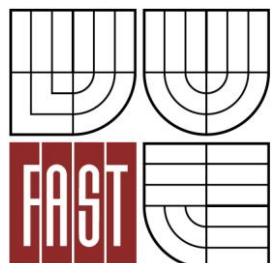




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

NELINEÁRNÍ DYNAMICKÁ ANALÝZA KONSTRUKCE ZATÍŽENA SEISMICKÝMI ÚČINKY

NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURES WITH SEISMIC LOADS

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

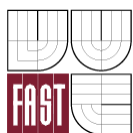
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. MARTINA NAVRÁTILOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. ZBYNĚK VLK, Ph.D.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Martina Navrátilová
Název	Nelineární dynamická analýza konstrukce zatížena seismickými účinky
Vedoucí diplomové práce	Ing. Zbyněk Vlk, Ph.D.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2014
Datum odevzdání diplomové práce	16. 1. 2015
V Brně dne 31. 3. 2014	

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

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

Podklady a literatura

Bařa M., Plachý V., Trávníček F. : Dynamika stavebních konstrukcí
Belytschko, T., Liu, W. K., Moran B.: Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures, John Wiley & sons, ISBN 0-471-98773-5, New York, (2000)
Němec, I. at all. (2010) Finite Elements Analysis of Structures. Aachen: Shaker Verlag.
Normy : ČSN EN 1998-1 : Eurocode 8 - Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení

Zásady pro vypracování

Cílem práce je dynamická analýza modelu vybrané konstrukce, jež bude zatížena seismickými účinky a bude zahrnovat nelineární vlastnosti konstrukce. Výpočet bude proveden ve vybraném programovém systému s využitím metody Push-over. Získané výsledky budou porovnány buď s nelineární časovou analýzou, nebo s výsledky získanými z jiného programového systému.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....
Ing. Zbyněk Vlk, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá srovnáváním metod pro výpočet odezvy konstrukcí se seismickým zatížením. Pro výpočet jsou použity lineární a nelineární metody. V případě lineárního výpočtu je použita modální analýza pomocí spektra odezvy. U nelineárního výpočtu je použita metoda postupného přitěžování (pushover metoda). Tyto dvě metody jsou porovnávány v programech AxisVM a RFEM na příkladech výškové budovy a prostorového rámu.

Klíčová slova

zemětřesení, spektrum pružné odezvy, akcelerogram, posun, frekvence, perioda, vlastní tvar, metoda konečných prvků, metoda postupného přitěžování

Abstract

Diploma thesis compares the methods for the calculation of the response of structures with seismic loads. Linear and nonlinear analyses are used for the calculations. In the case of linear analysis response spectrum method is applied. For nonlinear analysis pushover method is used. These two methods are compared in programs AxisVM and RFEM on the examples of high-rise building and space frame.

Keywords

earthquake, elastic response spectrum, accelerogram, displacement, frequency, period, mode of vibration, finite element method, pushover method

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Martina Navrátilová *Nelineární dynamická analýza konstrukce zatížena seismickými účinky*. Brno, 2015. 79 s. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. Zbyněk Vlk, Ph.D.

Prohlášení:

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

V Brně dne 16.1.2015

.....
podpis autora
Bc. Martina Navrátilová

Poděkování

Děkuji tímto vedoucímu diplomové práce Ing. Zbyňku Vlkovi, Ph.D za poskytnuté rady a hlavně čas strávený při zpracování diplomové práce.

Také děkuji své rodině za podporu a poskytnuté technické i finanční zázemí.

Obsah

1	Úvod	13
2	Teorie.....	14
2.1	Vlastní tvary – obecné vztahy	14
2.2	Seismické zatížení	15
2.3	Lineární výpočet.....	17
2.3.1	Metoda výpočtu pomocí příčných sil	17
2.3.2	Modální analýza pomocí spektra odezvy	19
2.4	Nelineární výpočet.....	20
2.4.1	Vybrané vlastnosti pro nelineární výpočet	20
2.4.1.1	Plasticita, pracovní diagram	20
2.4.1.2	Plastický kloub	22
2.4.1.3	P- Δ efekt.....	24
2.4.2	Metoda postupného přitěžování	26
3	Řešené příklady	31
3.1	Lineární výpočet.....	33
3.1.1	Příklad č. 1	34
3.1.1.1	Zadání	34
3.1.1.2	Srovnání výsledků	41
3.2	Nelineární výpočet.....	48
3.2.1	Postup výpočtu v použitých programech	49
3.2.1.1	Program AxisVM	49
3.2.1.2	Program RFEM	52
3.2.2	Příklad č. 2.....	54
3.2.2.1	Zadání	54
3.2.2.2	Srovnání výsledků	57
3.2.3	Příklad č. 3.....	62
3.2.3.1	Zadání	63
3.2.3.2	Výpočet parametrů plastického kloubu	64
3.2.3.3	Použité modely	68
3.2.3.4	Srovnání výsledků	68
4	Závěr.....	75
	Seznam použitých zdrojů.....	76

Seznam použitých zkratek a symbolů	78
--	----

Seznam obrázků

Obr. 2-1 Spektrum vodorovné pružné odezvy	17
Obr. 2-2 Smluvní pracovní diagram měkké oceli (výrazná mez kluzu).....	20
Obr. 2-3 Pracovní diagram betonu	21
Obr. 2-4 Pracovní diagram pro pružně-plastický materiál s lineárním zpevněním.....	21
Obr. 2-5 Pracovní diagram pro ideálně pružně-plastický materiál.....	22
Obr. 2-6 Bilineární pracovní diagram (norma ČSN EN 1992-1-1).....	22
Obr. 2-7 Rozdělení přetvoření a napětí při ohybu	23
Obr. 2-8 Rozdělení přetvoření a napětí při ohybu u ŽB průřezu.....	23
Obr. 2-9 Napjatost v kritickém vlákně betonu	24
Obr. 2-10 Napjatost v kritické výztužné vložce	24
Obr. 2-11 P- Δ efekt	25
Obr. 2-12 P- Δ efekt na konstrukci	25
Obr. 2-13 Graf závislosti pružněplastické síly F^* na posunu d^*	26
Obr. 2-14 Určení idealizované závislosti pružněplastické síly F^* na posunu d^*	28
Obr. 2-15 Určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti.....	30
Obr. 3-1 1D konečný prvek, typ: nosník v programu AxisVM.....	31
Obr. 3-2 2D konečný prvek v programu AxisVM.....	32
Obr. 3-3 2D konečný prvek v programu RFEM.....	32
Obr. 3-4 Tvar spektra pružné odezvy	34
Obr. 3-5 Půdorys 1-3PP.....	35
Obr. 3-6 Půdorys 1-3NP	36
Obr. 3-7 Půdorys 4-20NP	37
Obr. 3-8 Půdorys 21NP	37
Obr. 3-9 Půdorys 22 a 23NP.....	38
Obr. 3-10 Statický model v programu AxisVM, RFEM	40
Obr. 3-11 1, 2 a 3 vlastní tvar v programu AxisVM	44
Obr. 3-12 1, 2 a 3 vlastní tvar v programu RFEM.....	44
Obr. 3-13 1, 2 a 3 vlastní tvar v programu AxisVM	47
Obr. 3-14 1, 2 a 3 vlastní tvar v programu RFEM.....	47
Obr. 3-15 4, 5 a 6 vlastní tvar v programu AxisVM	47
Obr. 3-16 4, 5 a 6 vlastní tvar v programu RFEM.....	48

