínku nesplňuje proto, bude posudek proveden pro v_{crit} v požadovaném intervalu. A po uvážení lokality dle větrné mapy je $v_{crit,max}$ upravena na hodnotu 20 m/s .

Poznámka:

Dle aktuální normy ČSN EN 1991-1-4 nemusí být účinek odtrhávání víru vyšetřován, pokud je splněna podmínka $v_{crit} > 1,25 v_m$. Norma za v_m udává 10-minutovou střední rychlost větru.

Náhradní dynamické zatížení při rezonančním kmitání je dáno vztahem:

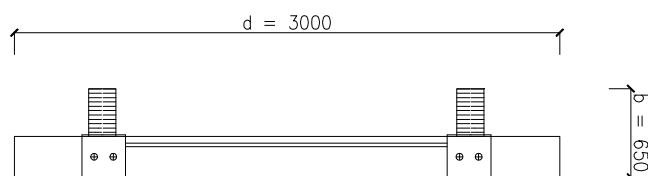
$$w_i = \frac{v_{crit,i}^2}{1,6 \cdot 10^3} \cdot c_{lat,0} \cdot b \cdot \frac{u_i}{\max|u_i|} \quad (5.7)$$

poměr výchylky u_i k maximální výchylce bereme rovno $1,0$. Aerodynamický koeficient $c_{lat,0}$ je pro řešenou konstrukci mostovky nejlépe vystihnout v ČSN P ENV 1991-2-4, kde je pro poměr $d/b \leq 5$ uvedena hodnota $0,12 d/b$. Pro stanovení $c_{lat,0}$ pylonu se vychází z grafu závislosti $c_{lat,0}$ na velikosti Reynoldsova čísla Re pro kruhové válce.

Náhradní dynamické zatížení w_i v jednotkách N/m působí na účinné korelační délce L_j . Tato délka je funkcí amplitudy kmitání a pro většinu stavebních konstrukcí má hodnotu $6b$. Na výpočtový model bylo zatížení zadáváno jako osamělá síla v místě největší amplitudy výkmitu. Velikost síly je tedy $W_i = L_i w_i$.

Výsledné hodnoty náhradního dynamického zatížení, kterým jsou vybuzeny konstrukce mostovky a pylonu jsou přehledně uvedeny v *Tab. 10*, *Tab. 11* a *Tab. 12*.

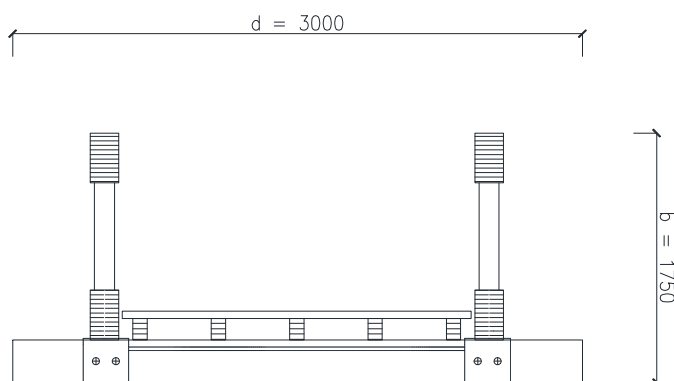
Kritická rychlost větru a náhradní dynamické zatížení pro Variantu C je uvažováno pro konstrukci se zábradlím 100% prodyšným a konstrukci s plným neprodyšným zábradlím. Provedený výpočet s neprodyšným zábradlím je pro konstrukci méně příznivý než výpočet s částečně prodyšným zábradlím. Intenzita turbulence vzdušného proudu se bude při průchodu zábradlím zvyšovat, a tím bude značně snížena možnost ustálené vírové cesty v úplavu.



Obr. 13: Schéma mostovky bez zábradlí [1]

i	b	d	St	n_i	v_{crit}	$<$	$v_{crit\ max}$	$c_{lat,0}$	$w_i [N/m]$	$L_j = 6\ b\ [m]$	$W_i [N]$
1	0,65	3	0,154	0,829	3,50	$<$	20,00	0,554	2,76	3,90	10,7
2	0,65	3	0,154	1,222	5,16	$<$	20,00	0,554	5,99	3,90	23,4
3	0,65	3	0,154	1,363	5,75	$<$	20,00	0,554	7,45	3,90	29,0
4	0,65	3	0,154	1,396	5,89	$<$	20,00	0,554	7,81	3,90	30,5
5	0,65	3	0,154	1,947	8,22	$<$	20,00	0,554	15,20	3,90	59,3
6	0,65	3	0,154	1,963	8,29	$<$	20,00	0,554	15,45	3,90	60,3
7	0,65	3	0,154	2,008	8,48	$<$	20,00	0,554	16,17	3,90	63,0
8	0,65	3	0,154	2,184	9,22	$<$	20,00	0,554	19,12	3,90	74,6
9	0,65	3	0,154	2,218	9,36	$<$	20,00	0,554	19,72	3,90	76,9
10	0,65	3	0,154	2,448	10,33	$<$	20,00	0,554	24,03	3,90	93,7

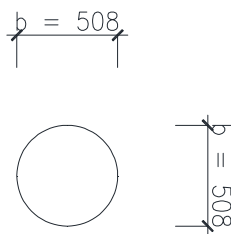
Tab. 10: Náhradní dynamické zatížení na mostovku bez zábradlí



Obr. 14: Schéma mostovky se zábradlím [1]

<i>i</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>St</i>	<i>n_i</i>	<i>v_{crit}</i>	<	<i>v_{crit max}</i>	<i>c_{lat,0}</i>	<i>w_i</i> [N/m]	<i>L_i</i> = 6 <i>b</i> [m]	<i>W_i</i> [N]
1	1,75	3	0,154	0,829	9,42	<	20,00	0,206	20,00	10,50	210,0
2	1,75	3	0,154	1,222	13,89	<	20,00	0,206	43,45	10,50	456,2
3	1,75	3	0,154	1,363	15,49	<	20,00	0,206	54,05	10,50	567,5
4	1,75	3	0,154	1,396	15,86	<	20,00	0,206	56,70	10,50	595,4
5	1,75	3	0,154	1,947	22,13	>	20,00	neposuzujeme			
6	1,75	3	0,154	1,963	22,31	>	20,00	neposuzujeme			
7	1,75	3	0,154	2,008	22,82	>	20,00	neposuzujeme			
8	1,75	3	0,154	2,184	24,82	>	20,00	neposuzujeme			
9	1,75	3	0,154	2,218	25,20	>	20,00	neposuzujeme			
10	1,75	3	0,154	2,448	27,82	>	20,00	neposuzujeme			

Tab. 11: Náhradní dynamické zatížení na mostovku se zábradlím



Obr. 15: Schéma průřezu pylonu [1]

<i>i</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>St</i>	<i>n_i</i>	<i>v_{crit}</i> < <i>v_{crit max}</i>	<i>Re</i> [-]	<i>c_{lat,0}</i>	<i>w_i</i> [N/m]	<i>L_i</i> = 6 <i>b</i> [m]	<i>W_i</i> [N]
1	0,508	0,508	0,2	1,363	3,46 < 20,00	117247	0,7	2,66	3,05	8,1
2	0,508	0,508	0,2	1,396	3,55 < 20,00	120086	0,7	2,79	3,05	8,5
3	0,508	0,508	0,2	1,963	4,99 < 20,00	168860	0,7	5,53	3,05	16,8
4	0,508	0,508	0,2	2,670	6,78 < 20,00	229677	0,7	10,22	3,05	31,2
5	0,508	0,508	0,2	3,836	9,74 < 20,00	329978	0,6	18,09	3,05	55,1
6	0,508	0,508	0,2	7,385	18,76 < 20,00	635268	0,2	22,34	3,05	84,0
7	0,508	0,508	0,2	8,203	20,84 > 20,00	neposuzujeme				
8	0,508	0,508	0,2	8,374	21,27 > 20,00	neposuzujeme				
9	0,508	0,508	0,2	8,379	21,28 > 20,00	neposuzujeme				
10	0,508	0,508	0,2	9,142	23,22 > 20,00	neposuzujeme				

Tab. 12: Náhradní dynamické zatížení pro pylon

Pro řešení harmonické analýzy v prostředí ANSYS se zadává poměrný útlum konstrukce, který se získá jednoduchým vztahem z logaritmického dekrementu útlumu jako:

$$\delta = 2\pi\vartheta \rightarrow \vartheta = \frac{\delta}{2\pi} = 0,016 \quad (5.8)$$

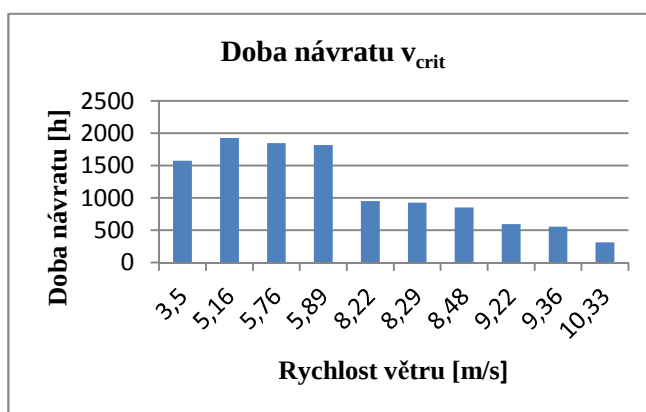
Poměrný útlum stavebních konstrukcí se běžně pohybuje mezi 0,003 ÷ 0,200. [11]

Odhad celkové doby T_{r1} v průběhu jednoho roku, po kterou může trvat rezonanční kmitání v příslušném i -tém vlastním tvaru od zatížení větrem byla stanovena dle ČSN P ENV 1991-2-4, odst. C.2.9 ze vztahu:

$$T_{r1} = 6,3 \cdot 10^7 \cdot e_0 \cdot \left(\frac{v_{cr,r}}{v_0}\right)^2 \cdot \exp\left[-\left(\frac{v_{cr,r}}{v_0}\right)^2\right] \quad (5.9)$$

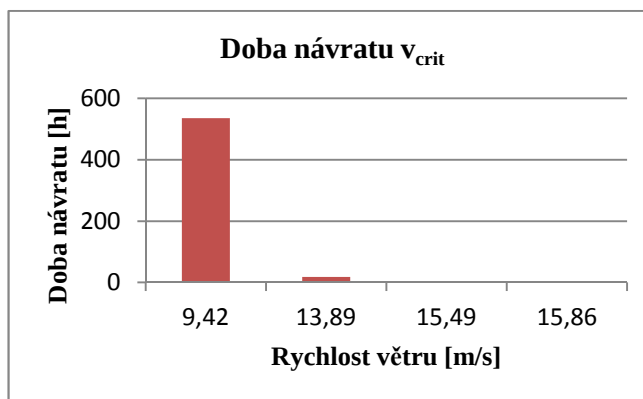
e_0 je součinitel šířky pásma vírové rezonance s hodnotou 0,3, $v_0 = v_{m,r} / 5$ - 1,414-násobek módu rozdělení rychlosti větru aproximovaný pomocí střední rychlosti. Po dosazení střední rychlosti pro řešenou oblast $v_{m,r} = 25$ m/s je hodnota $v_0 = 5$ m/s. Odhadované doby návratu pro každý i -tý tvar kmitání jsou v Tab. 13 a Tab. 14.

v_{crit} [m/s]	T [h]
3,50	1575,981
5,16	1927,457
5,76	1848,036
5,89	1818,806
8,22	950,998
8,29	923,567
8,48	850,745
9,22	595,572
9,36	553,142
10,33	313,831

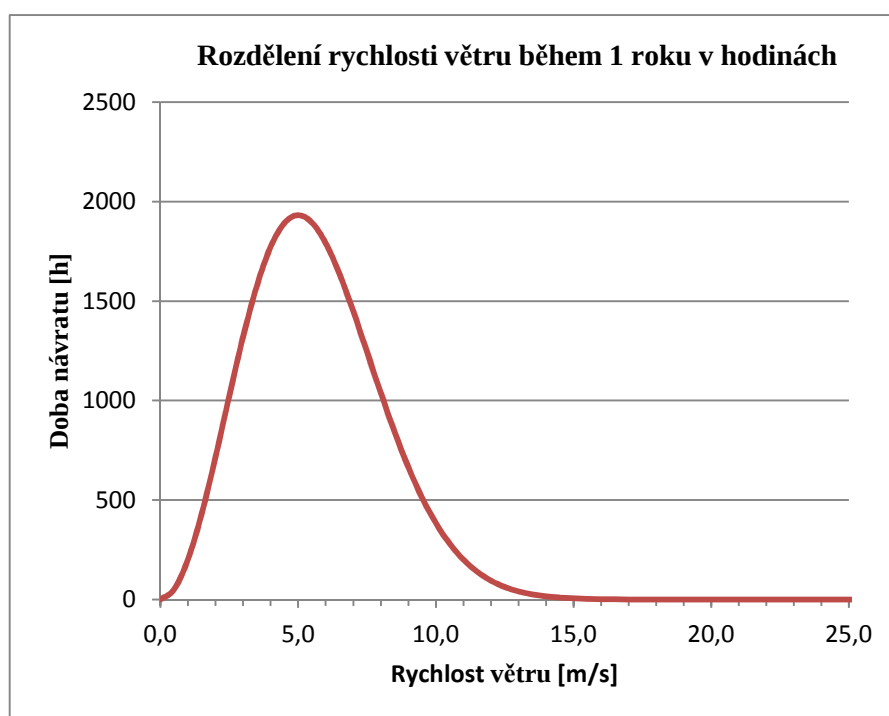


Tab. 13: Doby návratu v_{crit} větru pro mostovku bez zábradlí

$v_{crit} [m/s]$	$T [h]$
9,42	535,565
13,89	18,032
15,49	3,421
15,86	2,255



Tab. 14: Doby návratu v_{crit} větru pro mostovku se zábradlím

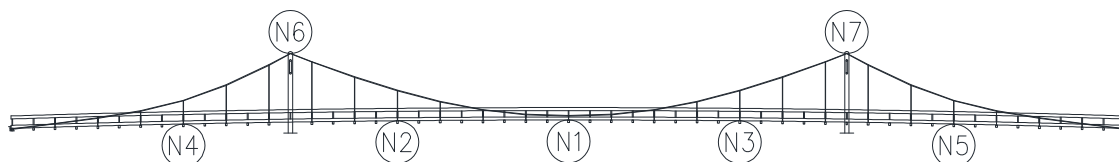


Obr. 16: Rozdělení výskytu rychlosti větru během 1 roku

Obr. 16 ukazuje celkové rozdělení výskytu rychlosti větru během jednoho roku dle normy ČSN P ENV 1991-2-4. Z tohoto grafu je patrné, že rychlosti větru o velikosti 20 m/s a více se vyskytují velice zřídka, řádově pouze v desítkách sekund za rok.

5.3 Odtrhávání vírů – výsledky

Konstrukce byla buzena silou, která odpovídá náhradnímu dynamickému zatížení i -tého vlastního tvaru kmitu vynásobeného korelační délkou. Tato síla byla umísťována do uzlů s největším výkmitem dle i -tého vlastního tvaru kmitu. Umístění jednotlivých budících uzlů je schematicky zobrazen na Obr. 17.

