

## RESPONSE ANALYSIS OF BUILDING UNDER SEISMIC EFFECTS OF RAILWAY TRANSPORT

**D. Makovička\*, D. Makovička\*\***

**Summary:** *Building structure in the vicinity of railway line is loaded by vibrations excited by passages of trains. This excited vibration propagates as technical seismicity effects through the soil to the foundations of building in the vicinity of railway. Due to its tuning the building structure usually amplifies the effects of technical seismicity. These vibration levels may have an impact on people working or living in the buildings, or on sensitive equipment installed in this building.*

### 1. Úvod

Charakter vibrací, vznikajících při jízdě vlaků po železnici je závislý zejména na hmotnosti vozidla, rychlosti a způsobu jízdy vozidla a na směru pohybu vozidla. Dalším parametrem je „rovinnost“ jízdní dráhy, ať již kvalita povrchu jízdní dráhy, včetně jejího směrového a výškového vyrovnaní, způsobu upevnění kolejnic, skladbě a vlastnostech geologického prostředí mezi jízdní dráhou a vibracemi ohroženou stavební konstrukcí ap. Kromě parametrů vibrací ve zdroji má na velikost vibrací vliv složení prostředí na cestě od zdroje k ohrožené konstrukci budovy, tedy tuhost, rychlost šíření vlnění, útlum se vzdáleností ap. Konečně pak může velikost vibrací z podloží zesílit nebo utlumit provedení vlastní konstrukce budovy a způsobu jejího založení, zejména pak frekvenční naladění ohrožené konstrukce (Makovička, 2005).

Dříve, než se začnou projevovat škody od vibrací od dopravy na ohrožené konstrukci, bývá vážnějším problémem působení vibrací na osoby v těchto konstrukcích. Vibrace tohoto typu obvykle mnohem dříve přesáhnou bezpečné limity udávané hygienickými normami, než dojde k vytvoření trhlin a prasklin v konstrukci.

Na příkladu železobetonové budovy je ukázán příklad řešení účinků vibrací na její dynamickou odezvu, včetně prognózy kmitání jednotlivých podlaží od neperiodických účinků dopravy. Vlastní budova má dvě podzemní podlaží a osm nadzemních podlaží a je založena mocných šterkopískových vrstvách. Předpokládá se, že stávající hlavní železniční trať s provozem nákladních, rychlíkových i osobních vlaků, bude po výstavbě budovy přesunuta

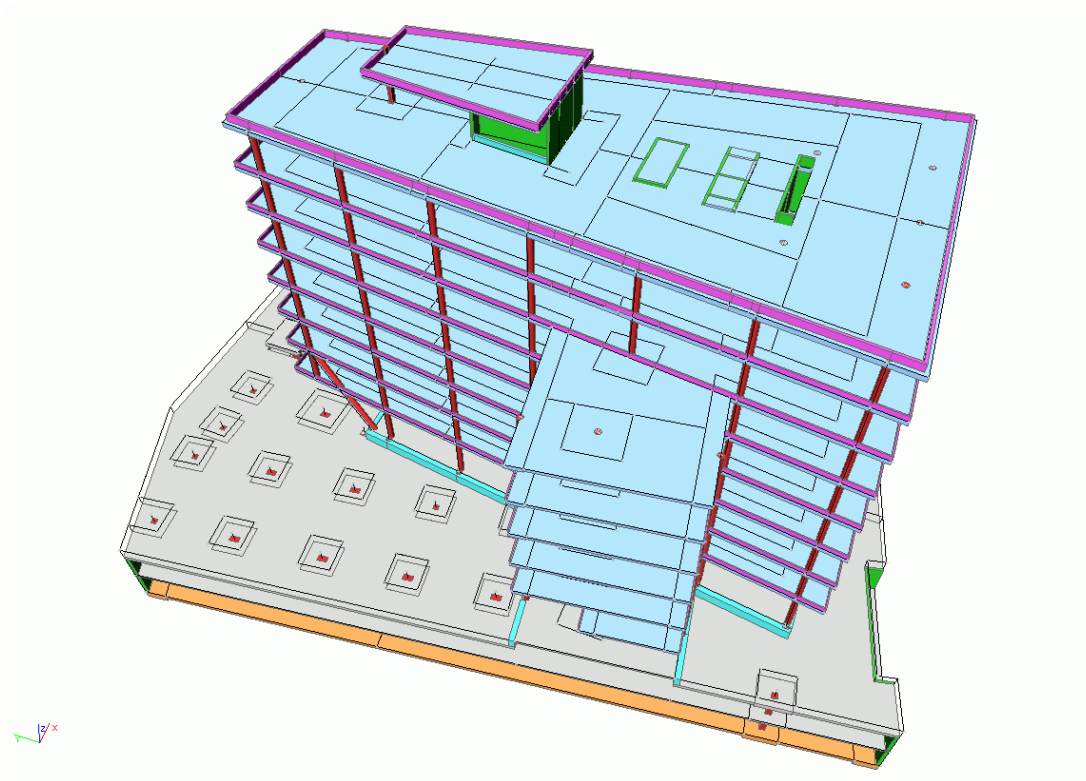
---

\* Doc. Ing. Daniel Makovička, DrSc.: Czech Technical University in Prague, Klokner Institute; Šolínova 7, 166 08 Praha 6; tel.: +420 224 353 856, fax: +420 224 353 511; e-mail: [makovic@klok.cvut.cz](mailto:makovic@klok.cvut.cz)

