



národní
úložiště
šedé
literatury

Ochrana památkových objektů proti vibracím

Urushadze, Shota
2022

Dostupný z <http://www.nusl.cz/ntk/nusl-508214>

Dílo je chráněno podle autorského zákona č. 121/2000 Sb.

Tento dokument byl stažen z Národního úložiště šedé literatury (NUŠL).

Datum stažení: 19.04.2024

Další dokumenty můžete najít prostřednictvím vyhledávacího rozhraní nusl.cz .

Památkový postup

Tento památkový postup je realizačním výstupem grantového projektu DG18P02OVV040 „PAMÁTKY V POHYBU“, programu NAKI II, jehož poskytovatelem je Ministerstvo kultury.

Ochrana památkových objektů proti vibracím

Ověření památkového postupu: Ústav teoretické a aplikované mechaniky AV ČR, v. v. i., Prosecká 809/76, 190 00 Praha 9

Ověření prováděli:

Ing. Shota Urushadze, PhD.

Prof. Ing. Miroš Pirner, DrSc., dr. h. c.

Ing. Jan Bayer, CSc.

Popis ověření památkového postupu

a) Úvod

Předkládaný památkový postup byl vytvořen v letech 2018–2021 při řešení úkolu NAKI č. DG18P02OVV040, nazvaného „Památky v pohybu“, financovaného MK ČR. Podkladem pro vypracování tohoto památkového postupu byla 30-letá činnost Prof. Pirnera, Ing. Urushadzeho a Ing. Bayera v oblasti technické seizmicity a stavební dynamiky obecně. Navržený památkový postup je vlastně metodickým návodem, jak postupovat, pokud se objeví u památek nějaké poruchy nebo negativní projevy, které by mohly souviset s vibracemi, včetně způsobů jejich řešení. K jednotlivým bodům postupu jsou uváděny příklady z dlouholeté praxe.

Obecně tato vyšetřování zahrnují teoretickou experimentální analýzu včetně terénního průzkumu, nedestruktivní a laboratorní testy na modelech, modelování metodou konečných prvků.

Ve druhé polovině 20. století vzrostla potřeba znalostí ohledně bezpečnosti starých zděných budov. K tomu vedly některé dramatické události v Evropě, například náhlé zhroucení Městské věže v Pavii v Itálii a zvonice sv. Magdaleny v Gochu v Německu. Příkladem je rozsáhlý výzkum na velmi známé věži „Torrazzo“ v Cremoně (druhá nejvyšší zvonice na světě vysoká 112,7 metrů), Civic Tower ve městě Vicenza, zvonice St. Stefano v Benátkách.

Samostatnou kapitolu představují historické stavební materiály, které neodpovídají většinou dnešním parametrům a je nutné je stanovovat na základě materiálových zkoušek.

b) Technická seizmicita

Zdrojů technické seizmicity je velice mnoho. V současné době za ně považujeme hlavně buzení stroji, dopravou (včetně průmyslových explozí).

Mechanismus vzniku otřesů je u každého zdroje jiný, ale zásadně jde vždy o vlnění, které se šíří od zdroje. Toto vlnění působí na budovy, jejich vybavení a člověka. Protože jde o šíření rozruchu v zemině, která je velice různorodá, nelineární, je i přesné teoretické řešení komplikované. Zpravidla se uvažuje, že jde o homogenní izotropní prostředí, pro něž platí teorie kontinua.

c) Obecné poznatky

Vibrace předávají zemským vrstvám velké množství energie. Pokud podpovrchové vlnění dosáhne zemského povrchu, vznikají povrchové vlny (Rayleighovy a Loveovy), které se šíří všemi směry a vyvolávají přitom svislé i vodorovné kmitání budov. Největší nebezpečí pro budovy představuje vodorovná složka povrchových vln, protože jejich svislá složka se rychleji utlumí. Povrchové vlny mají důležitou úlohu i v technické seizmicitě. Přenášejí až 2/3 energie, která se dostává do poloprostoru od zdroje kmitání.

Charakteristickým vnějším projevem tlumení je, že složky s vyšší frekvencí se tlumí rychleji. Proto např. seizmické účinky vyvolané rychloběžným kompresorem mají dosah maximálně do několika desítek metrů, kdežto nízkofrekvenční vlnění, vzniklé při zemětřesení, má dosah až v kilometrech.

Nízkofrekvenční otřesy, vzniklé při zemětřesení, mají podstatně větší účinky na stavební konstrukce než vysokofrekvenční technická seizmicita i z dalšího důvodu. Při měření bylo zjištěno, že vztah rychlosti kmitání k míře porušení konstrukcí je ovlivněn také frekvencí kmitů. Zjistilo se, že u vyšších frekvencí okolo 100 Hz nedochází k poškození staveb, která se objevují u stejných hodnot rychlosti kmitání a u frekvencí menších než 10 Hz. Při frekvencích kmitání nad 50 Hz působí ještě před dosažením plastické deformace již napětí v opačném smyslu a deformaci zmenšuje.

d) Zatížení

Intenzita a charakter otřesů jsou dány:

- hmotností stavby, rychlostí pohybujících se vozidel, povrchem vozovky;
- typem základové konstrukce, kterou se přenášejí otřesy do stavby;
- geologickými poměry v daném místě a vlastnostmi základové půdy.

Frekvenční spektrum seizmického zatížení

Stanoví se některým z těchto způsobů:

- z měření kmitání půdy na úrovni budoucí základové spáry nebo na úrovni (případně co nejbližší této úrovni) základové spáry hotové stavby; to je označováno referenční bod;
- z měření kmitání základů (patek, pásů apod.), o kterých lze předpokládat, že kmitají shodně s obklopujícím zemním prostředím;
- jiným způsobem, určeným odborným výzkumným pracovištěm.

Silniční doprava

Seizmického zatížení od dopravy vychází z analýzy odezvy komunikace zatížené vozidlem o známé hmotnosti. Dominantní frekvence otřesů podloží od silniční dopravy jsou zpravidla v oboru 10 až 80 Hz, bez ohledu na směr šíření kmitání. Ve směru svislém se také vyskytují frekvence v oboru 2 až 5 Hz.

Kolejová doprava

Dominantní frekvence otřesů podloží ve všech směrech šíření jsou zpravidla v oboru 10 až 50 Hz. Seismicita způsobená průmyslovou činností

Projevy seismicity jsou:

- vynucené ustálené periodické nebo neustálené kmitání (stroje rotační, pístové apod.)
- nepravidelné otřesy, zpravidla rázového charakteru (buchary, lisy, beranidla apod.);
- kombinace a) a b).

e) Popis památkového postupu

Při posuzování památek vystavených technické seismicitě lze postupovat podle následujícího schématu:

Důvody k posuzování (Preventivní)

V případě nezvyklých, nových nebo citelných vibrací, pokud se objevil se nový potenciální zdroj vibrací v blízkosti památky nebo při posuzování zbytkové životnosti apod.

V případě poruch nebo negativních projevů

Pokud se objevily nové poruchy (například trhliny) nebo pokud existují obavy o dalším zhoršování existujících poruch. Pokud dochází k citelným nebo viditelným vibracím.

Měření vibrací

Posouzení lze provést jen na základě měření vibrací. Vibrace se doporučuje měřit v problematičtém místě a v patní spáře objektu nebo co nejbližší ke zdroji vibrací, pokud se jej podaří lokalizovat. Základem je zjištění amplitudových a frekvenčních charakteristik zatížení, eventuálně zjištění jejich statistických parametrů. Ve výjimečných a odůvodněných případech hodnocených na základě výpočtu lze vyjít z maximálních normových hodnot bez měření aktuálních vibrací (viz str. 4, Posouzení hladiny vibrací na základě normy ČSN 730040).

Orientační krátkodobé

Pokud se jedná o ustálené kmitání (viz str. 3, projevy seismicity) postačuje změřit okamžitý stav.

Dlouhodobé monitorování

Často není předem zřejmé, odkud a kdy k vibracím dochází, a proto je nutné identifikovat dominantní zdroje a nejnepríznivější účinky na základě dlouhodobých měření.

Experimentální modální analýza

Zejména v případě poruch, nebo posuzování účinků vibrací na jednotlivé části památky může být nutné stanovit tvar kmitání na základě měření jako podklad pro následující výpočty (viz str. 7, Stupně poškozování objektů způsobené trhavými pracemi).

Posouzení hladiny vibrací na základě normy ČSN 730040

Odezva na zatížení technickou seizmicitou se zpravidla měří a posuzuje hodnotou efektivní rychlosti kmitání v nejnižším podlaží, nebo na základech objektu; tato místa se nazývají referenčními body. Ale v jiných místech konstrukce mohou být zjištěné rychlosti kmitání větší než v referenčním bodě.

Dynamickou odezvu způsobenou technickou seizmicitou s výjimkou odezvy od trhacích prací z hlediska únosností není třeba dále analyzovat, pokud na referenčním stanovišti efektivní rychlost pohybu nepřesáhne mezní hodnoty podle tabulky 1 [1].

Tabulka 1 – Mezní hodnoty efektivní rychlosti $v_{ef}^{(1)}$ v mm/s

Třída odolnosti objektu	$v_{ef}^{(1)}$			
	kategorizaci staveb [2]			
	Třída CC3	Třída CC2b	Třída CC2a	Třída CC1
A	0,2	0,4	0,7	1,1
B	0,4	0,6	1,0	1,8
C	0,7	1,5	2,0	2,8
D	0,9	2,0	2,35	3,5
E	1,1	2,5	3,0	4,0
F	1,5	3,0	4,0	5,0

Třídy odolnosti objektu jsou uvedeny v tabulce 2.

Tabulka 2 – Třídy odolnosti objektů

Třída odolnosti objektu	Objekty bytové, občanské, průmyslové a zemědělské	Objekty inženýrské	Objekty podzemní	Podzemní inženýrské sítě a kabely
A	chatrné stavby, neodpovídající stavebním předpisům, zříceniny; historické budovy z neopracovaného kamene nebo cihel s klenutými překlady, průvlaky a klenbami nad místnostmi v přízemí a suterénu; kamenné a zděné pomníky a kašny; budovy s rozsáhlou plastickou výzdobou; budovy ve zvláštní památkové péči; archeologické objekty:			
B	běžné cihelné stavby, izolované nebo řadové domy s půdorysnou plochou do 200 m ² nejvýše o 3 podlažích			
C	velké budovy z cihel a tvárnic, dobře ztužené stavby panelové a montované z betonových prvků; zdivo na cementovou maltu	kamenné mosty (sochy a ozdoby) opěrné a ochranné zdi z kamene a cihel, zděné vodojemy	keramické a kamenné obklady a dlažby v podzemních objektech metra, v podchodech	potrubí osinkocementové, kameninové, kabelové spojky. Pupinovy skříňě na sdělovacích kabelech
D	budovy s ocelovým nebo betonovým skeletem, dřevěné a hrázděné stavby s dobrým ztužením, prostý beton	opěry mostů z opracovaného kamene, monolitické vodojemy	cihelné, kamenné a tvárnice vyzdívký v podzemních objektech	potrubí litinové, betonové, potrubí z umělých hmot
E	železobetonové a ocelové konstrukce, výrobní a provozní objekty, železobetonová sila a zásobníky	železobetonové inženýrské stavby, ocelové stožáry	betonové monolitické konstrukce podzemních objektů; vyzdívané a monolitické štoly kruhového a vejčitého tvaru; stoky a technologické tunely z dílců a trub o průměru větším než 800 mm; podzemní železobetonové stěny, kotvení – kořeny kotev	kabely žilové a koaxiální sdělovací kabely
F			železobetonové a ocelové ostění tunelů metra a kolektorů; úkryty civilní obrany	potrubí ocelové

Třídy významu objektu jsou stanoveny v tabulce 3 podle ČSN EN 1991-1-7 [2] příloha A.

Tabulka 3 - Kategorizace podle tříd následků

Třída následků CC	Příklady kategorizace podle typů pozemních staveb a jejich používání
1. malá	Samostatné obytné domy do 4 podlaží Zemědělské stavby Stavby s občasným výskytem osob za předpokladu, že každá část takové stavby je vzdálena od další obytné budovy nebo oblasti navštěvované lidmi alespoň o 1,5 násobek výšky stavby
2a. střední – skupina menšího rizika	Samostatné 5 podlažní obytné domy Hotely do 4 podlaží Budovy s byty, apartmány a další rezidenční budovy do 4 podlaží Administrativní budovy do 4 podlaží Průmyslové stavby do 3 podlaží Obchodní plochy do 3 podlaží, s plochou každého podlaží max. 1 000 m ² Školní zařízení o 1 podlaží Veškeré budovy nepřesahující 2 podlaží, kde je povolen vstup veřejnosti a plocha jednotlivých podlaží je nanejvýš 2 000 m ²
2b. střední – skupina většího rizika	Hotely, budovy s byty, apartmány a další obytné budovy vyšší než 4 podlaží, avšak nanejvýš 15 podlažní Školní zařízení vyšší než 1 podlaží, avšak nanejvýš 15 podlažní Obchodní plochy vyšší než 3 podlaží, avšak nanejvýš 15 podlažní Nemocnice do 3 podlaží Administrativní budovy vyšší než 4 podlaží, avšak nanejvýš 15 podlažní. Všechny budovy s přístupem veřejnosti a s plochou podlaží větší než 2 000 m ² , avšak na každém podlaží nanejvýš 5 000 m ² Parkoviště nanejvýš 6 podlažní
3. Velká	Všechny stavby, které přesahují omezení ploch podlaží a jejich počtu ve třídách následků 2a a 2b Všechny stavby, kde se shromažďuje značný počet osob Stadióny s více než 5 000 diváky Stavby s nebezpečnými látkami nebo technologickými procesy

Poznámka: Stavby kulturního dědictví mají mimořádný společensko-ekonomický význam a jsou zařazeny do skupiny CC3.

Pokud nelze získat hodnoty rychlosti na referenčním stanovišti nebo přímo na objektu měření, je možné pro kolejovou a silniční dopravu a seizmické zatížení způsobené průmyslem použít tabulku 4 s informativními vzdálenostmi budícího zdroje; je-li zdroj ve větší vzdálenosti, než uvádí tabulka, není pravděpodobné, že z hlediska mezních stavů únosnosti ovlivňuje posuzovanou stavbu.

Tabulka 4 Informativní vzdálenosti zdroje l

Třída odolnosti objektu	Vzdálenosti zdroje l							
	kategorizaci staveb (podle [2])							
	Třída CC3		Třída CC2b		Třída CC2a		Třída CC1	
	železniční a tramvajová doprava nebo průmyslové otřesy ($f > 5\text{Hz}$)	železniční doprava	železniční a tramvajová doprava nebo průmyslové otřesy ($f > 5\text{Hz}$)	železniční doprava	železniční a tramvajová doprava nebo průmyslové otřesy ($f > 5\text{Hz}$)	silniční doprava	železniční a tramvajová doprava nebo průmyslové otřesy ($f > 5\text{Hz}$)	silniční doprava
A	35	25	30	22	25	18	20	15
B	30	20	25	16	20	14	15	10
C	25	15	20	13	15	11	12	8
D	20	10	15	9	12	7	10	6
E	18	8	13	7	10	6	8	5
F	16	6	12	5	9	4	6	4

Stupně poškození objektů způsobené trhacími pracemi

Kmity vyvolané explozí trhaviny mají neperiodický přechodový charakter. Od zdroje se horninou šíří prostorové vlnění, v němž jsou všechny druhy vln.

V tabulce 5 jsou uvedeny stupně poškození objektů.

Tabulka 5 - Stupně poškození objektů

Popis poškození	Stupně poškození
Bez poškození. Nevznikají žádná viditelná poškození. Funkce objektů, jako např. vodotěsnost nádrží apod., jsou plně zachovány.	0
První známky poškození. Trhliny šířky do 1 mm na styku stavebních prvků (ve stropních fabionech).	1
Mírnější porušení s malými škodami. Trhliny v omítce, příčkách, v komínovém zdivu, opadávání omítky, uvolnění krytiny.	2
Střední porušení s vážnými škodami. Stabilita není ohrožena. Trhliny širší než 5 mm v příčkách i nosných zdech. Opadávání krytiny a částí komínů.	3
Značné porušení s nebezpečnými škodami. Trhliny v nosných zdech a překladech ohrožující jejich statickou funkci. Zřícení příček, výplňového zdiva a komínů. Trhliny v prostém betonu. Porušení stability.	4
Úplné rozrušení a destrukce. Zřícení cihelných staveb nebo jejich částí s hlavními nosnými prvky. Významné trhliny v železobetonu.	5

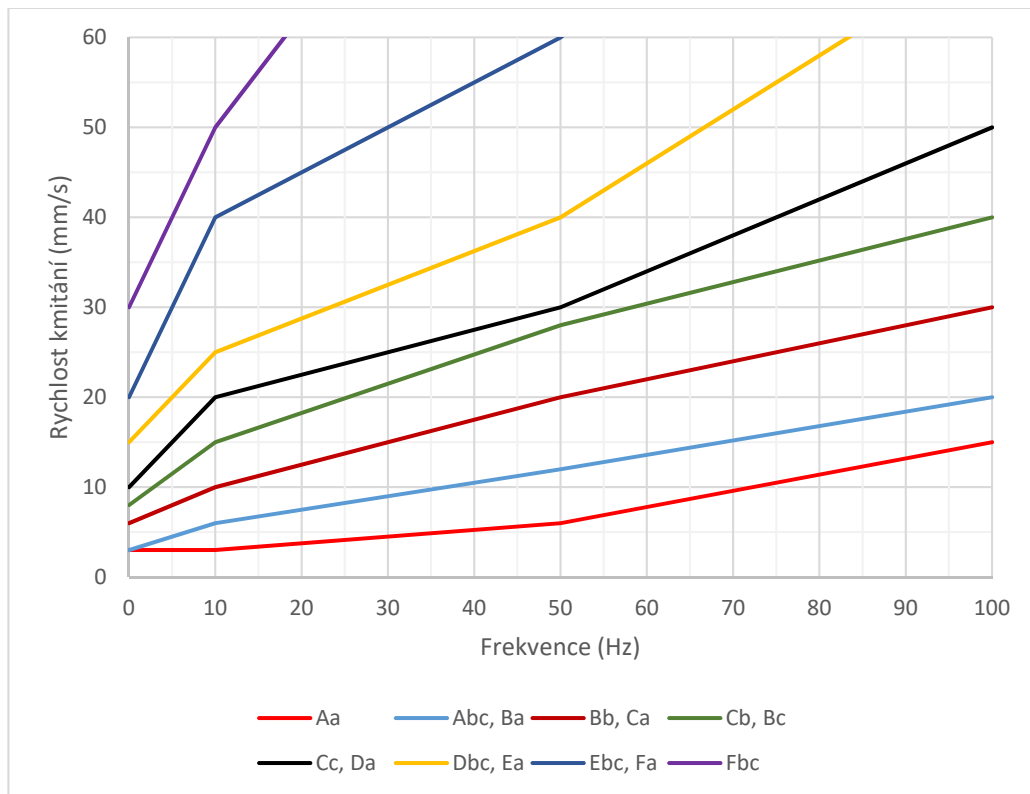
V tabulce 6 jsou uvedeny informativní závislosti stupně poškození objektů vlivem trhacích prací na:

- maximální rychlosti kmitání na referenčním stanovišti ve směrech X, Y a Z ($v_{\max}^{(1)}$, $u_{\max}^{(1)}$ nebo $w_{\max}^{(1)}$);
- třídě odolnosti objektu podle tabulky 2;
- převládajícím frekvenčním rozsahu;
- druhu základové půdy podle kap. „Druhy základové půdy“.