Obr. 3-17 Graf závislosti momentu na pootočení v programu AxisVM	49
Obr. 3-18 Křivka kapacity v programu AxisVM	51
Obr. 3-19 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu AxisVM	52
Obr. 3-20 Graf závislosti momentu na pootočení v programu RFEM	53
Obr. 3-21 Rozměry rámové konstrukce	55
Obr. 3-22 Statický model v programech AxisVM a RFEM.....	55
Obr. 3-23 Graf závislosti momentu na pootočení pro nosníky.....	56
Obr. 3-24 Graf závislosti momentu na pootočení pro sloupy.....	56
Obr. 3-25 Graf křivky kapacity	57
Obr. 3-26 Statický model v programu RFEM převedený na deskostěny.....	58
Obr. 3-27 Graf křivek kapacity.....	58
Obr. 3-28 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu AxisVM	60
Obr. 3-29 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu RFEM	61
Obr. 3-30 Statický model v programu AxisVM a RFEM	63
Obr. 3-31 Průřez reprezentativního patra	64
Obr. 3-32 Průřez jádra	64
Obr. 3-33 Pracovní diagram výztuže.....	65
Obr. 3-34 Pracovní diagram betonu	65
Obr. 3-35 Graf závislosti M-φ kolem osy Y (pro průřez jádra)	66
Obr. 3-36 Graf závislosti M-φ kolem osy Z (pro průřez jádra).....	66
Obr. 3-37 Graf závislosti M-φ kolem osy Y (pro průřez reprezentativního patra)	67
Obr. 3-38 Graf závislosti M-φ kolem osy Z (pro průřez reprezentativního patra).....	67
Obr. 3-39 Graf závislosti M-φ kolem osy Z (pro průřez reprezentativního patra) jen pro program RFEM.....	68
Obr. 3-40 Graf křivky kapacity pro model č. 1 a 2	69
Obr. 3-41 Graf křivky kapacity pro model č. 3 a 4	70
Obr. 3-42 Model s identifikovanými plastickými klouby v programu AxisVM.....	71
Obr. 3-43 Graf křivky kapacity	72
Obr. 3-44 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* pro 4. příklad v programu AxisVM.....	73
Obr. 3-45 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* pro 4. příklad v programu RFEM.....	73

Seznam tabulek

Tab. 1 Parametry pro vodorovné a svislé spektrum	33
Tab. 2 Rozměry konstrukčních prvků	35
Tab. 3 Materiálové charakteristiky	35
Tab. 4 Výpočet zatížení 1-3PP	38
Tab. 5 Výpočet zatížení 1-3NP.....	39
Tab. 6 Výpočet zatížení 4-22NP.....	39
Tab. 7 Výpočet zatížení 23NP	39
Tab. 8 Výsledná kombinace	40
Tab. 9 Srovnání vlastních frekvencí a period pro kombinaci zatížení	41
Tab. 10 Srovnání faktorů náhradních hmot pro kombinaci zatížení	42
Tab. 11 Srovnání uzlového posunutí ve vrcholu konstrukce.....	43
Tab. 12 Srovnání ohybového momentu ve vrcholu konstrukce	43
Tab. 13 Srovnání vlastních frekvencí a period pro kombinaci zatížení	45
Tab. 14 Srovnání faktorů náhradních hmot pro kombinaci zatížení	46
Tab. 15 Srovnání síly F_x , při posunutí e_x 103,4 mm.....	57
Tab. 16 Hodnoty z grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu AxisVM.....	61
Tab. 17 Hodnoty z grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu RFEM.....	62
Tab. 18 Parametry výsledného spektra odezvy	62
Tab. 19 Srovnání síly F_x v závislosti na posunutí e_x	72
Tab. 20 Hodnoty z grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu AxisVM.....	74
Tab. 21 Hodnoty z grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu RFEM.....	74
Tab. 22 Parametry výsledného spektra odezvy	74

1 Úvod

Posouzení stavebních konstrukcí na zatížení zemětřesením bylo v České republice po tažmo Československu nutno počítat od roku 1954. Od té doby vznikly tři normy a jako poslední norma ČSN EN 1998-1-1 Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení, podle které se počítá dodnes. I přesto, že se Česká republika nachází v oblasti, kde nedochází v důsledku zemětřesení ke katastrofickému poškození konstrukcí, je nutné dle evropských norem počítat zatížení seismicitou.

Účelem výše zmíněné normy je zajistit, že v případě zemětřesení budou chráněné lidské životy, bude omezené poškození stavebních konstrukcí a ty konstrukce, které jsou důležité pro ochranu obyvatelstva, zůstanou funkční.

Předmětem mé diplomové práce je srovnání různých přístupů při řešení konstrukcí se seismickým zatížením pomocí nelineárního výpočtu ve výpočtových programech AxisVM a RFEM. Při řešení je postupováno podle normy ČSN EN 1998-1-1, a protože tato norma mi nedala dostatečné informace, čerpala jsem i z odborných článků a manuálů výpočtových programů, ve kterých se dá použít nelineární výpočet seismických účinků (MIDAS, AxisVM).

Samozřejmě před nelineárním výpočtem je nutné provést výpočet lineární, proto je jako první spočtena lineárním výpočtem výšková budova, která je nosným příkladem, na němž je srovnání metod prováděno. Jsou vypočteny vlastní tvary a frekvence konstrukce, poté jsou zjištěny posuny konstrukce od náhradního ekvivalentního zatížení. Zkoumanými veličinami tedy jsou posuny ve 3 směrech u_x , u_y , u_z a také ohybové momenty m_x a m_y .

Dále je proveden nelineární výpočet, nejprve na jednoduché rámové konstrukci, poté na již zmíněné výškové budově. U nelineárního výpočtu je porovnávána křivka kapacity a výsledný graf závislosti spektra zrychlení pružné odezvy $S_e(T^*)$ na výsledném (cílovém) posunu d^* a odpovídající veličiny.

V první části práce je uveden výtah z teorie pro lineární i nelineární výpočet seismicky zatížených konstrukcí. Tedy obecně o vlastních tvarech, efektivní kmitající hmotě a postup výpočtu náhradních břemen v případě lineárního výpočtu. Dále se zabývám podrobně metodou postupného přitěžování a postupem pro určení výsledného posunutí podle normy ČSN EN 1998-1.

V dalších částech následují úlohy řešené v obou vybraných programech. V závěru každého příkladu je uvedeno srovnání výsledků získaných jednotlivými programy.

2 Teorie

2.1 Vlastní tvary – obecné vztahy

Pohybové rovnice vynuceného kmitání soustavy s konečným počtem stupňů volnosti můžeme zapsat v maticovém tvaru

$$[m]_D \{\ddot{u}(t)\} + [c] \{\dot{u}(t)\} + [k] \{u(t)\} = \{F(t)\}, \quad (2.1)$$

kde $[m]_D$ je diagonální matice hmot,

$[c]$ matice tlumení,

$[k]$ matice tuhosti,

$\{u(t)\}$ vektor přemístění a

$\{F(t)\}$ vektor budících sil.

Rovnice (2.1) představuje soustavu nehomogenních diferenciálních rovnic druhého řádu. Řešení této soustavy je velmi náročné a v praxi se využívá několik metod pro vyřešení. Většina metod používá předem stanovené vlastní frekvence a tvary konstrukce, takže se řeší homogenní soustava diferenciálních rovnic

$$[m]_D \{\ddot{u}(t)\} + [k] \{u(t)\} = 0. \quad (2.2)$$

Řešením rovnice (2.2) dostaneme vektor vlastních kruhových frekvencí $\{\omega_{(j)}\}$ a matici vlastních tvarů $[u_{(j)}]$. Pro vlastní tvary platí vztahy:

$$\{u_{(j)}\}^T [m]_D \{u_{(k)}\} = 0 \text{ pro } j \neq k, \quad (2.3)$$

$$\{u_{(j)}\}^T [m]_D \{u_{(k)}\} \neq 0 \text{ pro } j=k. \quad (2.4)$$

Vlastní tvary kmitání, jako každé řešení homogenních soustav rovnic, jsou určeny až na násobnou konstantu. Z numerických důvodů je vhodné určit tuto konstantu tak, aby součin na levé straně (2.4) byl roven jedné. Jde o tzv. operaci normování.

Vlastní tvary jsou charakterizovány efektivní kmitající hmotou, která je vyčíslena participačním poměrem na základě tvaru kmitání a rozložení hmotnosti

$$L_{(j)} = \frac{M_{ef.(j)}}{M_{tot}}, \quad (2.5)$$

$$M_{tot} = \sum_{i=1}^n m_i, \quad (2.6)$$

$$M_{ef,(j)} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n u_{(j),i} \cdot m_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n u_{(j),i}^2 \cdot m_i}. \quad (2.7)$$

2.2 Seismické zatížení

Při zemětřesení dochází k pohybu podloží nebo základů, na kterých konstrukce stojí a ta se snaží kopírovat tento pohyb. Tím se uvádí do pohybu všechny hmoty na konstrukci a vznikají setrvačné síly. Pokud se určí tyto síly a zatíží se jimi konstrukce, převede se dynamický výpočet na statický.