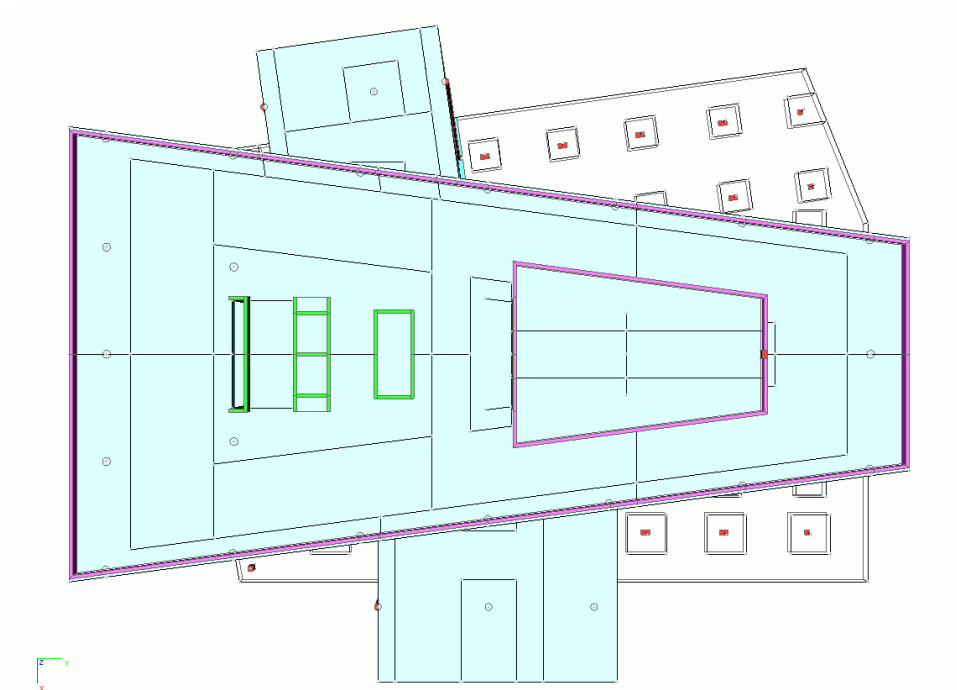
\*\* Ing. Daniel Makovička, Static and Dynamic Consulting; Šultysova 170/8, 284 01 Kutná Hora; tel.: +420 608 029 251; e-mail: [d.makovicka@makovicka.cz](mailto:d.makovicka@makovicka.cz)

do blízkosti nové budovy až na vzdálenost 9 m od jejích obvodových zdí, Pro snížení přenosu vibrací z podloží do budovy bylo proto navrženo odpružení objektu vrstvou pryže v základové spáře.

a)



b)



Obr. 1 Výpočetní model konstrukce budovy včetně podzemních podlaží a spojovacích krčků;  
a) pohled iso, b) pohled shora

## 2. Výpočetní model konstrukce

Modelovaná část objektu je vícepodlažní železobetonová stěnová konstrukce budovy s monolitickými stropy a propojena s ostatními navazujícími budovami, stejné konstrukce, pomocí propojovacích konstrukcí (krčků) – viz obr. 1.

Základová konstrukce je navržena jako desková. Vibroizolace se navrhuje pouze pod částí budovy, přibližně pod dvěma třetinami půdorysu z jižní strany ve směru k železniční trati (obr.2). V této odpružované části je základová deska dvouvrstvá, mezi spodní a horní částí těchto základových konstrukcí je vložena pružná vrstva vyskládaná z pryžových desek a chráněná z obou stran izolací, bránící zatečení vody nebo betonu do vrstvy vibroizolace. Pružná pryžová vrstva v odpružené části konstrukce důsledně odděluje:

- a) spodní a horní část základové konstrukce (vodorovné nebo šikmé vrstvy pryže),
- b) všechny svislé prvky (obvodové stěny) pod úrovní terénu od okolního prostředí.

Ve výpočetním modelu byla modelována všechna podlaží budovy v členění na stropní desky, základové konstrukce nad vrstvou pryže, vnitřní sloupy, nosné stěny a pilíře a obvodové a vnitřní průvlaky. Do hmotnosti stropních a základových desek byly zahrnuty hmoty nenosných prvků (příčky, podlahové vrstvy, stálé technologické vybavení apod.) a také ekvivalent užitého zatížení podlah, střechy a teras. Podle výsledků výpočtu odezvy budovy byl proveden návrh odpružení celé konstrukce.