Tabulka 6 – (informativní) – Závislost stupně poškození na maximální rychlosti kmitání $v_{\max}^{(1)}$, $u_{\max}^{(1)}$, $w_{\max}^{(1)}$ na druhu objektu a na základové půdě

$v_{\max}^{(1)}$, $u_{\max}^{(1)}$, $w_{\max}^{(1)}$ mm·s ⁻¹ pro obor frekvence otřesu			Stupeň poškození (tabulka 5)	Třída odolnosti objektu (tabulka 2)	Druh základové půdy (podle [1])
$f < 10$ Hz	10 Hz < $f <$ 50 Hz	$f > 50$ Hz			
do 3	3 až 6	6 až 15	0	A	a
3 až 6	6 až 12	12 až 20	0	A	b, c
				B	a
6 až 10	10 až 20	15 až 30 ¹⁾	0	B	b, c
				C	a
				1	A
8 až 15	15 až 30	20 až 40	0	C	b
				B	c
			1	A	b, c
				B	a
10 až 20	20 až 30	30 až 50	0	C	c
				D	a
			1	B	b
				C	a
				2	A
15 až 25	25 až 40	40 až 70	0	D	b, c
				E	a
			1	C	b
				B	c
			2	A	b, c
				B	a
20 až 40	40 až 60	60 až 100	0	E	b, c
				F	a
			1	C	c
				D	a
			2	B	b, c
				C	a
30 až 50	50 až 100	100 až 150	0	F	b, c
				D	b, c
			1	E	a
				2	C

¹⁾ Hodnoty uvedené ve sloupci pro $f > 50$ Hz nelze použít pro potrubí uložená v zásypu.



Obr. 1: Dovolené rychlosti kmitání pro stupeň poškození objektů „0“.

Základová půda je členěná do tří kategorií (kategorie a, b, c):

Kategorie a) Horniny všech tříd při návrhové únosnosti $R_{dt} < 0,15$ MPa a jestliže je hladina podzemní vody trvale ve hloubce o rozsahu 1 m až 3 m pod základovou spárou.

Kategorie b) Horniny všech tříd při návrhové únosnosti $R_{dt} < 0,15$ MPa a jestliže je hladina podzemní vody trvale ve hloubce větší než 3 m. Do této kategorie patří také horniny všech tříd při návrhové únosnosti $R_{dt} \leq 0,15$ MPa a jestliže je hladina podzemní vody trvale v rozsahu 1 m až 3 m pod základovou spárou.

Kategorie c) Horniny všech tříd při návrhové únosnosti $R_{dt} > 0,15$ MPa a jestliže je hladina podzemní vody trvale ve hloubce větší než 3 m pod základovou spárou. Do této kategorie patří i skalní horniny při návrhové únosnosti $R_{dt} > 0,6$ MPa pokud hladina podzemní vody je trvale ve hloubce větší než 1,0 m.

e) Posouzení hladiny vibrací na základě výpočtu

Odhad vynuceného kmitání na základě výpočtu a vibrací v patní spáře objektu

Pokud se jedná zatížení objektu vibracemi (z) podloží, lze provést zjednodušující výpočet namáhání konstrukce na základě změřených spektrálních hustot vibrací v patní spáře objektu $PSD_{e,k}$ v bodě k . Pomocí výpočetního modelu je potom nutné stanovit přenosovou funkci H_{kj} mezi bodem j na konstrukci a měřeným bodem k . Pro odhad spektrální hustoty $PSD_{v,j}$ v bodě j na konstrukci potom platí [3]:

$$\left[PSD_{v,j} \right] = \left| H_{kj} \right|^2 * \left[PSD_{e,k} \right] \quad (1)$$

Postup umožňuje odhad namáhání konstrukce na nepřístupných místech nebo odhad účinnosti opatření ke snížení vibrací (viz str. 10, Řešení problémů způsobených technickou seismicitou).

Zjištění namáhání konstrukce na základě změřených tvarů kmitání.

Pokud známe tvary kmitání (provozní nebo vlastní – viz str. 3, experimentální modální analýza), lze vypočítat namáhání konstrukce v oblasti změřených tvarů kmitání pomocí harmonického výpočtu se zatížením výpočetního modelu změřenými složkami kmitání.

Pravděpodobnostní výpočty

Na základě dlouhodobého měření vibrací (viz str. 3, dlouhodobé monitorování) lze určit i statistické rozdělení jednotlivých frekvenčních složek kmitání. S jejich pomocí lze vypočítat, s jakou pravděpodobností budou dosaženy teoretické limitní hodnoty platné pro sledovanou památku. Takovéto statistikou podpořené výpočty lze využít k odhadům zbytkové životnosti, k prognózám vývoje poruch nebo optimálnějšímu plánování konzervačních zásahů a oprav.

f) Řešení problémů způsobených technickou seismicitou

Tlumiče kmitání odpruženou hmotou

Pro konstrukce, které kmitají blízko rezonance jako soustava s jedním stupněm volnosti, anebo konstrukce složitější, které však kmitají převážně jen v jednom vlastním tvaru jednou frekvencí, je často vhodný dynamický pohlcovač kmitání. Je to vlastně soustava s jedním stupněm volnosti, která se připojí k původní soustavě v místě s co největší amplitudou tak, aby mohla kmitat ve směru, jako sledovaná konstrukce v opačné fázi, a vytváří tak jakousi „dynamickou podporu“.

Po připojení pohlcovače, tj. hmoty o hmotnosti m_{abs} a vlastní frekvenci f_{abs} k původní soustavě, tedy ke konstrukci o vlastní frekvenci f_{str} , vznikne nová soustava, která ovšem má dva stupně volnosti, tj. dvě vlastní frekvence. Její rezonanční křivka má (bez uvažování tlumení – viz obr. 2) dva body nespojitosti v místech nově vzniklých dvou vlastních frekvencí $f_{0,1}$ a $f_{0,2}$, a má tedy dvě rezonance. Platí pro ně kvadratická rovnice

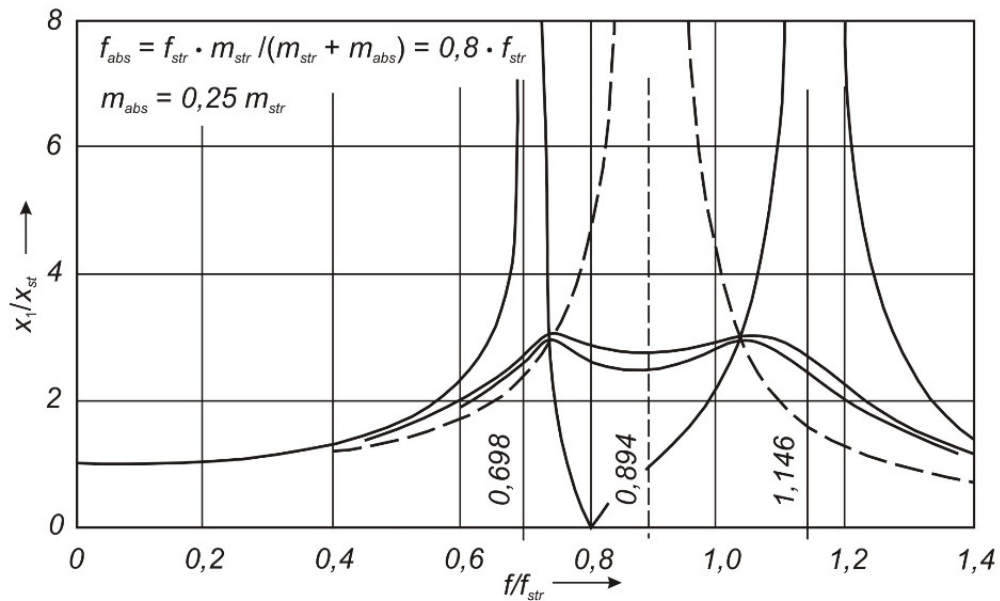
$$\left(\frac{f_0}{f_{str}}\right)^4 - \left(\frac{f_0}{f_{str}}\right)^2 \left(1 + \left(\frac{f_{abs}}{f_{str}}\right)^2 \left(1 + \frac{m_{abs}}{m_{str}}\right)\right) + \left(\frac{f_{abs}}{f_{str}}\right)^2 = 0 \quad (2)$$

Mezi nimi leží bod, jemuž při ustáleném kmitání přísluší nulová výchylka. Ta nastává za předpokladu nulového tlumení, když budící frekvence je rovna frekvenci samotného pohlcovače $f = f_{abs}$, a jeho hmota je ve své horní úvratí právě při největší hodnotě budící síly, působící na konstrukci m_{str} ; jeho pružina je stlačena právě tak, aby tuto budící sílu stále uváděla do rovnováhy. Ovšem, kdyby za těchto podmínek došlo např. ke kolísání budící frekvence nebo ke změně tuhosti (např. vlivem teploty), systém může padnout do jedné z obou nových rezonancí, a problémy nastávají znovu. V takových situacích se uplatní útlum mezi hmotou konstrukce m_{str} a pohlcovače m_{abs} : jeho účinkem se body nespojitosti rezonanční křivky změní v místa maxim, která se s rostoucím tlumením zmenšují. Při velkém tlumení se obě hodnoty (téměř) spojí, ze soustavy o dvou stupních volnosti stane soustava s jedním rezonančním vrcholem, a obě hmoty – konstrukce i pohlcovač, se pohybují společně (viz obr. 2), s frekvencí

$$f_{spol} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{str}}{m_{str} + m_{abs}}} = f_1 \sqrt{\frac{1}{1 + m_{abs}/m_{str}}} \quad (3)$$

Pro dynamické součinitele amplitud tlumené konstrukce a pohlcovače platí

$$\delta_{str} = \sqrt{\frac{(k^2 - \lambda^2)^2 + 4\lambda^2 k^2 \xi_{abs}^2}{a^2 + b^2}}; \delta_{rel} = \frac{\lambda^2}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (4)$$



Obr. 2: Rezonanční křivky soustavy s pohlcovačem při různém tlumení (plně: bez tlumení a s optimálním tlumením, čárkovaně: s maximálním tlumením – tuhé spojení m_{str} s m_{abs})

Bližší o pohlcovačích viz např. [4] a [5].

f_{str} - vlastní frekvence konstrukce (t. j. náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti, frekvence, na kterou se navrhuje pohlcovač)

f_{abs} - vlastní frekvence pohlcovače

$\lambda = f/f_{str}$ - poměr budící frekvence zatížení konstrukce k vlastní frekvenci konstrukce

$k = f_{abs}/f_{str} = \sqrt{[(k_{abs} m_{str})/(k_{str} m_{abs})]}$ - poměr obou vlastních frekvencí

$\mu = m_{abs}/m_{str}$ - poměr obou hmot

ξ_{abs} - poměrný útlum v připojení pohlcovače ke konstrukci

ξ_{str} - poměrný útlum původní konstrukce

$x_{st} = F/K_{str}$ - statická výchylka konstrukce vyvolaná budící silou o amplitudě F

δ_{str} - dynamický součinitel pro určení amplitudy konstrukce $x_{str} = \delta_{str} x_{st}$

δ_{rel} - dynamický součinitel pro amplitudu pohlcovače vzhledem ke konstrukci $x_{rel} = \delta_{rel}$

a dále pomocné proměnné z těchto charakteristik úlohy

$$a = \lambda^4 - \lambda^2 (1 + k^2 (1 + \mu) + 4k\xi_{str}\xi_{abs}) + k^2$$

$$b = 2\lambda [k\xi_{abs} (1 - \lambda^2 (1 + \mu)) + \xi_{str} (k^2 - \lambda^2)]$$

Pohlčovače kyvadlové

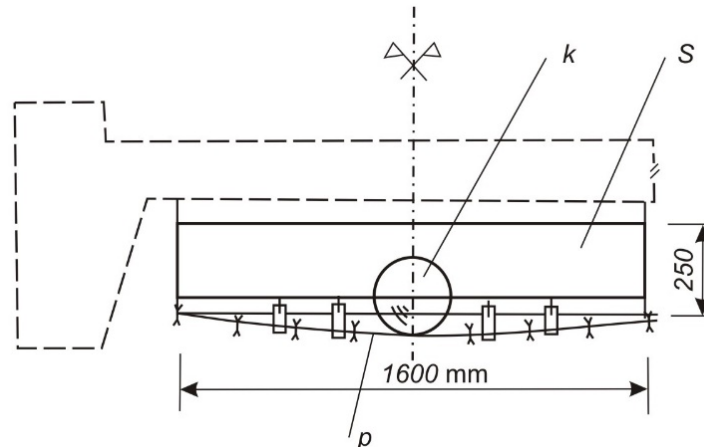
K omezení kmitů ve vodorovné rovině, ať translačních v jednom nebo v obou směrech, tak v rotaci, lze použít pohlcovačů, jejichž vratná síla se neuskutečňuje klasickou pružinou, ale gravitací, kyvadlovým působením. Závaží kyvadla o hmotnosti m , na závěsu délky l je po vychýlení o vodorovnou délku x vráceno do rovnovážné polohy silou

$$F_x = mg \frac{x}{l} \sqrt{1 - (x/l)^2} \doteq mg \frac{x}{l} \left(1 - (x/l)^2 / 2\right) \doteq \frac{mg}{l} \cdot x \quad (5)$$

tedy při malých výchylkách se kyvadlo chová jako soustava s pérovou konstantou $K = m \cdot g / l$. Vhodným tvarem závaží kyvadla a vhodným uspořádáním jeho závěsů se dosáhne potřebného pohybu: všesměrně volného v rovině, vázaného na jeden směr nebo pro rotaci; potřebná frekvence je dána délkou závěsů. Problémem je tlumení: v běžných případech stačí „brouzdání“ vhodného nástavce tělesa závaží v oleji nebo jiném (třeba i sypkém) mediu, dále: tření, ohýbání smyčky nepříliš silného drátěného lana, které významně nezvětší tuhost uložení, jen vzájemnými posuny svých drátů zvětšuje útlum; v citlivých případech se použije upravených hydraulických tlumičů téhož typu jako v motorových vozidlech, u nichž lze tlumící sílu s vyhovující přesností nastavit.

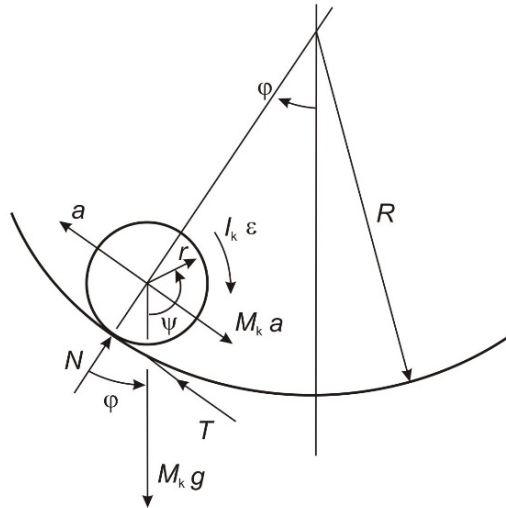
Pohlčovače kulové

Kulový pohlcovač horizontálních kmitů má velmi malou konstrukční výšku a proto je vhodný pro tlumení vodorovných pohybů, zejména vysokých štíhlých konstrukcí. Tlumení způsobuje setrvačná síla koule k o poloměru r , která se pohybuje po podložce ve tvaru kulové plochy o poloměru R . Na obr. 3 je příčný řez lávkou: po zakřiveném dnu p skříně s se pohybuje koule k .



Obr. 3: Kulový pohlcovač; s – skříň, p – dno skříně s regulací křivosti, k – koule

Vlastní frekvenci netlumeného pohybu koule (pro malé úhly φ , obr. 4, pro velké φ přibližně) platí vztah, který je odvozen z podmínek rovnováhy sil a momentů, viz [6].



Obr. 4: Síly a moment působící na kouli

$$f_k = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{(R-r) + \left(1 + \frac{I_{sph}}{M_{sp} r^2}\right) r}} \quad (6)$$

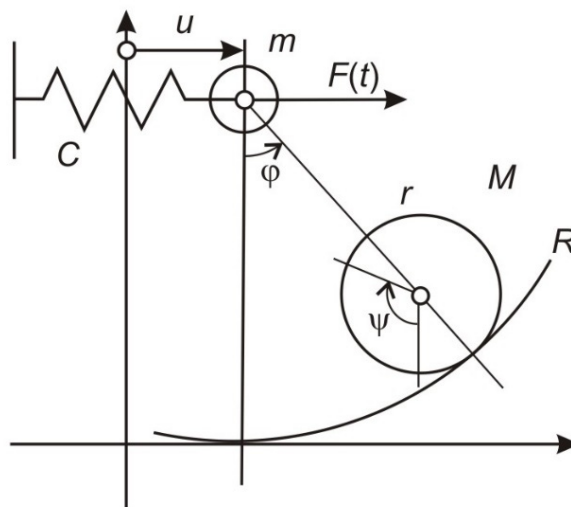
Kde M_{sp} je hmotnost koule,
 I_{sph} je hmotný moment setrvačnosti koule,
 g je tíhové zrychlení

Ocelová skříň, znázorněná na obr. 3, byla navržena pro lávku velkého rozpětí [7] a její vzorek byl zkoušen v laboratoři ÚTAM. Hmotnost koule je 24 kg, průměr $d = 200$ mm, poloměr zakřivení dna skříňě je $R = 8667$ mm.

Vlastní frekvence pohybu koule je $f_k = 0.145$ Hz.

Skříň byla v laboratoři zavěšena jako kyvadlo, jehož pohyb limitoval vodorovný pohyb konstrukce. Skříň byla zatěžována přídatnou hmotou, takže poměr $\mu = m_k/m_s$ byl v oboru $0.1 < \mu < 1$, kde m_k je hmotnost koule a m_s je hmotnost skříňě s přitížením. Z volného pohybu skříňě byl stanoven logaritmický dekrement útlumu;

Náprstek [8] odvodil rovnici pohybu systému mísa-koule pojatého jako nelineární soustavu se dvěma stupni volnosti (obr. 5).