Pro určení seismického zatížení je nutné rozdělit území státu na seismické oblasti podle stupně ohrožení, poté se ohrožení uvnitř každé oblasti považuje za konstantní. Většinou je zmiňované ohrožení popsáno jedním parametrem. V případě podloží typu A, je to hodnota referenčního špičkového zrychlení a_{gR} .

Referenční špičkové zrychlení podloží odpovídá referenční době návratu T_{NCR} seismického zatížení příslušné požadavku vyloučení zřícení, neboli referenční pravděpodobnosti překročení za dobu 50 let P_{NCR} . Této referenční době návratu je přiřazen součinitel významu γ_1 , který je roven 1,0. Pro jiné než referenční doby návratu je návrhové zrychlení a_g dáno vztahem:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}, \quad (2.8)$$

Pohyb při zemětřesení v daném místě na povrchu je popsán spektrem pružné odezvy na zrychlení podloží a nebo je udán časovým průběhem.

Návrhové spektrum pružné odezvy je redukováno zavedením součinitele duktility q , díky němuž se nemusí provádět nelineární výpočet konstrukce, zohledňující disipační schopnost konstrukce.

Součinitel duktility představuje přibližně poměr seismických sil, kterým by konstrukce musela odolávat ve stavu dokonale pružném při útlumu 5%, k seismickým silám, které lze použít na konvenčním pružném modelu a při nichž konstrukce bezpečně vyhoví.

Spektrum odezvy je definováno zvláště pro vodorovný a svislý směr buzení. U výškových budov se zpravidla používá vodorovné buzení, protože svislé buzení bývá menší a konstrukce je ve svislém směru odolnější.

Návrhové spektrum pro vodorovné seismické zatížení $S_d(T)$ je v ČSN EN 1998-1 definováno takto:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (2.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (2.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\}, \quad (2.11)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\}, \quad (2.12)$$

kde a_g je návrhové zrychlení podloží typu A,

S součinitel podloží,

T_B nejmenší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota pružného zrychlení,

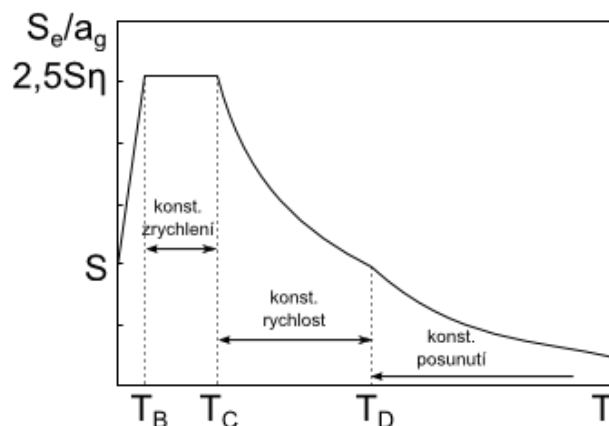
T_C největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení,

T_D doba kmitu, při níž začíná obor konstantní hodnoty spektra pružného posunu,

$S_d(T)$ návrhové spektrum,

q součinitel duktility,

β spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum, jeho doporučená hodnota je 0,2.



Obr. 2-1 Spektrum vodorovné pružné odezvy

Seismický posun může být také popsán časovým průběhem zrychlení, tzv. akcelerogramem a s ním souvisejících veličin (rychlost a posun). Podle Eurokódu 8 rozlišujeme akcelerogramy umělé (generované tak, aby odpovídaly spektrům pružné odezvy pro 5% viskózní tlumení, tj. $\xi = 5\%$), skutečné (registrované), nebo simulované (získané fyzikální simulací zdroje a trasy šíření).

2.3 Lineární výpočet

V závislosti na charakteristikách konstrukce se mohou k lineárně pružnému výpočtu použít dvě metody: metoda výpočtu pomocí příčných sil nebo modální analýza pomocí spektra odezvy.

Postup výpočtů je převzat z ČSN EN 1998-1, Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení.

2.3.1 Metoda výpočtu pomocí příčných sil

Pro výpočet náhradních vodorovných sil působících na konstrukci je nutné uvažovat hmotu od vlastní tíhy a od proměnného zatížení konstrukce v kombinaci pro seismické zatížení.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,j} \cdot Q_{k,j}, \quad (2.13)$$

kde $\psi_{E,j}$ je součinitel kombinace pro i -té proměnné zatížení

$$\psi_{E,j} = \varphi \cdot \psi_{2,i}. \quad (2.14)$$

Součinitel kombinace $\psi_{E,j}$ zohledňuje pravděpodobnost, že se zatížení $Q_{k,j}$ nevyskytuje během zemětřesení současně na celé konstrukci. Hodnoty $\psi_{2,i}$ jsou uvedeny v EN 1990:2002 a hodnoty φ jsou uvedeny podle druhu proměnného zatížení v normě ČSN EN 1998-1.

Pro stanovení seismických účinků musí být známy hodnoty parametrů popisujících spektrum pružné odezvy. Ty se přiřadí pro každý typ základové půdy a pro typ spektra, který se v dané zemi používá. Vodorovné síly F_i musí být rozděleny po nosném systému, odolávajícímu příčnému zatížení za předpokladu, že jsou podlaží tuhá ve své rovině.

Výpočet pomocí metody příčných sil může být použit jen v případě splnění podmínky, kdy odezva v obou hlavních směrech není ovlivněna tvary kmitání vyššími, než je základní tvar s periodou

$$T_1 \leq \begin{pmatrix} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \cdot S \end{pmatrix}, \quad (2.15)$$

kde T_c je největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení,

S součinitel podloží.

Seismická smyková síla F_b v základu pro každý vodorovný směr je stanovena podle vzorce

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda, \quad (2.16)$$

kde $S_d(T_1)$ je pořadnice návrhového spektra při periodě kmitu T_1 ,

T_1 základní perioda vlastních kmitů vodorovného pohybu stavby v uvažovaném směru,

m celková hmotnost stavby nad základovou spárou,

λ opravný součinitel, $\lambda = 0,85$ pokud má stavba více jak 2 podlaží, jinak $\lambda = 1,0$.

Součinitel λ vyjadřuje skutečnost, že u staveb s nejméně 3 podlažími a se stupni volnosti odpovídajícími posunutí v obou vodorovných směrech, je efektivní modální hmota prvního, neboli základního tvaru kmitání průměrně menší o 15%, než je celková hmota stavby.

Základní tvary kmitání mohou být přibližně uvažovány jako lineárně rostoucí po výšce stavby, nebo mohou být počítány metodami stavební dynamiky. Účinky seismického

zatížení musí být stanoveny použitím dvou rovinných modelů, které jsou zatíženy vodorovnými silami ve všech podlažích

$$F_i = F_b \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_j s_j \cdot m_j}, \quad (2.17)$$

kde F_i je vodorovná síla působící v i -tém podlaží,
 F_b seismická smyková síla v základu podle (2.16),
 s_i, s_j jsou posuny hmot m_i, m_j v základním tvaru kmitání,
 m_i, m_j hmotnost podlaží.

Pokud je základní tvar kmitání vyjádřen jako přibližně rostoucí po výšce stavby, vodorovné síly se určí podle výrazu:

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j \cdot m_j}, \quad (2.18)$$

kde z_i, z_j jsou výšky hmot m_i, m_j nad úrovní, kde se vnáší seismické zatížení.

2.3.2 Modální analýza pomocí spektra odezvy

Pokud není splněna podmínka (2.15) pro výpočet metodou příčných sil, je nutné použít výpočet modální analýzou pomocí spektra odezvy.

