



# INŽENÝRSKÁ MECHANIKA 2005

NÁRODNÍ KONFERENCE

s mezinárodní účastí

Svratka, Česká republika, 9. - 12. května 2005

---

## NUMERICAL ANALYSIS OF ADMINISTRATIVE BUILDING AFFECTED BY TECHNICAL SEISMICITY EFFECTS

L. Kasl\*, J. Brožovský\*, A. Materna\*

**Summary:** *The paper discusses dynamic analysis of a building affected by technical seismicity. The studied structure is a typical shopping and administrative center and it is based on a real structure. The numerical model is created from frame and shell finite elements.*

### 1. Úvod

V současné době je Fakultě stavební VŠB-TU Ostrava řešen výzkumný projekt GA ČR zaměřený na výzkum účinků technické seismicity na stavební objekty v Moravskoslezském kraji. Jednou z částí tohoto projektu je i analýza odezvy stavebních konstrukcí na dynamické účinky vyvolané technickou seismicitou. V příspěvku je uveden jeden z provedených výpočtů. Jde o rámovou konstrukci typické obchodně-administrativní budovy. Zatížení konstrukce bylo stanoveno na základě dat naměřených pracovníky Ústavu geoniky AV ČR při jednom ze skutečných otřesů vyvolaných účinky pozůstatků hornické činnosti. Výpočty byly prováděny metodou konečných prvků v programovém systému ANSYS.

### 2. Popis konstrukce

Jedná se o dvoupatrovou budovu administrativního a obchodního centra. Nosnou konstrukci tvoří stropní desky nesené železobetonovými příčnými rámy. Tyto rámy jsou tvořeny monolitickými sloupy a průvlaky. Osová vzdálenost příčných ráků je 6,0 metrů.

Rozměry konstrukčních prvků vyplývají z konstrukčních zásad a jsou závislé na vzdálenosti příčných ráků, resp. rozpětí stropních desek a na výšce sloupů.

Model konstrukce je vytvořený kombinací prutových a deskostěnových prvků, prutové prvky jsou použity na sloupy a průvlaky, deskostěnové prvky na stropní desky. Sloupy jsou uvažovány jako vetknuté

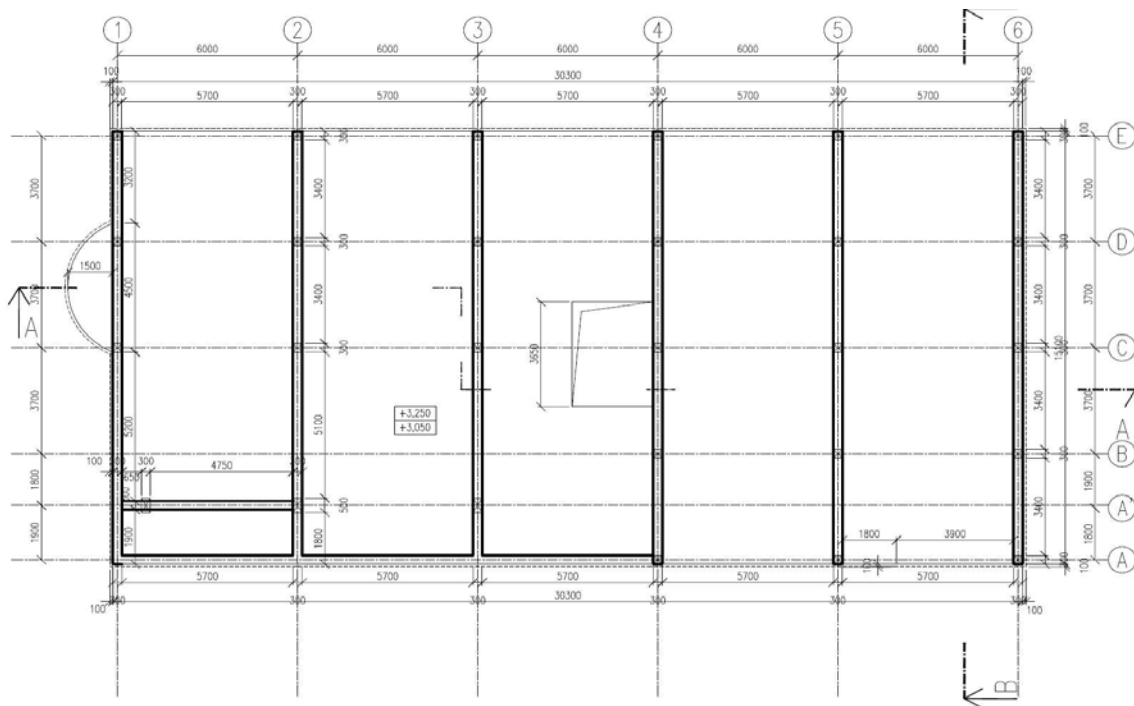
Beton nosné konstrukce je třídy C20/25 a betonářská výztuž je z oceli třídy R10505. Železobeton je ve výpočtu uvažován jako lineárně pružný materiál s modulem pružnosti  $E=32,5$  MPa a Poissonovým součinitelem  $\nu = 0,2$ .