Obr. 5: Schéma soustavy podle [8]

Jiné druhy pohlcovačů

Do této skupiny patří použití izolátorů, pružného uložení, které může výrazně utlumit přenos vyšších frekvencí, tlumení (vyvažování) zdrojů vibrací apod.

Opatření v okolí památky

Tímto jsou míněna opatření, která mohou přímo snížit intenzitu zdroje vibrací. Například oprava povrchu vozovky nebo kolejového svršku [9].

Zesilování, úprava uložení apod.

Vhodný návrh zesílení podpůrné konstrukce, vyztužení památky, úpravy podepření může mít za následek podstatné snížení účinků vibrací.

Sledování stavu

Pokud je rozvoj poruchy postupný (např. erozí, korozi, povětrnostními vlivy apod.) ale nehrozí bezprostřední kolaps, lze památku sledovat s cílem varovat včas před dosažením kritického stavu. K tomu může sloužit monitorování vhodných veličin.

Stanovení zbytkové životnosti

Na základě dlouhodobého sledování lze stanovit statistické charakteristiky zatížení a s jejich pomocí na základě rozboru životnosti použitých materiálů je možné provést odhad zbytkové životnosti sledovaného objektu.

Výsledky ověření památkového postupu v praxi

Následující kapitola obsahuje dílčí případy řešení problémů s technickou seismicitou památek v rámci grantu, ale příklady jsou uváděny i z historické praxe.

a) Kostel Nanebevzetí Panny Marie ve Staré Boleslavi

Jedná se o jednolodní kostel s postranními kaplemi mezi pilíři, které podporují zdivo nad klenbami postranních kaplí a klenbu hlavní lodi kostela. Půdorys kostela je obdélníkový s půlkruhovou apsidou v podélné ose na východní straně. Vnější šířka půdorysu je 22 m se šířkou lodi 13,8 m, délka včetně apsidy je 48 m a výška hlavní lodi kostela je 22 m.

Klenba hlavní lodi i kněžiště kostela byla porušena podélnou trhlinou ve vrcholu klenby v celé délce vnitřního prostoru, a proto bylo v březnu 2018 provedeno dlouhodobé měření vibrací podlahy (± 0) kostela a klenby (+22,25 m).

K měření vibrací byly použity akcelerometry Wilcoxon Research Model 731A. Data byla vyhodnocena vlastními procedurami v programovém prostředí MATLAB. Bylo použito vzorkování $f_s=1000$ Hz. Délka všech časových záznamů byla 60 minut.

Dynamická odezva byla měřena v referenčním bodě (označen písmenem R) a dalších třech bodech (viz obr. 6) ve směrech X, Y, Z. Z hodinových záznamů byly vybrány 5 až 12 vteřinové úseky a ty byly zpracovány počítačem v konečné efektivní rychlosti kmitání, jak je zřejmé z tabulky tab. 7. Na obr. 6 je půdorys objektu s vyznačenými body s osami X, Y a Z.

Pro vyhodnocení zjištěných rychlostí pohybu ve vybraných bodech byl objekt zařazen ve smyslu ČSN EN 1991-1-7 do kategorie významu Třída **CC3** a odolnosti **A**.

Tabulka 7 - Efektivní rychlost dynamické odezvy ve vybraných bodech [mm/s]

	ACC4	ACC5	ACC6	ACC7	ACC8	ACC9	ref_X	ref_Y	ref_Z
	klenba			věž			referenční stanoviště		
NP_AB_NP	0,1560	0,0573	0,3420	1,2681	0,8561	1,8947	0,0217	0,0256	0,0203
KP	0,0903	0,0350	0,1238	0,8381	0,5786	1,2829	0,0119	0,0129	0,0099
KP_NP	0,0521	0,0313	0,1399	0,9271	0,6266	1,3903	0,0108	0,0116	0,0104
NP	0,0941	0,0541	0,2200	0,7451	0,4967	1,1321	0,0163	0,0190	0,0200
AP_AB	0,2074	0,1158	0,4509	0,7143	0,4974	1,0995	0,0376	0,0449	0,0413
NP_2X	0,1080	0,0553	0,2808	0,8649	0,5758	1,3112	0,0225	0,0246	0,0222
TrakP	0,0446	0,0559	0,1199	0,7278	0,5121	1,1120	0,0089	0,0151	0,0188
AP	0,2311	0,1350	0,3900	0,8870	0,7181	1,3187	0,0400	0,0352	0,0340
KP	0,1217	0,0660	0,3089	0,5316	0,3830	0,7659	0,0206	0,0271	0,0227
AP	0,0898	0,0658	0,1842	0,4303	0,3135	0,6260	0,0128	0,0171	0,0248
AB	0,1555	0,0684	0,3747	0,7085	0,7074	1,0609	0,0261	0,0288	0,0216
AP	0,0889	0,0496	0,2341	1,0113	0,7426	1,5593	0,0124	0,0158	0,0167
AB	0,1273	0,0642	0,2677	0,8649	0,6199	1,3417	0,0229	0,0238	0,0257
NB	0,1128	0,0566	0,3628	1,0012	0,6540	1,4993	0,0204	0,0260	0,0174
NB_KB_NP	0,1952	0,0834	0,4236	1,2070	0,8770	1,7408	0,0297	0,0341	0,0283
KB	0,2004	0,0895	0,4475	0,7867	0,5023	1,1561	0,0307	0,0481	0,0344

Poznámky: NP - Nákladní auto jedoucí směrem do Prahy, NB - Nákladní auto jedoucí směrem do Brandýsa nad Labem.
 KP - Kamion jedoucí směrem do Prahy, KB - Kamion jedoucí směrem do Brandýsa nad Labem.
 AP - Autobus jedoucí směrem do Prahy, AB - Autobus jedoucí směrem do Brandýsa nad Labem.
 TrakP- Traktor jedoucí směrem do Prahy.

K zhodnocení velikosti otřesů způsobených dopravou na kostele bylo použito kritérií podle normy ČSN 73 0040, kde se odezva na zatížení vibrací posuzuje hodnotou efektivní rychlosti kmitání.

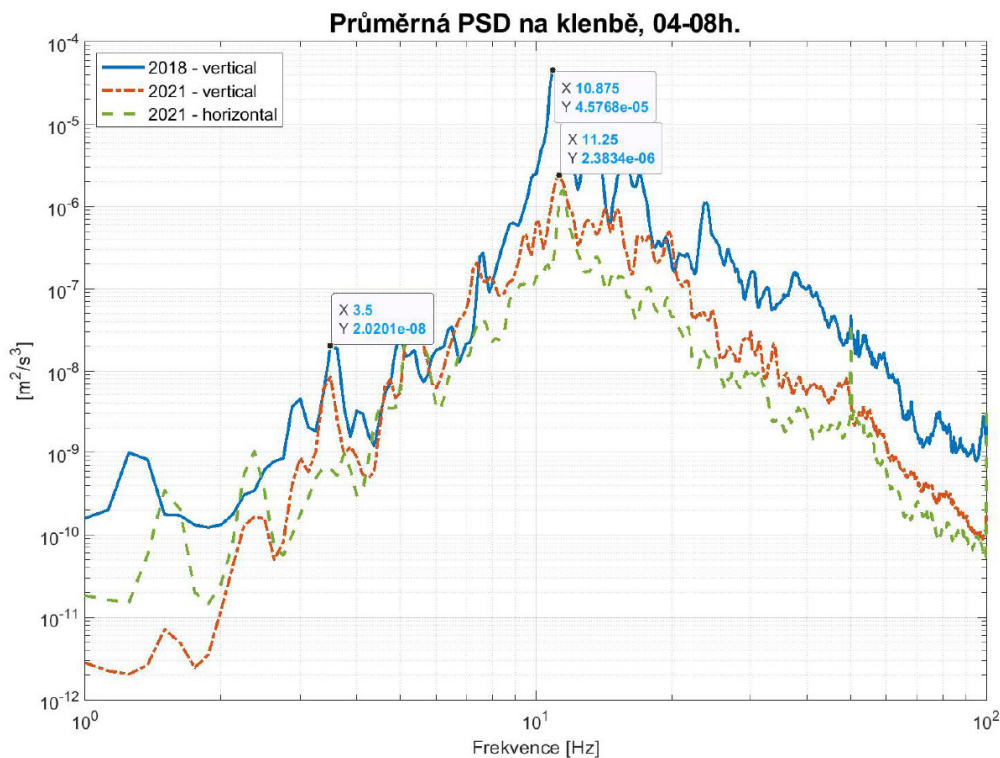
Když objekt zařadíme ve smyslu ČSN EN 1991-1-7 podle významu do nejvyšší třídy „Třída CC3“ a pokud jako třídu odolnosti objektu zvolíme “A” (ČSN 730040), pak mezní hodnota efektivní rychlosti bude 0,2 mm/s.

Z tabulky 7 je zřejmé, že zjištěné hodnoty rychlosti kmitání v referenčním bodě (0,04 – 0,05 mm/s) nepřesahují mezní hodnoty dané ČSN 730040 (0,2 mm/s). Avšak v bodech ACC6, ACC11, ACC4 (na klenbě) a v bodech ve věži přesahují mezní hodnoty, což splňuje poznámku podle ČSN 730040: v bodech jiných než referenčním je obvykle rychlost kmitání větší.

V případech jako je tento, kde je odezva v některém ze zkoumaných bodů více než dvojnásobná v porovnání s referenčním bodem (a přesahuje mezní hodnoty dané ČSN 730040), je nutné namáhání ověřit dynamickým výpočtem s užitím výpočetního modelu podle článku 5 ČSN 730040.

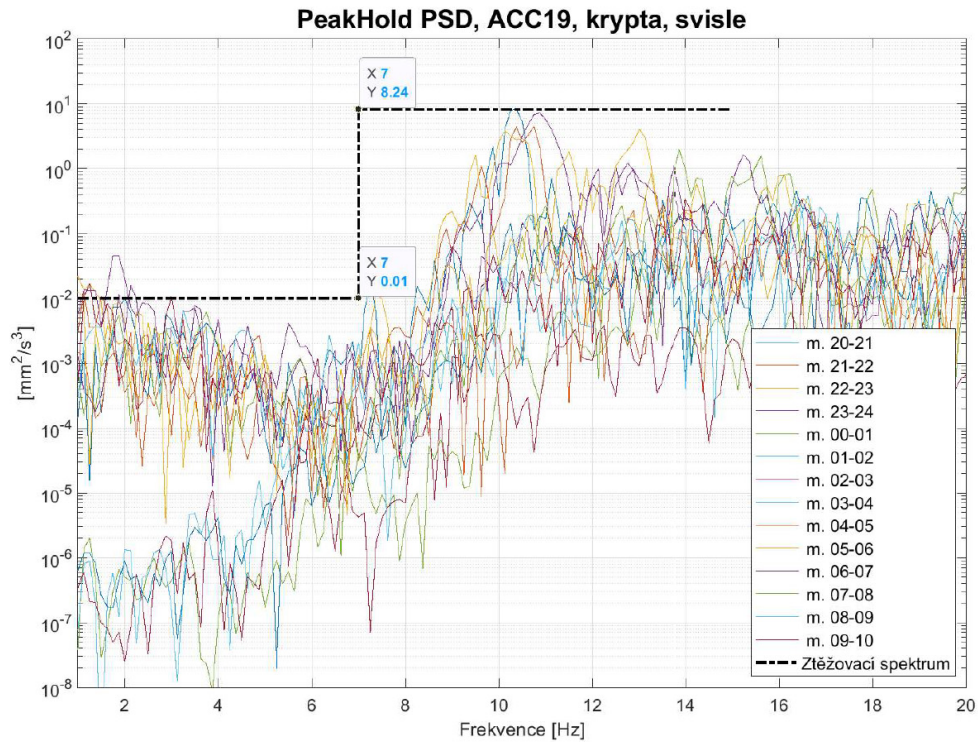
Kostel Panny Marie ve Staré Boleslavi, výpočet vynuceného kmitání

Při výpočtu se vycházelo z měření ve dvou bodech: v kryptě kostela a ve vrcholu klenby. Vzhledem k tomu, že jediný dominantní vrchol kmitání klenby leží v oblasti nad 10 Hz (viz obr. 7, byla pro výpočet zatížení vibracemi podloží použita zatěžovací spektra uvedená na obr. 8-9 stanovená na základě špičkových hodnot).

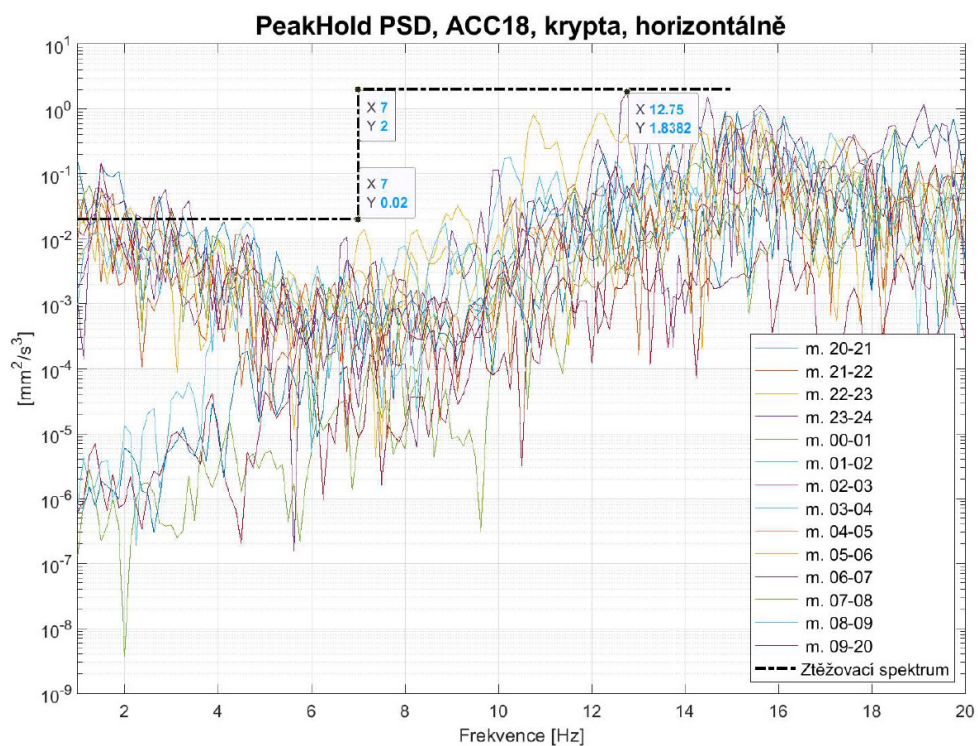


Obr. 7: Spektrální hustoty na klenbě před a po opravě kostela

Takto stanovená spektra jsou konzervativní a pro posouzení klenby v tomto případě byly výpočty omezeny na frekvenční rozsah 1-15 Hz. Pokud má spektrum více dominantních vrcholů, lze použít pro výpočet špičkové hladiny ve třetinooktávných pásmech.

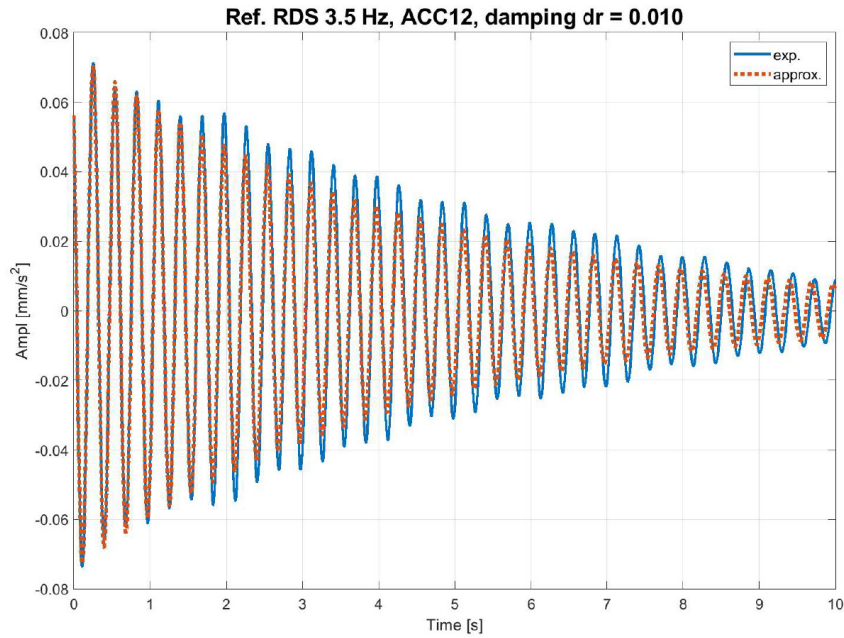


Obr. 8: Špičkové spektrální hustoty v kryptě a stanovené zatěžovací spektrum ve svislém směru

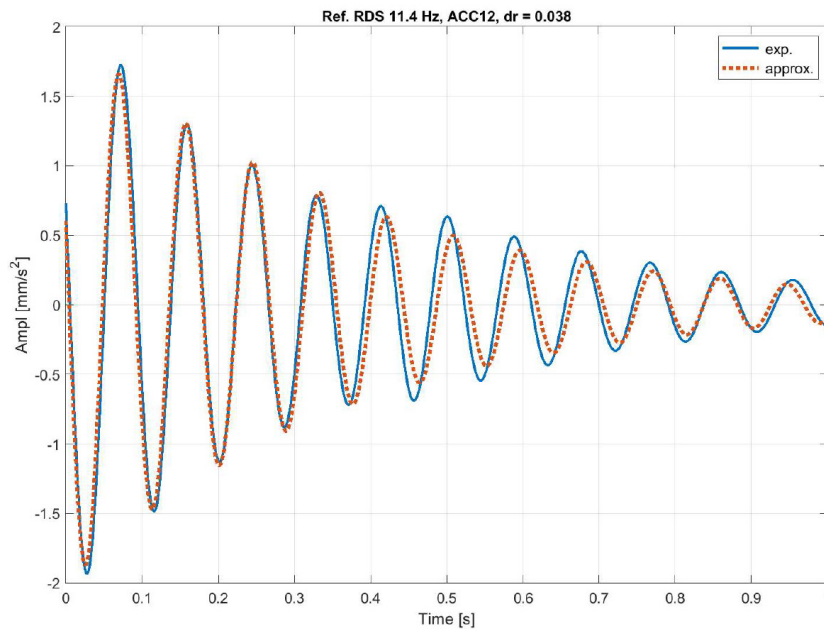


Obr. 9: Špičkové spektrální hustoty v kryptě a stanovené zatěžovací spektrum ve vodorovném směru

Kromě údajů pro zatížení podloží, byl na základě experimentů proveden i odhad útlumu konstrukce pomocí metody „Random Dekrement Technique“ [10]. Pomocí této metody a filtrů s dolní propustí byly vyhodnoceny křivky dokmitání pro vlastní frekvence 3,5 a 11,375 Hz (viz obr. 10 a 11).