Podle normy ČSN EN 1998-1 je pro výpočet spektrální analýzou nutné použít tolik tvarů kmitání, aby součet efektivních modálních hmot vlastních tvarů kmitání ve vodorovném směru byl roven nejméně 90% hmotnosti celé konstrukce a nebo aby byly zahrnuty do výpočtu všechny tvary kmitání s efektivními modálními hmotami většími než 5% celkové hmotnosti konstrukce.

Jestliže nemohou být splněny tyto podmínky, což se může stát například u staveb s významným vlivem krouživých tvarů kmitání, je nutné vypočítat minimální počet tvarů kmitání braných v úvahu při výpočtu jako

$$k \leq 3\sqrt{n}, \quad (2.19)$$

$$aT_k \leq 0,20 \cdot s, \quad (2.20)$$

kde k je počet tvarů kmitání použitých ve výpočtu,
 n počet podlaží nad základovou spárou nebo nad povrchem tuhého základu,
 T_k perioda k -tého vlastního tvaru kmitů.

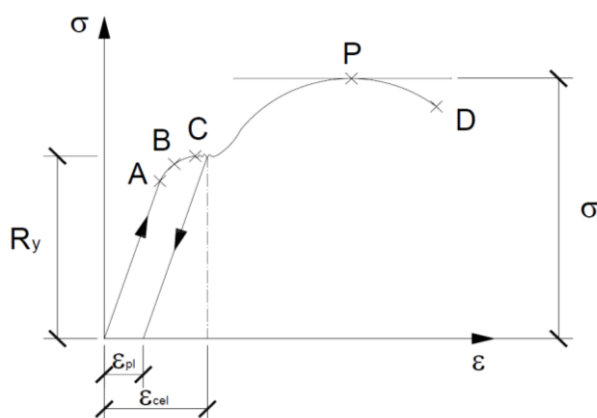
2.4 Nelineární výpočet

Jako alternativu lineární metody lze použít dvě nelineární metody: nelineární výpočet metodou postupného statického přitěžování (sledování postupného vzniku plastických kloubů) a nelineární dynamický výpočet časového průběhu odezvy (přímá integrace pohybových rovnic). V této diplomové práci je použita metoda statického přitěžování (pushover metoda), proto se dále bude zabývat pouze touto metodou.

2.4.1 Vybrané vlastnosti pro nelineární výpočet

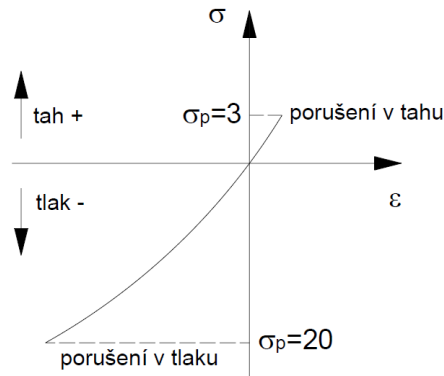
2.4.1.1 Plasticita, pracovní diagram

Pružnost je schopnost tuhých těles deformovat se působením vnějších sil a po odejmutí těchto sil nabývat původního tvaru a rozměrů. Plasticita je pak schopnost tuhých těles nabývat za působení vnějších sil trvalé, nevratné deformace – nazývají se plastické deformace. Na Obr. 2-2 je zobrazen smluvní pracovní diagram měkké oceli, kde bod A je mez úměrnosti, B – mez pružnosti, C – mez kluzu (plasticity), P – vznik krčku na zkušební vzorku, smluvní mez pevnosti σ_p a bod D – přetržení zkušební vzorku.



Obr. 2-2 Smluvní pracovní diagram měkké oceli (výrazná mez kluzu)

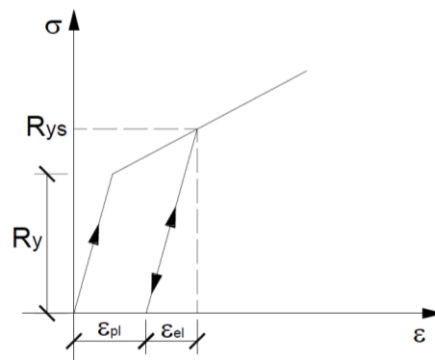
Protože u oceli je pracovní diagram pro tah i tlak souměrný podle počátku, uvádí se pouze část pro tah. U některých stavebních materiálů např. beton se meze v tlaku podstatně liší od mezí v tahu viz



Obr. 2-3 Pracovní diagram betonu

Výpočty v teorii plasticity vyžadují analytickou závislost napětí na přetvoření. Přesné funkce vyjadřující průběh pracovního diagramu jsou velmi složité. Proto se používá aproximace průběhu pracovního diagramu.

V technické praxi se velice často stačí náhrada pracovního diagramu přímkou nebo lomenou čarou. Tento model je z hlediska dimenzování konzervativní, ale v řadě případů podstatně zjednodušuje řešení úloh.



Obr. 2-4 Pracovní diagram pro pružně-plastický materiál s lineárním zpevněním

$$\sigma \leq R_y, \quad (2.21)$$

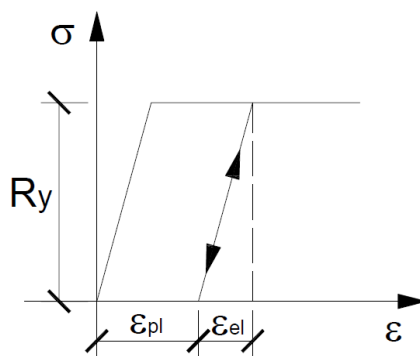
$$\text{pak platí: } \frac{d \cdot \sigma}{d \cdot \varepsilon} = E, \text{ pro modul pružnosti v tahu} \quad (2.22)$$

$$\sigma > R_y, \quad (2.23)$$

$$\text{pak platí: } \frac{d \cdot \sigma}{d \cdot \varepsilon} = E_z, \text{ pro modul zpevnění} \quad (2.24)$$

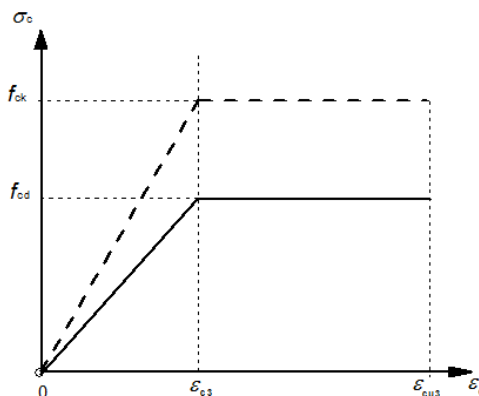
Bude-li $E_z=0$ pro $\varepsilon_s \gg \varepsilon_{pl}$ lze podle Prandtla provést aproximaci pomocí pracovního

diagramu pro ideálně pružněplastický materiál viz Obr. 2-5.



Obr. 2-5 Pracovní diagram pro ideálně pružně-plastický materiál

Výše uvedené pracovní diagramy jsou pouze teoretické. V praxi používaný zjednodušený bilineární pracovní diagram, který je uveden v normě ČSN EN 1992-1-1, je zobrazen na Obr. 2-6. Hodnoty ϵ_{c3} a ϵ_{cu3} se určí podle druhu betonu. Obdobně lze v normě nalézt pracovní diagram betonářské výztuže.