---

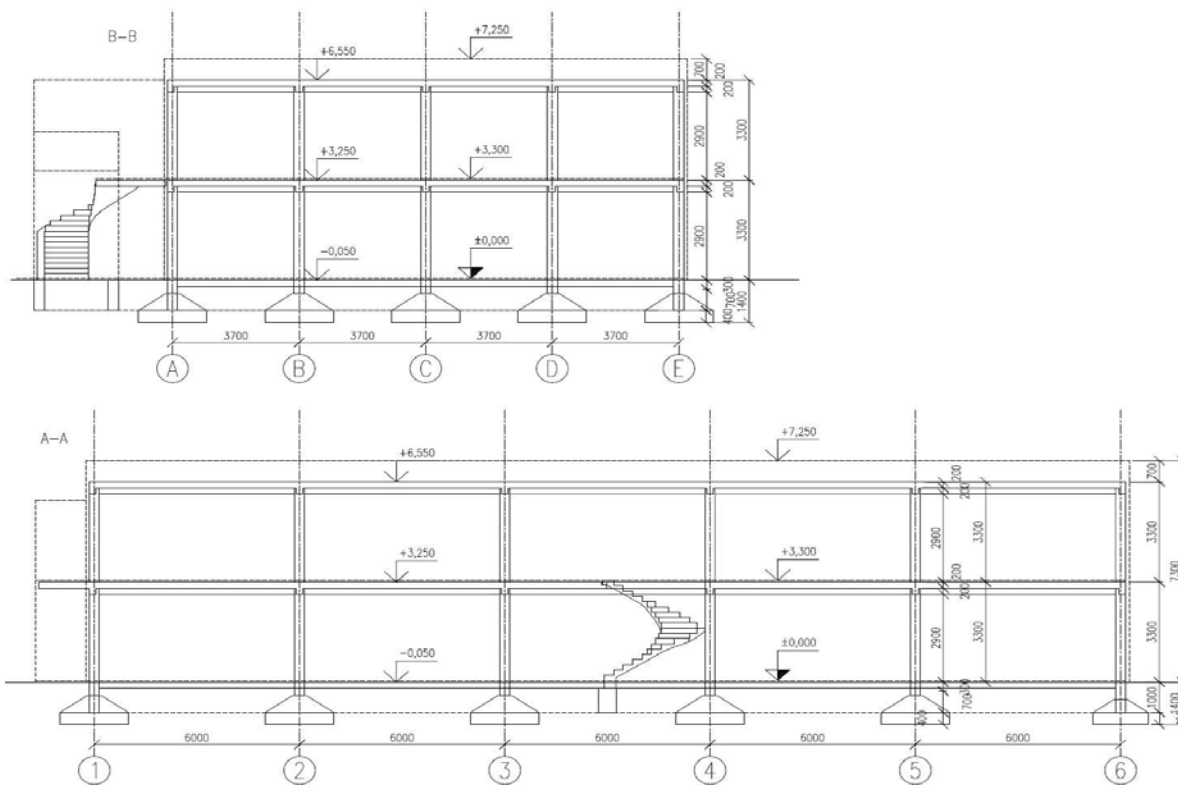
\* Libor Kasl, Ing, VŠB-TU Ostrava, FAST, katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podéště, libor.kasl@vsb.cz

\* Jiří Brožovský, Ing, PhD., VŠB-TU Ostrava, FAST, katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podéště, jiri.brozovsky@vsb.cz

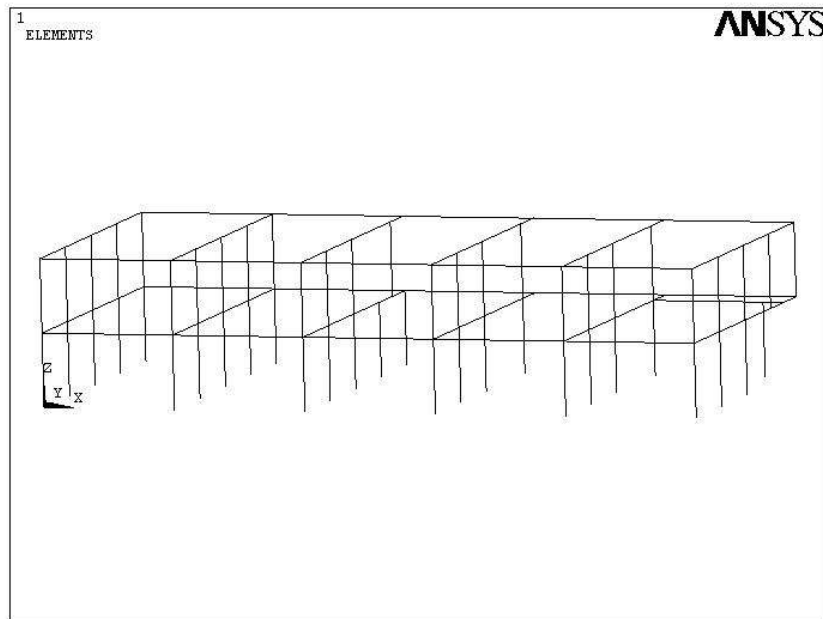
\* Alois Materna, Doc., Ing., CSc., VŠB-TU Ostrava, FAST, Ludvíka Podéště, alois.materna@vsb.cz