Obr. 10: Identifikace útlumu z křivky dokmitání na frekvenci 3,5 Hz

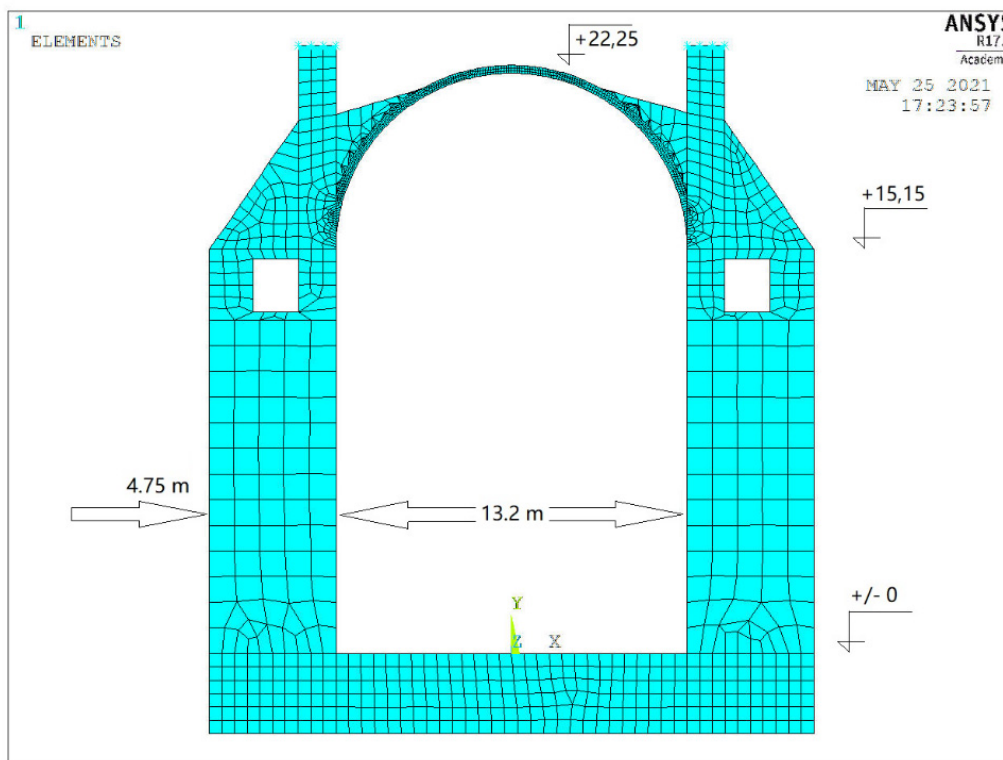


Obr. 11: Identifikace útlumu z křivky dokmitání na frekvenci 11,375 Hz

Pro účely ilustrace v tomto památkovém postupu byl použit rovinný výpočetní model v ANSYSu 17 sestavený ze stěno-deskových prvků. Model reprezentuje rám tvořený dvěma pilíři a polokruhovou klenbou o tloušťce 30 cm. Ve skutečnosti je ovšem valená klenba chrámové lodi přerušena 3 příčnými klenbami nad vikýři, jejichž tíha je roznášena zesílenými pasy valené klenby o tloušťce cca 45 cm. Vikýře přitom plní důležitou statickou funkci, protože brání deformacím (boulení) klenby do prostoru nad klenbou, což výrazným způsobem přispívá k eliminaci tahových napětí ve středu rozpětí. Z tohoto důvodu může rovinný model vystihnout skutečné chování kostela jen velmi přibližně.

Vikýře jsou proto v rovinném modelu nahrazeny spolupůsobícím zásypem s nízkým modulem pružnosti. Krov a střecha jsou v modelu zohledněny pouze pomocí hmot a okrajových podmínek. Rozměry modelu jsou na obr. 12. Materiálové parametry modelu byly přizpůsobeny tak, aby model alespoň přibližně odpovídal experimentálně zjištěným vlastním frekvencím kostela.

Modul pružnosti zdiva a klenby byl uvažován 2 GPa a v případě spolupůsobícího násypu 0,05 GPa. U základové desky nahrazující do jisté míry pružné podloží byl použit modul pružnosti 1,7 GPa. Poissonova konstanta byla uvažována hodnotou 0,2. Hustota zdiva byla předpokládána 1800 kg/m^3 u zdiva a 1500 kg/m^3 u zásypu.



Obr. 12: Výpočetní model

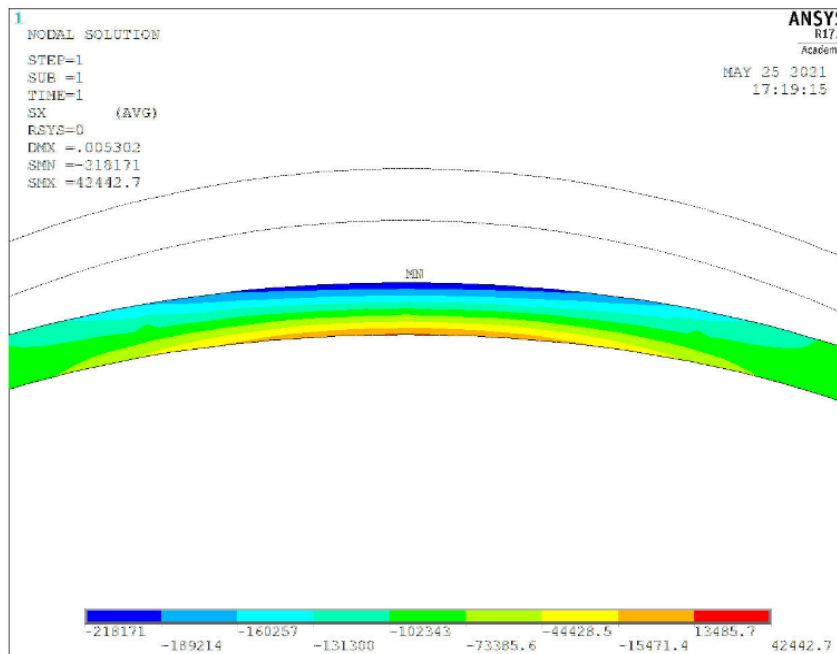
Statickým výpočtem bylo zjištěno, že při zatížení klenby vlastní vahou lze uprostřed klenby při vnitřním okraji teoreticky očekávat na tomto modelu mírné tahové napětí (cca 14 kPa) a na vnějším okraji tlakové napětí cca přibližně 220 kPa. (viz obr. 13).

Pokud se pokusíme na obdobném rovinném modelu posoudit napětí v zesíleném pásu klenby vedle vikýřů, obdržíme ve středu rozpětí tlaková napětí od 60 do 160 kPa (viz obr. 14).

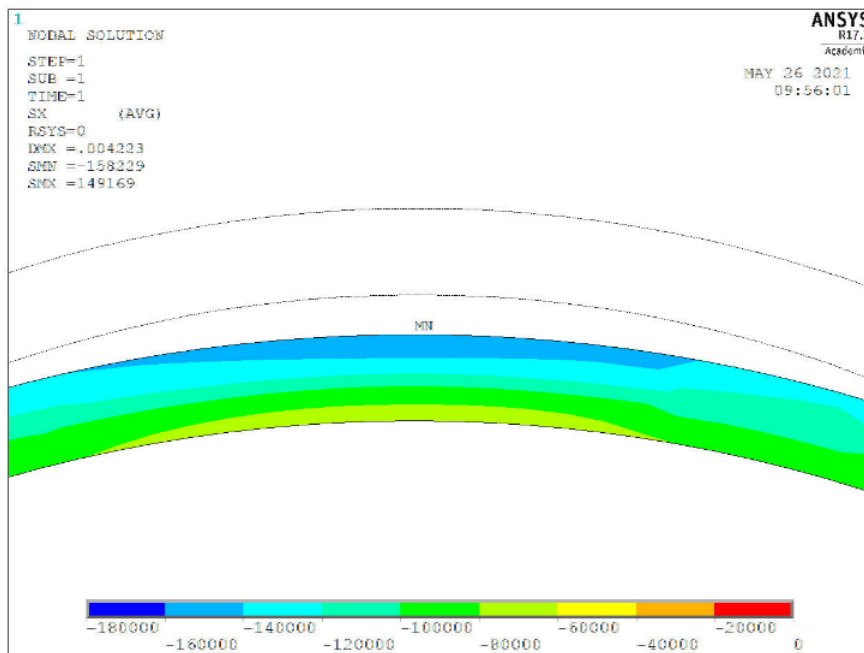
Vzhledem k modelové nejistotě, lze předpokládat, že ve spodním líci klenby ve středu rozpětí lze očekávat napětí od zatížení vlastní vahou mezi +14 a (-160) kPa.

Vypočtené vlastní tvary kmitání jsou uvedeny na obr. 15. Tvary 2 (3,87 Hz), 5 (9,34 Hz), 6 (10,95 Hz) a 8 (12,07 Hz) mají dominantní vrchol uprostřed rozpětí klenby, což znamená, že v tomto místě může snadno v důsledku vibrací docházet k iniciaci a rozvoji trhlin.

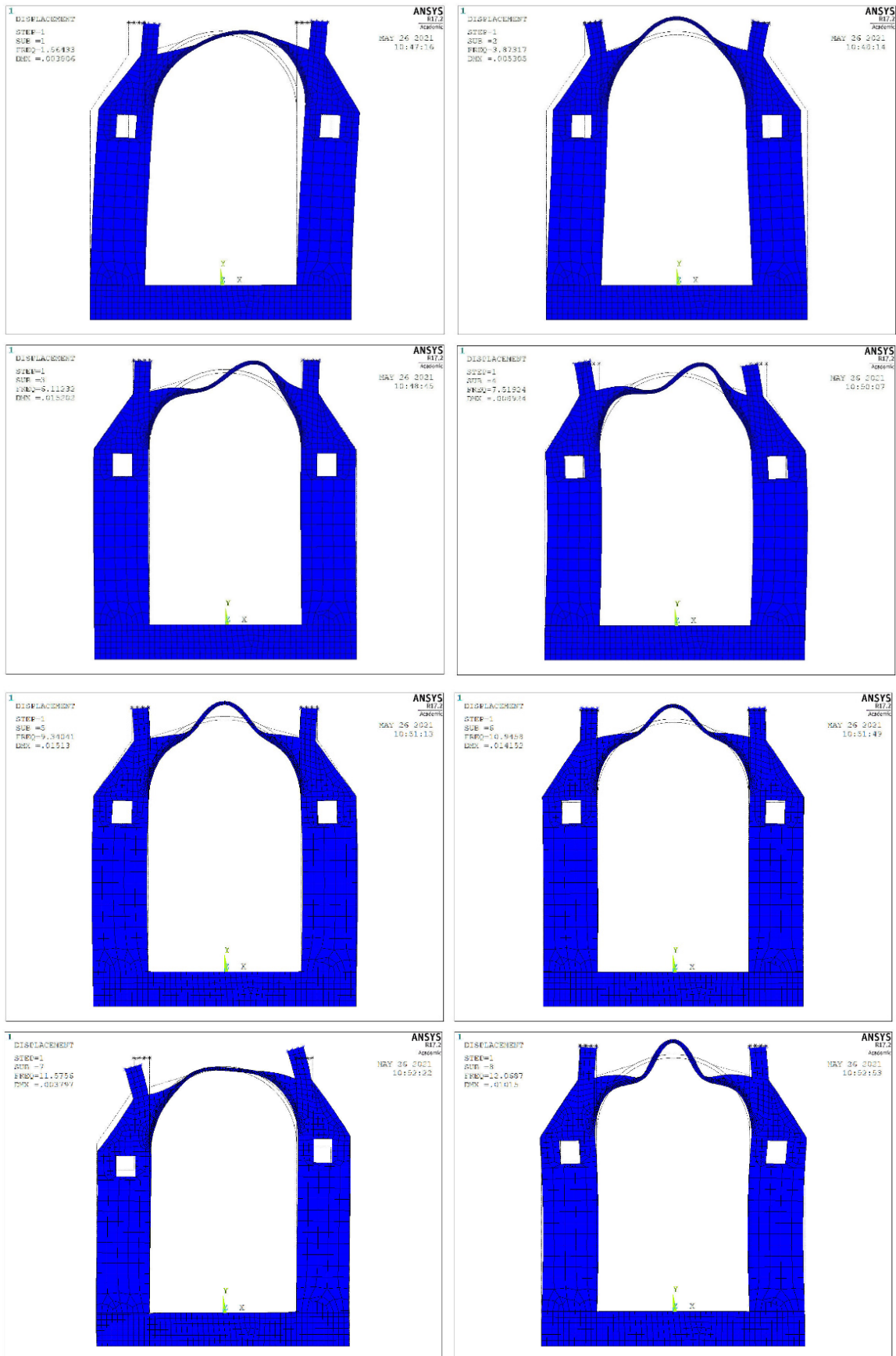
Absolutní velikost dynamických napětí a výchylek lze vypočítat (odhadnout na základě výpočtu) z harmonického zatížení modelu vibracemi podloží dle zatěžovacích spekter uvedených na obr. 8-9.



Obr. 13: Odhad napětí od statického zatížení ve středu klenby mimo vikýře na základě výpočtu na rovinném modelu



Obr. 14: Odhad napětí od statického zatížení ve středu klenby zesíleného pásu podírajícího vikýře výpočtu na rovinném modelu

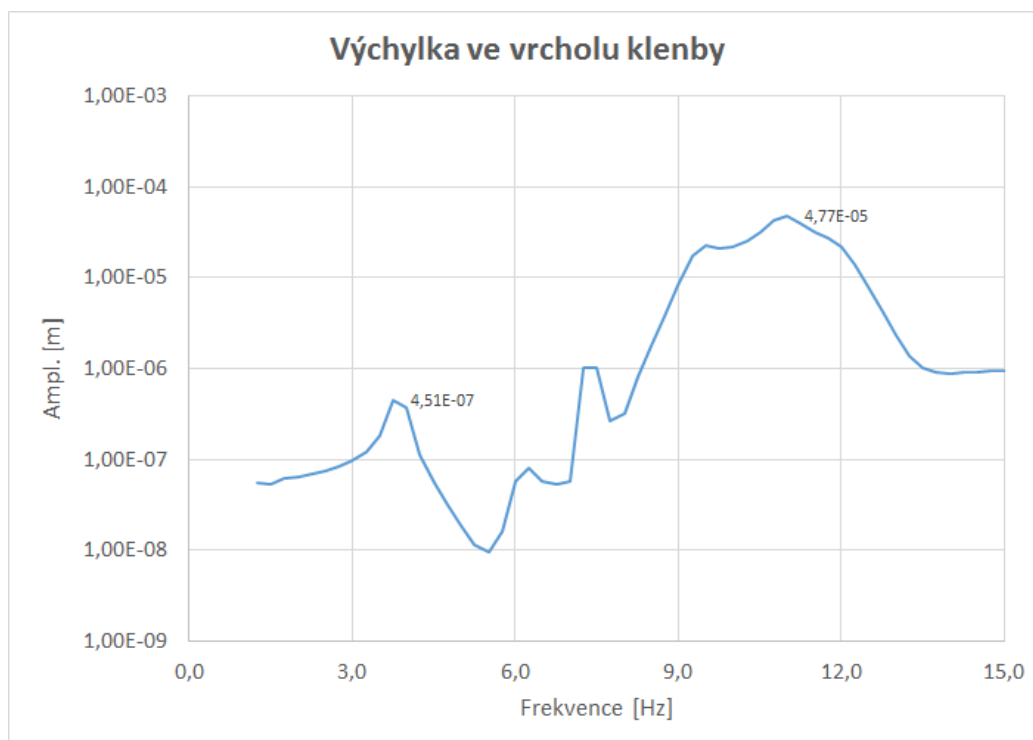


Obr. 15: Vypočtené tvary vlastního kmitání 1-8

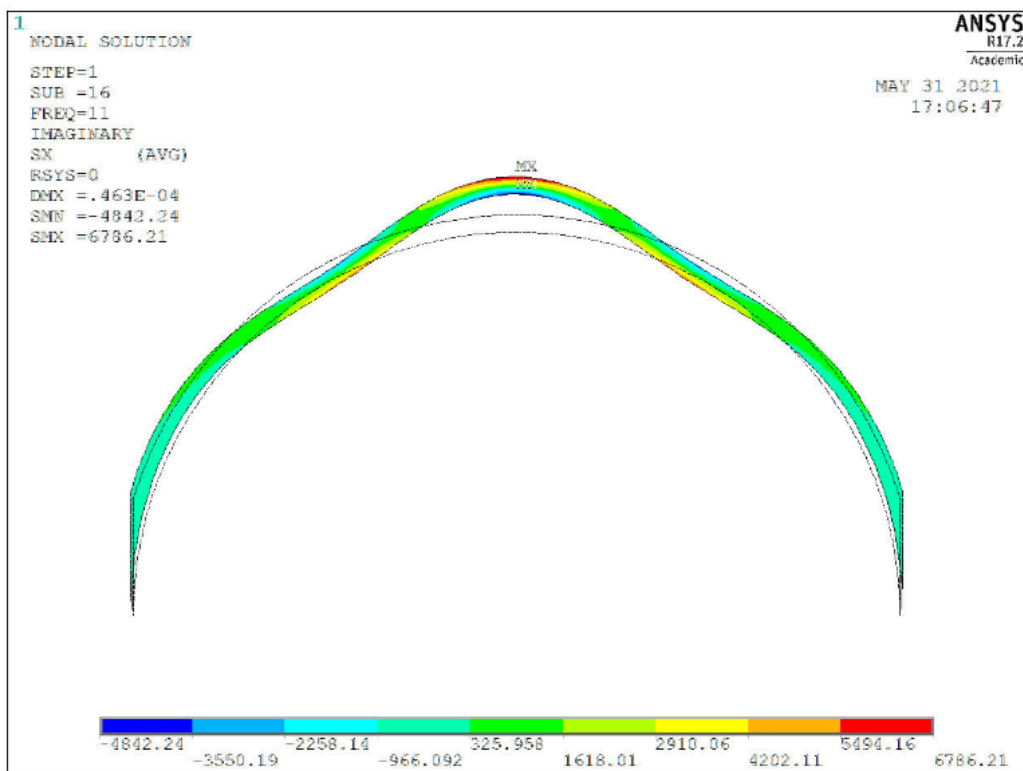
Vypočtené křivky odezvy pro výchylku ve vrcholu klenby jsou uvedeny na obr. 16. Rozdělení napětí v klenbě je potom na obr. 17. Maximální vypočtená výchylka činí cca 48 μm ($0,23 \text{ m/s}^2$) na frekvenci 11 Hz. Odpovídající amplituda napětí činí 6,7 kPa. Výpočet předpokládá ovšem konstantní pohyb podloží pod celou stavbou, jak je tomu spíše v případě zemětřesení než v případě zatížení způsobeného dopravou. Vypočtené hodnoty z tohoto důvodu budou pravděpodobně nadhodnocené.