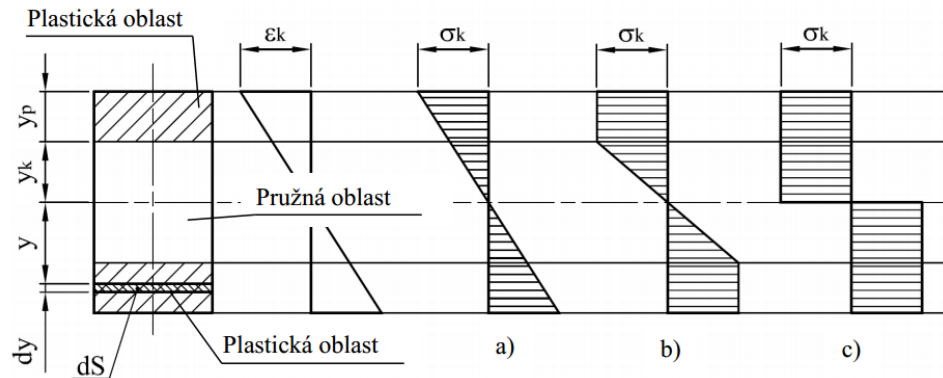


Obr. 2-6 Bilineární pracovní diagram (norma ČSN EN 1992-1-1)

2.4.1.2 Plastický kloub

Při postupném narůstání ohybového momentu se v průřezu postupně zvětšují okrajové plastické oblasti, zatímco pružná oblast okolo neutrální osy se postupně zmenšuje a při dosažení mezního momentu v limitním stavu vymizí. Pak průřez není schopný převzít vyšší momentové namáhání, ale při zachování hodnoty M se samovolně přetváří - na nosníku vzniká tzv. „plastický kloub“. Na rozdíl od konstrukčního kloubu, kde je ohybový

moment roven nule, má plastický kloub hodnotu M_{pl} , která koresponduje s pootočením úseků nosníku.

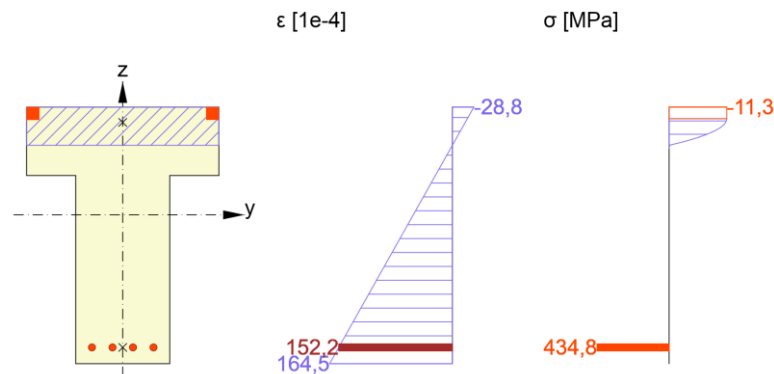


a) pružná oblast b) pružně-plastická oblast c) plastický kloub

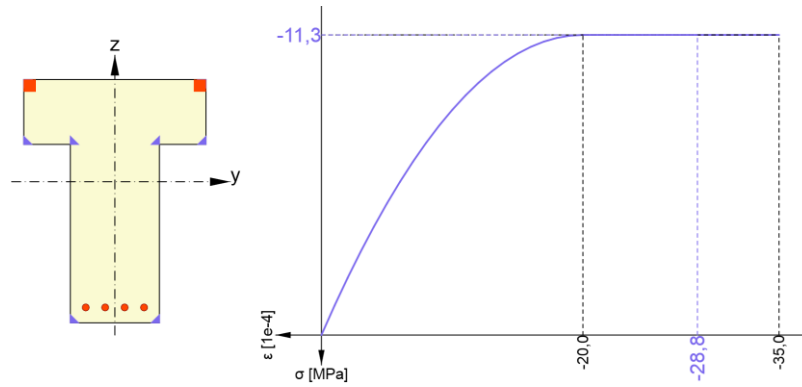
Obr. 2-7 Rozdělení přetvoření a napětí při ohybu

Na výše uvedeném obrázku je teoretické rozdělení u pružnoplastického (b) a tuhoplastického (c) materiálu. Ale u železobetonového průřezu je rozdělení přetvoření a napětí nepoměrně složitější, vznikají trhliny a beton v tahu nepůsobí.

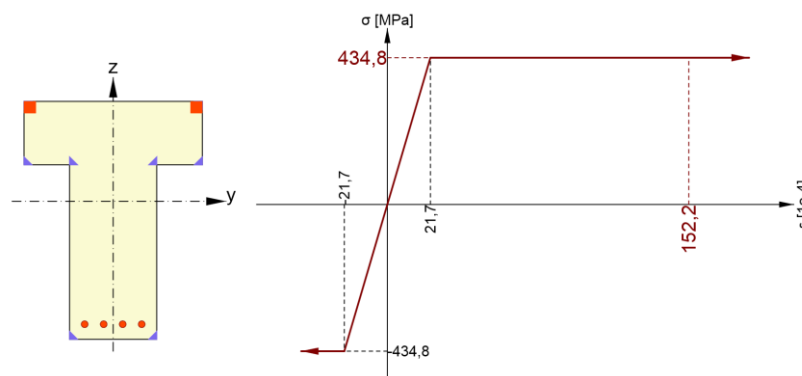
Na Obr. 2-8 je zobrazen průběh poměrného přetvoření a napětí po výšce průřezu na mezi únosnosti vypočtený programem IDEA StatiCa. Je vidět (obr. 2-8 až 2-10), že krajní vlákna betonu i vrstva výztuže jsou v plastickém stavu. V betonu se předpokládá parabolicko-rektangulární pracovní diagram a ve výztuži bilineární bez zpevnění.



Obr. 2-8 Rozdělení přetvoření a napětí při ohybu u ŽB průřezu



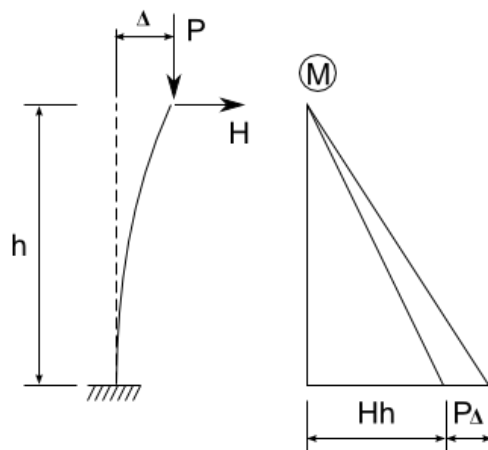
Obr. 2-9 Napjatost v kritickém vlákně betonu



Obr. 2-10 Napjatost v kritické výztužné vložce

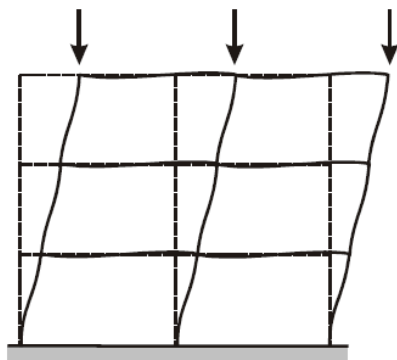
2.4.1.3 P- Δ efekt

Zejména u vícepodlažních budov vedou účinky zemětřesení na velké vodorovné deformace a to hlavně v oblasti střechy. Zároveň na konstrukce působí samozřejmě účinky gravitace. Tyto gravitační síly působí svisle, a tak na vodorovných deformacích od zemětřesení způsobují tzv. P- Δ efekt, jinak také nazývaný účinky druhého řádu nebo vliv geometrické nelinearity.



Obr. 2-11 P- Δ efekt

Na Obr. 2-11 je znázorněn P- Δ efekt, svislé síly od gravitace (P) způsobí na průhybu od zemětřesení (H) přidavný moment a tím způsobí zvětšení výchylky Δ , což znamená, že vodorovný průhyb se gravitací ještě zvětší.



Obr. 2-12 P- Δ efekt na konstrukci

Podle normy [11] se P- Δ efekt dá řešit obecnou metodou založenou na nelineární analýze druhého řádu, nebo dvěma zjednodušenými metodami: metoda založená na jmenovité tuhosti a metoda založená na jmenovité křivosti.

Konstrukce mohou být zajištěné nebo nezajištěné proti vybočení. U zajištěných konstrukcí mohou vybočit jen jednotlivé tlačené prvky, zatímco nezajištěné konstrukce mohou vybočit jako celek (toto může nastat např. u konstrukcí namáhaných zemětřesením). Proto je nutné navrhnout v konstrukci příčné ztužující prvky.

U nelineárních metod, které řeší účinky zemětřesení, je vhodné tento vliv geometrické nelinearity zahrnout.