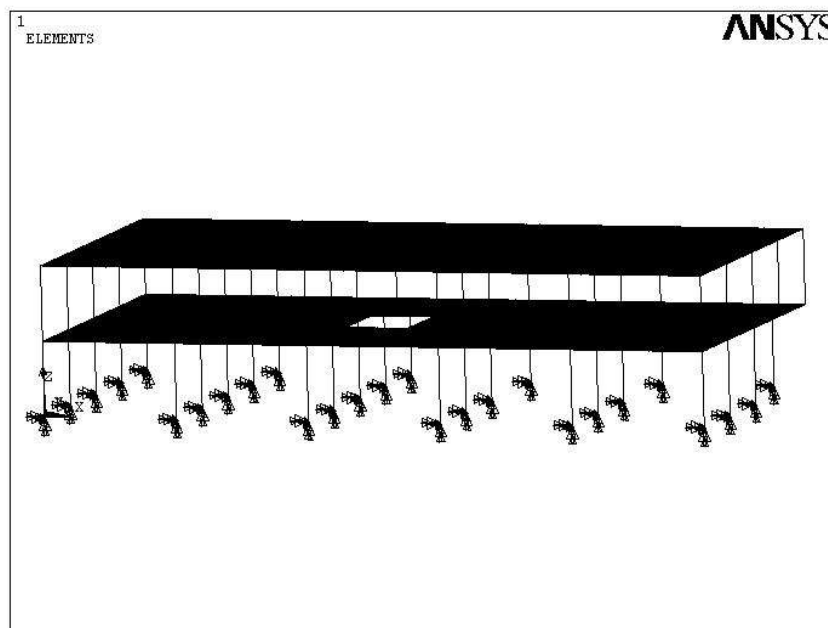
Obrázek.1: Půdorys prvního podlaží



Obrázek.3: Řezy



Obrázek.4: Model konstrukce – prutová část



Obrázek.5: Celkový model konstrukce

### 3. Předpoklady výpočtu

Při dynamických výpočtech je řešena rovnice

$$[M]\{u(t)\} + [C]\{u(t)\} + [K]\{u(t)\} = F(t), \quad (1)$$

kteřá pro seismické výpočty přechází na tvar

$$[M]\{u(t)\} + [C]\{u(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{x(t)\}, \quad (2)$$

kde  $\{u(t)\}$  je vektor relativního zrychlení,  $\{u(t)\}$  je vektor relativní rychlosti,  $\{u(t)\}$  je vektor relativní deformace,  $\{x(t)\}$  je vektor zrychlení seismického pohybu,  $[M]$  je matice hmotnosti,  $[C]$  je matice tlumení,  $[K]$  je matice tuhosti.

Program ANSYS použitý k výpočtu seismické odezvy sestavuje matici tuhosti  $[K]$  na základě zadané geometrie prvků. Pro výpočet matice tlumení  $[C]$  je použit Rayleighův útlum definovaný vztahem

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K], \quad (3)$$

kde  $\alpha = 0$ ,  $\beta = 2 \xi / \omega = 0,05 / (3,14 \cdot 1,76) = 9,05e-3$ .

Součinitel  $\beta$  je určen jako podíl poměrného tlumení  $\xi$  významné vlastní kruhové frekvence  $\omega$ . Poměrné tlumení bylo zvoleno do výpočtu jako 5%,  $\xi = 0,05$  a jako významná vlastní kruhová frekvence byla použita první vlastní kruhová frekvence.