V tomto případě jsme mohli zjišťovat napětí na přístupném místě konstrukce, ve vrcholu klenby, ve kterém byla naměřena maximální amplituda cca 7,6 μm . I z toho můžeme usuzovat, že i skutečná napětí způsobená vibracemi mohou být nižší.

S přenášením tahu ve zdivu počítat nemůžeme, takže pokud chceme zabránit rozvoji trhlin, je nutné zajistit, aby tlak v klenbě při spodním okraji s bezpečnou rezervou překračoval hodnotu -6.7 kPa.



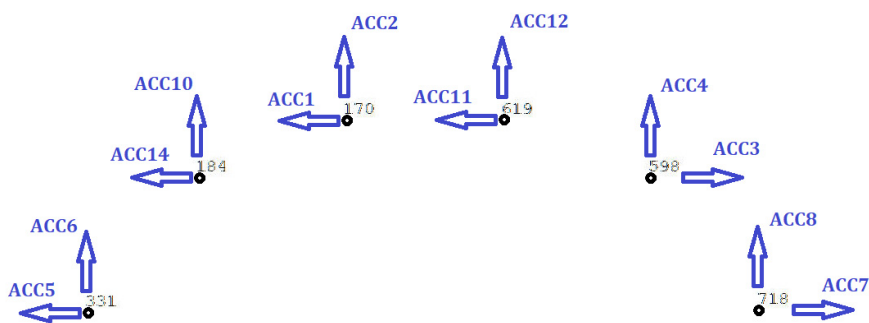
Obr. 16: Vypočtená odezva ve vrcholu klenby ve vertikálním směru – výchylky



Obr. 17: Vypočtená odezva ve vrcholu klenby ve vertikálním směru – napětí

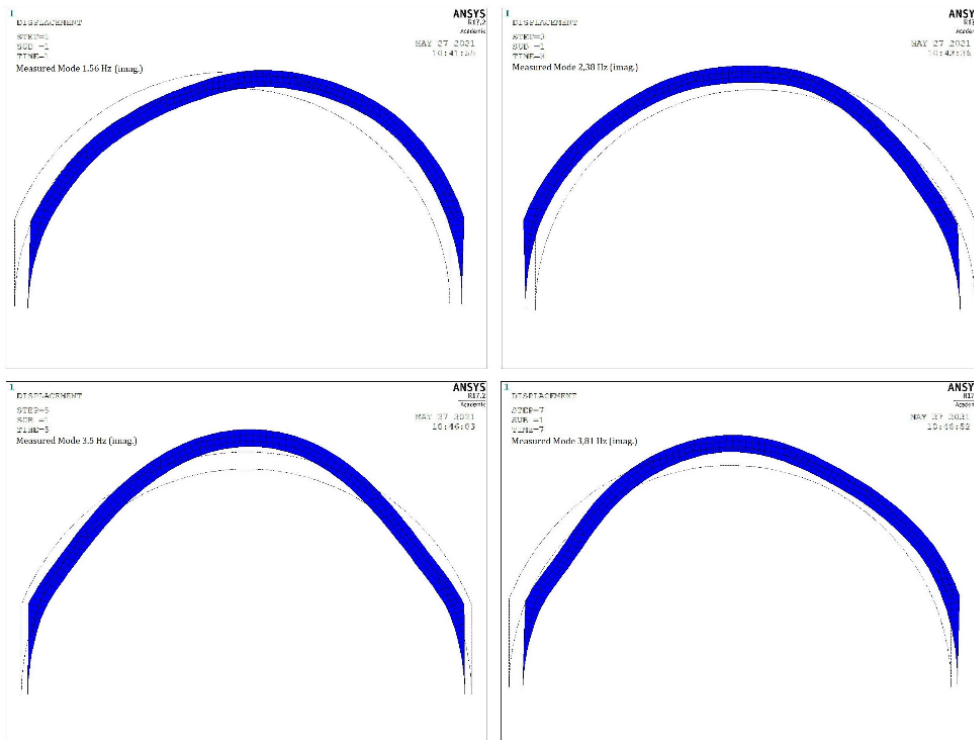
Kostel Panny Marie ve Staré Boleslavi, výpočet dle změřených vlastních tvarů kmitání.

V dubnu 2021 bylo provedeno monitorování opravené klenby po dobu 12 hodin v síti měřicích bodů uvedených na obr. 18, aby bylo možné vyhodnotit vlastní tvary kmitání.

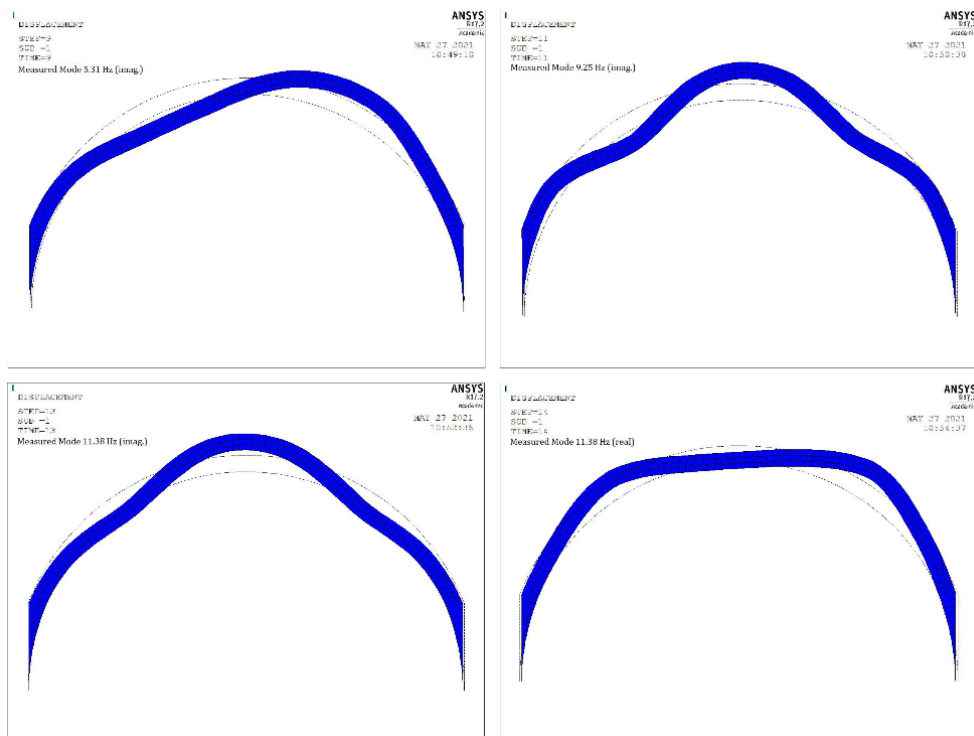


Obr. 18: Rozmístění snímačů na klenbě spolu s čísly styčnicků výpočetního modelu

Experimentálně zjištěné vlastní tvary z náhodného kmitání jsou uvedeny na obr. 19-20. Na obrázcích je s výjimkou 7. tvaru uvedena pouze dominantní (imaginární) složka vlastních tvarů, i když se ve skutečnosti jedná o vlastní tvary s výraznou komplexní složkou.

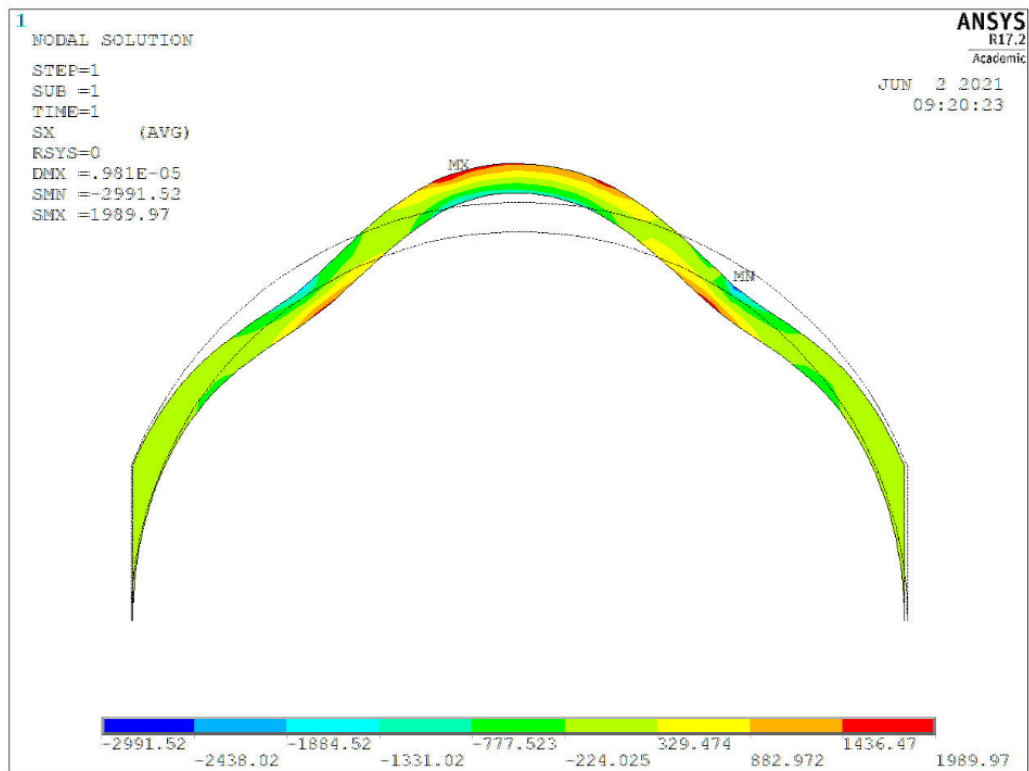


Obr. 19: Tvary kmitání 1-4 vyhodnocené z monitorovaných vibrací



Obr. 20: Tvary kmitání 5-7 vyhodnocené z monitorovaných vibrací

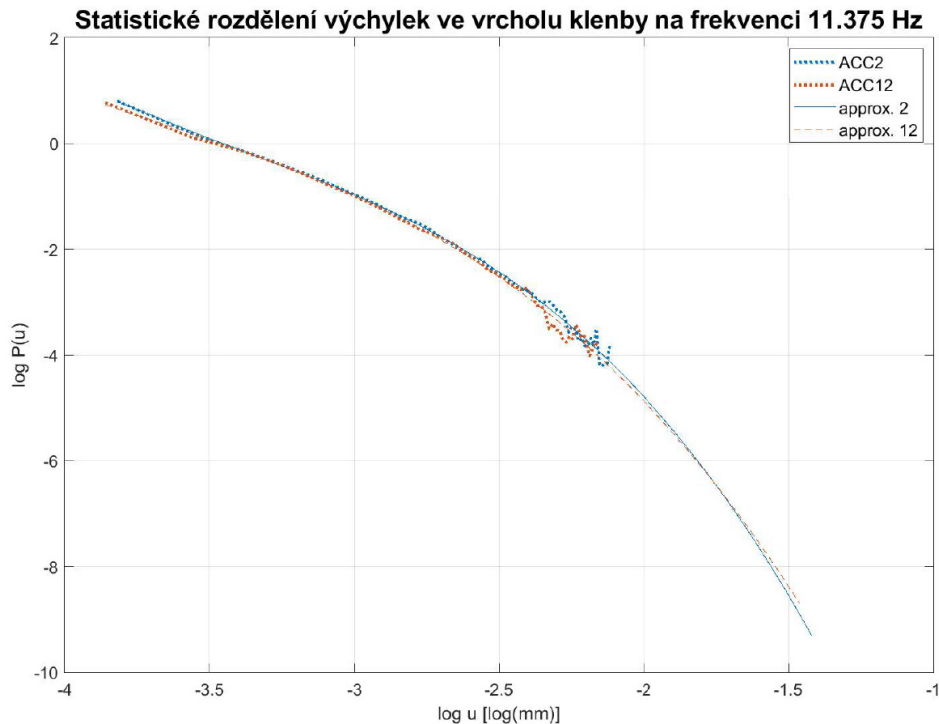
Tvar kmitání na frekvenci 11,375 Hz byl potom normován na maximální změřenou amplitudu během celého 12 hodinového monitorování a pro tento tvar byla vyhodnocena napětí v klenbě tl. 30 cm s použitím modulu pružnosti 2 GPa. Výsledek je uveden na obr. 21. Vyplývá z něj, že rozkmit napětí ve vrcholu klenby v důsledku náhodného zatížení okolní seismicitou dosáhl hodnoty cca 1,4 kPa, pokud pomineme nereálné koncentrace napětí v místech zatížení měřenými posuny.



Obr. 21: Průběh napětí ve tvaru kmitání 11,375 Hz při max. změřené amplitudě

Prognóza do budoucnosti na základě statistiky

Výsledky monitorování lze vyhodnotit i statisticky, což umožňuje jistý výhled do budoucnosti. I když doba sledování byla poměrně krátká, lze pro dominantní frekvenci 11,375 Hz stanovit četnosti a tedy i pravděpodobnost výskytu amplitud kmitání. Rozdělení pravděpodobnosti má blízko k exponenciálnímu rozdělení, a pokud budeme naměřené hodnoty extrapolovat na pravděpodobnost 1 kmitu za rok, můžeme získat odhad pravděpodobného výskytu maximální amplitudy kmitání během 1 roku (viz obr. 22).



Obr. 22: Extrapolace pravděpodobnosti výchylky ve 2 měřených bodech na klenbě

Vyplývá z něj, že během roku lze očekávat v měřených bodech ACC2 a ACC12 špičkovou amplitudu cca 31–34 μm , což by odpovídalo rozkmitu napětí cca 6–7 kPa. To není zcela zanedbatelná hodnota, protože při shodě nepříznivých okolností může vést k iniciaci tahových trhlin v podhledu klenby.

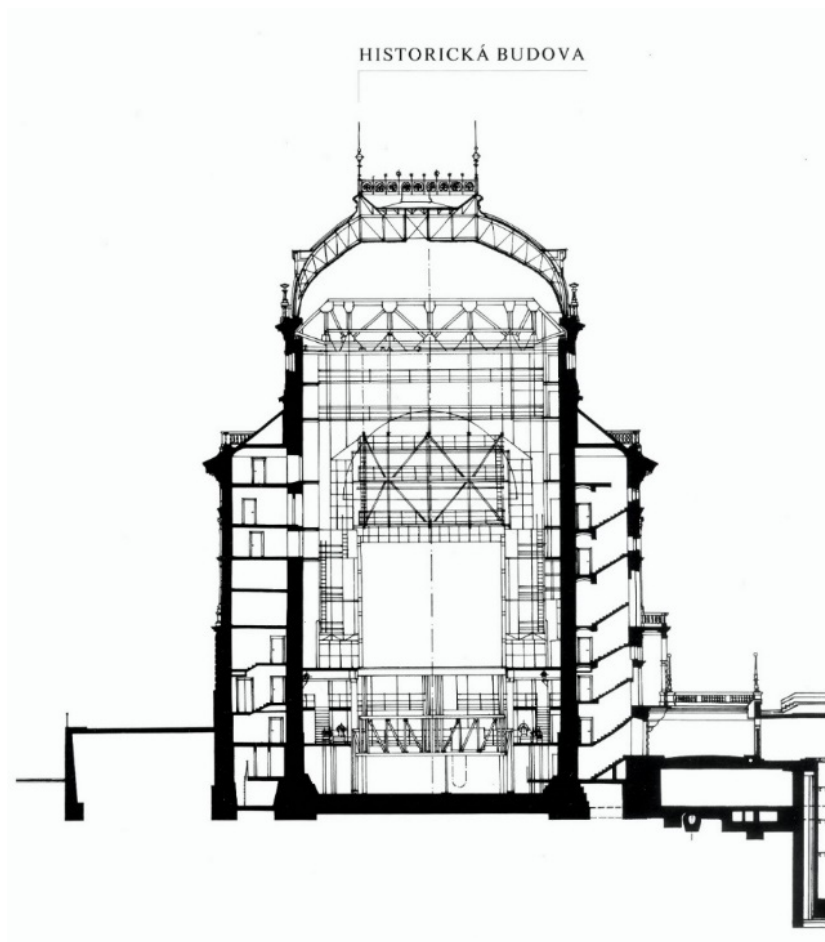
Náročnějšími výpočty a delším monitorováním lze tyto údaje dále zpřesňovat.

b) Národní divadlo v Praze

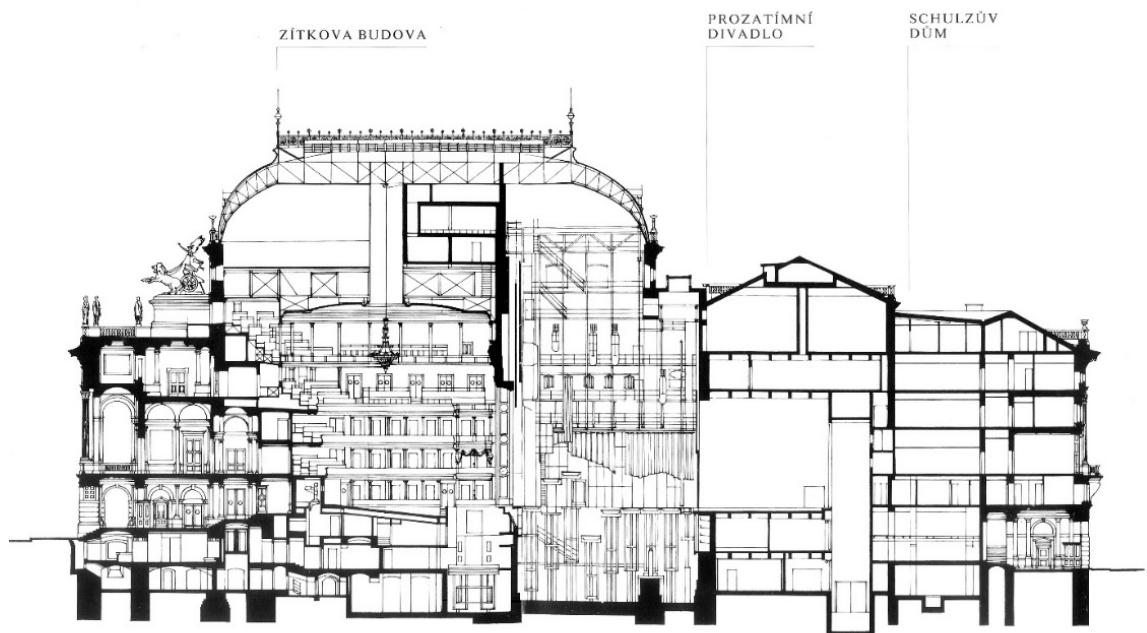
Při první prohlídce dne 3. 1. 1990, byly zjištěny dva druhy poruch: tahové nebo smykové trhliny a byla zjištěna porušení zejména ozdobných elementů (uvnitř i vně budovy). S ohledem na charakter zjištěných poruch a na subjektivní pocity diváků bylo rozhodnuto, že k posouzení stavu historické budovy je nutné zjištění dynamické odezvy od uliční dopravy. Bylo třeba prokázat příčiny poruch na objektu Národního divadla a s ohledem na jejich charakter se vyjádřit k jejich vážnosti.