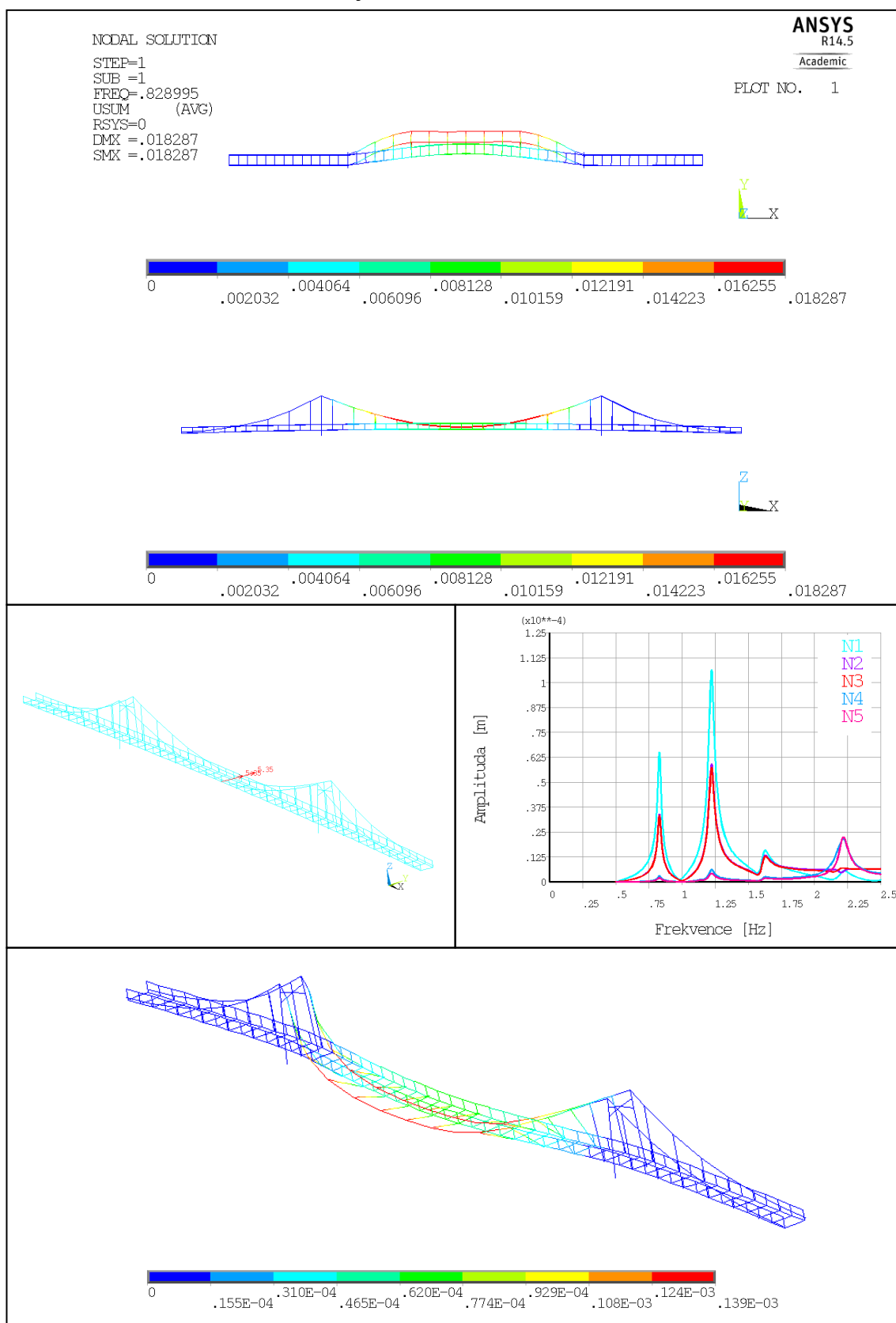


Obr. 17: Umístění budících uzlů

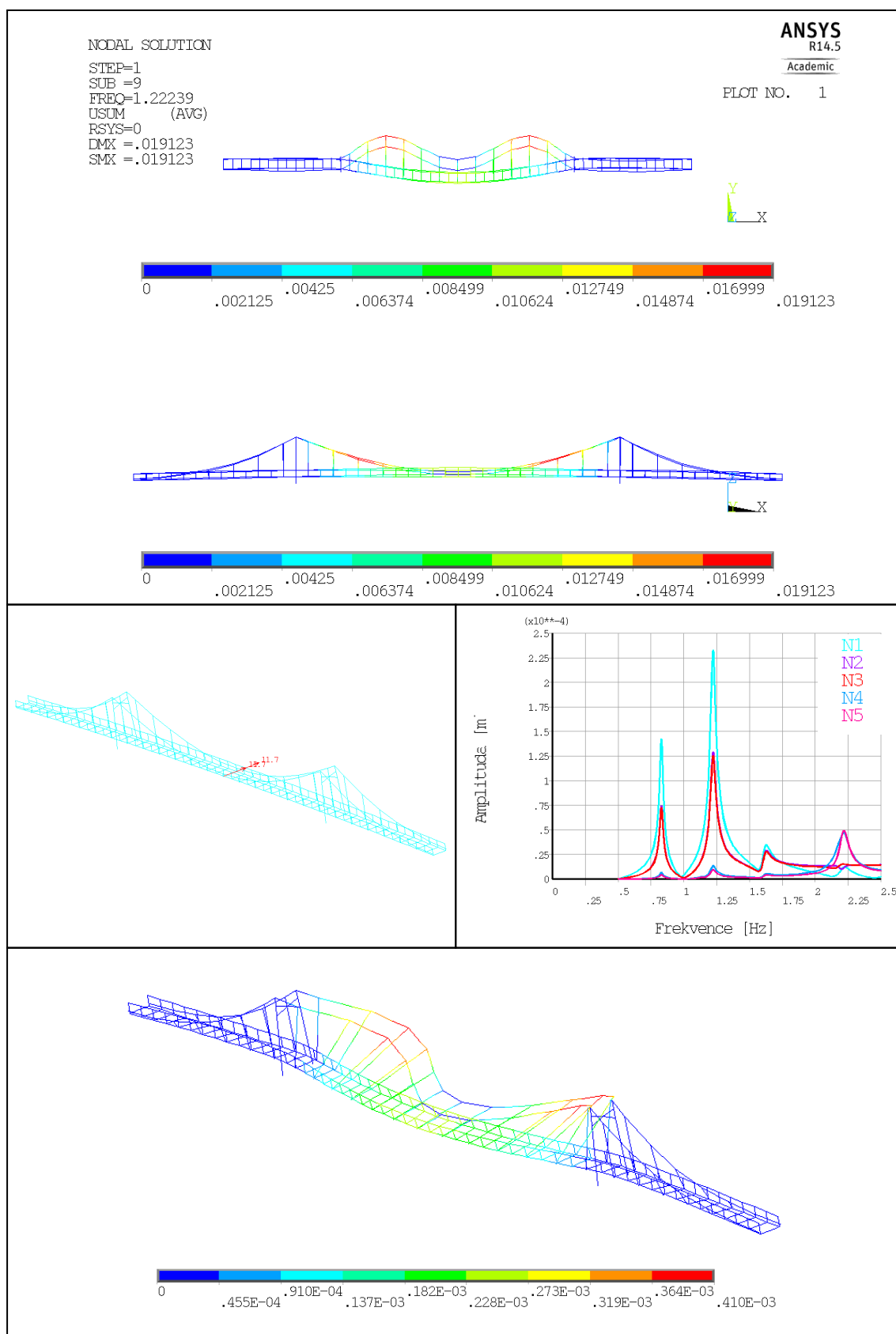
Rezonanční křivka zobrazuje závislost výchylky uzlu ve směru u_x , u_y nebo u_z na frekvenci. Směr posunu je dán charakterem vlastního tvaru kmitu.

U následujících obrázků jsou v horní polovině vyobrazeny vlastní tvary kmitu s uvedeným relativním posunem. Následně je zobrazeno aplikované náhradní dynamické zatížení s rezonanční křivkou (amplitudo-frekvenční závislost). Poslední část obrázku zobrazuje ustálenou odezvu s absolutními posuny.

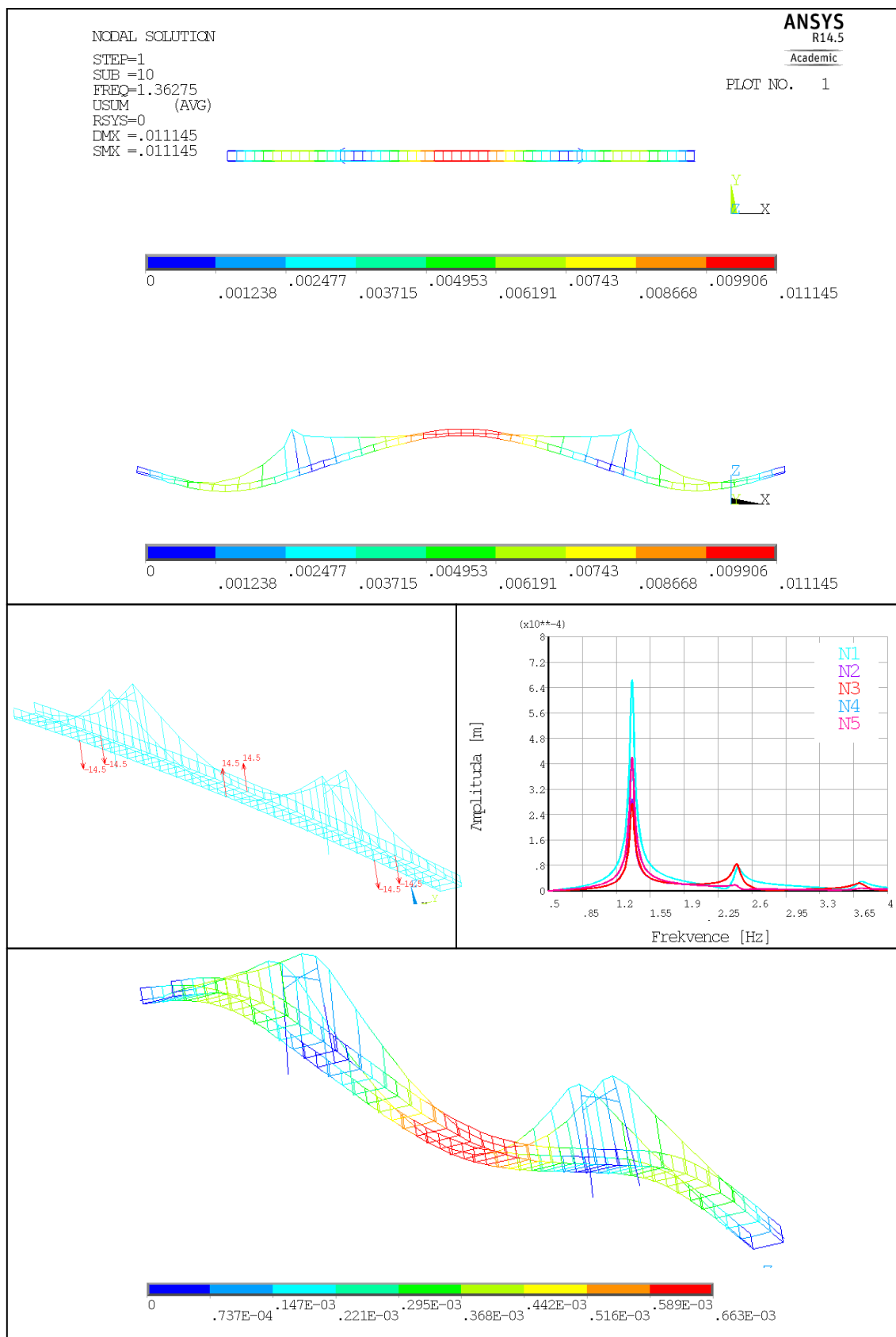
5.3.1 Ustálená odezva mostovky bez zábradlí



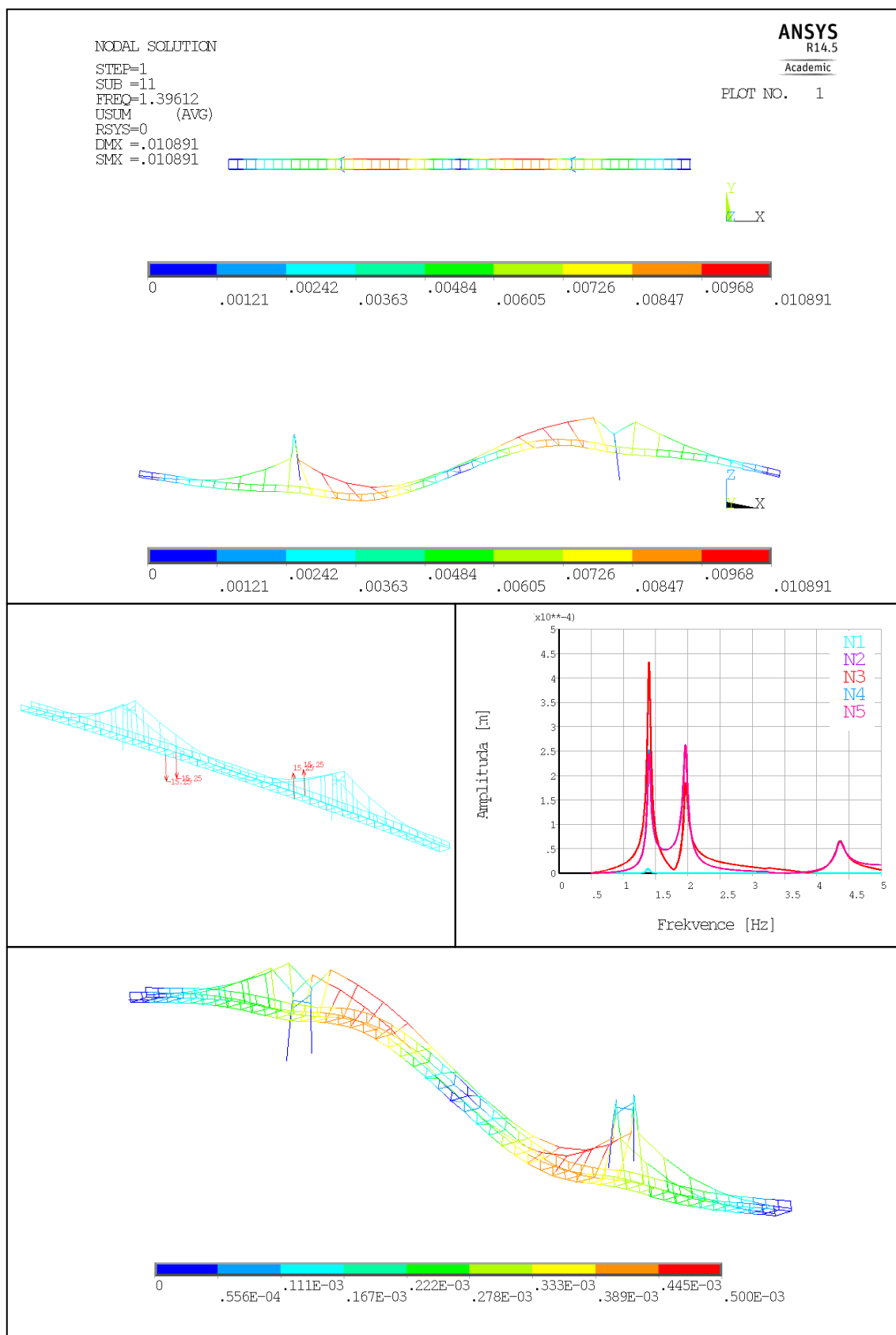
Obr. 18: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 1. vlastním tvaru mostovky



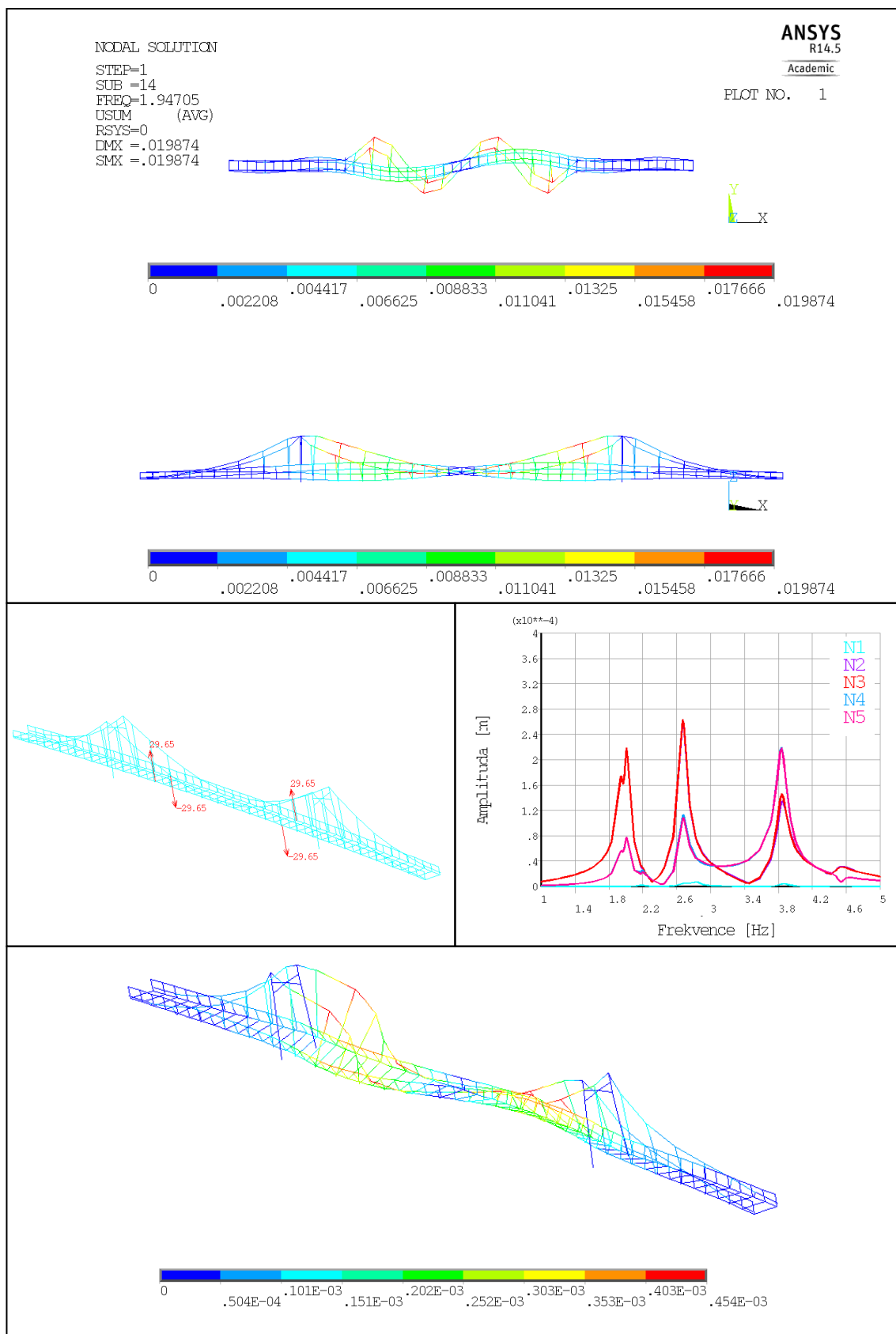
Obr. 19: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 2. vlastním tvaru mostovky