Pryžová vrstva byla ve výpočetních modelech uvažována a modelována jako pružné podloží Winkler-Pasternakova typu (plošné podpory) pod celou plochou horních částí základových konstrukcí. Tuhost pryže ve výpočetním modelu respektovala typ použitých desek. V neodpružené vzdálenější (severní) části od železnice bylo předpokládáno, že základové konstrukce nejsou rozděleny vibroizolací a spočívají s příslušnou hydroizolací na šterkopískovém podloží. V místech, která již nejsou základové konstrukce odpružovány se předpokládá, že buzení od železnice je již nízké a pro spolehlivost konstrukce tedy bezpečné.

## 4. Osazení pryže v základové konstrukci

Pryžové desky o rozměrech 500×500×25 mm jsou použity pro vyskládání antivibrační vrstvy (obr. 2). Pryžové bloky (desky) jsou skládány vedle sebe (nikoli do zámků), vždy pouze v jedné vrstvě, s mezerami od 3 mm do 5 mm mezi sebou, aby byla umožněna deformace pryže pod zatížením a tuhost pryže nebyla zkreslena spojitými pásy pryže.

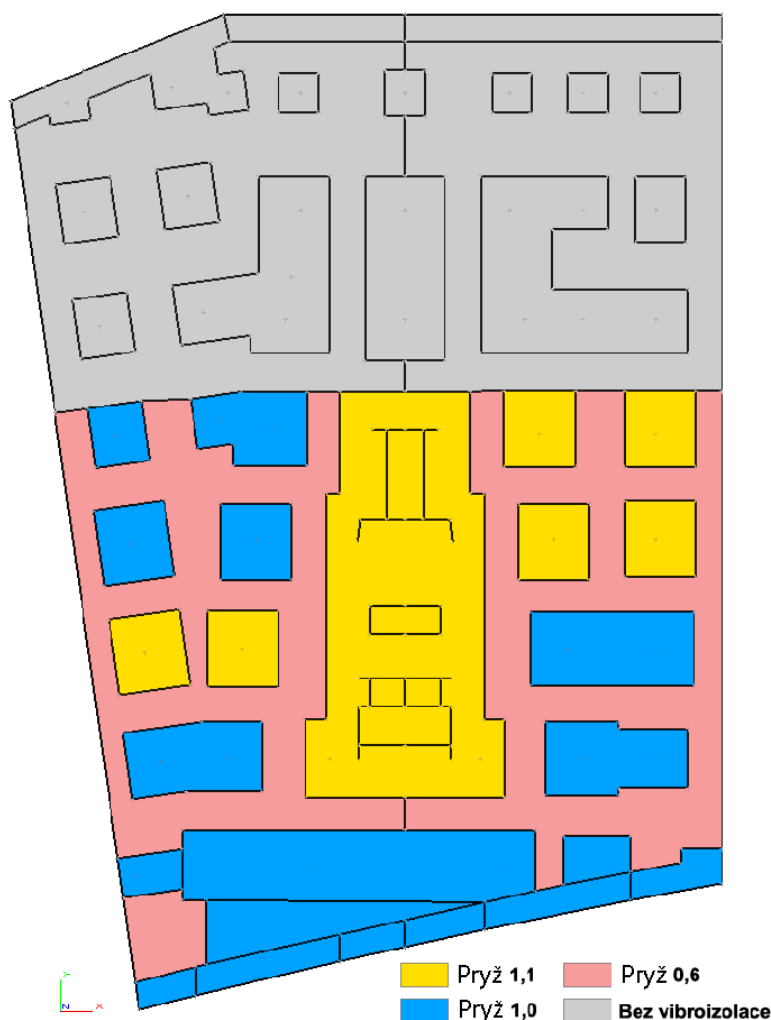
Vodorovné vrstvy pryže jsou vyskládány z pryží různé tuhosti, podle namáhání od vlastní táhy a poměrné části užitého zatížení jednotlivých podlaží budovy. Pryž je chráněna vibroizolací geotextiliemi proti zaplnění pryžové vrstvy vodou (podzemní a srážkovou).

Na všech svislých plochách v pokračování od vodorovné vrstvy pryže v základové spáře až po povrch terénu je navrženo oddělení této části odpružené konstrukce od okolních sousedních budov nebo terénu svislou vrstvou velmi poddajné pryže.

Pryžové vrstvy v odpružené části jsou navrženy na střední stlačení 1,5 až 2 mm pryžové desky. Tato stlačení pryže pod horní částí základové desky je v optimálním intervalu vzhledem k potřebnému předepnutí pryže – pryž při dynamickém zatížení působí jak ve stlačení, tak i v tahu.

Pryžové desky jsou vyskládány tak, aby odezva na stálá zatížení byla přibližně rovnoměrná a aby dynamická odezva soustavy splňovala kritéria snížení vibrací ve srovnání s kmitáním podkladu.

Pro daný účel byly použity pryže s výrobním označením Remapur od výrobce Renogum Most (Remapur, 2008).