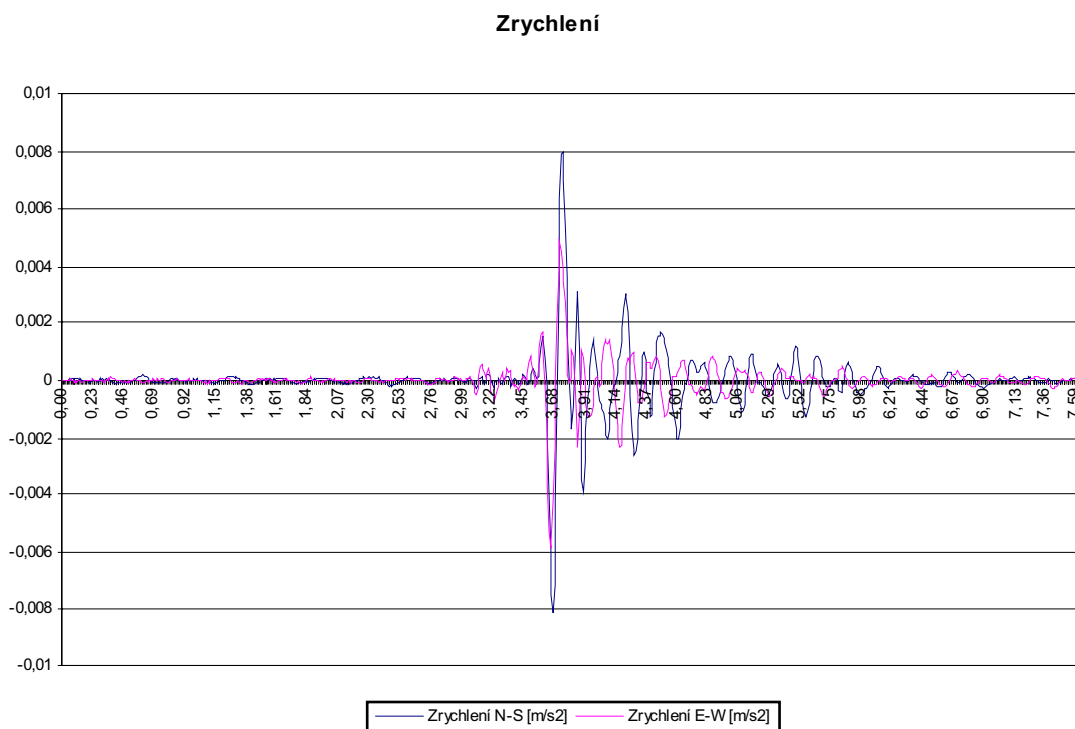
Pro sestavení matice hmotnosti  $[M]$  stačí k zadané geometrie doplnit objemové hmotnosti konstrukčních částí. Tímto se zajistí sestavení matice hmotnosti vlastní nosné konstrukce. Vzhledem k tomu, že s nosnou konstrukcí kmitá i konstrukce stropu a střechy a veškeré užité zatížení, které bychom měli ve statické analýze zadáno jako plošné zatížení, je třeba tyto zatížení převést na hmotu, resp. objemovou hmotnost a to následovně:

objemová hmotnost betonu  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$   
 tloušťka stropní desky  $t = 0,2 \text{ m}$   
 plošná váha  $g_0 = \rho \cdot t = 2500 \cdot 0,2 = 500 \text{ kg/m}^2$   
 ostatní stálé zatížení na strop. desku  $q_{1,d} = 2,2 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$  plošná váha  $g_{1,d} = 220 \text{ kg/m}^2$   
 ostatní stálé zatížení na střechu  $q_{1,s} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g_{1,s} = 75 \text{ kg/m}^2$   
 užité zatížení na stropní desku  $q_{n,d} = 7,5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g_{n,d} = 750 \text{ kg/m}^2$   
 ostatní stálé zatížení na střechu  $q_{n,s} = 1,1 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow g_{n,s} = 110 \text{ kg/m}^2$   
 celková plošná váha stropní desky:  $g_d = g_0 + g_{1,d} + g_{n,d} = 1470 \text{ kg/m}^2$   
 celková plošná váha střechy:  $g_s = g_0 + g_{1,s} + g_{n,s} = 685 \text{ kg/m}^2$   
 objemová hmotnost stropní desky  $\rho_d = q_d / t = 1470 / 0,2 = 7350 \text{ kg/m}^3$   
 objemová hmotnost střešní desky  $\rho_s = q_s / t = 685 / 0,2 = 3425 \text{ kg/m}^3$

Intenzita užitého zatížení byla určena podle Eurokódů v závislosti na využití stavby jako obchodního a administrativního centra. Intenzita ostatního stálého zatížení byla určena na základě dané skladby stropu a příslušných objemových tíh jednotlivých materiálů.

Objemové hmotnosti stropní a střešní desky byly výše uvedený způsobem definovány proto, aby byl zohledněno jeho vliv na dynamické charakteristiky konstrukce.

Zatížení konstrukce bylo určeno z naměřených dat. Tato data obsahovala průběh rychlosti kmitání v čase. Z měření byly známy tři kolmé složky rychlosti, dvě ve vodorovných směrech a jedna ve svislém směru. Ve výpočtu byly uvažovány pouze vodorovné složky rychlostí. Průběhy rychlostí byl pro potřeby výpočtu převedeny na závislosti zrychlení na čase  $x(t)$ .



Obrázek.6: Graf seismického zatížení

Z obrázku 6 je zřejmé, že seismické buzení probíhalo převážně mezi třetí a pátou sekundou měření, tj. v časovém intervalu 2 sekund, proto při výpočtu byla konstrukce zatížena zrychlením z tohoto intervalu. Dalších osm sekund byl již výpočet prováděn na dále nezatížené konstrukci.

#### 4. Vyhodnocení výpočtu

Při vyhodnocení byly zjišťovány vodorovné posuny a ohybové momenty. Vodorovné posuny byly zjišťovány ve dvou kolmých směrech ve čtyřech rohových uzlech na každé desce.