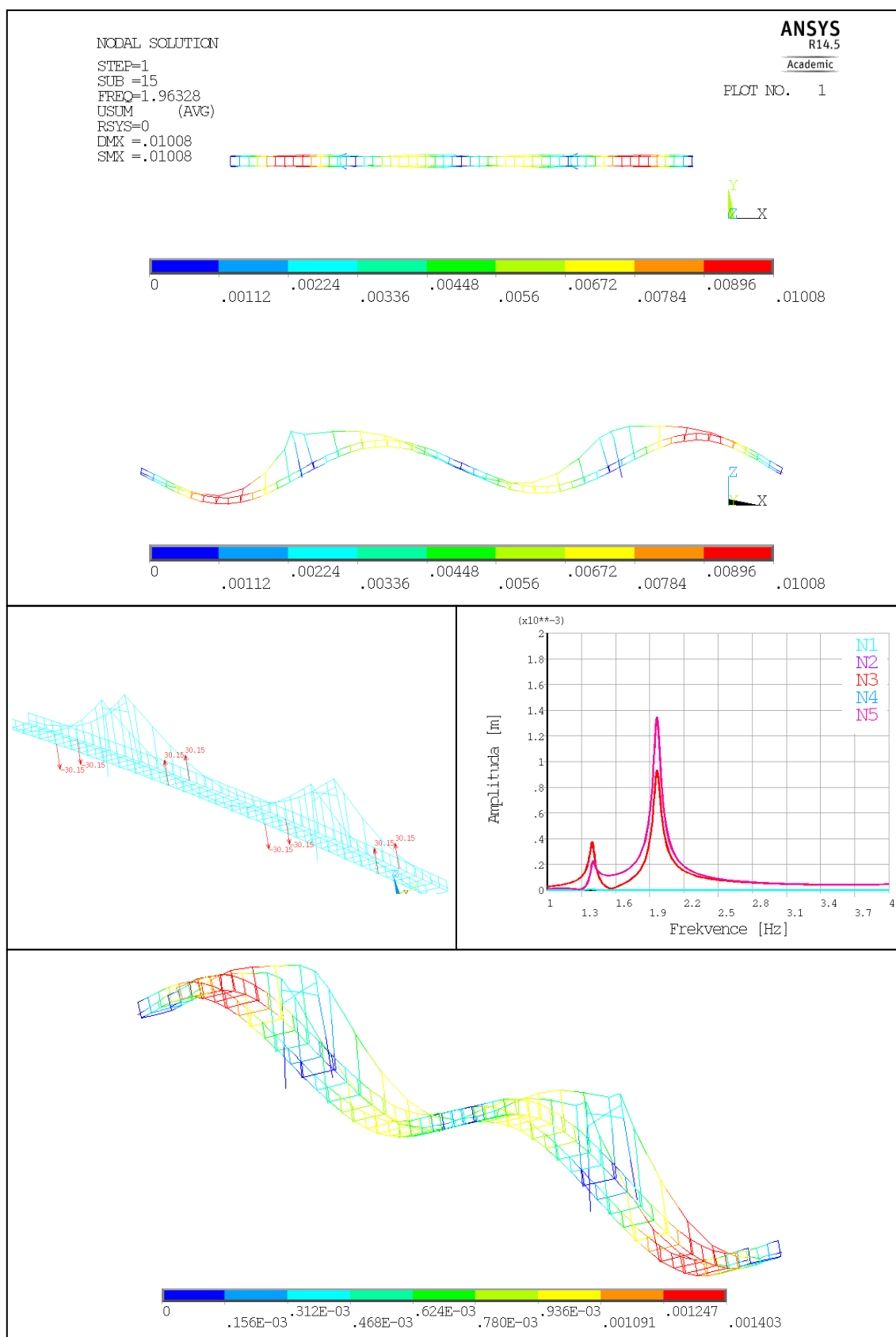
Obr. 20: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 3. vlastním tvaru mostovky



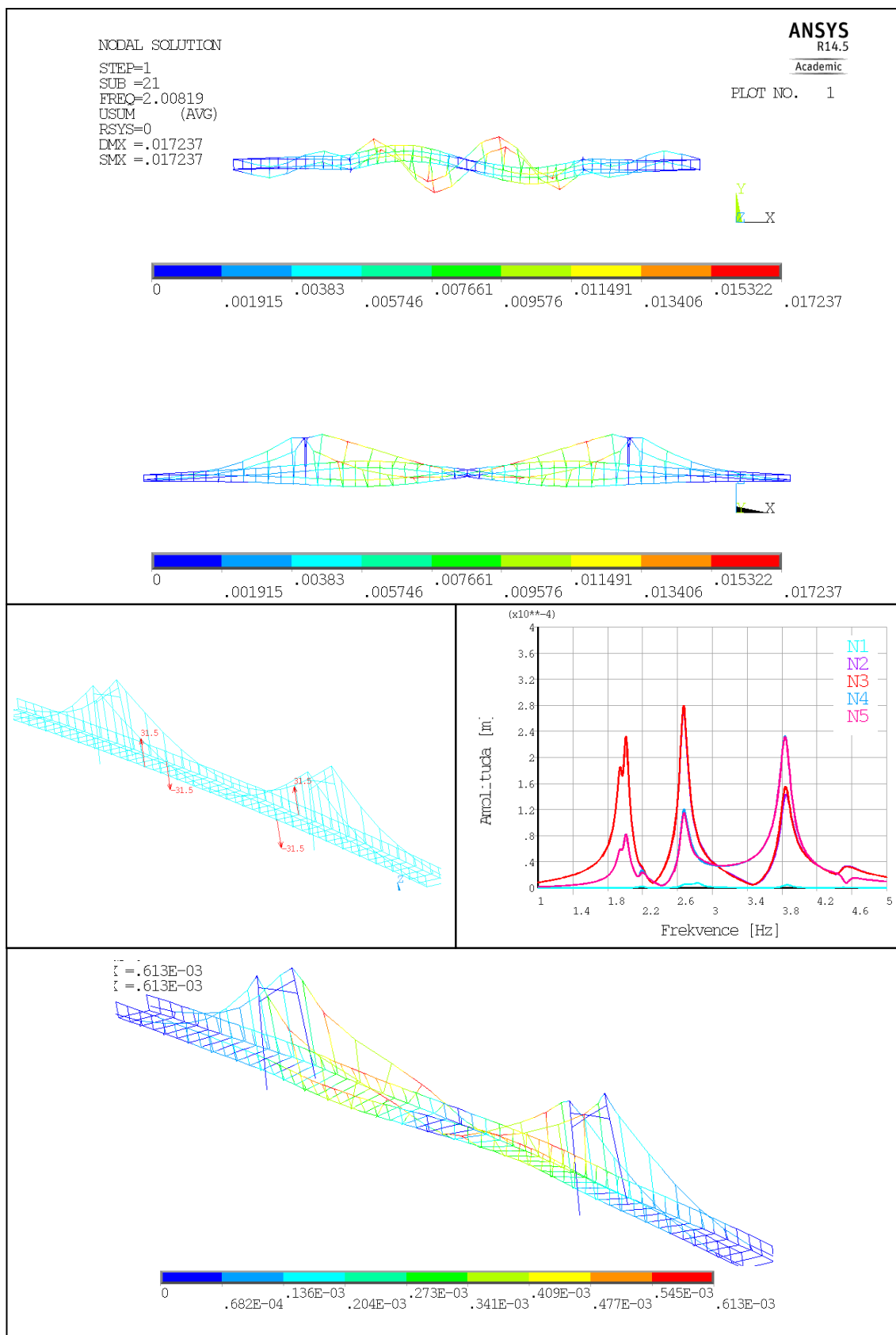
Obr. 21: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 4. vlastním tvaru mostovky



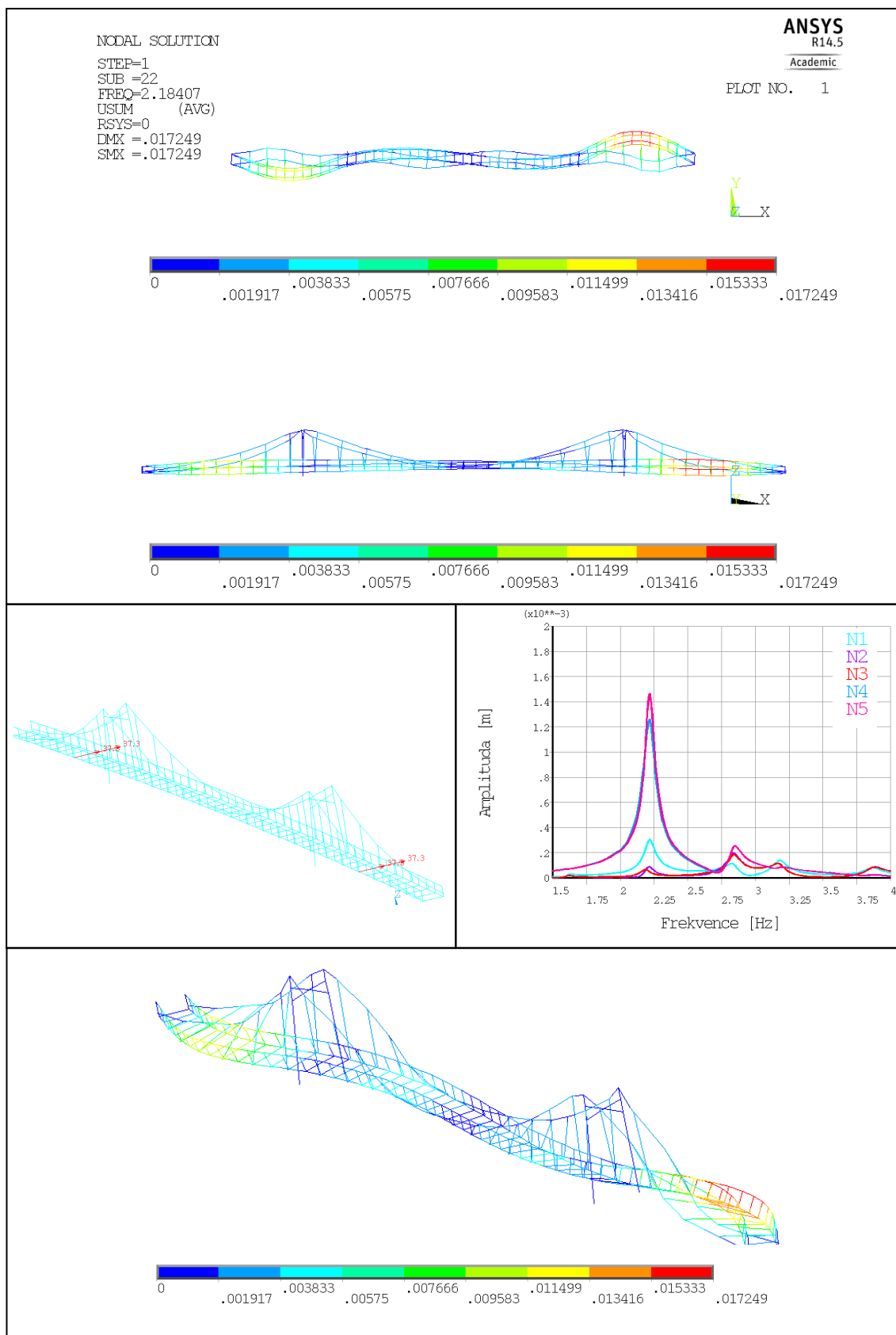
Obr. 22: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 5. vlastním tvaru mostovky



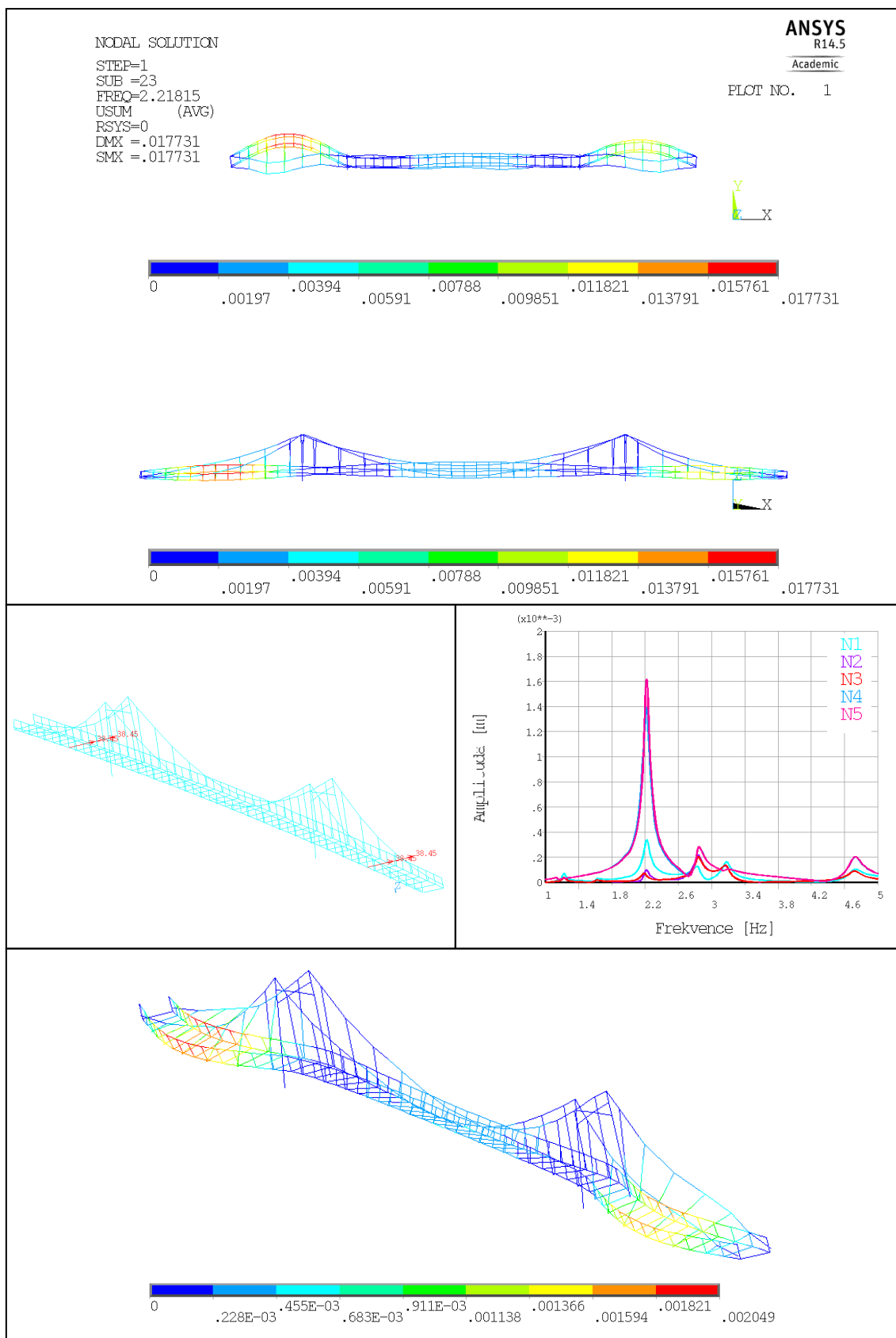
Obr. 23: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 6. vlastním tvaru mostovky