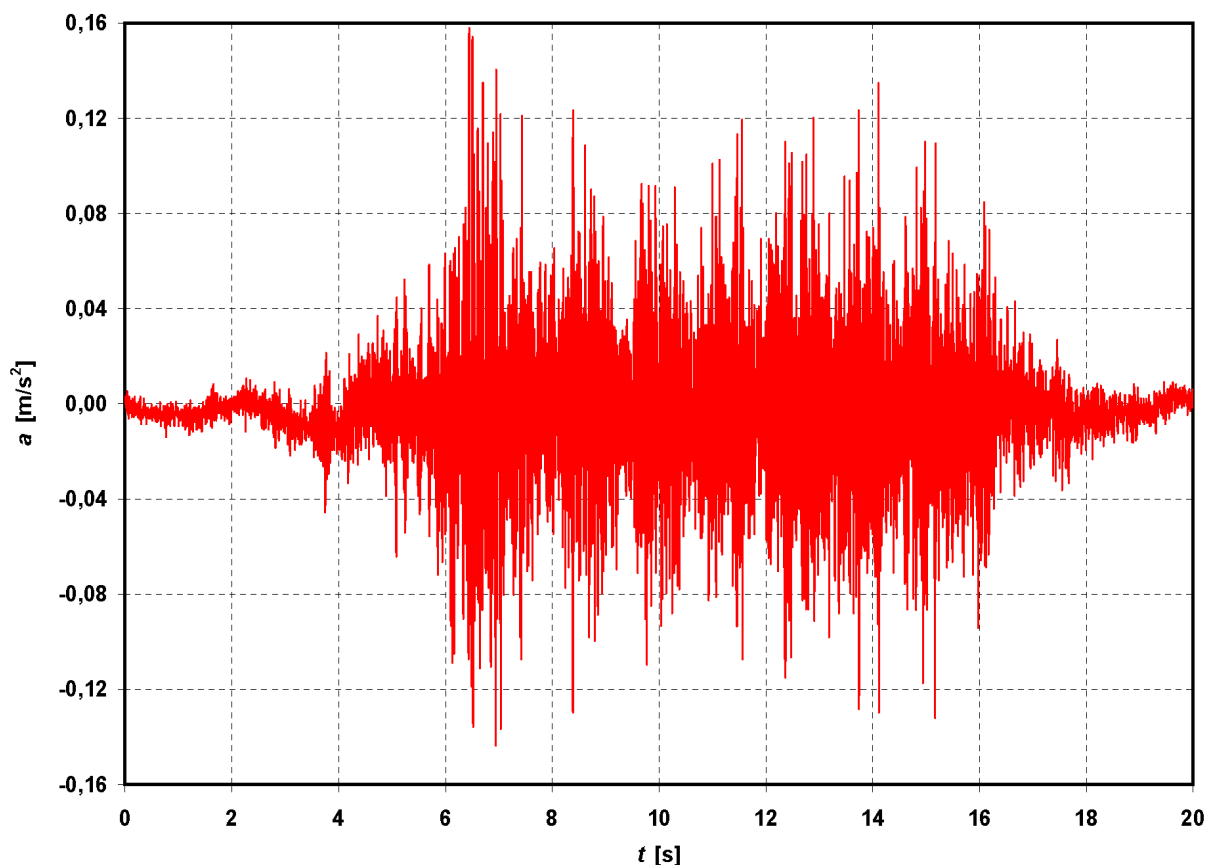


Obr. 2 Rozmístění pryže různé třídy tuhosti v základové spáře

### 3. Zatížení od provozu vlaků na železnici

Pro dynamická zatížení od dopravy byly použity záznamy z měření (Benčát, 2007) ze vzdálenosti 9 m kolejiště od posuzované budovy (obr. 3).

Naměřený průběh obsahuje několik maximálních nestacionárních výkmitů naměřeného pohybu a odpovídá průjezdu vlaku, při kterém došlo k maximálnímu rozkmitání na měřeném stanovišti. Ve vybraném měřeném intervalu byla část dominantního (maximálního) časového průběhu zrychlení normalizována a normalizovaná funkce  $a^*(t)$  použita jako časová funkce zatížení.



Obr. 3 Naměřený časový průběh (vertikálně) v sondě na úrovni nosných vrstev šterkopísku ve vzdálenosti 9 m od železniční tratě při průjezdu nákladního vlaku

Pro dynamický výpočet konkrétním programem je potřebné zadat působící zatížení jako časový průběh síly. Protože zrychlení pohybu je úměrné průběhu budící síly lze normalizovaný časový průběh zrychlení  $a^*(t)$  použít jako časovou funkci průběhu silového zatížení.

V našem případě byla snaha zjistit poměrnou odezvu jednotlivých podlaží budovy ve srovnání s buzením na úrovni základové spáry (v místě osazení pryží). Z tohoto důvodu byla normalizována velikost silového zatížení, a to tak, že maximální normované zatížení  $F^*$  je v krajní obvodové zdi jižní části ( $F^* = 1$ ). Velikost tohoto zatížení  $F^*$  se vzdáleností jednotlivých patek (podpor) od zdroje vibrací (železnice) přibližně exponenciálně klesá. Takže velikost dynamického silového zatížení konstrukce v čase  $t$  je pak rovna

$$F(t) = F^* \cdot a^*(t)$$

Funkce zatížení  $a^*(t)$  byla převzata z měření (Benčát, 2007) a je tedy různá pro svislý a vodorovný směr. Dynamické zatížení je ve výpočetním modelu zavedeno jako bodové zatížení základové desky na úrovni pružného podepření konstrukce v místě pod napojením sloupů a stěn na základovou desku v ekvidistantních vzdálenostech a ve stejný okamžik a se stejnou fází.