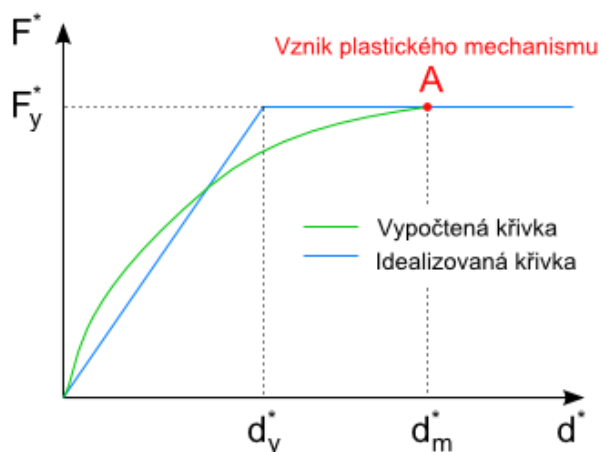
2.4.2 Metoda postupného přitěžování

Metoda postupného přitěžování dává vzhledem k lineárním metodám lepší odhad o celkovém chování konstrukce a místech rozvoje plastických deformací. Tato analýza zohledňuje vznik trhlin a plastických kloubů (viz kap. 2.4.1.2) v konstrukci.

Model konstrukce je nejprve zatížen vlastní tíhou (případně v kombinaci s nahodilým zatížením) a poté je přitěžován postupně narůstajícím seismickým zatížením, které je vyjádřené vodorovnými silami působícími v každém patře. Jako zatížení vodorovnými silami mohou být použita dvě rozdělení příčných sil po výšce: rovnoměrné zatížení (rozdělení je úměrné hmotám bez ohledu na podlaží budovy), modální zatížení (úměrné příčným silám, které se shodují s rozdělením příčných sil dle metody výpočtu pomocí příčných sil, nebo dle modální analýzy pomocí spektra odezvy). Tyto příčné síly jsou úměrné hmotnosti jednotlivých pater a působí v těžištích hmot modelu. Vodorovné seismické zatížení je postupně zvyšováno a výsledkem je křivka kapacity v závislosti na posunu viz Obr. 2-13. Je nutné ve výpočtu zohlednit i náhodné excentricity pro vystižení nepřesností polohy hmot a prostorových seismických pohybů. Je počítáno s vyosením těžiště i -tého podlaží o náhodnou excentricitu:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (2.25)$$

kde e_{ai} je náhodná excentricita hmoty i -tého podlaží z její nominální polohy aplikovaná stejným směrem ve všech podlažích,
 L_i rozměr podlaží kolmý ke směru seismického zatížení.



Obr. 2-13 Graf závislosti pružněplastické síly F^* na posunu d^*

Křivka kapacity je vztah mezi sledovaným posunutím a smykovou silou v základu, viz Obr. 2-14. Posun nabývá hodnot od 0 do 150% výsledného posunu, který je definován podle spektra pružné odezvy, viz kap. 2.2. Posun je vyjádřený jako posun ekvivalentního systému s jedním stupněm volnosti. Místo, kde se sleduje výsledný posun, je vždy na vrcholu počítané konstrukce.

Pro určení výsledného posunu je nutné postupovat v několika krocích:

1. Všeobecně se předpokládá

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \Phi_i, \quad (2.26)$$

kde \bar{F}_i jsou normované příčné síly,

m_i hmotnost i-tého podlaží,

Φ_i normované posuny.

Posuny jsou normalizovány tak, že $\Phi_n = 1$ v místě, kde n je sledovaný styčník (na vrcholu počítané konstrukce), pak platí $\bar{F}_n = m_n$.

2. Transformace na náhradní soustavu s jedním stupněm volnosti

Hmotnost náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = \sum \bar{F}_i, \quad (2.27)$$

Transformační součinitel:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}, \quad (2.28)$$

Dále se určí síla F^* a posun d^* :

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad (2.29)$$

kde F^* je síla náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti,

F_b seismická smyková síla v základu,

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad (2.30)$$

kde d^* je posun náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti,

d_n posun sledovaného styčníku soustavy s n stupni volnosti.

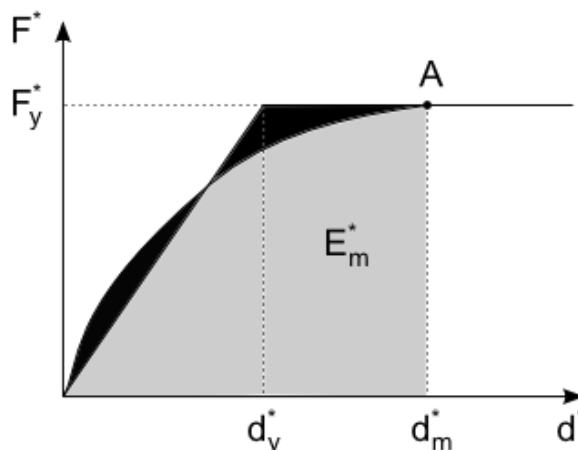
3. Určení idealizované závislosti pružněplastické síly na posunu

Plastická deformace idealizované soustavy s jedním stupněm volnosti:

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right), \quad (2.31)$$

kde E_m^* je skutečná deformační energie spotřebovaná do vzniku plastického kloubu,
 F_y^* síla na mezi kluzu,
 d_m^* výsledný posun.

Síla na mezi kluzu F_y^* , která představuje únosnost idealizovaného systému je rovna smykové síle v základu F_b při vytvoření plastického mechanismu. Počáteční tuhost idealizovaného systému se určí na základě ploch omezených skutečným a idealizovaným pracovním diagramem, které musí být stejné viz Obr. 2-14, poté se vychází ze vztahu (2.31).



bod A = vznik plastického mechanismu

Obr. 2-14 Určení idealizované závislosti pružněplastické síly F^* na posunu d^*

4. Určení periody idealizované náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}}, \quad (2.32)$$

kde d_y^* je posun odpovídající síle na mezi kluzu.

5. Určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti

Výsledný posun o periodě T^* při neomezeném pružném chování:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2, \quad (2.33)$$

kde $S_e(T^*)$ je spektrum zrychlení pružné odezvy, příslušné periodě T^* .

Pro určení výsledného posunu d_t^* by měly být použity odlišné výrazy pro konstrukce s krátkými, středními a dlouhými periodami. Hodnota T_C je hraniční perioda mezi krátkými a středními periodami viz Obr. 2-1.

a) $T^* < T_C$ (krátká perioda)

- pokud platí $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, je odezva pružná a tedy:

$$d_t^* = d_{et}^*, \quad (2.34)$$

- pokud platí $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$, je odezva nelineární a tedy:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \quad (2.35)$$

kde q_u je poměr mezi zrychlením konstrukce při neomezeném pružném působení $S_e(T^*)$ a konstrukce s omezenou únosností F_y^* / m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}, \quad (2.36)$$

d_t^* nemusí být větší než $3d_{et}^*$.

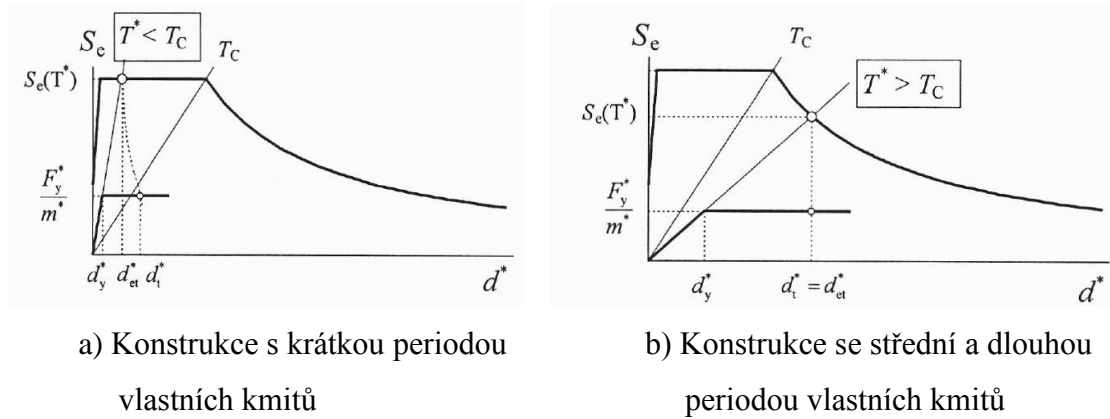
b) $T^* \geq T_C$ (střední a dlouhá perioda)

$$d_t^* = d_{et}^*, \quad (2.37)$$

Vztahy mezi výše uvedenými veličinami jsou zobrazeny na výsledném grafu, viz Obr. 2-15. Perioda T^* je znázorněna radiálním paprskem z počátku souřadnic k bodu na

spektu pružné odezvy. Tento bod je určen souřadnicemi $d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$ a $S_e(T^*)$.