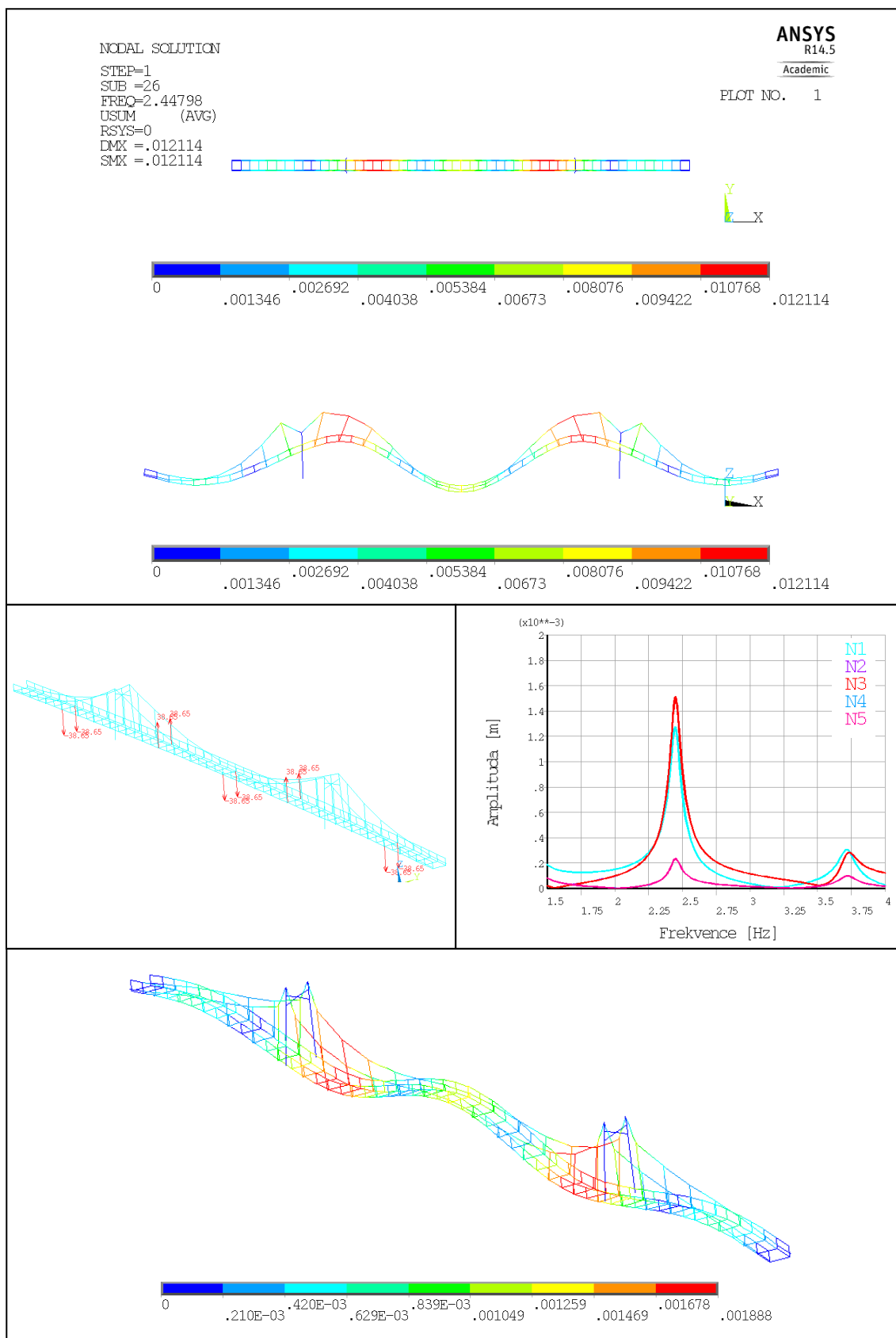
Obr. 24: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 7. vlastním tvaru mostovky



Obr. 25: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 8. vlastním tvaru mostovky

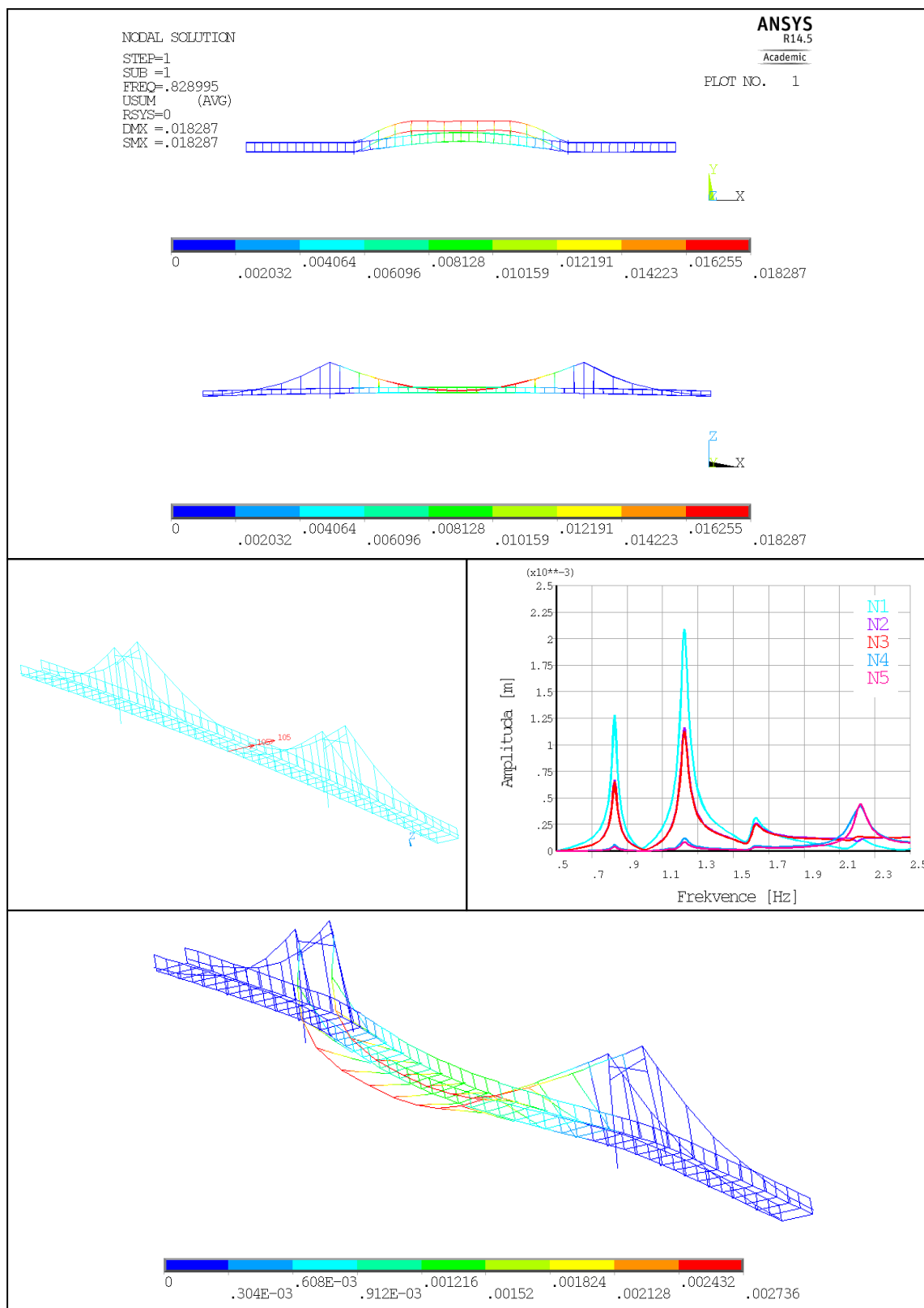


Obr. 26: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 9. vlastním tvaru mostovky

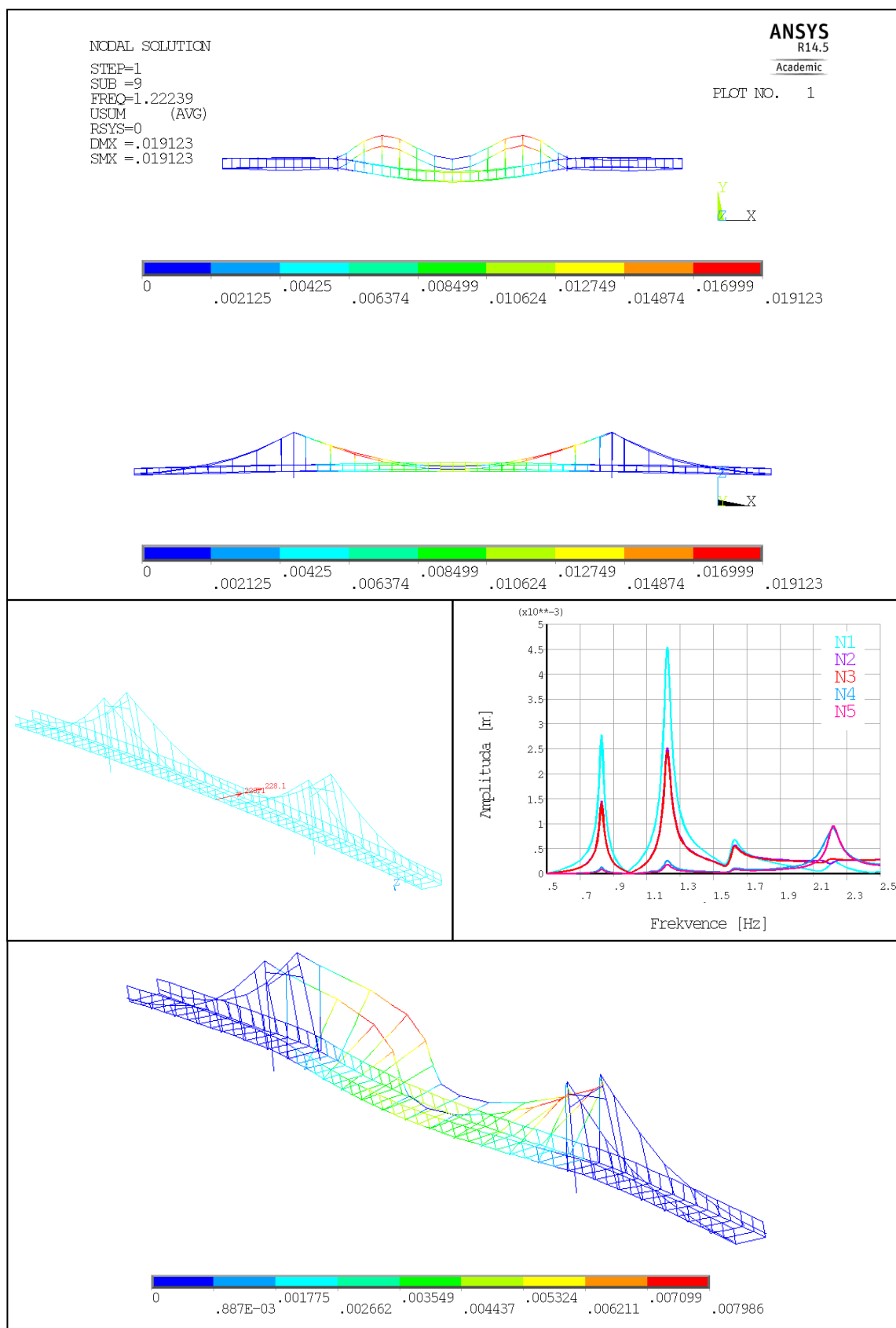


Obr. 27: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 10. vlastním tvaru mostovky

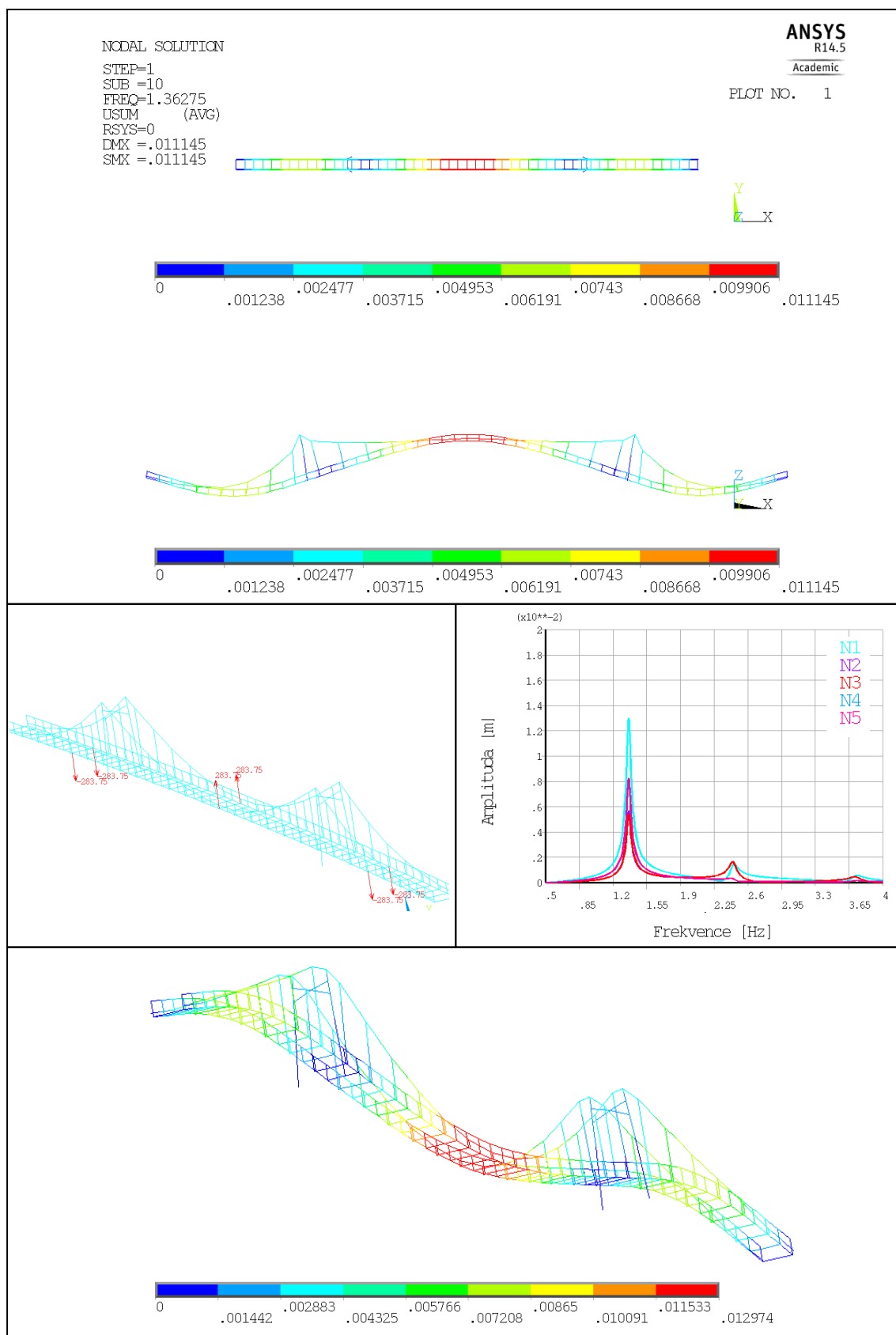
5.3.2 Odezva mostovky s neprodyšným zábradlím



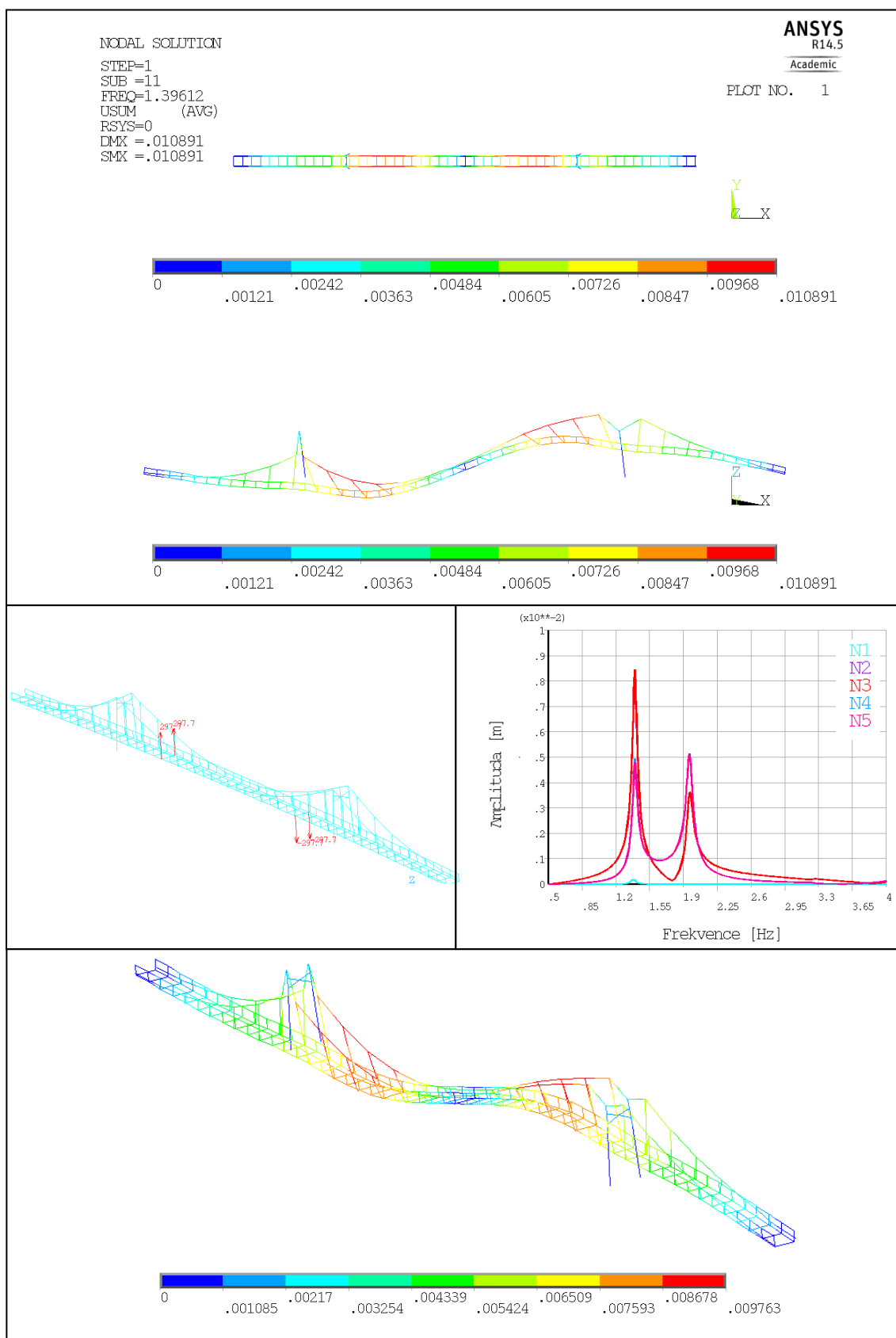
Obr. 28: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 1. vlastním tvaru mostovky