Historická budova Národního divadla (viz obr. 23-25) se skládá ze tří částí,

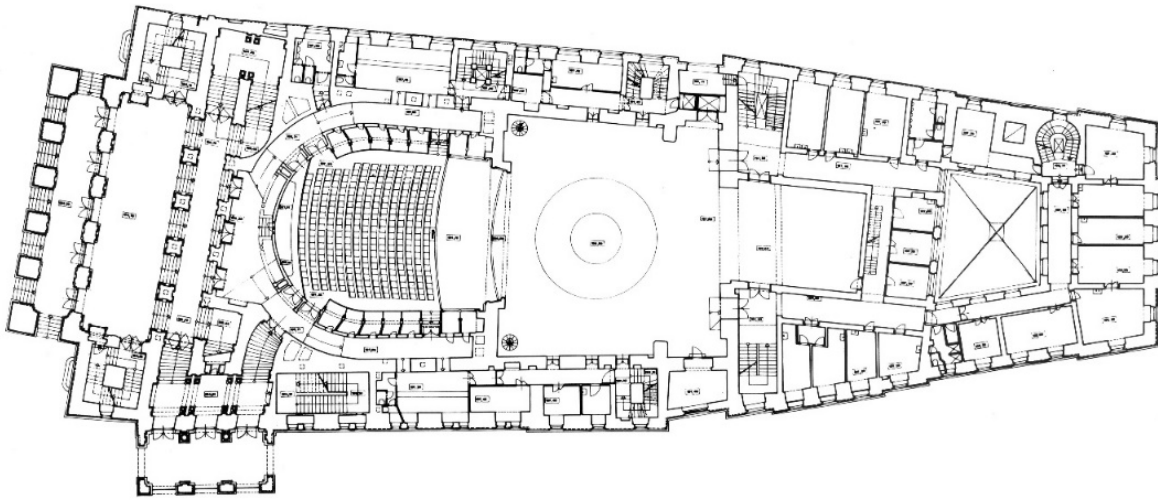
- Zítkova budova,
- Schulzův dům,
- Prozatímní divadlo.



Obr. 23: Příčný řez historickou budovou Národního divadla, podle [11]



Obr. 24: Podélný řez historickou budovou Národního divadla, podle [11]



Obr. 25: Půdorys všech tří částí Národního divadla, podle [11]

Zítzkova budova má půdorysné rozměry asi 35,0 x 60,0 m, vztažené ke kótě terénu Národní třídy = 193,5 m nad mořem. Budova je založena v hloubce asi 8,0 m a je vysoká asi 40,0 m se dvěma suterény a kanálem pod přízemím, dvěma balkóny, třemi galeriemi a třemi půdami.

Schulzův dům a Prozatímní divadlo mají půdorysné rozměry asi 35,0 x 40,0 m a jsou založeny v hloubce asi 6,0 m. Jejich výška je asi 27,0 m. Spojené objekty mají dva suterény, pod přízemím, přízemí, dva balkóny a dvě galerie.

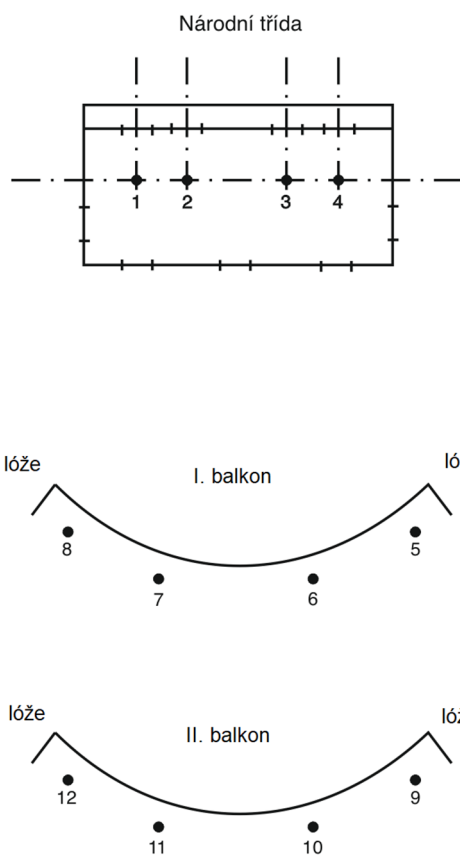
Historická budova je po výšce značně členěna. Konstrukce Zítzkovy budovy je zejména ve spodní stavbě, z kamenného resp. kombinovaného zdiva v tvaru kleneb. Objekty Schulzova domu a Prozatímního divadla jsou převážně z páleného zdiva.

Z nových materiálů při rekonstrukci bylo použito zděných pálených materiálů na maltu cementovou, nastavovanou, konstrukce z prostého betonu, železobetonové konstrukce, lehčené konstrukce z plynosilikátových tvárnic, perlitobeton, kámen, dřevo a ocel.

Historická budova je tvořena tuhými bučkami s podélnými nosnými zdmi (rovnoběžné s Divadelní ulicí a s nábřežím) tl. asi 1,30 m.

Prozatímní divadlo a Schulzův dům byly při rekonstrukci ztuženy železobetonovými trámovými stropy pnutými v příčném směru s využitím železobetonových průvlaků a věnců.

Téměř všechny podlahy byly zrušeny a nahrazeny novými. Tloušťky podlah byly zvoleny 5 až 10 cm, původní násypy byly nahrazeny perlitobetonem.



Obr. 26: Měřené body v Národním divadle

Dynamická odezva objektu ND byla zjištěna ve vybraných 4 bodech ve foyer (viz obr. 26), ve 4 bodech na I. balkoně a ve 4 bodech na II. balkoně.

Kmitání bylo měřeno při přejezdech tramvají přes přilehlou křižovatku.

Referenční bod (R) byl na chodníkovém obrubníku před vchodem do ND na Národní třídě.

K měření bylo použito snímačů zrychlení Bruel Kjaer, typ B8313 se zesilovači nábojů.

Hlediště a jeviště

V tabulce 8 jsou amplitudy rychlosti kmitání; hodnota TOTAL značí celkovou rychlost získanou integrací v oboru 0 až 100 Hz. Největší hodnoty amplitudy rychlosti pohybu zjištěné v bodech 1 až 12 jsou v tabulce č. 8.

Pro posouzení dynamického zrychlení jsou hodnoty amplitud (mm s^{-2}) ve vyšetřovaných bodech na obou balkonech; hodnoty byly získány ze stejných záznamů, z jakých byly určeny amplitudy rychlosti kmitání.

Na prvním balkoně bylo změřeno největší zrychlení v bodě 6 $97,1 \text{ mm s}^{-2}$ c. (TOTAL), $32,8 \text{ mm s}^{-2}$ při frekvenci 24 Hz.

Na druhém balkoně bylo největší zrychlení změřeno v bodě 11 $55,3 \text{ mm s}^{-2}$ (TOTAL), $23,0 \text{ mm s}^{-2}$ při frekvenci 14 Hz.

Žádná ze změřených hodnot rychlostí kmitání nedosahuje hranici $1,33 \text{ mm s}^{-1}$.

Změřená maximální hodnota zrychlení na prvním balkoně

$$\ddot{v}_0 = 97.1 \text{ mm} \cdot \text{s}^{-2} = 0.097 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2} \text{ (při } f = 24 \text{ Hz)}$$

je menší než $0,1134 \text{ m s}^{-2}$, kterou připouštějí pro vertikální přerušované vibrace při náročné duševní činnosti.

Tabulka 8 — Maximální hodnoty amplitudy rychlosti pohybu ve vybraných bodech.

BOD (viz obr. 26)	Amplituda (TOTAL) [mm/s]
1	0.5289
2	0.5806
3	0.5183
4	0.5700
5	0.4050
6	0.5916
7	0.4646
8	0.5002
9	0.2756
10	0.4954
11	0.5387
12	0.3391

Trigy, odezva soch na dynamické zatížení

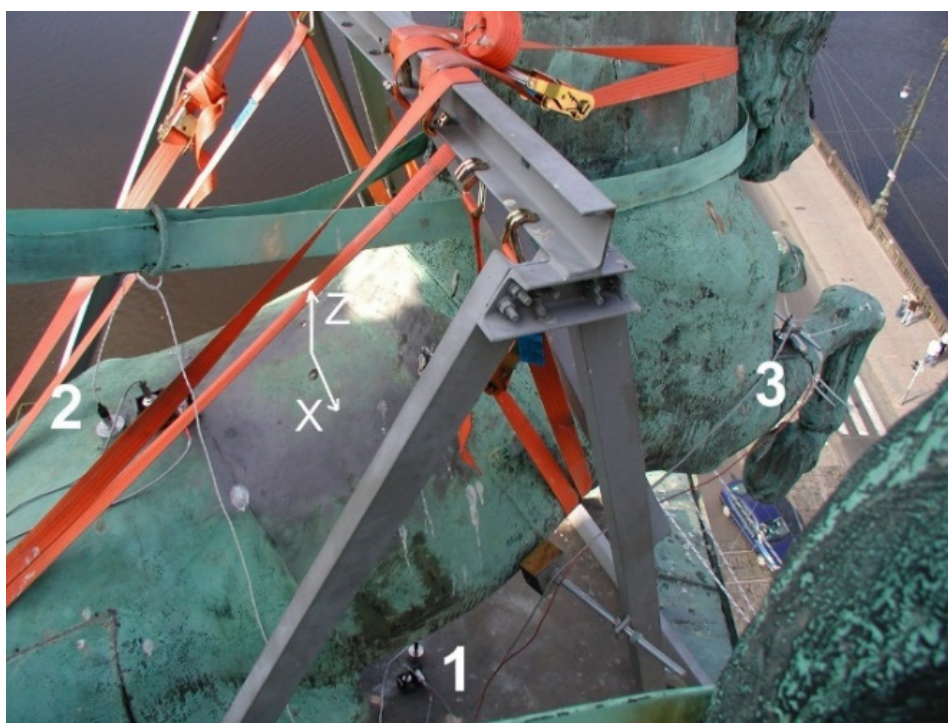
Cílem dynamického měření bylo prokázat vliv okolní technické seizmicity, (převážně od dopravy automobilové a kolejové) na úrovni ukotvení trig. Dynamická odezva byla měřena trojí dvojicí snímačů Wilcoxon CMSS 916 VD k zjištění hodnoty rychlosti a výchylky vibrací [12]. Pro zjišťování odezvy zrychlení byl použit akcelerometr typu ENDEVCO 86. Každá dvojice snímačů zaznamenávala svislou a vodorovnou odezvu. Záznamy byly průběžně sledovány a nahrávány k dalšímu rozboru na přenosný počítač. Zpracování signálů bylo provedeno pomocí programu MATLAB.

Aby bylo zachyceno kmitání na pylonu střechy Národního divadla a současně na soše (viz. obr. 27) byla vybrána 3 měřicí místa. Celkový pohled umístění snímačů je zobrazen na obrázku 28. Detailní pohled na měřená místa jsou na obr. 29–31. Dynamická odezva byla změřena jak za standardního dopravního provozu na ulici, tak i při rozkmitání sochy impulsem ve vodorovném a svislém směru. Celkově bylo získáno 29 reprezentativních záznamů.



Obr. 27: Pohled na trigy

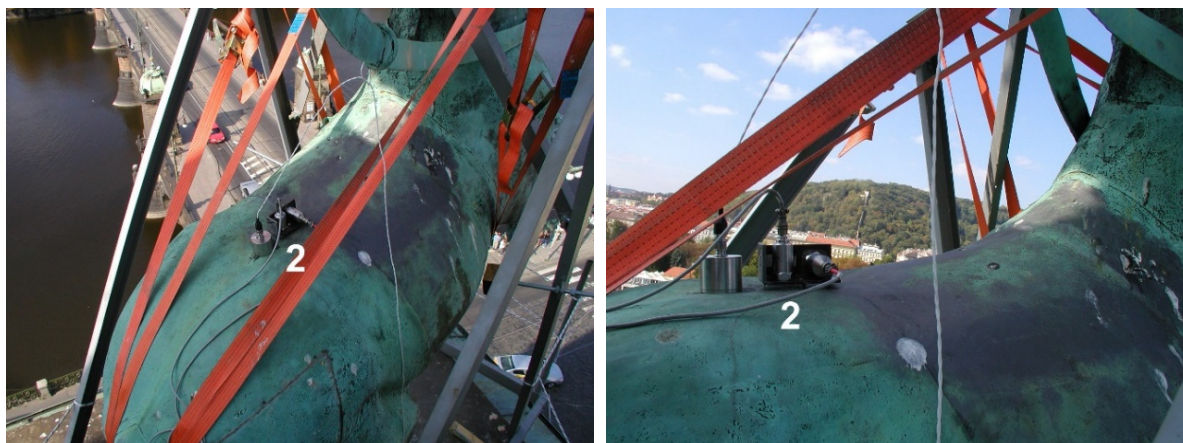
Každý záznam trval 40 s, časový průběh kmitání byl analyzován a byl vybrán krátký časový interval. Přehled vynucených frekvencí dynamické odezvy od průjezdů tramvají a automobilů je uveden na obrázku 32.



Obr. 28: Umístění snímačů kmitání.



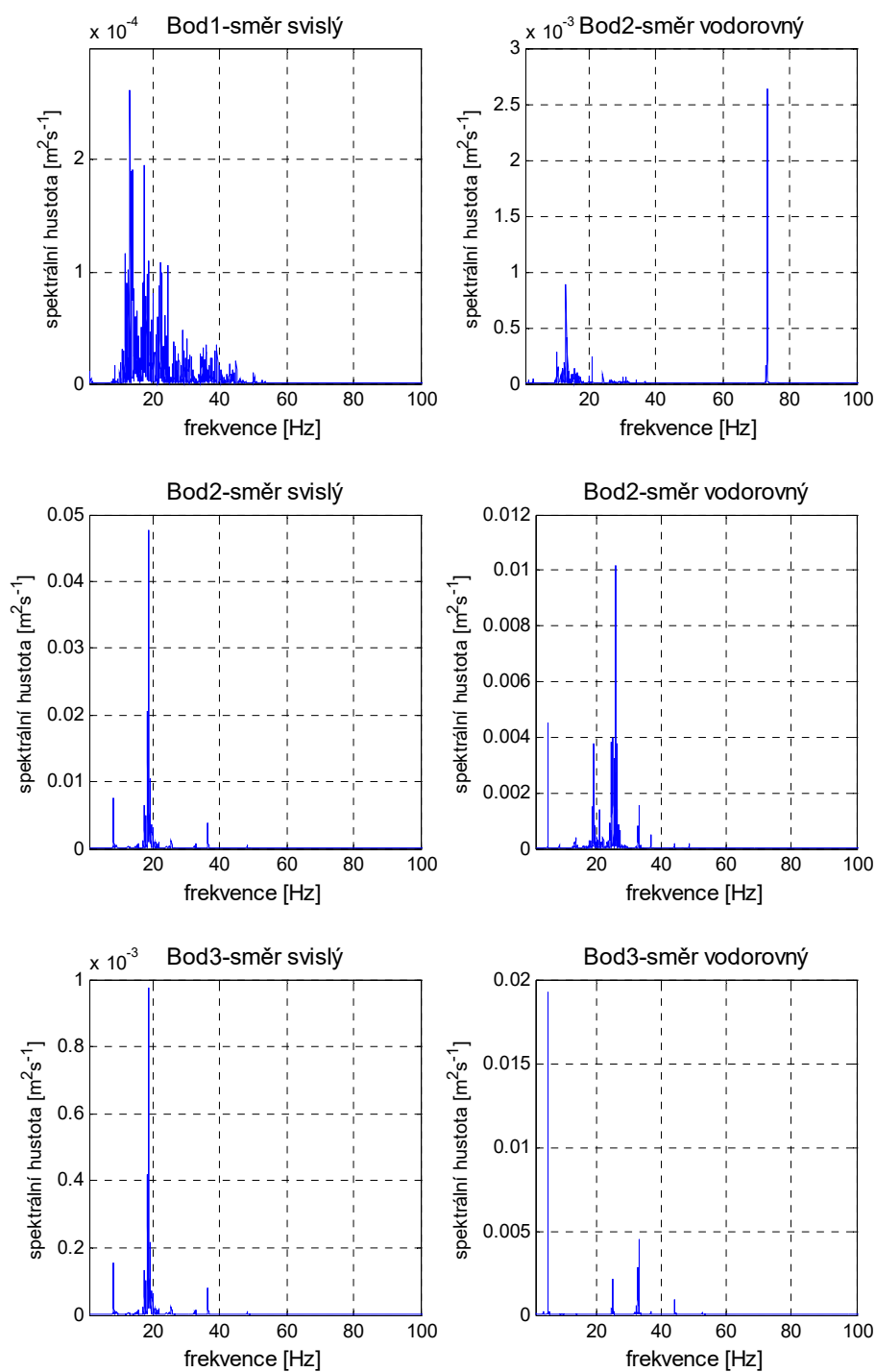
Obr. 29: První měřicí bod



Obr. 30: Druhý měřicí bod



Obr. 31: Třetí měřicí bod



Obr. 32: Záznam – jedna tramvaj jede směrem od Smíchova na Národní třídu a druhá jede na nábreží směrem k Národní třídě

Posouzení kmitání a zhodnocení

V tabulce 9 jsou shrnuty výsledky měření. Z naměřených hodnot vyplynulo, že při buzení přejezdem tramvaje přes křižovatku od Smíchova k Národní třídě efektivní rychlost kmitání (RMS) $0,467 \text{ mm/s}$

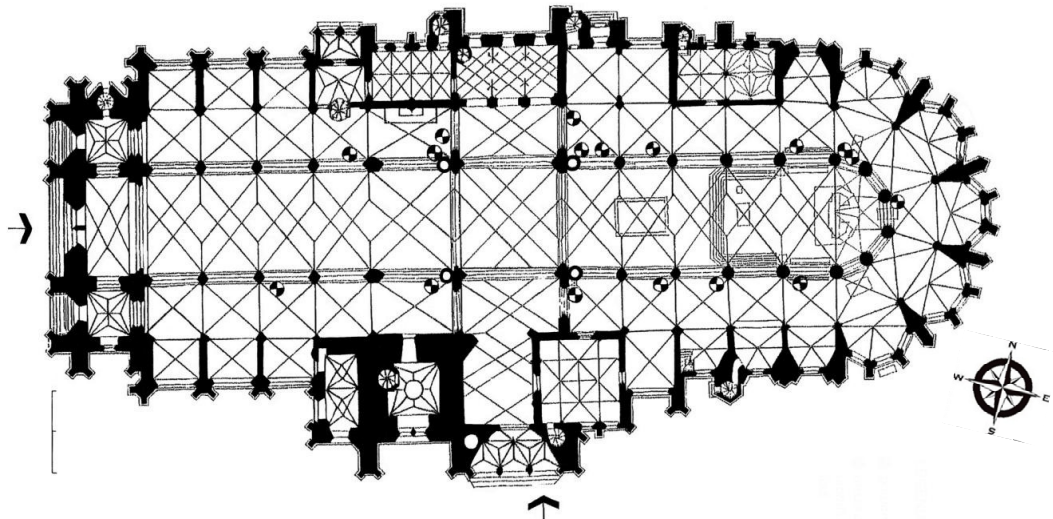
na pylonu střechy Národního divadla je největší, ale i přesto je mnohonásobně menší, než jsou přípustné hodnoty z normy ČSN 73 0040 [1](viz 5.3). Žádná z naměřených hodnot efektivní rychlosti kmitání (RMS) nedosahuje hranici 1,5 mm/s danou touto normou. Vyhodnocení měření potvrdilo poznatek, že na konstrukci Národního divadla nedochází k nepříjemným mechanickým vibracím.