Zatížení je převzato z měření ve free-field podmínkách. Ve skutečnosti díky charakteristice kontaktu základové konstrukce / podloží, vlivu vzdálenosti od zdroje, vlivu přitížení budovou, bude zatížení na jednotlivých stanovištích fázově posunuto a jeho vliv na konstrukci budovy

bude nižší; zjednodušení je tedy na straně bezpečné. Tento předpoklad zvyšuje konzervativnost řešení a může ovlivnit odezvu konstrukce odhadem do cca  $\pm 20\%$ .

#### 4. Výpočet vlastního kmitání

Výpočet vlastního kmitání konstrukce byl proveden pro výpočtový model budovy, částečně pružně uložené na pryžích a částečně přímo na šterkopískovém podloží. Pro ilustraci je do následující tab.1 seřazeno dvacet nejnižších vlastních tvarů kmitání, včetně komentáře k těmto vlastním tvarům.

Ostatní vyšší tvary mají zpravidla pouze lokální význam pro určitou část konstrukce a jejich vliv se samozřejmě projeví při výpočtu vynuceného kmitání výpočtového modelu budovy, jejich vliv tedy není zanedbán.

Nejnižší ohybové a kroutivé vlastní tvary budovy jako celku se pohybují od 0,76 Hz do přibližně 2,5 Hz. Vlastní frekvence kmitání stropů se pohybují přibližně od 2,5 Hz výše.

Díky uložení objektů na pryži je rozmístění základních vlastních frekvencí do nízkých hodnot velmi příznivé z hlediska snižování přenosu vibrací do konstrukce, ať již působených železnicí nebo ostatními druhy povrchové silniční dopravy v blízkém či vzdáleném okolí.

Tab. 1 Vlastní frekvence kmitání budovy a popis vlastních tvarů

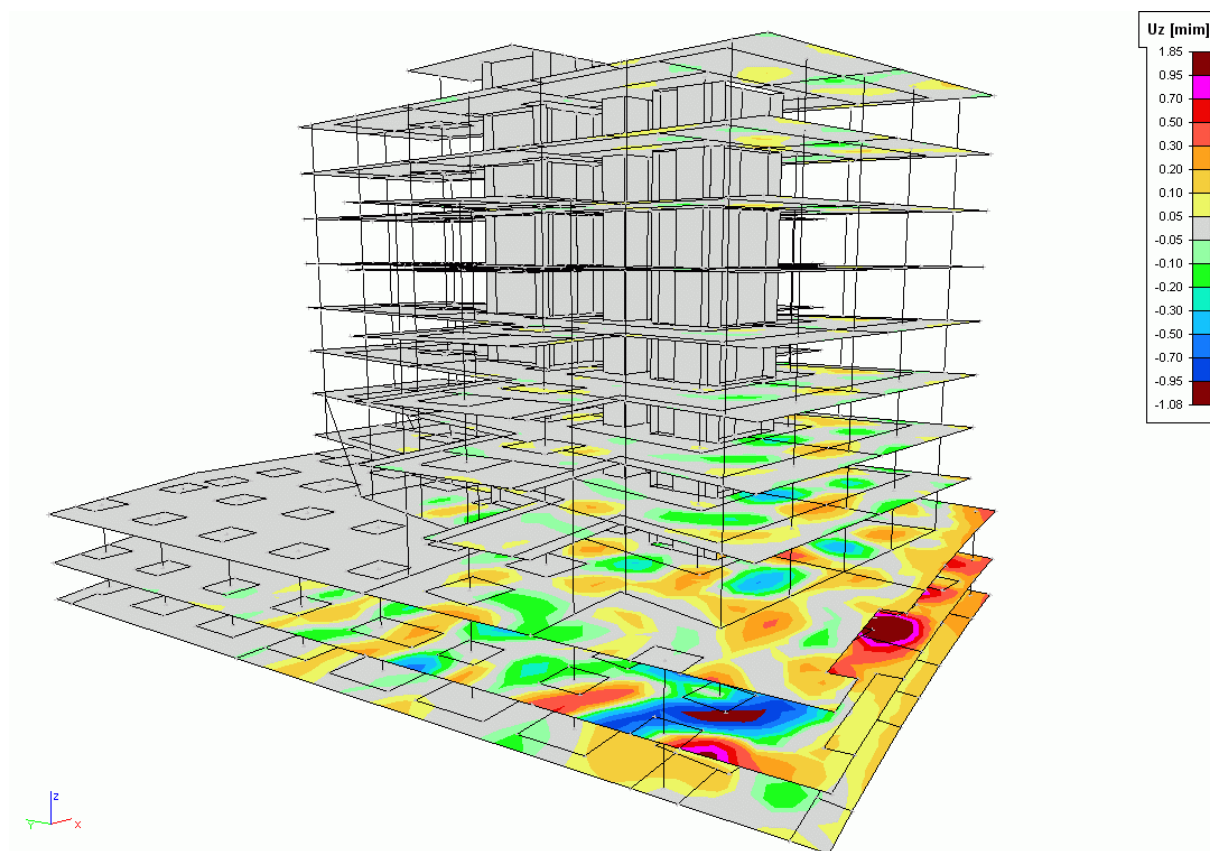
Číslo vlastního tvaru	Vlastní frekvence [Hz]	Popis vlastního tvaru
1	0,76	Pootáčení celé nadzemní části budovy okolo svislé osy $z$ a posun ve směru $y$
2	0,92	Pootáčení celé budovy okolo svislé osy $z$ a posun ve směru $x$
3	0,98	Posun ve směru $y$ celé budovy a ohyb stropních desek
4	2,51	Ohyb sloupů v rovině $yz$ a ohyb stropních desek
5	3,22	Ohyb stropních desek v severní užší části
6	3,34	Ohyb stropních desek, ohyb sloupů
7	3,73	Ohyb stropních desek, ohyb sloupů – vyšší tvar
8	3,81	Ohyb stropních desek a sloupů ve střední části – vyšší tvar
9	4,29	Ohyb stropních desek v jižní širší části
10	4,33	Ohyb stropních desek a sloupů ve střední části – vyšší tvar