Obr. 29: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 2. vlastním tvaru mostovky

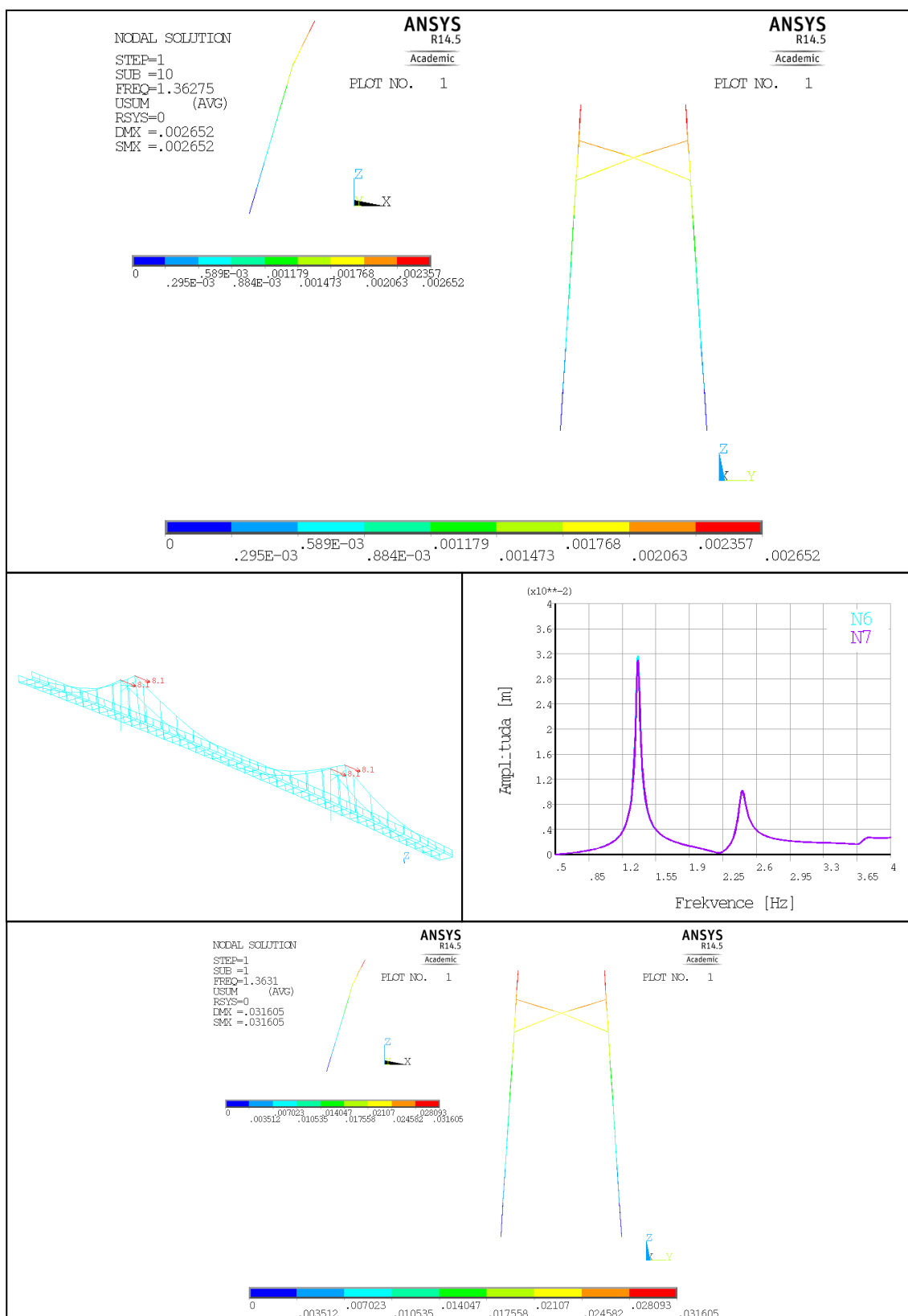


Obr. 30: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 3. vlastním tvaru mostovky

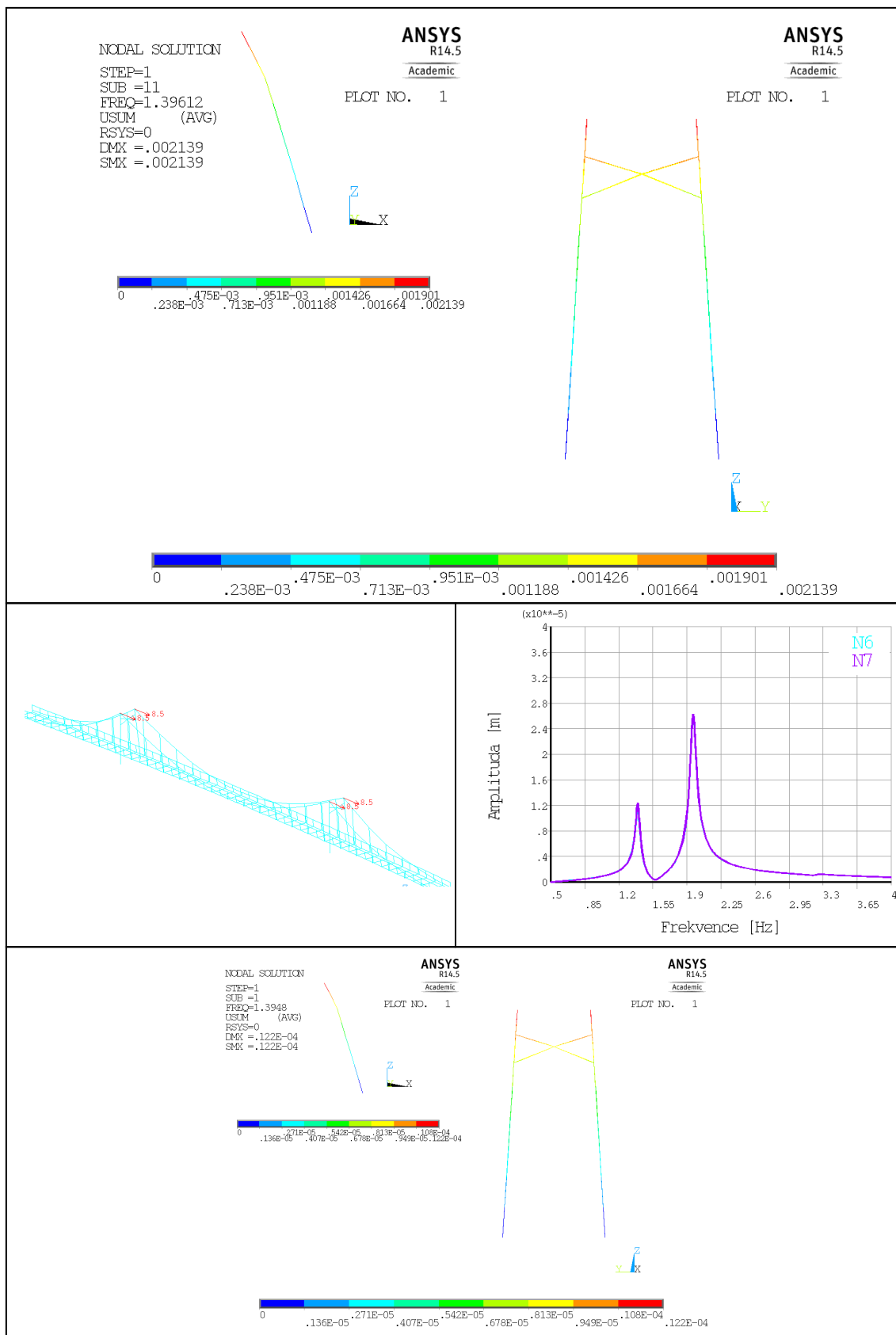


Obr. 31: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 4. vlastním tvaru mostovky

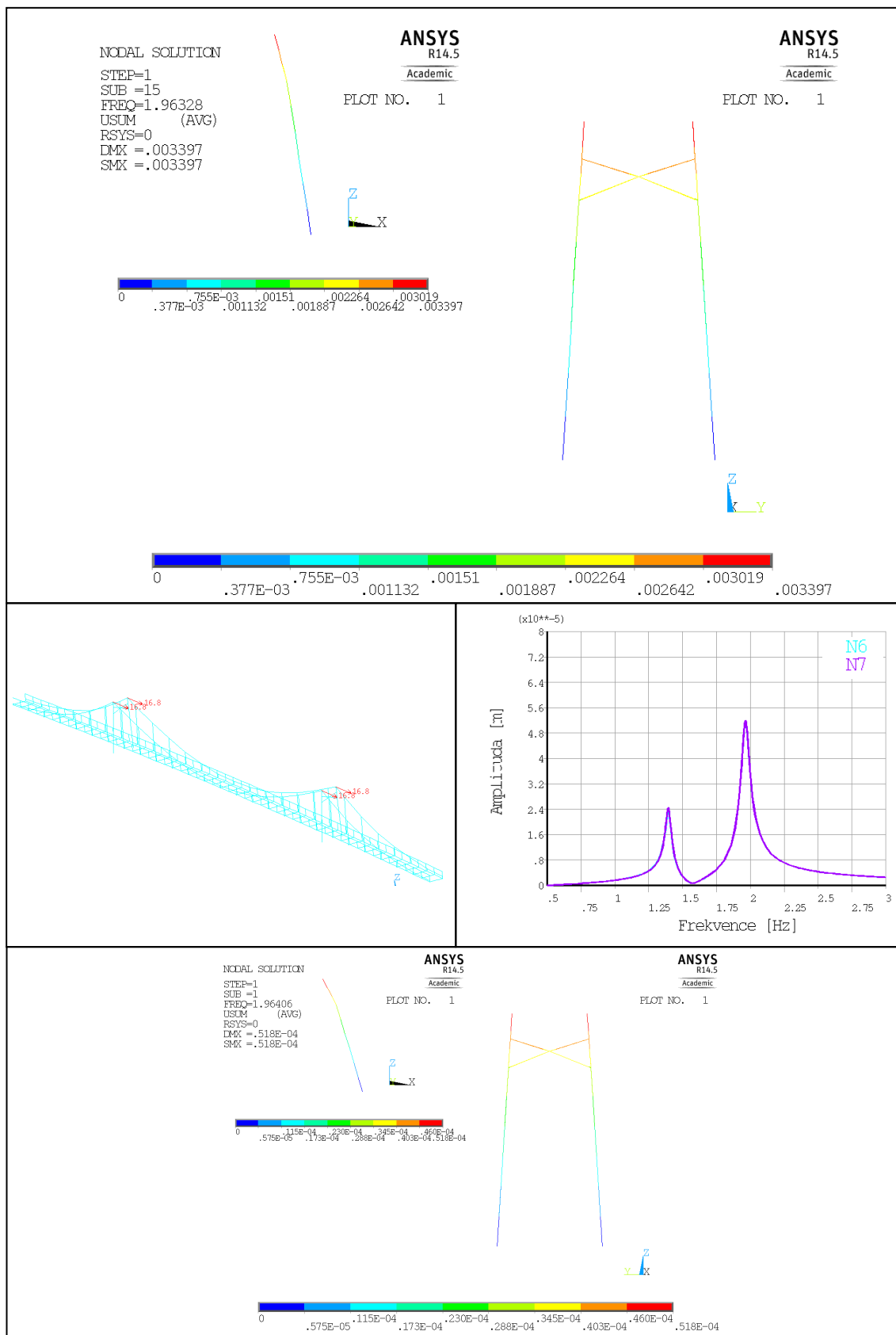
5.3.3 Ustálená odezva pylonu na zatížení větrem

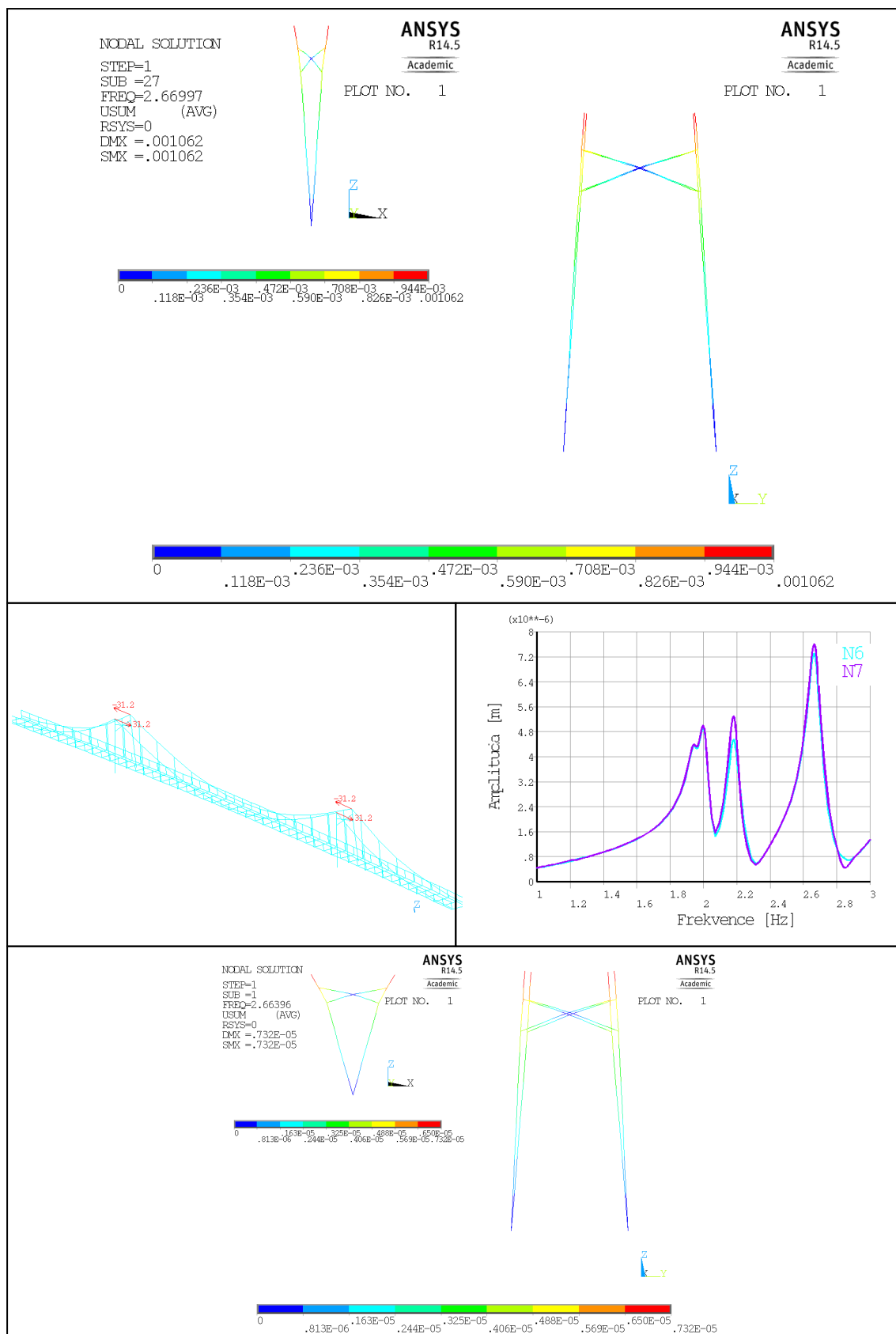


Obr. 32: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 1. vlastním tvaru pylonu