Tabulka 9 — Charakteristické hodnoty měření ve zrychlení, rychlosti a výchylky (RMS).

č. záznamů	Odezva v bodě [RMS]									
	Rychlost [mm/s ¹]						Výchylka [mm]		Zrychlení [mm/s ²]	
	1		2		3				1	2
	z	x	z	x	z	x	z	x	z	z
Běžná doprava										
1	0,06012	0,06313	0,19176	0,22987	0,39743	0,12503	0,00350	0,00158	9,75610	26,07900
2	0,04860	0,04509	0,17434	0,18739	0,35291	0,09556	0,00314	0,00151	8,14330	23,46400
3	0,05110	0,05145	0,15941	0,27838	0,32168	0,11730	0,00281	0,00184	9,37850	22,18700
4	0,05579	0,05414	0,15374	0,23414	0,29965	0,10527	0,00275	0,00123	9,32040	21,80100
5	0,02261	0,04063	0,05824	0,08076	0,11924	0,04915	0,00121	0,00129	3,05160	7,83420
6	0,05284	0,06366	0,17375	0,26503	0,36874	0,10406	0,00329	0,00157	8,07680	22,94600
7	0,05687	0,06207	0,13641	0,20267	0,27011	0,10326	0,00238	0,00192	8,95600	19,18300
8	0,06048	0,06695	0,14606	0,24646	0,29635	0,10504	0,00278	0,00113	9,71150	20,32800
9	0,04147	0,04616	0,14043	0,18291	0,28687	0,08626	0,00254	0,00188	7,40440	19,38400
10	0,00480	0,02751	0,01626	0,02955	0,03883	0,03147	0,00066	0,00113	0,60418	1,80610
11	0,05952	0,06037	0,14246	0,21298	0,29291	0,10127	0,00253	0,00136	10,16800	20,83700
12	0,03869	0,05061	0,09165	0,16293	0,18645	0,09277	0,00186	0,00106	6,72200	13,51100
13	0,05437	0,05228	0,23018	0,22794	0,46664	0,11135	0,00413	0,00217	9,06750	30,82400
14	0,04906	0,04863	0,15614	0,18311	0,30854	0,09235	0,00272	0,00156	9,08660	22,12000
15	0,01148	0,03053	0,04048	0,04555	0,08603	0,04352	0,00090	0,00141	1,48770	5,67540
16	0,00417	0,02585	0,01106	0,05029	0,03246	0,08530	0,00054	0,00278	0,54676	1,70420
17	0,05698	0,05840	0,13207	0,20537	0,24795	0,09966	0,00239	0,00135	9,41030	18,74400
18	0,03044	0,04898	0,08060	0,12025	0,16473	0,07906	0,00156	0,00231	4,23280	11,19100
19	0,06574	0,06215	0,18553	0,24812	0,37103	0,12215	0,00342	0,00194	10,99500	25,96400
20	0,05071	0,05574	0,15407	0,17043	0,30785	0,08738	0,00279	0,00162	7,44600	20,76400
21	0,06626	0,06983	0,20016	0,23668	0,39737	0,13394	0,00348	0,00230	10,78300	27,95700
22	0,05822	0,05461	0,18642	0,29360	0,37949	0,12073	0,00326	0,00181	10,30200	26,35400
23	0,00596	0,02662	0,01441	0,03568	0,03207	0,05057	0,00040	0,00165	0,74264	2,06560
24	0,00491	0,02622	0,01355	0,03142	0,03316	0,03909	0,00047	0,00130	0,62152	2,10400
Zatížení impulsem										
25	0,05919	0,04836	0,24439	0,26570	0,51258	0,39817	0,00464	0,01241	10,49400	33,54000
26	0,00989	0,03376	0,30787	5,67980	0,24440	10,54600	0,00959	0,33906	0,79278	18,01200
27	0,01231	0,02508	0,20358	3,62420	0,27197	7,44010	0,00945	0,24262	1,50940	12,96900
28	0,04603	0,04386	0,12893	0,16853	0,25875	0,13993	0,00231	0,00409	7,17240	18,00100
29	0,01425	0,02746	0,13575	2,37780	0,63979	3,99050	0,02506	0,13805	1,93780	8,43150

c) Katedrála sv. Víta na pražských Hradčanech

V letních měsících roku 1991 se objevily v chrámu sv. Víta v Praze poruchy; úlomky kamenných prvků nosné konstrukce spadly do chrámové lodi [13 a 14] (viz obr. 33). To vyvolalo požadavky inspekce stavu kamenných prvků a kleneb chrámu a k určení příčin a pravděpodobnosti výskytu zjištěných poruch. Zaměřili jsme se zejména na prohlídku kleneb a vybraných kamenných prvků triforia, na měření teploty a vlhkosti uvnitř chrámu, na měření dynamické odezvy konstrukce od vozidel, pohybujících se v přilehlém okolí katedrály, a na účinky kompresoru. Kompresor, který byl používán asi dva roky, byl vzdálen od nejbližšího obvodového zdiva chrámu 80 m (obr. 34).



Obr. 33: Místa zjištěných poruch v katedrále sv. Víta. Defekty ⊕ spadlé fragmenty ○

Prvky Triforia

Triforium je ochoz, otevřený do prostoru chrámu nad arkádami na mohutných pilířích, lemujících hlavní loď ve výši 14,3 m. Nad triforiem je souvislá řada oken.

Byly zjištěny poruchy v subtilní kamenné kružbě; v ní byly trhliny v horním i dolním čtvrtoblouku, procházející celým průřezem. Lomové plochy byly čisté, bez známek dlouhodobého otevření trhlin.



Obr. 34: Třetí nádvoří Hradu s vyznačenou dráhou vozidla T 148 a původní umístění kompresoru (označeno křížkem K +)

Poruchy mohly být způsobeny, nebo alespoň jejich vznik zrychlen, vnějšími silami. Pozornost byla věnována těmto silám, protože dynamické zatížení je pro staré zděné konstrukce nejnebezpečnější. Je třeba připomenout, že katedrála byla v minulosti často vystavena dynamickému zatížení i při leteckých přehlídkách, kdy přibližně 100 m nad ní létaly s forsází desítky letadel. Tyto opakované rázy mohly vést ke kumulaci poškození zdiva a kamenných prvků, což lze usuzovat z několika poruch vnějšího pláště. Nepříznivě se také projevovala stavební činnost v okolí katedrály: odstřely, vibrace stavebních strojů atd.

Dynamická zkouška

Při hodnocení odezvy je třeba uvažovat složitost konstrukčního systému katedrály; jeho součásti mohou mít vzájemně odlišné vlastní frekvence a tlumení, a že tedy měření ve vybraných místech chrámu nemusí zobrazovat maximální hodnoty rychlosti kmitání, případně součástí, které jsou v rezonanci s budicí frekvencí (např. vitráže, vybavení interiéru apod.).

Měření odezvy ve vybraných místech na dlažbě při vnější stěně katedrály se uskutečnilo při těchto režimech zatížení:

- pouze okolní neklid,
- jízda nákladního auta o hmotnosti 22 t, pojíždějící po komunikaci mezi katedrálou a restaurací Vikárkou (viz obr. 34).
- provoz kompresoru.

Tatra jezdila oběma směry (obr. 34) a její pohyb byl řidičem harmonicky modulován přidáváním a ubíráním plynu, takže karoserie vozidla kmitala svisle s frekvencí 1 až 2 Hz.

K měření dynamické odezvy ve směru svislém i vodorovném bylo použito snímačů Bruel-Kjaer, typ 8306, se zesilovači shodné značky. Signály byly analyzovány FFT analyzátozem Bruel-Kjaer, typ 2033. Prahová citlivost snímačů je $20 \mu\text{m/s}^2$.

Dynamická odezva a její zhodnocení

Podle analyzátoru FFT, byly dominantní frekvence v rozsahu 0 až 200 Hz.

Největší změřené hodnoty RMS rychlosti při třech zkoumaných režimech:

- při okolním neklidu, vodorovně 1,82 mm/s
- od Tatry, vodorovně 5,99 mm/s
- od kompresoru, svisle 9,61 mm/s.

Činnost kompresoru byla zjištěna analýzou spektra odezvy, která měla výrazný vrchol při frekvenci 16,5 Hz, což odpovídá otáčkám kompresoru 975 za minutu.

Hodnoty dynamické odezvy přesahovaly danou mez, když:

- zatížení zkušebním vozidlem bylo uměle zvětšeno trhavým způsobem jízdy; lze předpokládat, že při skutečném provozu nebude dosaženo měřených hodnot;
- hodnoty dynamické odezvy při zatížení kompresorem přesahovaly mez danou normou [1], což dokazovalo i rozkmitávání vitráží v severní fasádě chrámu.

Kompresor byl nově instalován na plošině v Jelením příkopě, ve vzdálenosti asi 500 m od chrámu. Dále bylo doporučeno udržovat povrch přilehlé komunikace v hladkém stavu.

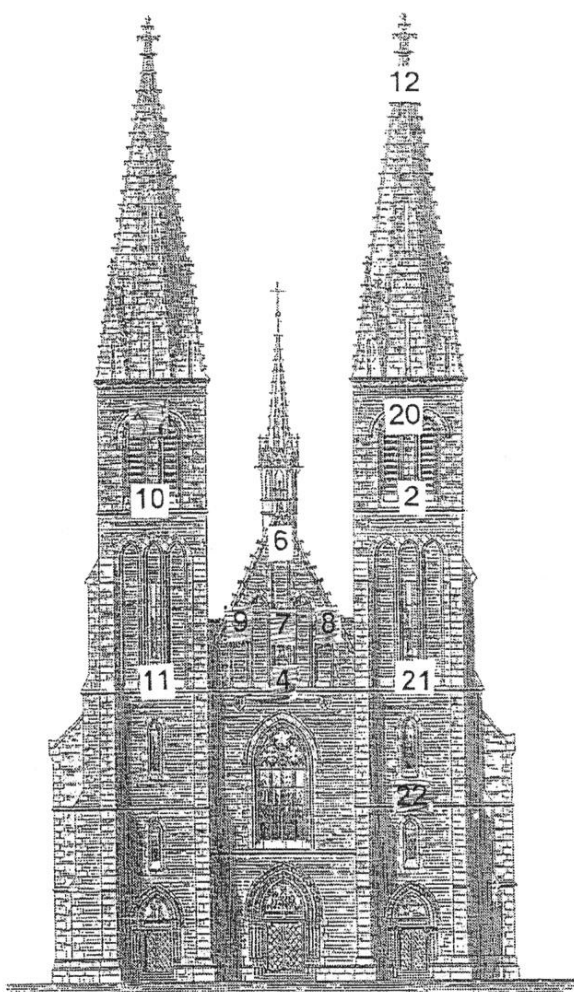
d) Chrám sv. Petra a Pavla v Praze na Vyšehradě

V roce 2002 západního průčelí kapitulního chrámu sv. Petra a Pavla v Praze na Vyšehradě při zvonění docházelo k vizuálně patrnému kývání štítové zdi nad hlavním vchodem. Bylo nutné měřit velikosti pohybu štítu a přilehlých konstrukcí při zvonění, posouzení jeho vlivu na bezpečnost objektu

a případný návrh na jeho zmenšení. Jako podklad jsme získali stavební výkresy stavitele chrámu Josefa Mockera z přelomu 19. a 20. století a údaje o zvonech.

Kostel je zděná trojlodní konstrukce o půdorysných rozměrech cca 30,0 x 56,0 m, vizuálně v dobrém stavu. Trojúhelníková štítová zeď je ve svém základu v úrovni 19,60 m nad podlahou kostela široká 9,0 m, vrchol má ve výšce 28,20 m a špička věžičky dosahuje kótu 30,04 m. Věže navazující na průčelní zeď kostela, mají čtvercový průřez 7,0 x 7,0 m a jsou po špičce vysoké 60 m. Štítová zeď je kamenná 580 mm tlustá, ale oslabená třemi svislými výklenky se sochami na tloušťku 270 mm. Za štítovou stěnou navazuje sedlová střecha chrámového prostoru v délce cca 50 m na klasickém dřevěném krovu, konstrukčně se štítem nesouvisějícím. V podélném směru je krov ztužen pásky mezi sloupky a horními vaznými trámy. V jižní věži jsou dva staré zvony o hmotnosti 1,0 a 0,6 t osazené ve společné stolici nad sebou, v severní jsou 4 nové menší zvony o hmotnostech 150 až 650 kg, instalované v roce 2001, a dále zvonkohra, jejíž zvony se nepohybují. Frekvence kývání starých zvonů je 0,44 Hz, frekvence nových je 0,50 až 0,60 Hz, a lehce kolísá. Zvonová podlaha je v obou věžích v úrovni cca 29 m; podlaha pod starými zvony byla zřetelně deformovaná a byla v minulosti opravována a zesilována. Zvonové stolice jsou klasické dřevěné.

Během zvonění bylo vizuálně pozorováno (zdola vzhůru podél stěny štítu) kývání jeho špičky, i z okna věže v úrovni zvonů bylo vidět odklání štítu od břidlicové krytiny střechy, a rovněž z půdního prostoru proti obloze bylo zřetelné rozvírání spáry mezi štítovou stěnou a krytinou. Pohyb nebyl ustálený: jeho amplituda kolísala, projevovaly se záněje dané superpozicí účinku zvonů, jejichž frekvence se vzájemně liší.



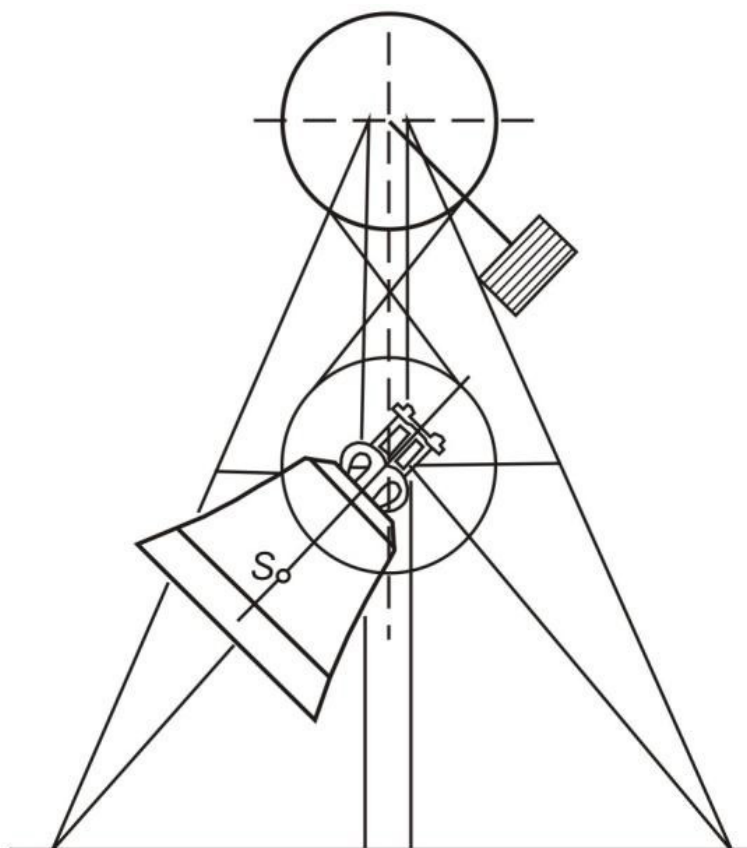
Obr. 35: Měřená místa na štítové stěně chrámu

Pro sledování pohybu štítu bylo vybráno 12 míst (obr. 35): č. 2 – zvonová podlaha, č. 6 – vrchol štítu, č. 12 vrchol jižní věže, a další. Z nich bylo registrováno vždy šest míst současně. Buzení bylo ustálené s mírným kolísáním, každým zvonem zvlášť a všemi současně; instalováno je zvonění s elektromotorickým pohonem. Pěti až desetiminutové záznamy byly frekvenčně analyzovány a byla vyčíslována střední kvadratická odchylka.

Základní frekvence kmitů stavby je zde dána frekvencí kývání zvonů (u každého poněkud jiná, zde při používaném rozkyvu 45° to bylo 0,44 až 0,52 Hz); kromě ní se vyskytovaly její násobky. Maximální zjištěné výchylky příslušely dvojnásobku a trojnásobku základní frekvence, tedy 0,88 až 1,04 Hz (u štítu) a 1,32 až 1,56 Hz (u věží). Maximální amplitudy byly naměřeny při současném zvonění všemi zvony, a to v patě štítu (č. 4) 0,13 mm, ve vrcholu štítu (č. 6) 17,6 mm, ve špičce věže (č. 12) 0,34 mm – viz obr. 35.

Zvětšení jinak nevýznamného buzení je pohybem paty štítu, přeneseného z věží do štítové stěny, blízkostí budící a vlastní frekvence štítu jako svislé konzoly. Triviálnost tohoto vysvětlení je však narušena velikostí rezonančního zvětšení (amplitudy spodku a vrcholu štítu – body č. 7 a 6, průměrně asi 90 násobek), což by ukazovalo na (pro zdivo) příliš malý útlum. Ten ale kontrastuje se značnou šířkou rezonančního pásma (0,88–1,16 Hz, tj. cca 20%). To se zdá, že štít se nechová jako lineárně pružná konstrukce, ale že např. dochází k rozvírání spár ve zdivu, jehož malta je narušená. Závěr tedy zněl, že štít musí být vyztužen a jeho zdivo renovováno. Tak se skutečně stalo v průběhu následujících 5 let. Zároveň byly opraveny a zrekonstruovány zvonové stolice jižní věže a doplněna v ní druhá stolice v úrovni podlahy, do níž byl přemístěn menší ze starých zvonů (původně byl ve společné patrové stolici nad větším zvonem).