#### 5. Výpočet vynuceného kmitání od dopravy po železnici

Použitý program umožňuje provést výpočet kmitání konstrukce pro obecný časový průběh budicí síly. Časový průběh normované budicí síly od provozu na železnici byl modelován jako obecný časový průběh s využitím naměřeného průběhu zrychlení pro danou lokalitu a s využitím poklesu intenzity zrychlení buzení se vzdáleností od zdroje.

Útlum konstrukce budovy byl zvolen ze zkušenosti logaritmickým dekrementem s hodnotou 0,2, který odpovídá přibližně poměrnému útlumu 3%. Pro vyšší vlastní frekvence je útlum zpravidla vyšší, zavedení odlišného tlumení pro vyšší frekvence buzení však

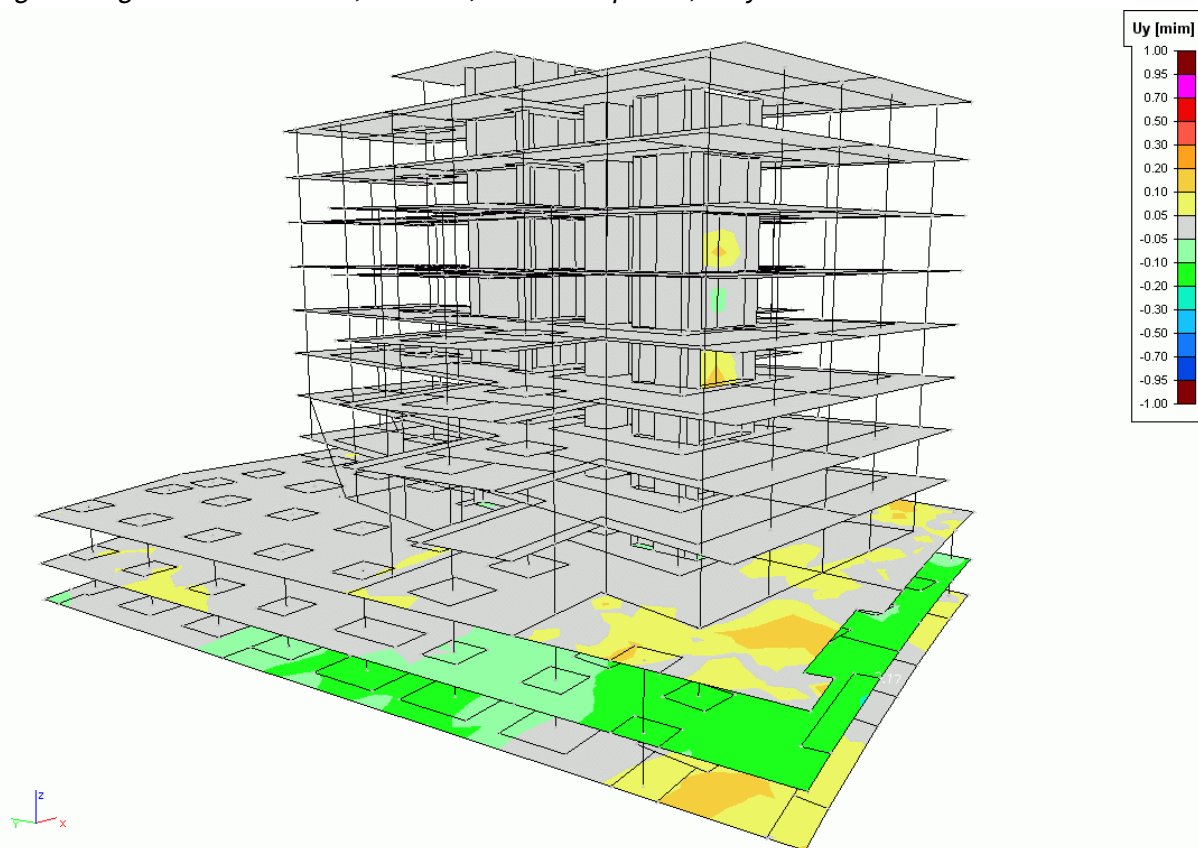
výpočetní program neumožňuje. U skeletových železobetonových konstrukcí v kombinaci s betonovými stropními deskami je poměrný útlum konstrukce na vlastní frekvenci ohybového kmitání objektu zpravidla 5%.