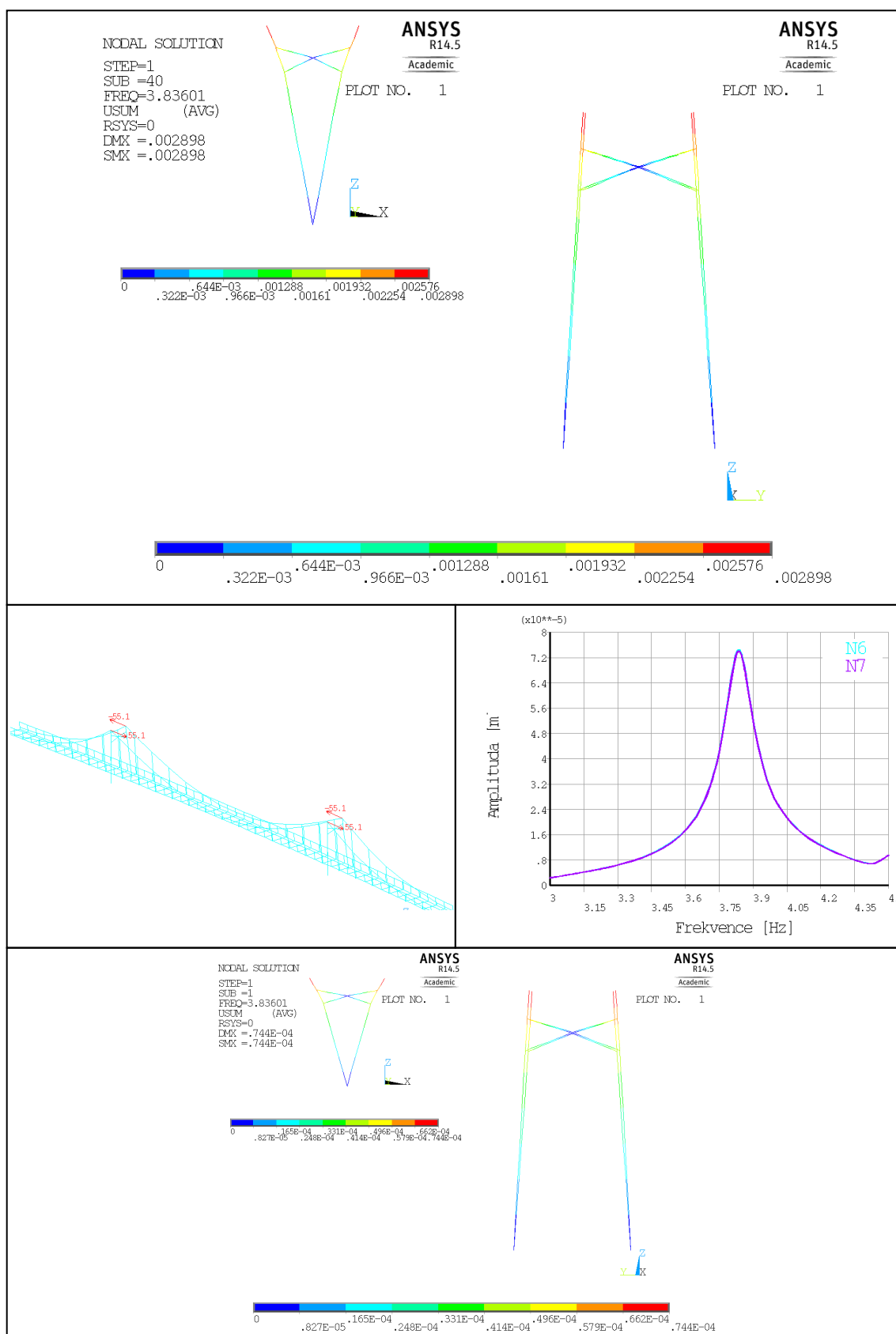


Obr. 33: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 2. vlastním tvaru pylonu

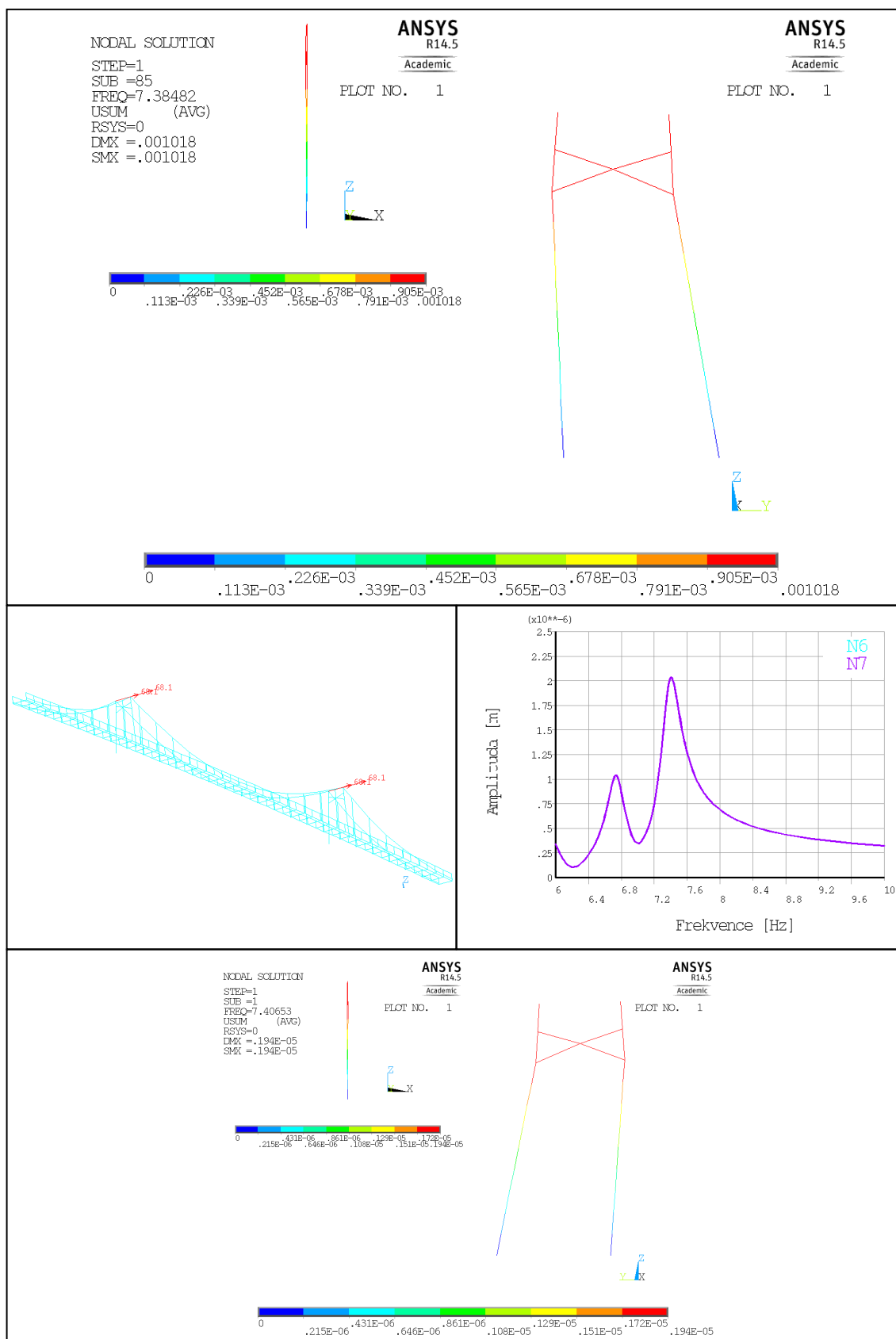




Obr. 35: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 4. vlastním tvaru pylonu



Obr. 36: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 5. vlastním tvaru pylonu



Obr. 37: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 6. vlastním tvaru pylonu

5.3.4 Tabulky výsledků

	<i>popis</i>	<i>frekvence [Hz]</i>	<i>směr</i>	<i>výchylka [m]</i>	<i>rychlost [m/s]</i>	<i>zrychlení [m/s²]</i>
mostovka bez zábradlí	1. příčný vl. tvar	0,829	Uy	0,000065	0,00034	0,00176
	2. příčný vl. tvar	1,222	Uy	0,000232	0,00178	0,01368
	1. ohybový tvar	1,363	Uz	0,000650	0,00557	0,04767
	2. ohybový tvar	1,396	Uz	0,000441	0,00387	0,03393
	1. torzní	1,947	Uz	0,000169	0,00207	0,02529
	3. ohybový tvar	1,963	Uz	0,001360	0,01677	0,20689
	2. torzní	2,008	Uz	0,000238	0,00300	0,03788
	3. příčný vl. tvar	2,184	Uy	0,001460	0,02003	0,27493
	4. příčný vl. tvar	2,218	Uy	0,001610	0,02244	0,31269
	4. ohybový tvar	2,448	Uz	0,001520	0,02338	0,35961
mostovka se zábradlím						
	1. příčný vl. tvar	0,829	Uy	0,001260	0,00656	0,03419
	2. příčný vl. tvar	1,222	Uy	0,004510	0,03463	0,26588
	1. ohybový tvar	1,363	Uz	0,013100	0,11219	0,96078
	2. ohybový tvar	1,396	Uz	0,008500	0,07456	0,65396
pylon	1. ohybový tvar	1,363	Ux	0,000003	0,00003	0,00023
	2. ohybový tvar	1,396	Ux	0,000012	0,00011	0,00094
	3. ohybový tvar	1,963	Ux	0,000052	0,00064	0,00788
	1. torzní tvar	2,67	Ux	0,000007	0,00012	0,00206
	2. torzní tvar	3,836	Ux	0,000074	0,00179	0,04322
	1. příčný vl. tvar	7,385	Uy	0,000002	0,00009	0,00431

Tab. 15: Výchytky, rychlosti a zrychlení od zatížení větrem

<i>směr</i>	<i>frekvence [Hz]</i>	<i>zrychlení [m/s²]</i>	<i>limitní hodnota dle BS 5400-2</i>		<i>limitní hodnota dle ČSN EN 1990/A2</i>		<i>hygienický limit</i>	
			<i>hodnota [m/s²]</i>	<i>posudek</i>	<i>hodnota [m/s²]</i>	<i>posudek</i>	<i>hodnota [m/s²]</i>	<i>posudek</i>
příčný	0,829	0,00176	0,200	Vyhoví!	0,2	Vyhoví!	3,55	Vyhoví!
příčný	1,222	0,01368	0,200	Vyhoví!	0,2	Vyhoví!		Vyhoví!
svislý	1,363	0,04767	0,584	Vyhoví!	0,7	Vyhoví!		Vyhoví!
svislý	1,396	0,03393	0,591	Vyhoví!	0,7	Vyhoví!		Vyhoví!
svislý	1,947	0,02529	0,698	Vyhoví!	0,7	Vyhoví!		Vyhoví!
svislý	1,963	0,20689	0,701	Vyhoví!	0,7	Vyhoví!		Vyhoví!
svislý	2,008	0,03788	0,709	Vyhoví!	0,7	Vyhoví!		Vyhoví!
příčný	2,184	0,27493	0,200	Nevyhoví!	0,2	Nevyhoví!		Vyhoví!
příčný	2,218	0,31269	0,200	Nevyhoví!	0,2	Nevyhoví!		Vyhoví!
svislý	2,448	0,35961	0,782	Vyhoví!	0,7	Vyhoví!		Vyhoví!

Tab. 16: Posouzení dle jednotlivých norem a hygienického požadavku – bez zábradlí

směr	frekvence [Hz]	zrychlení [m/s ²]	limitní hodnota dle BS 5400-2		limitní hodnota dle ČSN EN 1990/A2		hygienický limit	
			hodnota [m/s ²]	posudek	hodnota [m/s ²]	posudek	hodnota [m/s ²]	posudek
příčný	0,829	0,03419	0,200	Vyhoví!	0,2	Vyhoví!	3,55	Vyhoví!
příčný	1,222	0,26588	0,200	Nevyhoví!	0,2	Nevyhoví!		Vyhoví!
svislý	1,363	0,96078	0,584	Nevyhoví!	0,7	Nevyhoví!		Vyhoví!
svislý	1,396	0,65396	0,591	Nevyhoví!	0,7	Vyhoví!		Vyhoví!

Tab. 17: Posouzení dle jednotlivých norem a hygienického požadavku – se zábradlím

Z výsledků je patrné, že plně neprodyšné zábradlí působí nepříznivě vůči účinkům větru a konstrukce lávky nevyhoví z hlediska limitního zrychlení při druhém příčném ohybovém tvaru kmitání a prvních dvou svislých ohybových tvarech kmitání. U mostovky bez zábradlí konstrukce nevyhoví až ve vyšších příčných ohybových tvarech kmitání.

Mimo standardně sledovaná kritéria zrychlení, Prof. Miloš Pirner, DrSc., z Ústavu teoretické a aplikované mechaniky Akademie věd doporučuje, aby rychlost pohybu lávek $max v$ nebyla větší než 0,024 m/s. [17]

Tato podmínka není uvedena v žádné normě, jedná se pouze o doporučení, kterým bude ještě zvýšen komfort užívání lávek chodci. V Tab.15 jsou tvary kmitání, kde je rychlost kmitání větší zvýrazněny kurzívou.

5.4 Dynamické zatížení chodci

5.4.1 Teorie řešení dynamického zatížení chodci

Zatímco konstrukce mostů je navrhována na stálé zatížení zvětšené dynamickým součinitelem a není posuzována z hlediska komfortu uživatele, konstrukce lávky musí vyhovovat nejen statickému ale zejména dynamickému zatížení. Dynamická odezva lávky musí splňovat i požadavek komfortu pro chodce, vyjádřeného obvykle rychlostí odezvy. [7]

Dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostních konstrukcí, síly buzení chodci ve frekvenci totožné s některou vlastní frekvencí lávky mohou zapříčinit vznik rezonance a je nutné tyto síly uvažovat při ověření mezních stavů kmitání. Normálně se pohybující chodci budí na lávce současně působící síly ve svislém směru s frekvencí v rozmezí $1,0 - 3,0 \text{ Hz}$ a ve vodorovném směru s frekvencí v rozmezí $0,5 - 1,5 \text{ Hz}$. Proto je v ČSN EN 1990/A2 uvedeno, že kritéria pohody chodců se mají ověřit v případech, kdy základní frekvence nosné konstrukce mostu je menší než 5 Hz pro svislé kmitání lávky a $2,5 \text{ Hz}$ pro vodorovné (příčné).

Sleduje se několik kritérií komfortu. Norma ČSN EN 1990/A2 udává doporučená maximální zrychlení kmitání jako přesně dané hodnoty $0,7 \text{ m/s}^2$ pro svislá kmitání, $0,2 \text{ m/s}^2$ pro vodorovná kmitání od běžné dopravy a hodnotu $0,4 \text{ m/s}^2$ pro vodorovné vibrace od výjimečného zatížení davem lidí. Britská norma BS 5400-2 udává maximální hodnotu zrychlení jako $0,5 \sqrt{f_0}$. Kde f_0 je první vlastní frekvence ve svislém směru. Zároveň je taky uváděna maximální výchylka ve svislém směru 10 mm a ve vodorovném směru 2 mm . [16]

Vertikální složka síly od jednoho chodce se vypočítá dle [13] jako:

$$F_v(t) = 0,4G_0 \sin(2\pi f_0 t) \quad (5.10)$$

G_0 je tíha jednoho průměrného chodce a bereme hodnotu přibližně 700 N . Součinitel $0,4$ udává, jak velká část se uplatní jako svislá dynamická složka od jednoho chodce.

Ve směru vodorovném je tento součinitel 0,05 a celý výraz pro horizontální dynamickou složku od jednoho chodce je potom:

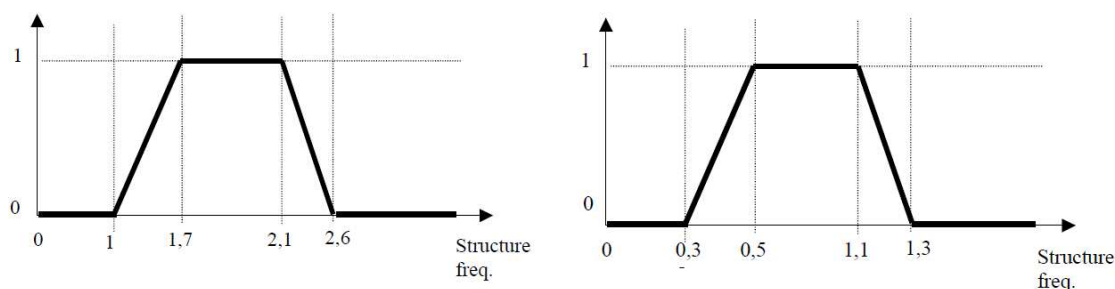
$$F_h(t) = 0,05G_0 \sin(2\pi f_0 t) \quad (5.11)$$

Norma ČSN EN 1990 uvádí, že pro trvalé návrhové situace je třeba v závislosti na velikosti plochy nosné konstrukce lávky nebo její části uvážit zatížení skupinou 8 až 15 chodců jdoucích běžným způsobem po lávce. Pohyb skupin se následně dělí na synchronizovaný – svislé a vodorovné složky sil vynásobíme přímo předpokládaným počtem osob n , nebo nesynchronizovaný pohyb osob – svislé a vodorovné složky sil násobíme odmocninou z předpokládaného počtem osob $\sqrt{n}$. V našem případě tedy harmonické buzení konstrukce je způsobeno silou velikosti:

$$F_v(t) = \sqrt{15} \cdot 0,4 \cdot G_0 \cdot \sin(2\pi f_0 t) \quad (5.12)$$

$$F_h(t) = \sqrt{15} \cdot 0,05 \cdot G_0 \cdot \sin(2\pi f_0 t) \quad (5.13)$$

Vypočtené hodnoty $F_v(t)$ a $F_h(t)$ jsou dále redukovány součinitelem Ψ_v a Ψ_h dle grafů na Obr. 38. Tato redukce je dána faktem, že chodci, aby se přiblížili vlastní frekvenci konstrukce, musí jít pomalu, a tím nepůsobí na konstrukci takovou intenzitou, jako chodci jdoucí rychle.