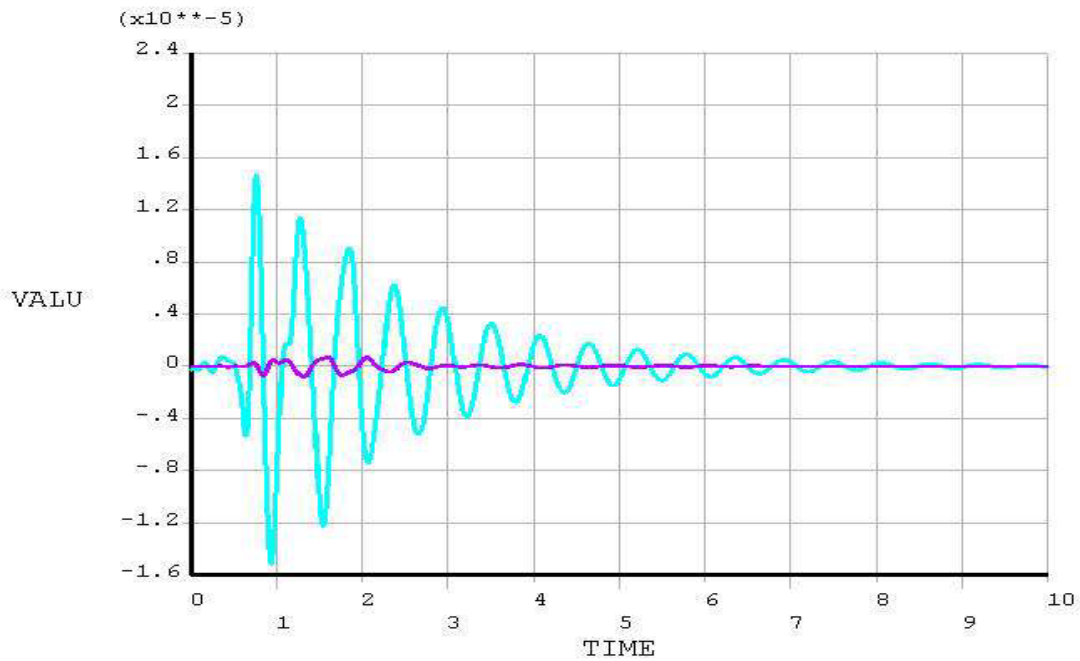
##### 4.1 Posuny

Na obrázku 7 jsou zobrazeny posuny dvou uzlů, které měly maximální hodnoty výchylek ve směru  $x$  a  $y$ .

Posuny v podélném směru jsou výrazně větší než ve směru příčném, příčné kmitání má maximální hodnotu zrychlení jen o 25% nižší než v podélném. Toto je způsobeno nosným konstrukčním systémem budovy, která je sestavená z příčných rámců spojených spojitou deskou. Příčné rámy jsou ve svojí rovině výrazně ohybově tužší než kolmo na svou rovinu.

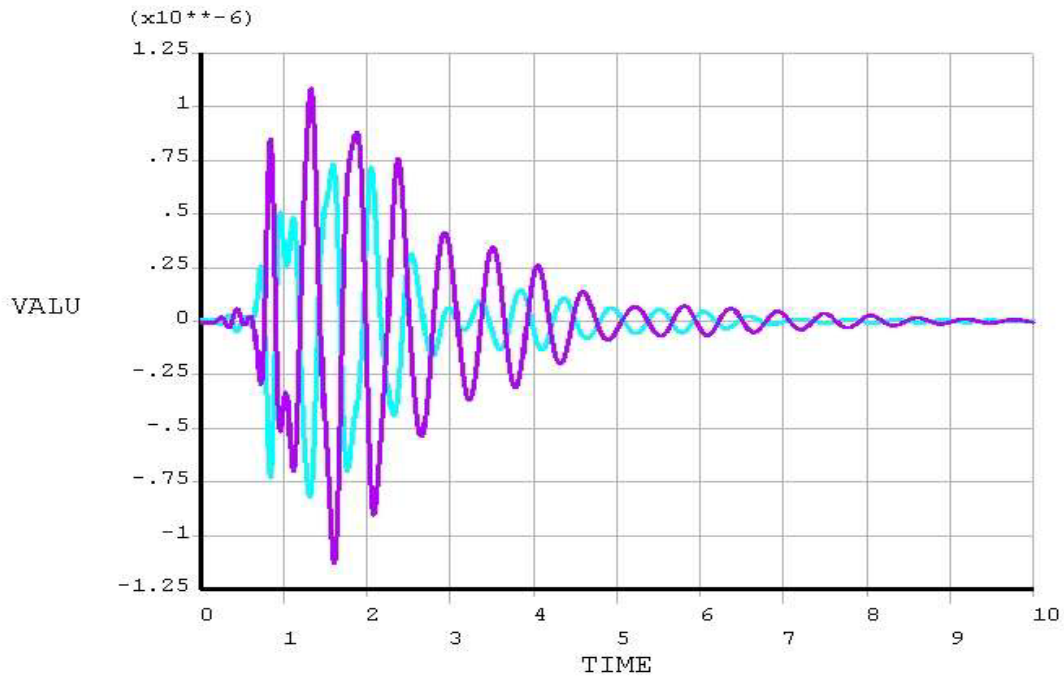
Dále se v grafu odráží skutečnost, že první dvě sekundy byla konstrukce buzena a v následujících osmi sekundách, když již dále buzena nebyla, došlo k postupnému utlumení kmitání.