Obr. 4 Izolinie normalizovaných vertikálních vibrací stropních desek v časovém kroku 0,114 s při buzení vibracemi od přejezdu vlaku po železnici (normalizováno vůči maximu vertikálního kmitání základové desky rovné 1,0)

Výpočet byl proveden metodou integrace pohybových rovnic s časovým krokem 0,006 s a pro dobu počítané odezvy konstrukce o délce 0,600 s. Normalizovaný časový průběh buzení byl nastaven tak, aby vypůsobil maximální deformaci základové desky. To znamená, že všude, kde obálka relativních maximálních průhybů je menší než bezrozměrná hodnota 1,0, dojde k poklesu vibrací ve srovnání s naměřenou prognózou buzení na obr. 3.

Z obrázků vypočtené dynamické odezvy (obr. 4 a obr. 5) je zřejmé, že konstrukce zakmitají od účinků buzení dopravou právě na nízkých vlastních frekvencích a proto je prakticky vysokofrekvenční signál s dominantními frekvencemi nad 40 Hz díky naladění konstrukce výrazně utlumen.



Obr. 5 Izolinie normalizovaných horizontálních vibrací stropních desek v časovém kroku 0,144 s při buzení vibracemi od přejezdu vlaku po železnici (normalizováno vůči maximu horizontálního kmitání základové desky rovné 1,0)

### 5.1 Vertikální buzení

Výsledkem výpočtu dynamické odezvy při vertikálním buzení jsou tedy relativní dynamické výchylky konstrukce (obr. 4). Kmitání stropních desek vyšších podlaží konstrukce je nižší ve srovnání se základovou deskou. Z porovnání kmitání nejnižších podlaží je zřejmé, že ve vybraných průřezích stropních desek podzemních podlaží, dojde dokonce k zesílení vertikálních vibrací než jsou vibrace na úrovni základové desky.

Porovnáme-li vypočtenou odezvu v nejnižších částech konstrukce (v místech pryžové vibroizolace – tedy v místech vnesení dynamického buzení) s odezvou v jednotlivých vyšších podlažích, lze z tohoto poměru usuzovat na velikost poklesu vibrací (nebo nárůstu na stropních deskách podzemních podlaží) v jednotlivých podlažích v závislosti na geometrii konstrukce budovy a zvolených průřezích, tloušťkách a hmotnosti konstrukce (včetně stálé složky užitných zatížení). Tento postup je značně konzervativní a je na straně bezpečné.

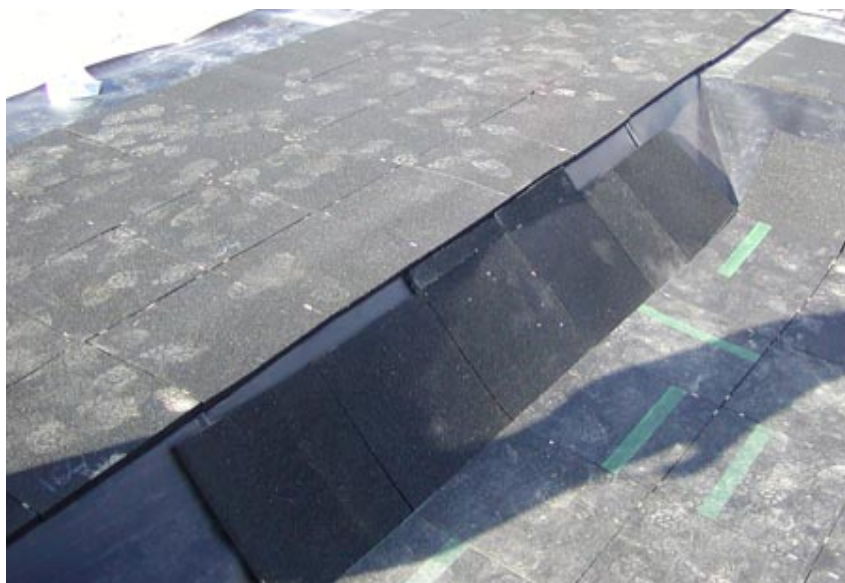
Dále lze z průběhu odezvy vysledovat frekvenční složení odezvy. Je zřejmé, že vysoké frekvence buzení se přesunou do nízkých frekvencí, přibližně ve frekvenční oblasti 1 Hz až 6 Hz, odpovídající nejnižším vlastním frekvencím konstrukce jako celku na pryži a dále nejnižším vlastním frekvencím ohybového kmitání stropů, sloupů a stěn. Vysokofrekvenční buzení účinky pojezdů vlaků je tedy prakticky odfiltrováno.