Obr. 38: Redukční součinitelé pro svislé a příčné zatížení chodci [13]

Dle grafu tedy jednoduše pomocí lineární interpolace určíme, že pro první vlastní ohybovou frekvenci lávky $f_0 = 1,363 \text{ Hz}$ je $\Psi_v = 0,519$ a pro první vlastní příčnou ohybovou frekvenci $f_0 = 0,829 \text{ Hz}$ je $\Psi_h = 1,000$. Výsledná působící síla od skupiny

chodců je ve vertikálním směru $F_v(t) = 563 \sin(2\pi f_0 t)$ a ve směru horizontálním $F_h(t) = 135 \sin(2\pi f_0 t)$. Tyto síly budou umístěny do míst s největší výchylkou vlastních tvarů. Toto řešení je konzervativnější a výsledné hodnoty budou vyšší, než by tomu reálně bylo. Přesnější alternativou tohoto řešení je studie pohybu síly po celé délce mostu, tedy simulace přechodu skupiny osob přes konstrukci lávky.

Dalším vlivem dynamického působení chodců na konstrukci lávky, který je třeba uvážit je mimořádná návrhová situace, kde se po lávce pohybuje dav. Tato situace může vzniknout zejména při oslavných událostech. Lávka přes Sázavu v blízkosti obce týnec nad Sázavou se nachází na málo frekventovaném místě, kde lze předpokládat pouze řídkou hustotu davu, dle [13] kategorie III s uvažovanou hustotou $d = 0,5 \text{ chodců/m}^2$ se účinek velké skupiny chodců vypočítá jako:

$$F_v(t) = d \cdot (280N) \cdot \cos(2\pi f_0 t) 10,8 \sqrt{\frac{\zeta}{N_p}} \cdot \Psi_v \quad (5.14)$$

$$F_l(t) = d \cdot (140N) \cdot \cos(2\pi f_0 t) 10,8 \sqrt{\frac{\zeta}{N_p}} \cdot \Psi_v \quad (5.15)$$

$$F_h(t) = d \cdot (35N) \cdot \cos(2\pi f_0 t) 10,8 \sqrt{\frac{\zeta}{N_p}} \cdot \Psi_t \quad (5.16)$$

ζ je poměrný útlum konstrukce 0,016, N_p je počet chodců vypočítaný jako plocha pochozí části mostovky krát uvažovaná hustota davu $N_p = d A = 0,5 \times 130 \times 2,7 = 176 \text{ chodců}$. $\Psi_v = 0,519$ pro první ohybovou frekvenci a $\Psi_t = 1,00$ pro první příčnou ohybovou frekvenci. Výsledné hodnoty:

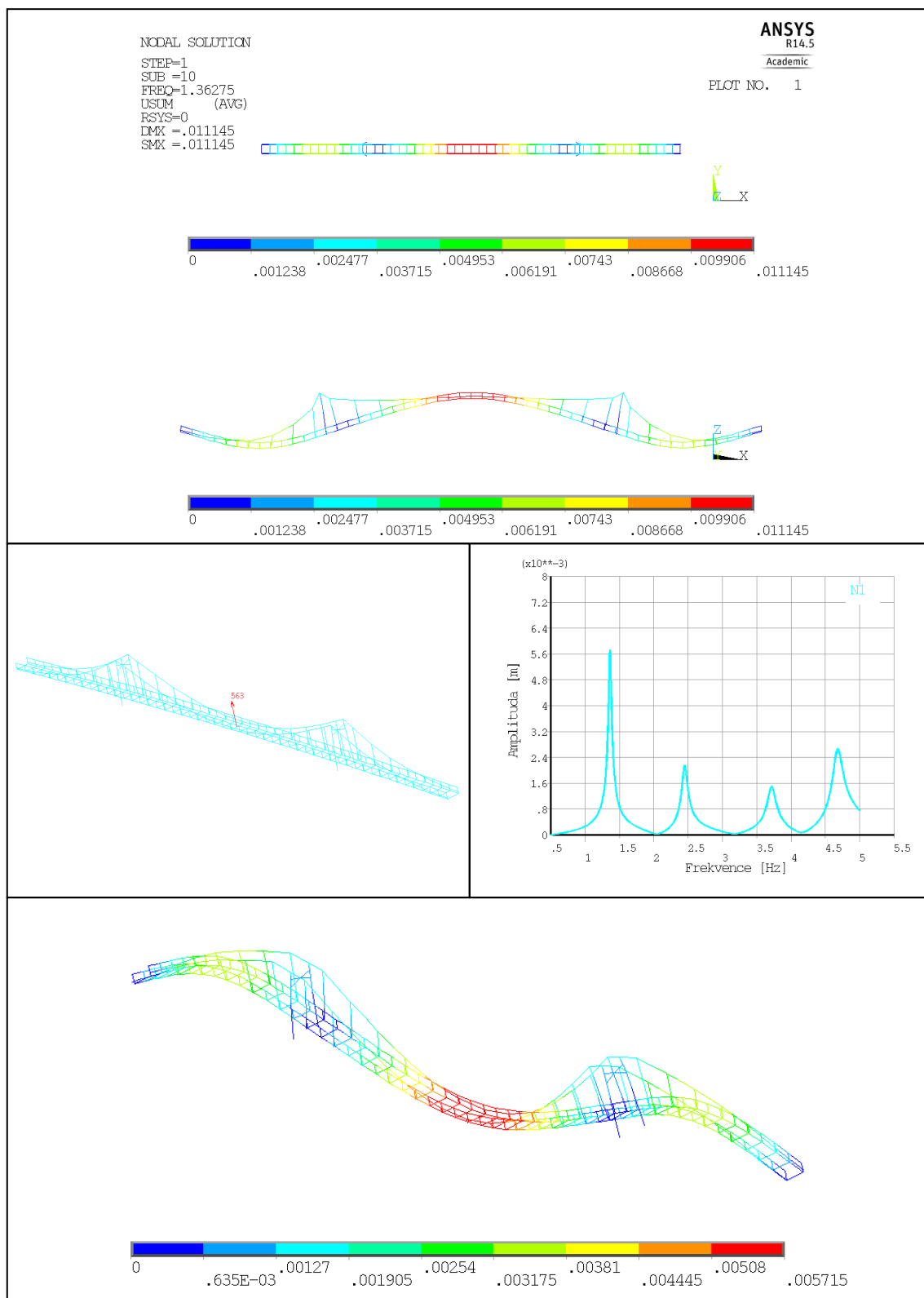
$$F_v(t) = 7,48 \cdot \cos(2\pi f_0 t) \quad [\text{N/m}^2] \quad (5.17)$$

$$F_l(t) = 7,21 \cdot \cos(2\pi f_0 t) \quad [\text{N/m}^2] \quad (5.18)$$

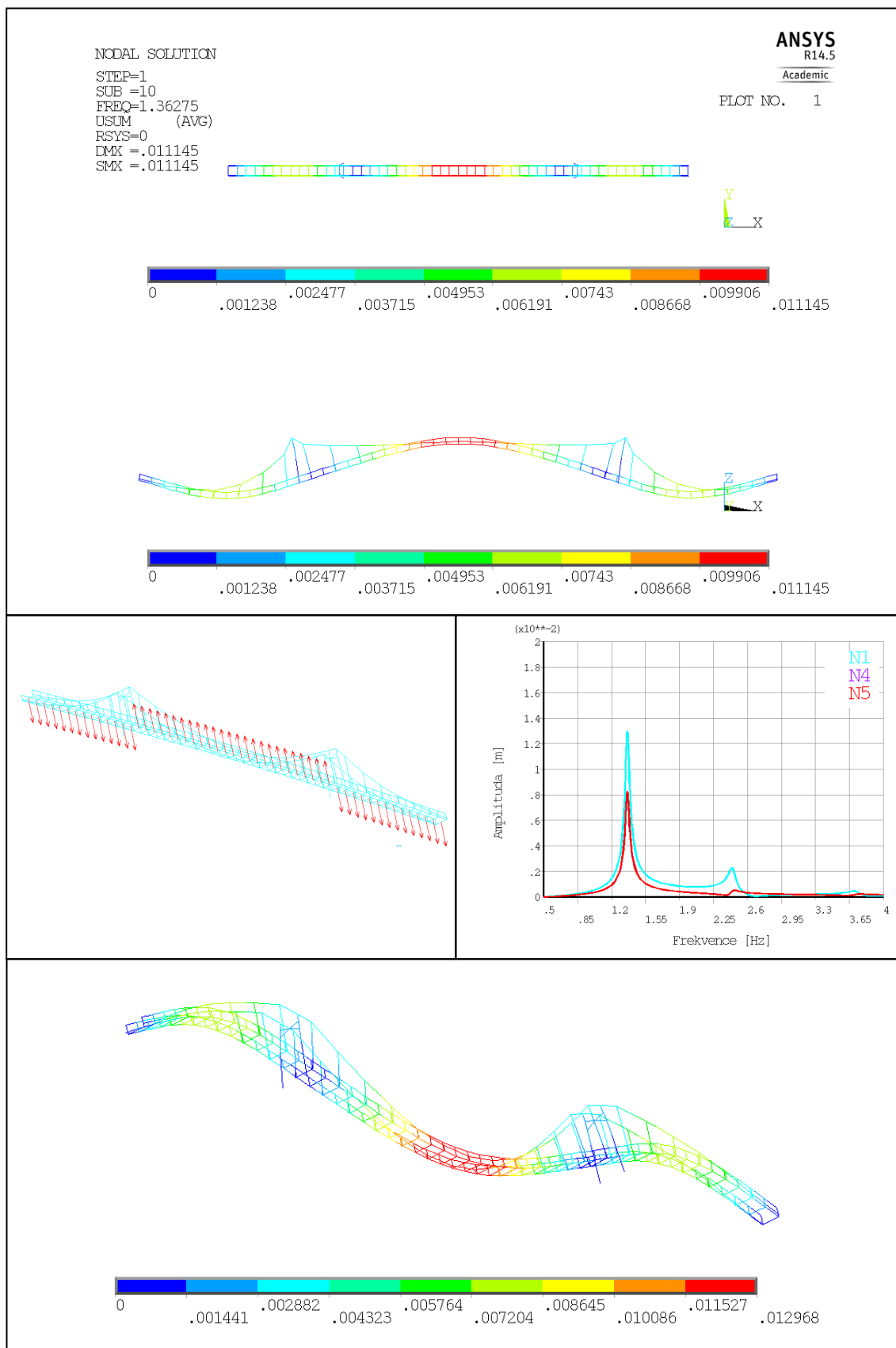
$$F_h(t) = 1,80 \cdot \cos(2\pi f_0 t) \quad [\text{N/m}^2] \quad (5.19)$$

Tyto hodnoty zatížení jsou uvažovány jako rovnoměrné zatížení po celé ploše lávky, vždy ve směru výchylky příslušného vlastního tvaru. Do výpočtového modelu byly tyto hodnoty zadávány jako síly v uzlech, které svou velikostí odpovídají vypočtenému plošnému zatížení.

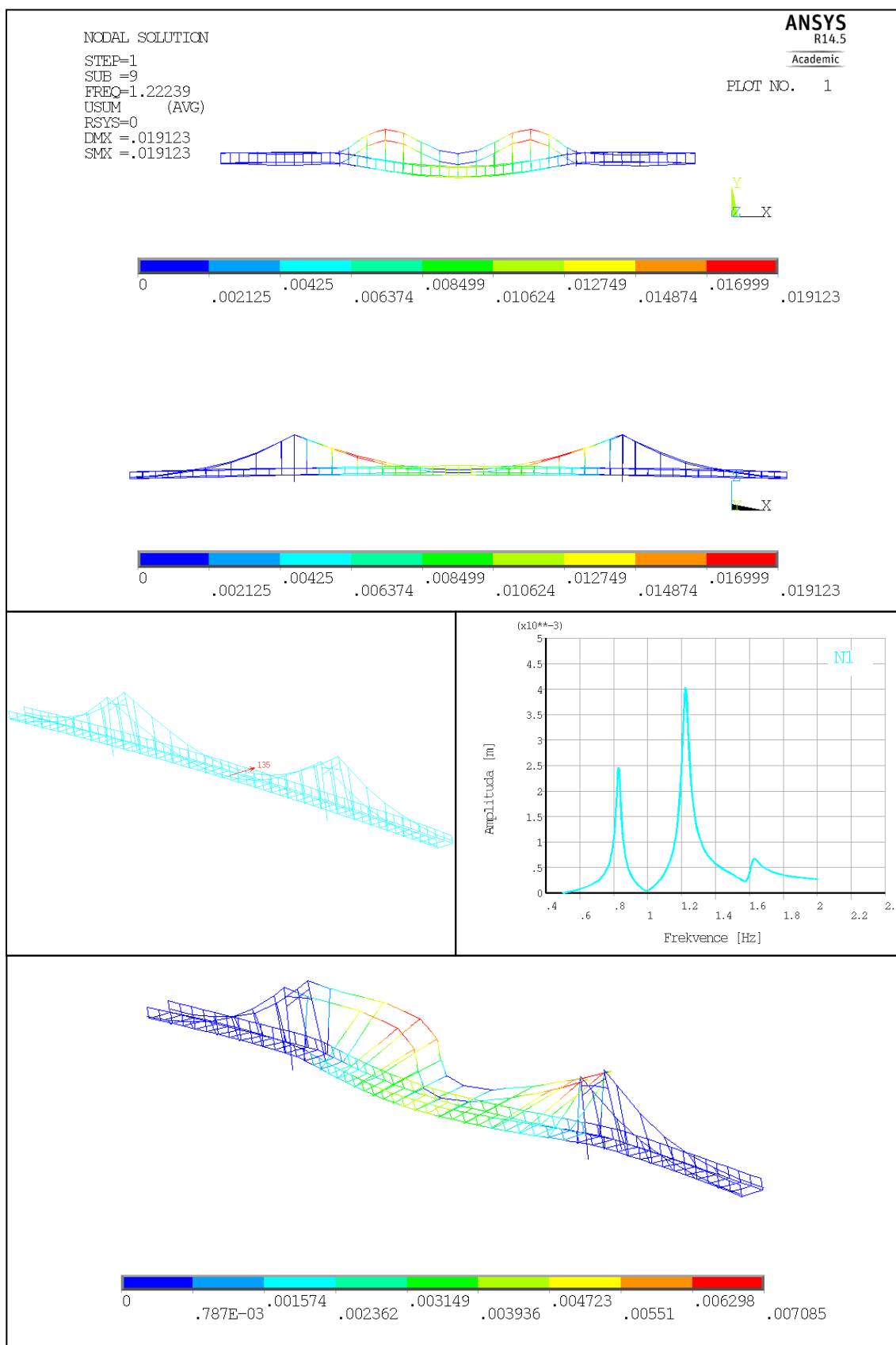
5.4.2 Výsledky zatížení chodci



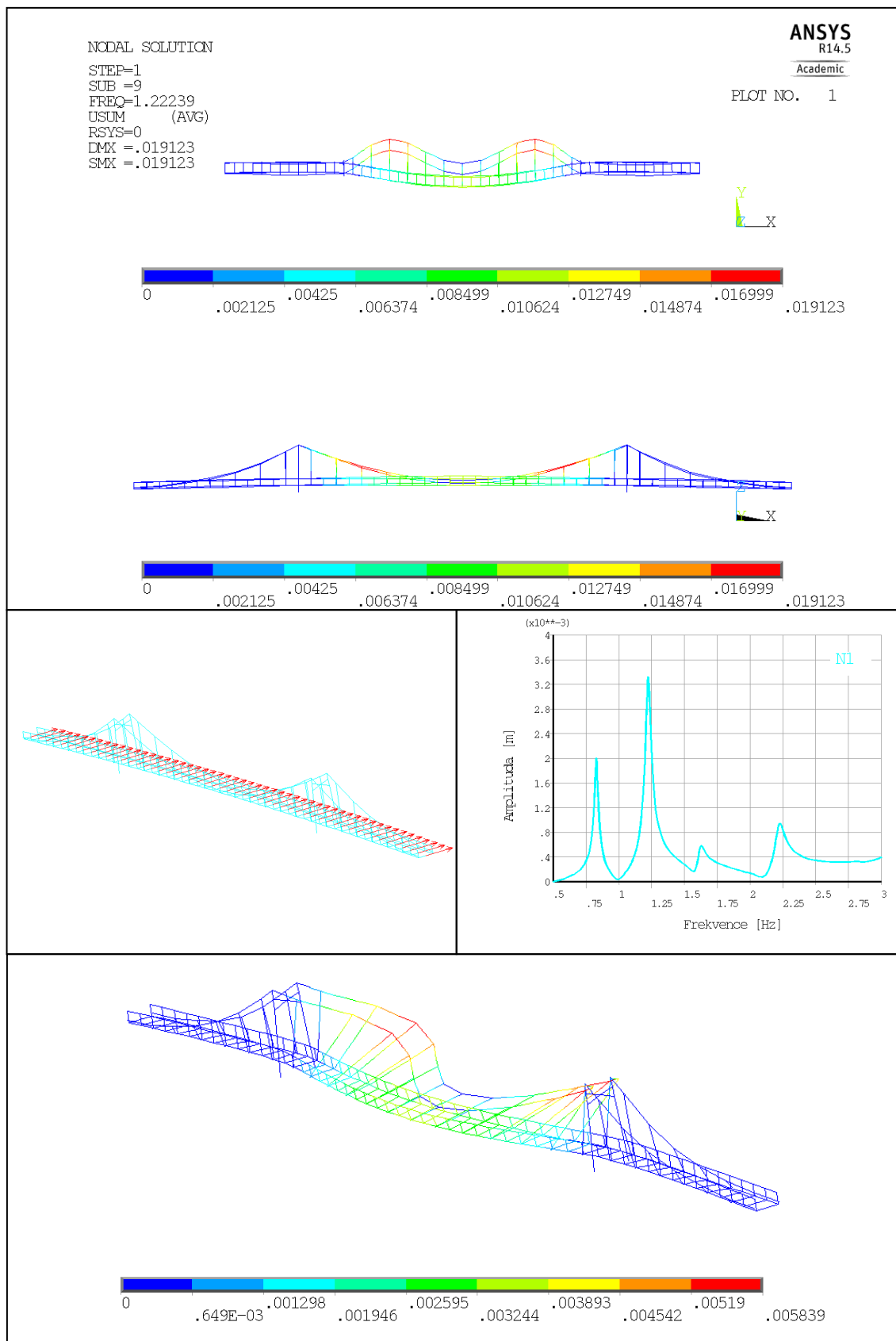
Obr. 39: Ustálená odezva mostovky způsobená skupinou chodců