Extrémní výchylka v podélném směru konstrukce ve vybraném bodě nastala v čase  $t_x = 0,94$  s od počátku seismického zatížení a nabyla hodnoty  $u_x = -0,015$  mm. Extrémní výchylka v příčném směru nastala v čase  $t_y = 1,32$  s a nabyla hodnoty  $u_y = -0,001$  mm. Výchylky střešní desky v obou směrech byly velmi malé, což odpovídá malým hodnotám zrychlení měřeného seismického otřesu.



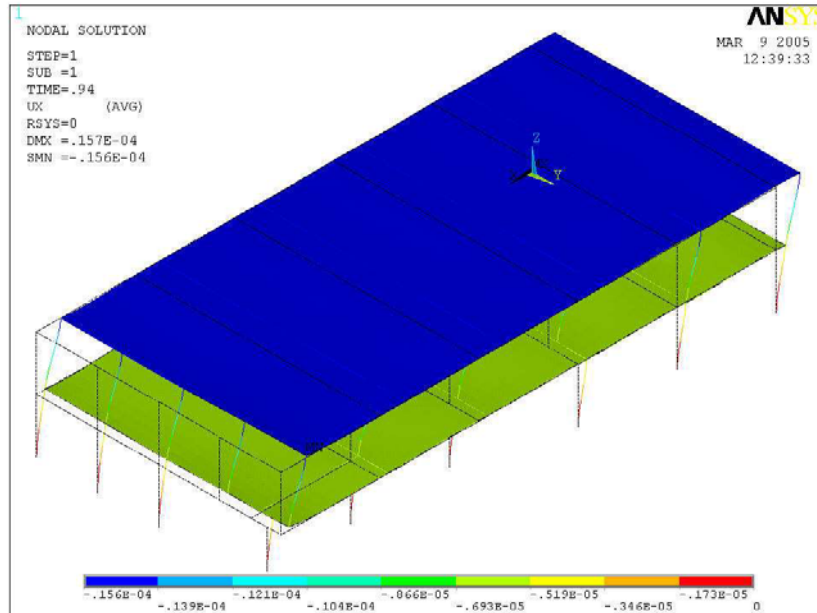
Obrázek 7: Graf maximálních výchylek  $u_x$  a  $u_y$  v závislosti na čase

Obrázek 8 zobrazuje výchylky dvou rohových uzlů na střešní desce. Oba uzly leží na jedné podélné hraně. Z obrázku je vidět, že při stejném čase  $t_y = 1,32$  s, kdy nastává maximální výchylka v příčném směru, mají výchylky opačné znaménko. To znamená, že v tomto čase je konstrukce kroucena kolem svislé osy.

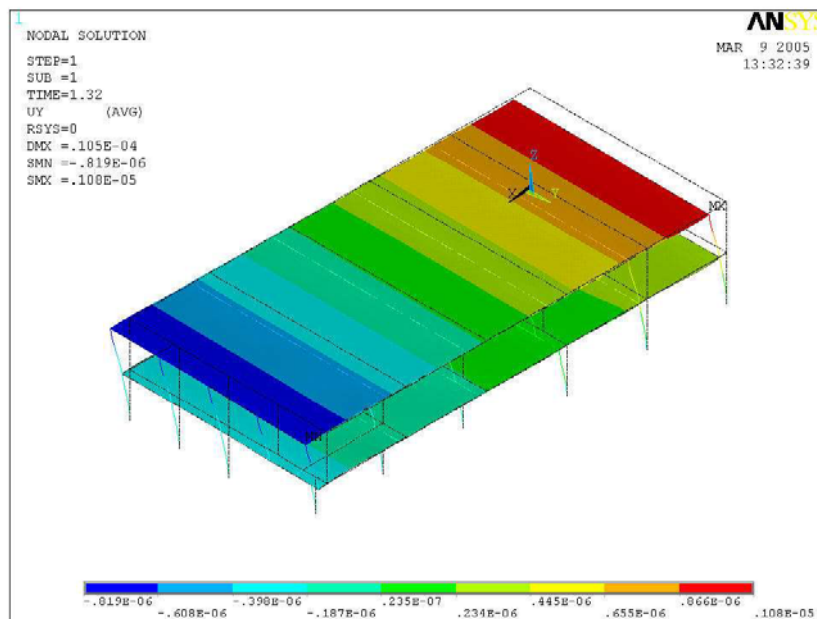


Obrázek 8: Graf výchylek  $u_y$  v závislosti na čase

Na obrázku 9 jsou zobrazeny deformace celé konstrukce v podélném směru v čase  $t_x$  a na obrázku 10 jsou příčné deformace v čase  $t_y$ .