V roce 2007 byly změněny po opravě vibrace štítu a věží. Vyspravená a vyztužená štítová zeď kmitala prakticky stejně jako okolní zdivo, frekvence 0,88 Hz, která v roce 2002 zdivem štítu tolik zvětšila, prakticky vymizela, přestože se v buzení pohybem zvonů vyskytuje. V odezvě tentokrát převažovala frekvence 1,33 Hz, která odpovídá 3. harmonické složce buzení starými zvony, a která je zřejmě blízká vlastní frekvenci věží a celého sledovaného západního průčelí chrámu. To bylo ověřeno i zkušebním měřením odezvy bez zvonění (tedy při buzení trvalým seizmickým neklidem), kdy ve všech měřených místech převažovala frekvence 1,45 Hz. Ztužení a částečné přikotvení štítového zdiva ke konstrukci krovu se tedy osvědčilo. Při zkoušce na zvonové podlaze v jižní věži, však vyvolaly dobře pocíťované vibrace věže při zvonění dvěma starými zvony. I následující vyhodnocení výsledků potvrdilo, že proti kmitání před rekonstrukcí vzrostly amplitudy kmitů v těchto místech přibližně na dvojnásobek. Následovaly úvahy a porady o příčinách tohoto rozdílu, protože investor s tímto stavem pochopitelně spokojen nebyl. Byl zkoumán přenos sil opravenými zvonovými stolicemi do zdiva: měřily se vibrace při uvolnění některých vetknutých uložení, ale bez valného vlivu na odezvu. Přemístění menšího ze starých zvonů z patrové stolice do nové, umístěné na podlaze vedle velkého zvonu, které bylo součástí předcházející rekonstrukce v letech 2002–07, se při ponechání parametrů jeho kývání také jako příčina nejevilo. Ani změna frekvence zvonění (i kdyby byla z estetického hlediska přijatelná) by mnoho nepomohla, protože systém není bezprostředně v rezonanci. Dodavatel zvonů (zvonařství Rudolf Perner, Pasov, závod České Budějovice) nakonec nabídl již osvědčenou metodu – mechanické vyvážení pohybu zvonu protizávažím, kývajícím spolu se zvonem v opačné fázi. Podrobnosti návrhu nejsou známy, jsou věcí dodavatele. Byla tedy dána přednost tomuto osvědčenému způsobu před dalším experimentováním s nejistým výsledkem. Přijaté řešení (obr. 36) vyžaduje obsazení dalšího místa ve stísněném prostoru věže: (nejspíše společné) stolice umístit kývající závaží a propojit je se zvonem tak, aby bylo zaručeno sfázování pohybu zvonu a vyvažovacího kyvadla. Pro vodorovné síly lze zřejmě dosáhnout vyvážení prakticky dokonalé, může zbývat moment ve svislé rovině kývání, který se ale zřejmě v odezvě věží projeví minimálně. Kontrolní měření po popsání vyvážení v roce 2009 ukázalo, že vibrace věže klesly na 5 %, maximálně na 20 % oproti stavu bez vyvážení v roce 2007.



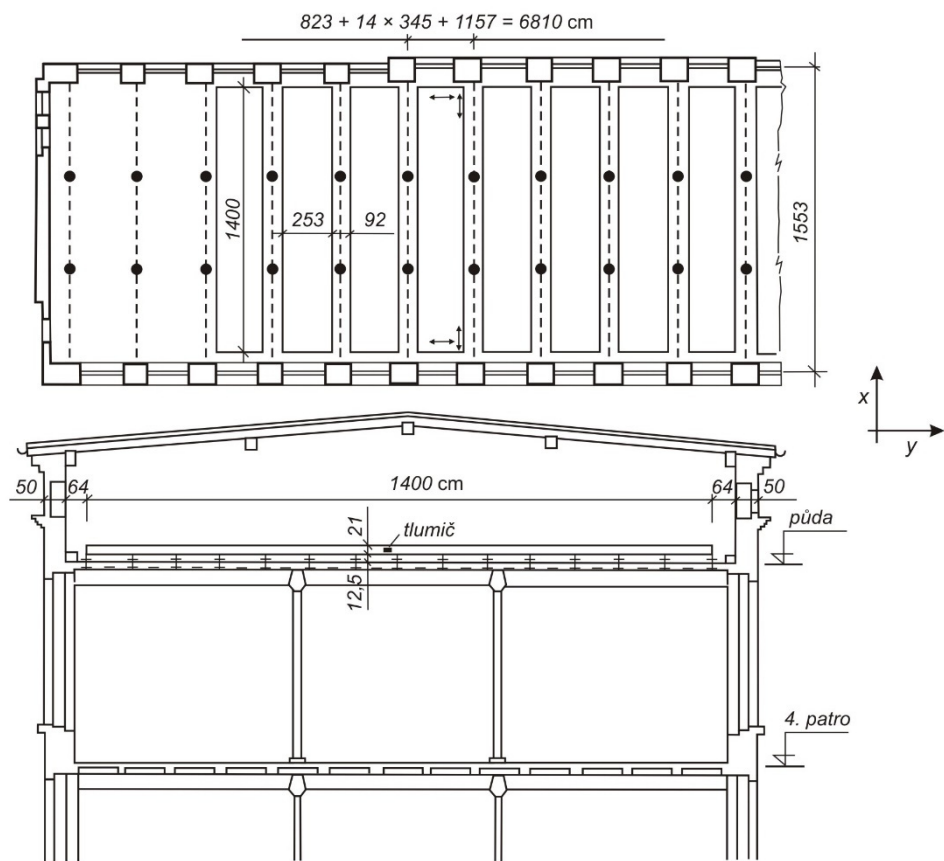
Obr. 36: Vyvážení kývavého pohybu zvonu; vlevo: schéma

Bez dalšího důkazu lze uvést ještě jednu domněnku pro zvětšení amplitud věží v roce 2007 po opravě štítové zdi. Velké kmity (i málo hmotné) štítové zdi dokázaly odebrat určitou část energie dodávané buzením, takže pro vybudování kmitů věží jí zbylo méně. To by znamenalo, že narušená štítová zeď před rokem 2002 vlastně pro západní průčelí chrámu působila jako dynamický pohlcovač kmitů.

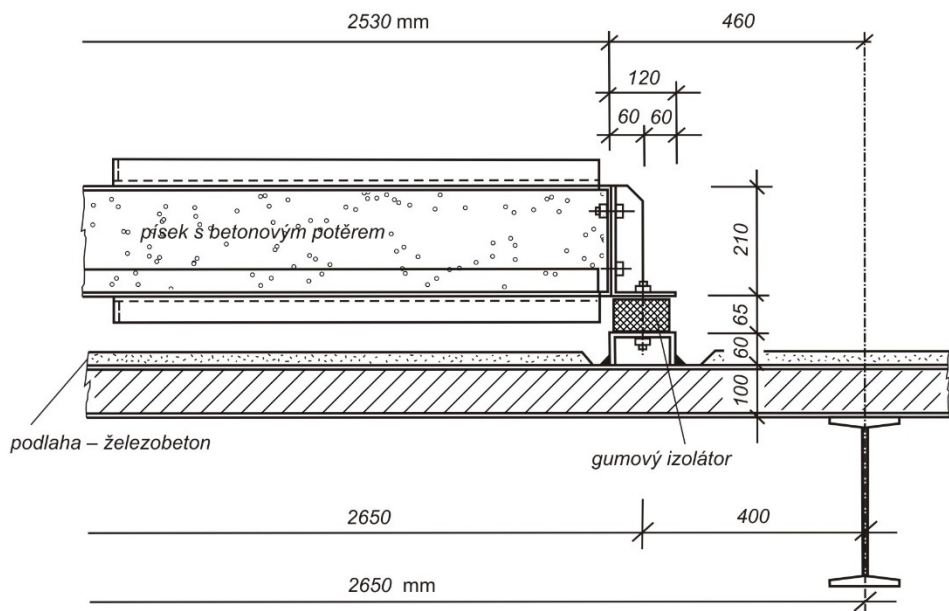
e) Tkalcovna v Novém Městě pod Smrkem

Tento příklad řeší izolaci vibrací od zdroje do budovy, ale lze jej použít i v opačném případě, kdy je nutné chránit objekt před šířením vibrací z prostředí, a proto je zde uveden.

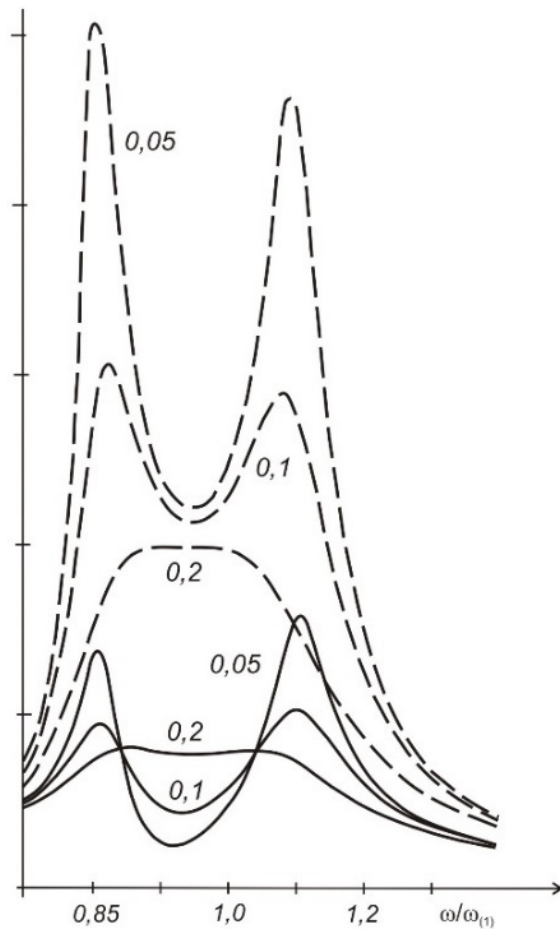
Budova v Novém Městě pod Smrkem, asi 100 let stará (v době měření v roce 1993) je znázorněna půdorysem a řezem v obr. 37. Budova má 4 podlaží; železobetonové stropní desky, nahrazující původní dřevěné, stropy jsou podepřeny dvěma řadami litinových sloupů. Vnější zdivo je cihelné. V každém podlaží bylo 80 tkalcovských stavů, které vyvolávaly vodorovné kmitání ve směru **Y** (obr. 37) s frekvencí 2,6 Hz, amplitudou 0,3 mm ve 4. podlaží a útlumem $\delta = 0.09$. Změřená frekvence odpovídá první vlastní frekvenci 2,42 Hz [15].



Obr. 37 Půdorys a řez budovou



Obr. 38: Konstrukční detail pohlcovače (v obr. 37 jsou izolátory vyjádřeny v půdorysu černými body)



Obr. 39: Stacionární odezva budovy s pohlcovačem/izolátory (plná křivka) a relativní amplituda hmoty tlumiče (čárkovaně) pro různé útlumy ξ

Ke zmenšení odezvy bylo navrženo 14 ocelových nádrží (o rozměrech 14 x 2,53 x 0,21 m) naplněných pískem zakrytým betonovým potěrem, umístěných v půdním prostoru). Každá nádrž o hmotnosti 14,3 t byla uložena na podlahu prostřednictvím 30 gumových izolátorů (100 mm, výška 65 mm). Izolátory pruží i v rozhodujícím horizontálním směru. Systém budova – izolátory – nádrže byl teoreticky řešen jako smyková konzola se 4 soustředěnými hmotami a s vrcholovým. Podle průběhu rezonanční křivky byly vybrány gumové izolátory s optimálními charakteristikami. Konstrukční detail je na obr. 38; na obr. 39 je stacionární odezva budovy s tlumičem (plná křivka) a relativní amplituda hmoty tlumiče (čárkovaně) pro různé útlumy ξ .

IV) Návrh konkrétních uživatelů památkového postupu

Památkový postup je určen především pro kurátory, restaurátory a správce historických památek. Může však také sloužit provozovatelům památek i pracovištím, které řeší problematiku stavební dynamiky v praxi, jako návrh postupu a pro inspiraci při řešení problémů. Zdrojem poučení může být i pro studenty na vysokých školách.

V) Seznam použité související literatury

[1] ČSN 730040., Zatížení stavebních objektů technickou seismicitou a jejich odezva (Loads on structures by technical seismicity and their response), 2019.

- [2] ČSN EN 1991-1-7 (730035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení (Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions), 2007.
- [3] Bayer J., Pospíšil S., Hračov S., Response Analysis of the Laser Centrum ELI to the Experimentally Verified Base Vibration, ÚTAM AVČR technical report, Prague, April 2014
- [4] Pirner M., Fischer O.: Zatížení staveb větrem. ČKAIT Praha 2003, ISBN 80-86769-10-0
- [5] Hartog J.P. den: Mechanické kmity (angl.), MacGraw –Hill book Company, Inc. New York, Toronto, London, 1956
- [6] Pirner M.: Ball damper and its use in structures with two dimensional response. Acta Technica CSAV, 1995
- [7] Pirner M.: Aeroelastic characteristics of a stressed ribbon pedestrian bridge spanning 252 m. Jour. of Wind eng. and Industrial aerodynamics. 53, pp. 301-314, 1994
- [8] Náprstek J., Pirner M.: Dynamics of a spherical vibration absorber, In. Proc. Conf. Engineering mechanics, 2003, Svatka
- [9] Urushadze S., Pirner M., Bayer J.: Historical buildings exposed to the effects of technical seismicity, 10th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, SHMII-10. Porto, Portugal. 2021.
- [10] Ibrahim, S. R.: "Random Decrement Technique for Modal Identification of Structures", Journal of Spacecraft and Rockets, Vol. 14, pp. 696-700, 1977.
- [11] Šnejdar, j. a kol. „Národní divadlo“. 1983
- [12] Drdácký, M., Urushadze, Sh.: Chování konstrukce a bronzového pláště koně v sousoší trig na střeše Národního divadla v Praze. Zpráva k hospodářské smlouvě s firmou Houska & Douda, spol. s r.o. Praha, Listopad 2006.
- [13] Beran P., Drdácký M.: Influence of temperature changes on stresses in the triforium tracery of St. Vitus cathedral in Prague. In: Proc. „Computational methods for coupled problems in science and engineering, II, Coupled problems 2007“. E. Onate, M. Papadrakak, B. Schrefler (eds.), Barcelona 2007
- [14] Pirner M., Drdácký M., Bartoš F.: Katedrála sv. Víta - poruchy kamenných prvků a kleneb. Zpráva UTAM ČSAV, Praha 1991
- [15] Pirner, M., Fischer, O.: Dynamika ve stavební praxi. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010.

VI) Seznam publikací, které předcházely památkovému postupu a byly publikovány (pokud existují), případně výstupy z originální práce.

- Fischer O., Urushadze S.: Vibrations of a gable of a church excited by ringing. in Proc. of Engineering Mechanics '03 Conference, May 03, Svatka, Czech Republic, pp. 80-81, in CD ROM proc. ISBN 80-214-86246-18-3.
- Fischer O., Urushadze S.: Účinek pohybu zvonů na štítovou zeď z kamenného zdiva, in Proc. 3rd international conference on New trends in statics and dynamics of buildings (Edited by Juraj Králik), ISBN 80-227-2116-6, Slovak University of Technology in Bratislava, October 21 – 22, 2004 Bratislava, pp 9-12.
- Fischer O., Urushadze S.: The influence of bells' movement on the adjacent masonry vibrations, Proc. of the IV International Seminar structural analysis of historical constructions, ISBN 04 1536 379 9, Edited by C. Modena, P.B Lourenço and P. Roka, A.A. Balkema Publishers, Padova, Italy, 2004, pp. 415-420.
- Fischer O., Urushadze S.: úloha zvonové stolice při přenosu sil do konstrukce věže, Proc. of the 6th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, ISBN 978-80-227-2232-

7, Edited by Juraj Králik, FCE STU Bratislava Slovak Society of Mechanics SAS, Bratislava, Slovakia, 2007.

Witzany, J., Zigler, R., Kroftová, K., Urushadze, Sh. Pospíšil, S.: Experimentální ověření odezvy zděné valené klenby na dynamické účinky. [Experimental verification of barrel brick vault's response to dynamic effects.] Stavební obzor. Roč. 23, 9/10 (2014), s. 131-135. ISSN 1805-2576

Urushadze, Sh., Pirner, M., Fischer, O.: Theoretical and experimental study of coupled rocking-swivelling model of guyed mast shaft. EVACES'15. International conference on experimental vibration analysis for civil engineering structures. Dübendorf: EMPA, 2015. s. 27-27


Urushadze Sh., Pirner M.: The influence of bell's swaying on neo-gothic cathedral. Structural analysis of historical constructions. An interdisciplinary approach. Amsterdam: Springer, 2019 - (Aguilar, R.; Torrealva, D.; Moreira, S.; Pando, M.; Ramos, L.), s. 2170-2178. RILEM Bookseries, 18. ISBN 978-3-319-99440-6, Municipal and structural engineering: https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3_233

Urushadze, Sh., Pirner, M. and - Bayer, J.: Influence of technical seismicity on a historical building. ICEDyn 2019. International conference on structural engineering dynamics. Proceedings. Lisbon: University of Lisbon, 2019 - (Maia, N.; Neves, M.; Sampaio, R.), č. článku 028. ISBN 978-989-99424-7-9. Viana do Castelo (PT).

Urushadze, Sh., Pirner, M. and - Bayer, J.: Analysis of vibrations on the historical structures induced by technical seismicity. Advances in engineering materials, structures and systems: innovations, mechanics and applications. Leiden: CRC Press/Balkema, 2019 - (Zingoni, A.), s. 91-96. ISBN 978-1-138-38696-9. Cape Town (ZA).

Urushadze, Sh., Pirner, M. and - Bayer, J.: Vibration assessment on the historical structures induced by technical seismicity. Conference REHABEND 2021

Statutární zástupce ověřující organizace:


doc. Ing. Stanislav Pospíšil, Ph.D.,
Ústav teoretické a aplikované
mechaniky AV ČR, v.v.i.
Prosecká 76, 190 00 Praha 9
IČ: 68378297, DIČ: CZ68378297

ředitel Ústavu teoretické a aplikované mechaniky Akademie věd České republiky, v. v. i.