Obr. 40: Ustálená odezva mostovky způsobená řídkým davem chodců



Obr. 41: Vodorovné příčné kmitání mostovky způsobené skupinou chodců



Obr. 42: Vodorovné příčné kmitání mostovky způsobené řídkým davem chodců

5.4.3 Přehledná tabulka výsledků

	Popis	frekvence [Hz]	směr	výchylka [m]	rychlost [m/s]	zrychlení [m/s ²]
svislé	skupina 15 chodců	1,363	Uz	0,005715	0,04894	0,41915
	řídký dav		Uz	0,012968	0,11106	0,95110
vodorovné	skupina 15 chodců	1,223	Uy	0,004025	0,03093	0,23767
	řídký dav		Uy	0,003380	0,02597	0,19959

Tab. 18: Výchylky, rychlosti a zrychlení od zatížení chodci

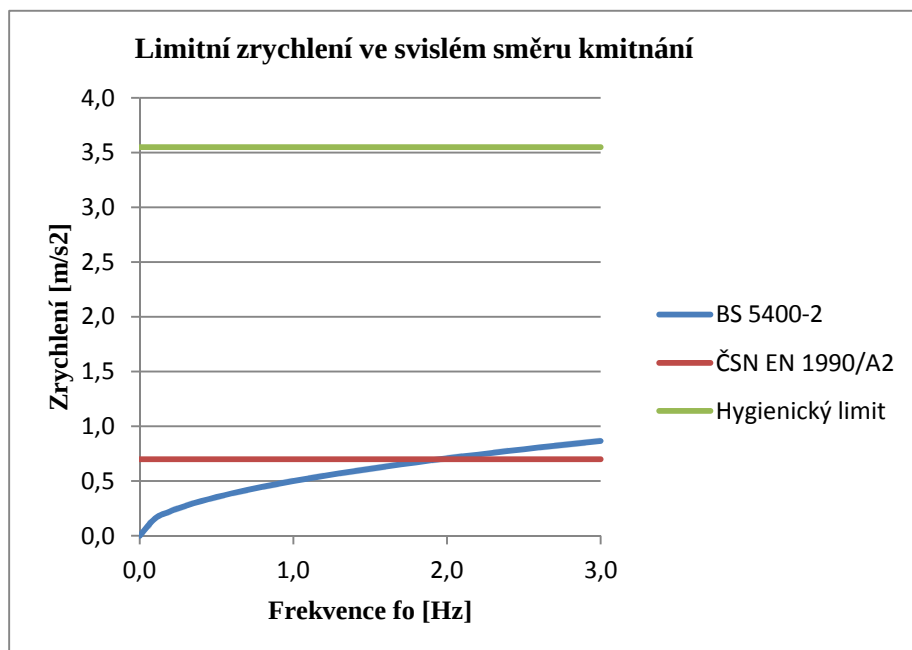
frekvence [Hz]	zrychlení [m/s ²]	limitní hodnota dle BS 5400-2		limitní hodnota dle ČSN EN 1990/A2		hygienický limit	
		hodnota [m/s ²]	posudek	hodnota [m/s ²]	posudek	hodnota [m/s ²]	posudek
1,363	0,41915	0,584	Vyhoví!	0,7	Vyhoví!	3,55	Vyhoví!
	0,9511		Nevyhoví!		Nevyhoví!		Vyhoví!
1,223	0,23767	0,200	Nevyhoví!	0,2	Nevyhoví!		Vyhoví!
	0,19959		Vyhoví!		Vyhoví!		Vyhoví!

Tab. 19: Posouzení dle jednotlivých norem a hygienického požadavku

Dle hodnot uvedených v Tab. 18 a Tab. 19 by konstrukce lávky nevyhověla z hlediska komfortu přechodu chodců. Pokud uvážíme návrhovou situaci skupiny 15 chodců, konstrukce lávky nevyhoví z hlediska maximální dovolené vodorovné výchylky konstrukce 2 mm.

Pro mimořádnou návrhovou situaci řídkého davu chodců konstrukce lávky nevyhoví jak na maximální dovolenou svislou i vodorovnou výchylku, tak i na maximální dovolené zrychlení ve svislém a vodorovném směru.

Grafické zobrazení závislosti mezního zrychlení na ohybové frekvenci dle normy BS 5400-2, ČSN EN 1990/A2 a hygienického předpisu je v grafu na Obr. 43.



Obr. 43: Závislost limitních zrychlení na ohybové frekvenci dle jednotlivých norem

Závěr

V programovém systému ANSYS 14.5 byl vytvořen prostorový model lávky pro pěší. Geometrie modelu vycházela z projektové dokumentace lávky přes řeku Sázavu navržené u obce Týnec nad Sázavou. Výpočtový model byl proveden z konečných prutových prvků LINK180 a BEAM 188.

Statická analýza se zabývala hledáním výchozího stavu konstrukce lávky, kde byly provedeny variantní řešení, které korespondují s chováním konstrukce během realizace. V následující kapitole byla provedena modální analýza, za účelem zjištění vlastních tvarů kmitu a jejich frekvencí. Pro každé variantní řešení byla provedena tabulka s hodnotami vlastních frekvencí.

Díky modální analýze bylo možné provést analýzu chování konstrukce při harmonickém odtrhávání vírů. Tento postup je uveden v normě ČSN 73 0035 pro zjištění odezvy od náhradního dynamického zatížení štíhlých konstrukcí. Konstrukce mostovky byla uvažována v prvním případě bez zábradlí a v druhém případě s plně neprodyšným zábradlím. Harmonická analýza byla též provedena pro dynamické zatížení vyvolané skupinou chodců a řídkým davem chodců.

Výsledky obou analýz ukazují, že převládající vliv na chování této konkrétní konstrukce bude mít dynamické zatížení chodci. Konstrukce, na kterou bylo aplikováno toto zatížení, vykazovala větší amplitudy kmitání. Následným porovnáním výsledků s požadavky normy je nutné konstatovat, že konstrukce nevyhoví požadavkům normy z hlediska zrychlení při působení větru na konstrukci mostovky s plně neprodyšným zábradlím a nesplňuje požadavky normy na komfort při přechodu chodců. Hygienický předpis uvedený ve Sbírce zákonů č. 272/2011 §14 odst. 4 je značně benevolentnější a udává limit $3,55 \text{ m/s}^2$ pokud délka expozice celkovým vibracím bude kratší než 10 minut. Lze předpokládat, že přechod lávky nebude trvat déle než 10 minut a tedy hygienické předpisy jsou splněny.

Účelem diplomové práce nebyl návrh konstrukce, ale analýza chování konstrukce, která byla zatížena náhradním dynamickým zatížením větru a dynamickým zatížením chodci. Celkový výsledek analýzy ukazuje, že lávka nesplňuje požadavky normy a před realizací konstrukce bude nutné zařídit příslušná opatření, jako jsou například osazení aktivních omezovačů kmitání nebo změna konstrukčního uspořádání.

Seznam použité literatury

[1] Projektová dokumentace

[2] Lávka přes Sázavu v Týnci nad Sázavou. NOVÁK&PARTNER. *Společnost Novák&Partner: Inženýrská projektová kancelář* [online]. [cit. 2014-11-12]. Dostupné z: http://novak-partner.cz.dynweb.cz/cs/reference/lavky/02_28-34/

[3] Manuál k programu ANSYS 14.5 – Help

[4] PIRNER, Miroš a Ondřej FISCHER. *Zatížení staveb větrem*. 1. vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2003, 255 s. ISBN 80-867-6910-0

[5] Kala, J., *Analýza účinků větru na stavební konstrukce*, Disertační práce, VUT Brno, 2003

[6] KRÁL, Jaromír. *Navrhování konstrukcí na zatížení větrem: příručka k ČSN EN 1991-1-4*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010, 112 s. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-05-3.

[7] PIRNER, Miroš a Ondřej FISCHER. *Dynamika ve stavební praxi*. 1. vyd. Praha: ČKAIT, 2010, 310 s. ISBN 978-80-87438-18-3.

[8] STRÁSKÝ, Jiří. *Speciální betonové konstrukce (K): Konstrukce podporované kabely*. Brno, 2012.

[9] MILÁČEK, S.: *Vyšší dynamika (Vybrané kapitoly)*, Vydavatelství ČVUT Praha, 1998

[10] RAO, Singiresu S. *Mechanical vibrations*. 5th ed. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall, c2011, 1084 p. ISBN 01-321-2819-5.

- [11] Salajka, V. *Dynamika stavebních konstrukcí*. Rukopis přednáškových materiálů pro kurz Stavební dynamika. Nebylo oficiálně vydáno.
- [12] LAHODNÝ, Jiří, Vladimír JANATA a Stanislav POSPÍŠIL. Zatížení štíhlých konstrukcí větrem podle evropských norem. *Časopis Stavebnictví* [online]. 2010, roč. 2010, 03/10 [cit. 2014-11-27]. Dostupné z: http://www.casopisstavebnictvi.cz/zatizeni-stihlych-konstrukci-vetrem-podle-evropskych-norem_N3236
- [13] SÉTRA. *Footbridges: Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. Sétra. France, 2006. Dostupné z: www.setra.equipement.gouv.fr
- [14] ČSN 73 0035. *Zatížení stavebních konstrukcí*. Praha: Vydavatelství úřadu pro normalizaci a měření, 1986.
- [15] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, červenec 2005.
- [16] ČSN EN 1990/A2. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí – Příloha pro mosty*. Český normalizační institut, duben 2007
- [17] STRÁSKÝ, Jiří, Radim NEČAS a Jan KOLÁČEK. Dynamická odezva betonových lávek. *Beton: Technologie, Konstrukce, Sanace* [online]. 2009, roč. 2009, č. 4 [cit. 2014-12-11]. Dostupné z: <http://www.betontks.cz/casopis/2009-4/80.pdf>
- [18] Nařízení vlády: o ochraně zdraví před nepříznivými účinky hluku a vibrací. In: *Sbírka zákonů č. 272/2011*. 2011. www.khsova.cz/01_legislativa/files/272_2011.pdf

Seznam obrázků

Obr. 1: Vizualizace navrhovaného řešení lávky přes řeku Sázavu [2]	12
Obr. 2: Pohled na lávku (pouze ½ - symetrie) [1]	13
Obr. 3: Pohled na pylon [1]	13
Obr. 4: Podrobný model.....	14
Obr. 5: Zjednodušený model lávky.....	15
Obr. 6: LINK180 [3].....	16
Obr. 7: BEAM188 [3].....	17
Obr. 8: Možnosti napojení hlavního nosného lana a závěsů [1].....	17
Obr. 9: Varianta A - prvky tuze spojeny.....	19
Obr. 10: Varianta B - jednotlivá pole mostovky kloubově spojena.....	20
Obr. 11: Varianta C - na bednění se zábradlím.....	21
Obr. 12: Obecné tvary konstrukcí uvedené v ČSN EN 1991-1-4.....	30
Obr. 13: Schéma mostovky bez zábradlí [1].....	33
Obr. 14: Schéma mostovky se zábradlím [1].....	33
Obr. 15: Schéma průřezu pylonu [1]	34
Obr. 16: Rozdělení výskytu rychlosti větru během 1 roku	36
Obr. 17: Umístění budících uzlů.....	37
Obr. 18: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 1. vlastním tvaru mostovky	38
Obr. 19: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 2. vlastním tvaru mostovky	39
Obr. 20: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 3. vlastním tvaru mostovky	40
Obr. 21: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 4. vlastním tvaru mostovky	41
Obr. 22: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 5. vlastním tvaru mostovky	42
Obr. 23: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 6. vlastním tvaru mostovky	43
Obr. 24: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 7. vlastním tvaru mostovky	44
Obr. 25: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 8. vlastním tvaru mostovky	45
Obr. 26: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 9. vlastním tvaru mostovky	46
Obr. 27: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 10. vlastním tvaru mostovky	47
Obr. 28: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 1. vlastním tvaru mostovky	48
Obr. 29: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 2. vlastním tvaru mostovky	49
Obr. 30: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 3. vlastním tvaru mostovky	50

Obr. 31: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 4. vlastním tvaru mostovky	51
Obr. 32: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 1. vlastním tvaru pylonu	52
Obr. 33: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 2. vlastním tvaru pylonu	53
Obr. 34: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 3. vlastním tvaru pylonu	54
Obr. 35: Ustálená odezva na rezonanční zatížení ve 4. vlastním tvaru pylonu	55
Obr. 36: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 5. vlastním tvaru pylonu	56
Obr. 37: Ustálená odezva na rezonanční zatížení v 6. vlastním tvaru pylonu	57
Obr. 38: Redukční součinitelé pro svislé a příčné zatížení chodci [13]	61
Obr. 39: Ustálená odezva mostovky způsobená skupinou chodců	63
Obr. 40: Ustálená odezva mostovky způsobená řídkým davem chodců	64
Obr. 41: Vodorovné příčné kmitání mostovky způsobené skupinou chodců	65
Obr. 42: Vodorovné příčné kmitání mostovky způsobené řídkým davem chodců	66
Obr. 43: Závislost limitních zrychlení na ohybové frekvenci dle jednotlivých norem ..	68

Seznam tabulek

Tab. 1: Přehled přiřazení KP ke konstrukčním ve výpočetních modelech.....	18
Tab. 2: Přehled materiálových vlastností jednotlivých prvků	18
Tab. 3: Výsledná posunutí řešených variant	24
Tab. 4: Vlastní tvary – Varianta A bez počáteční napjatosti	27
Tab. 5: Vlastní tvary – Varianta A s počáteční napjatostí	27
Tab. 6: Vlastní tvary – Varianta B bez počáteční napjatosti	27
Tab. 7: Vlastní tvary – Varianta B s počáteční napjatostí	27
Tab. 8: Vlastní tvary - Varianta C bez počáteční napjatosti	28
Tab. 9: Vlastní tvary - Varianta C s počáteční napjatostí	28
Tab. 10: Náhradní dynamické zatížení na mostovku bez zábradlí	33
Tab. 11: Náhradní dynamické zatížení na mostovku se zábradlím	34
Tab. 12: Náhradní dynamické zatížení pro pylon.....	34
Tab. 13: Doby návratu v_{crit} větru pro mostovku bez zábradlí.....	35
Tab. 14: Doby návratu v_{crit} větru pro mostovku se zábradlím.....	36
Tab. 15: Výchyvky, rychlosti a zrychlení od zatížení větrem	58
Tab. 16: Posouzení dle jednotlivých norem a hygienického požadavku – bez zábradlí	58
Tab. 17: Posouzení dle jednotlivých norem a hygienického požadavku – se zábradlím	59
Tab. 18: Výchyvky, rychlosti a zrychlení od zatížení chodci.....	67
Tab. 19: Posouzení dle jednotlivých norem a hygienického požadavku.....	67