Obrázek 9: Deformace konstrukce v podélném směru v čase  $t_x$



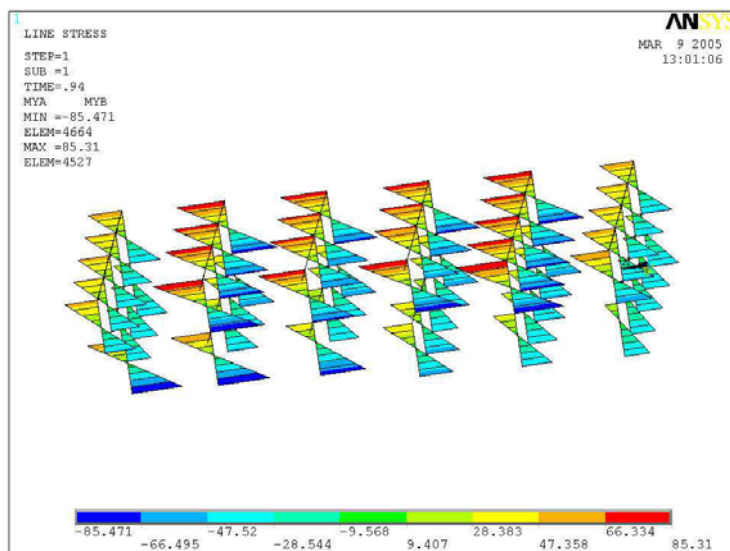
Obrázek 10: Deformace konstrukce v podélném směru v čase  $t_y$

## 4.2 Ohybové momenty

Ohybové momenty byly vyhodnocovány v čase maximální deformace. Pro čas  $t_x = 0,94$  s, kdy konstrukce vykazuje maximální deformace v podélném směru, jsou vyhodnocovány příčné

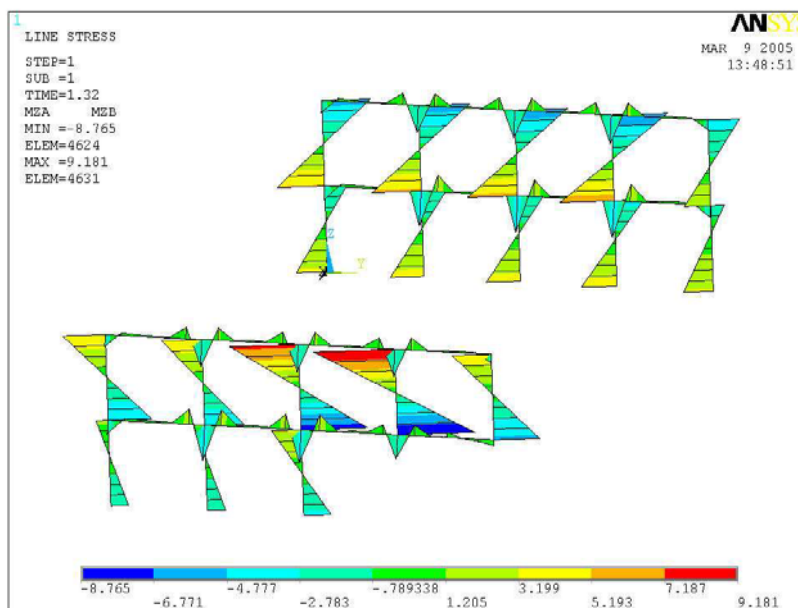
rámy na ohyb mimo svou rovinu. Pro čas  $t_y = 1,32$  jsou vyhodnocovány příčné rámy na ohyb ve své rovině.

Na obrázku 11 jsou zobrazeny ohybové momenty na stojkách příčných ráků v čase maximální výchylky v podélném směru  $t_x$ . Stejně jako posuny byly velice malé, tak i ohybové momenty jsou malé a nabývají maximální hodnoty  $M_{max,x} = \pm 85$  Nm.



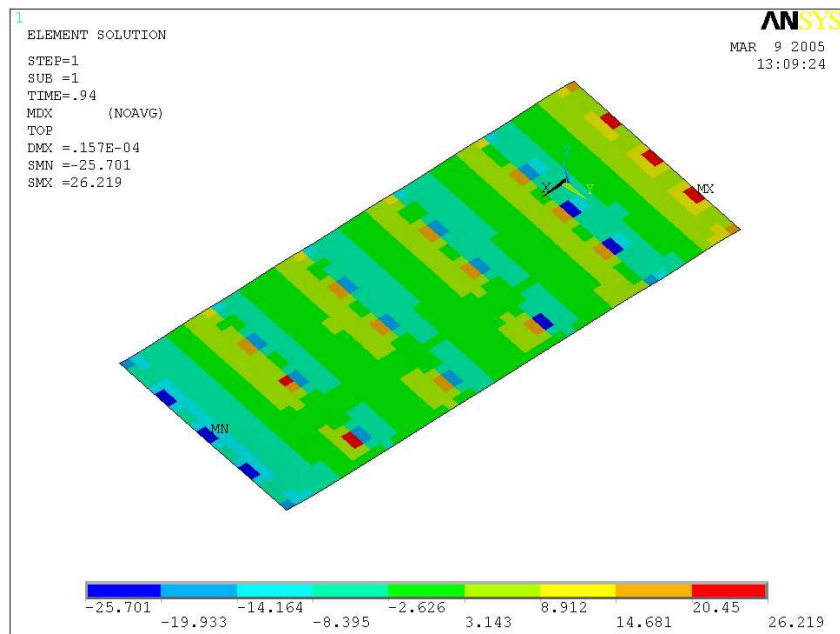
Obrázek 11: Ohybové momenty na stojkách příčných ráků v čase  $t_x$

Na obrázku 12 jsou zobrazeny ohybové momenty na stojkách příčných ráků na opačných koncích budovy vzhledem k podélnému směru v čase maximální výchylky v příčném směru  $t_y$ . Ohybové momenty na stojkách příčných ráků při maximálním namáhání v jejich rovině jsou ještě menší než při namáhání kolmo na jejich rovinu a nabývají maximální hodnoty  $M_{max,y} = 9$  Nm.