## 5.2 Horizontální buzení

Obdobně jako pro vertikální buzení byly provedeny výpočty pro horizontální buzení (obr. 5) v příčném směru  $y$  (přibližně kolmém na směr trasy železnice).

Při porovnání výsledků výpočtu pro vertikální a horizontální buzení je zřejmé, že úroveň poměrné odezvy je pro horizontální buzení (obr. 5) nižší než obdobná poměrná odezva při vertikálním buzení (obr. 4). Maximální výkmity dosahují ve vyšších podlažích maximálně 30% amplitudové úrovně buzení, ani v podzemních podlažích nedochází k nárůstu vibrací. Důvodem pro tuto skutečnost je, že konstrukce je ve vodorovném směru velmi poddajná (má nízké vlastní frekvence ohybového kmitání). Obdobně jako pro vertikální buzení odpovídá odezva konstrukce nízkofrekvenčnímu kmitání, zatímco vyšší frekvenční složky buzení jsou odfiltrovány.



Obr. 6 Kladení pryže na hydroizolační vrstvu spodní části základové desky

## 6. Pokládka pryže

Pryžové desky byly pokládány na spodní část základové desky, jež byla profilována v místech „skrytých patek“ (vyšší profil horní základové desky v místech sloupů konstrukce nebo nosných stěn). Dodržení rozteče mezi jednotlivými deskami pryží bylo zajištěno krátkými dřevěnými lištami. Barevnými pruhy na povrchu pryží byl označen tuhostně odlišný typ pryže (obr. 6).

Pryžová vrstva byla chráněna proti vodě oboustrannou (shora i zdola) hydroizolací a geotextilií proti poškození při montáži výztuže s betonáží horní části základové desky. Obdobně byla provedena i svislá vibroizolace obvodových železobetonových stěn pod úrovní terénu.

## 7. Závěr

Vibrace od přejezdu vlaků po železnici jsou zpravidla výrazným dynamickým zatížením budov i ostatních jiných konstrukcí v jejich blízkosti. V příspěvku je na příkladu administrativní

budovy v blízkosti 9 m od okraje kolejiště analyzován vliv vibrací, které se do budovy prostřednictvím podloží budou šířit od železnice. Pro snížení přenosu těchto vibrací do objektu, bylo navrženo odpružení budovy pryžovou vrstvou pod částí půdorysu budovy.

Pro dynamickou analýzu budovy. Včetně navrženého odpružení bylo použito naměřených vibrací v sondě v blízkosti železniční trati. Při pojezdu vlaků se do okolí přenášejí dominantní vibrace, mající podobu přechodového kmitání. Tyto vibrace byly použity jako nestacionární buzení objektu na úrovni základové spáry - pod pryžovou vrstvou vibroizolace.

Na základě opakovaných výpočtů bylo provedeno optimální rozmístění pryže Remapur v základové konstrukci. Výpočtem bylo dále stanovena úroveň kmitání podlah v jednotlivých podlažích.

Provedení antivibrační vrstvy je náročné na kvalitu provedení a to jak co do kvality předepsaného uložení jednotlivých typů pryže, tak její ochrany před prolitím vodou, cementovým, případně vápenným mlékem z betonů a malt, deriváty olejů, benzínu, nafty apod.

## 8. Poděkování

Práce na této problematice byla podporována grantovým projektem GAČR No 103/08/0859 Odezva konstrukci při statických a dynamických zatíženích působených přírodní a lidskou činností. Autoři děkují grantové agentuře za její podporu.

## 9. Literatura

Remapur antivibrační desky (2008) *Mechanické charakteristiky pryží Remapur*, výrobce Renogum, a.s., Most.

Benčát Ján (2007) *Štúdia technickej seizmicity od železničnej dopravy pre projekt budovy*. Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebnej mechaniky, Žilina.

Makovička, D. & Makovička, D. (2005) Izolace budov proti nadměrným vibracím od provozu metra. *Stavební obzor*, č. 1, roč. 14, s. 8-15.

Makovička, D. & Makovička, D. (2005) Zatížení stavebních konstrukcí vibracemi od povrchové a podpovrchové dopravy., *Stavební obzor*, č. 9, roč. 14, s. 261-269.

Makovička, D. & Makovička, D. (2005) The use of ductility reserves of structure bearing capacity in seismic analysis. *Engineering Mechanics*, Inst. of Thermomechanics, Ac. of Sci. of CR, Prague, pp. 211-212 + 9 pp on CD.

Makovička, D. & Makovička, D.(2007) Determination of seismic transport effects on buildings. In: Brebbia, C.A.: *Earthquake Resistant Engineering Structures VI*, WIT Press, Southampton, pp. 353-362, 2007.

Makovička, D. & Makovička, D. (2008) Princip dynamického filtru pro snížení přenosu vibrací z podloží do konstrukce. *Stavební obzor*, č. 5, roč. 17, s. 129-133.

Makovička, D., Makovička, D. (2008) Odpružení budovy v základové spáře jako ochrana proti seismickým účinkům od dopravy. In: *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering*, University of Žilina, Faculty of Civil Engineering, Žilina, s. 59-62.