Dále je v tomto grafu zobrazená idealizovaná křivka z Obr. 2-14 se spektrem pružné odezvy $S_e(T^*)$.



Obr. 2-15 Určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti

Pokud se výsledný posun d_i^* získaný v iteračním kroku dle bodu 5 příliš liší od posunu d_m^* použitého v iteračním kroku dle bodu 3, je možné použít iterační řešení, při kterém se opakují kroky popsané v bodech 3 až 5 tak, že se místo d_m^* použije d_i^* a odpovídající síla na mezi kluzu F_y^* .

6. Určení výsledného posunu pro soustavu s více stupni volnosti

$$d_i = \Gamma d_i^*, \quad (2.38)$$

Tento výsledný posun se vztahuje na sledovaný styčnick.

Hodnoty $S_e(T^*)$ záleží na návrhovém zrychlení (a_g), které je odlišné pro dva limitní stavy ULS a DLS (požadavek vyloučení zřícení a omezeného poškození). Proto jsou vypočteny dvě hodnoty d_i : d_i^{ULS} a d_i^{DLS} , první z nich je pro kontrolu ULS a druhá pro DLS. Tyto hodnoty jsou v každém kroku výpočtu kontrolovány. Analýza pokračuje tak dlouho, dokud největší posun horního bodu $d(n)$ není větší, než $1,5 \cdot d_i^{ULS}$, nebo dokud smyková síla neklesne pod 80 % maximální dosažené hodnoty.

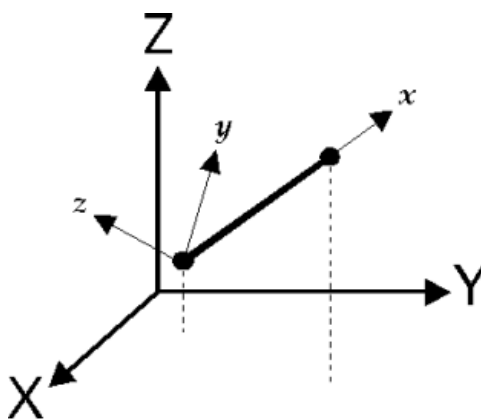
3 Řešené příklady

V této kapitole budou postupně popsány vybrané příklady a jejich řešení pomocí výpočetních programů. Ke každému příkladu bude uvedeno zadání, jeho řešení v programu AxisVM a RFEM a srovnání výsledků jednotlivých řešení. Příklady jsou voleny od nejjednodušších po složitější konstrukce. U výpočtu lineárního bude vzhledem k podrobnému řešení v předcházející bakalářské práci zvolen jen jeden příklad, a to výšková budova.

Příklady jsou řešeny v programech Axis VM12 verze 3 a RFEM 5.04, pro výpočet kmitání je použit přídatný modul RF-DYNAM Pro – Dynamická analýza.

Pro analýzu konstrukce používají oba programy metodu konečných prvků (dále MKP). Typ MKP prvku je v každém programu jiný.

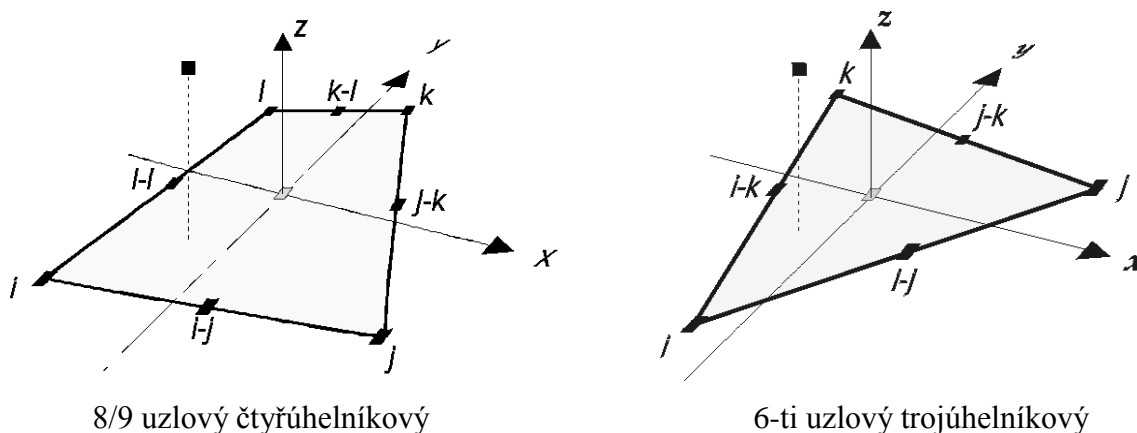
U 1D prvků se typ neliší, oba programy mají jako 1D prvek typ nosník viz Obr. 3-1. To je 2-uzlový prvek, pro každý uzel jsou definovány maximálně 3 translační (u, v, w) a 3 rotační ($\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$) stupně volnosti v uzlu. V každém průřezu jednotlivého prvku se počítají tři ortogonální vnitřní síly: jedna axiální a dvě smykové (N_x, V_y, V_z) a tři momenty: jeden krouticí a dva ohybové (T_x, M_y, M_z).



Obr. 3-1 1D konečný prvek, typ: nosník v programu AxisVM

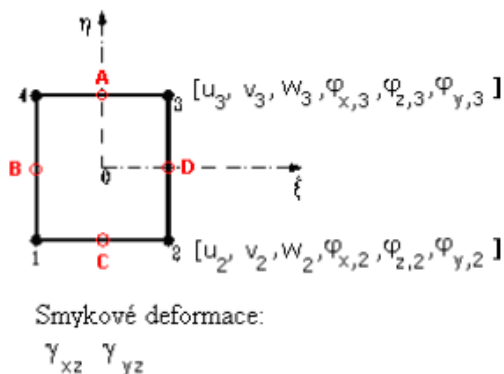
Rozdílné jsou 2D prvky, i když oba programy používají typ deskostěna. Program AxisVM používá pro deskostěny 8/9 uzlové konečné prvky typu Heterosis, viz Obr. 3-2. Ty jsou založeny na Mindlin-Reissnerově teorii desek, která zohledňuje účinky příčných smykových deformací. Tento prvek je vhodný pro modelování tlustých i tenkých desek.

Pro typ prvku deskostěna je počet stupňů volnosti v uzlu 5. Jsou to translační u , v , w a rotační φ_x , φ_y stupně volnosti. Vnitřní síly tohoto prvku jsou síly n_x , n_y , n_{xy} (membránové komponenty), momenty m_x , m_y , m_{xy} a smykové síly v_{xz} , v_{yz} (deskové komponenty).



Obr. 3-2 2D konečný prvek v programu AxisVM

V programu RFEM se jako 2D prvky se zpravidla používají čtyřúhelníky, viz Obr. 3-3. Tam, kde je to nutné, vytvoří generátor síť trojúhelníkové prvky. Stupně volnosti čtyřúhelníkových, resp. trojúhelníkových prvku jsou v uzlových bodech stejné jako u 1D prvku: translační (u , v , w) a rotační (φ_x , φ_y , φ_z). V případě rovinných deskostěnových prvků se vychází z teorie Mindlin-Reissnera.



Obr. 3-3 2D konečný prvek v programu RFEM

RFEM tedy používá 4-uzlový lineární prvek s lineárními izoparametrickými funkcemi, zatím co AxisVM používá 8/9 uzlový čtyřúhelníkový nebo 6-ti uzlový trojúhelníkový deskový prvek s kvadratickými izoparametrickými funkcemi.