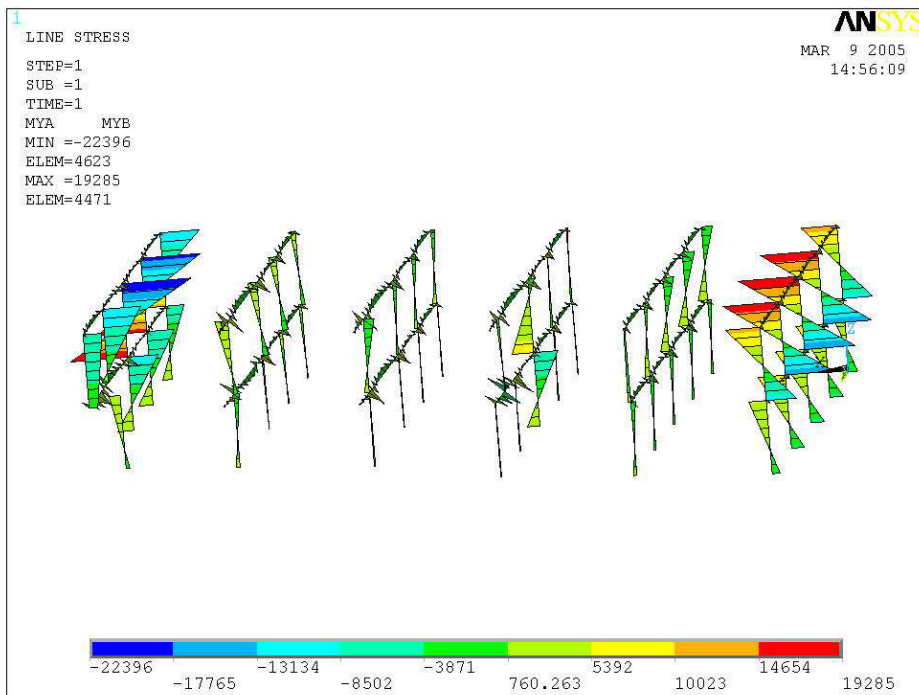


Obrázek 12: Ohybové momenty na stojkách příčných ráků v čase  $t_y$





Obrázek 13: Měrné ohybové momenty desce v čase  $t_x$



Obrázek 14: Ohybové momenty při zatížení vlastní tíhou

Na obrázku 14 jsou zobrazeny hodnoty ohybových momentů při statickém výpočtu od zatížení vlastní tíhou. Vykresleny jsou výsledky ohybu příčných rámců kolmo na svou rovinu.

Maximální ohybové momenty zde vznikají na krajních stojkách, které jsou zatíženy nesymetricky a tyto momenty nabývají maximální hodnoty  $M_{max,x} = -22,4$  kNm.

## 5. Závěr

V příspěvku byly prezentovány výsledky dynamické analýzy rámové železobetonové konstrukce, která byla ztížena účinky technické seismicity. Prezentovaná analýza byla jedním z prvních studovaných problémů, a proto byla pro zatížení zvolena data odpovídající pouze běžnému otřesu. V daném případě tedy získané hodnoty deformací i namáhání vyšly řádově nižší než při zatížení konstrukce vlastní tíhou a tato konkrétní konstrukce by seismický otřes obdobné intenzity přečkala bez poškození.

V průběhu dalších prací na projektu budou studovány i další typy konstrukcí a budou provedeny také analýzy jejich chování při větších otřesech, aby bylo možné získat také informace o možném poškození konstrukcí při těchto vyšších zatíženích.

## 6. Poděkování

Práce byly podporovány ze státního rozpočtu prostřednictvím Grantové agentury české republiky. Registrační číslo grantu je 103/04/1424.

Autoři také děkují doc. Čajkovi za poskytnutí projektové dokumentace ke studované konstrukci.

## 7. Literatura

Pirner, M., Baťa, M., Fischer, O., Frýba, L., Hořejší, J., Novák, P.: *Technický průvodce 33, Dynamika stavebních konstrukcí*, SNTL, Praha, 1989

Juhássová, E.: *Posobenie seizmických pohybů na stavebné konštrukcie*, VEDA, Bratislava, 1985

Kolář, V., Němec I., Kanický, V.: *FEM Principy a praxe metody konečných prvků*, Computer Press, Brno, 1997

Baťa, M.: *Dynamika stavebních konstrukcí – příklady*, skriptum, ČVUT Praha, Praha, 1989

*ANSYS Documentation*, Release 8.1, ANSYS Inc., USA, 2003