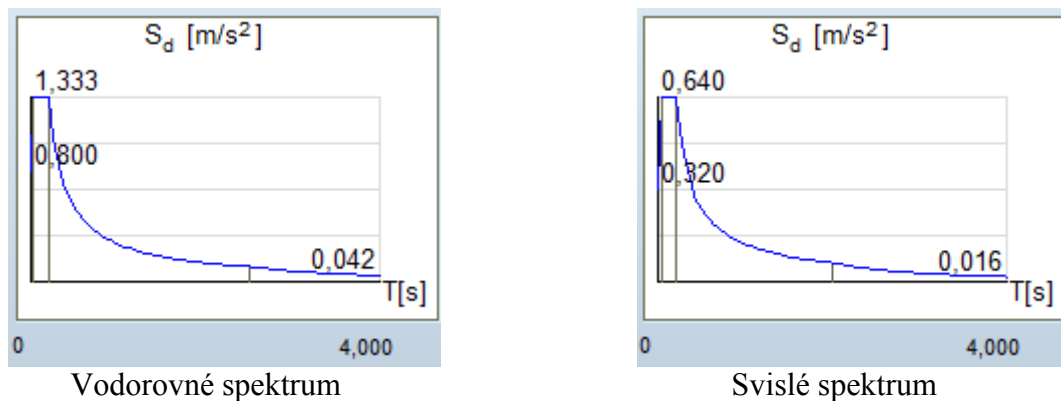
Kvadratický prvek dává lepší výsledky se stejnou sítí, takže AxisVM potřebuje méně prvků jak RFEM. Přibližné pravidlo pro použití sítě je tedy použit 4 lineární prvky na 1 kvadratický. Pro získání srovnatelných výsledků je v programu RFEM dělení sítě nastaveno na 1 m a v programu AxisVM na 2 m.

3.1 Lineární výpočet

V případě lineárního výpočtu jsou u příkladu č. 1 použity hodnoty parametrů popisující spektrum odezvy pro oblast 0 a typ základové půdy A-R. Hodnoty jsou použity dle normy [1] a je použita německá národní příloha DIN EN. Je to z důvodu, že v České republice není takový výskyt seismického zatížení. Cílem tedy bylo zvýšit účinky seismického zatížení. Parametry pro vodorovné a svislé spektrum pružné odezvy jsou v Tab. 1.

Směr spektra	Vodorovné spektrum		Svislé spektrum	
Oblast		0		0
Referenční špičkové zrychlení podloží	a_{gR} [m/s ²]	1,0	a_{gR} [m/s ²]	1,0
Kategorie významu		I		I
Součinitel významu	γ_I	0,8	γ_I	0,8
Návrhové zrychlení podloží	a_g	0,8	a_{gv}	0,4
Parametr pro popis spektra odezvy				
Typ zákl. půdy		A-R		A-R
Součinitel podloží	S	1,0	S	1,0
Dolní mez oblasti konstantního spektrálního zrychlení	T_{B-H} [s]	0,03	T_{B-H} [s]	0,05
Horní mez oblasti konstantního spektrálního zrychlení	T_{C-H} [s]	0,2	T_{C-H} [s]	0,2
Hodnota definující začátek konstantních posunů spektra	T_{D-H} [s]	2,5	T_{D-H} [s]	2
Součinitel duktility	q	1,5	q_v	1,5

Tab. 1 Parametry pro vodorovné a svislé spektrum



Obr. 3-4 Tvar spektra pružné odezvy

3.1.1 Příklad č. 1

Jako první příklad je zvolena výšková budova, přičemž jsem vycházela z reálné budovy, která byla nedávno dokončena v Praze. Potřebné podklady pro její modelování jsem získala od firmy PPP, s.r.o., které bych tímto chtěla poděkovat. Pro složitost konstrukce je nakonec tato budova pro účely diplomové práce zjednodušena, ale základní nosný systém i dispozice zůstaly stejné.

3.1.1.1 Zadání

Budova má 3 podzemní podlaží a 23 nadzemních podlaží. Její příčnou a podélnou tuhost zajišťuje ztužující stěnové jádro. Konstrukční výška jednotlivých pater je 3,0 m a celková výška budovy je 75 m.

Každé patro i jednotlivé konstrukční prvky mají různé rozměry i materiálové charakteristiky, jednotlivá patra a jejich vlastnosti jsou popsány podle následujícího rozdělení: 1-3PP, 1-3NP, 4-20NP, 21NP a 22-23NP. Půdorysy pater v těchto skupinách jsou stejné.

Základová deska má tloušťku 400 mm a vzhledem k faktu, že reálný objekt je založen na pilotách, které jsou velmi blízko u sebe, je zvoleno jako podepření vetknutí po celé ploše desky. Pro 1-3PP je vymodelována liniová podpora o tuhosti ve směru x a y $k = 1E+10$ kN/m. Rozměry a tloušťky jednotlivých konstrukčních prvků jsou uvedeny v Tab. 2 a jejich materiálové charakteristiky v Tab. 3. Tíhové zrychlení má hodnotu $g = 10$ m/s².

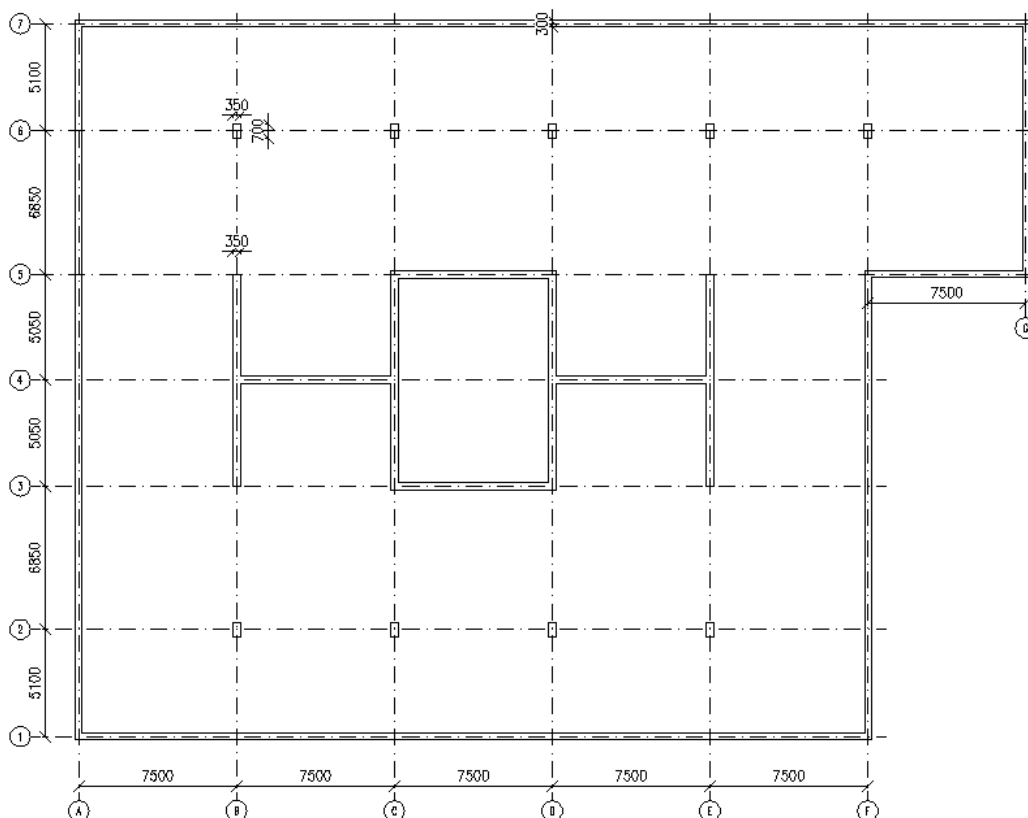
	sloup [mm]	stropní deska [mm]	jádro [mm]	stěna [mm]
1-3PP	700x350	350	350	300
1-3NP	1500x300	240	350	300
4-20NP	-	180	350	300
21NP	-	180	350	300
22-23NP	-	180	350	300

Tab. 2 Rozměry konstrukčních prvků

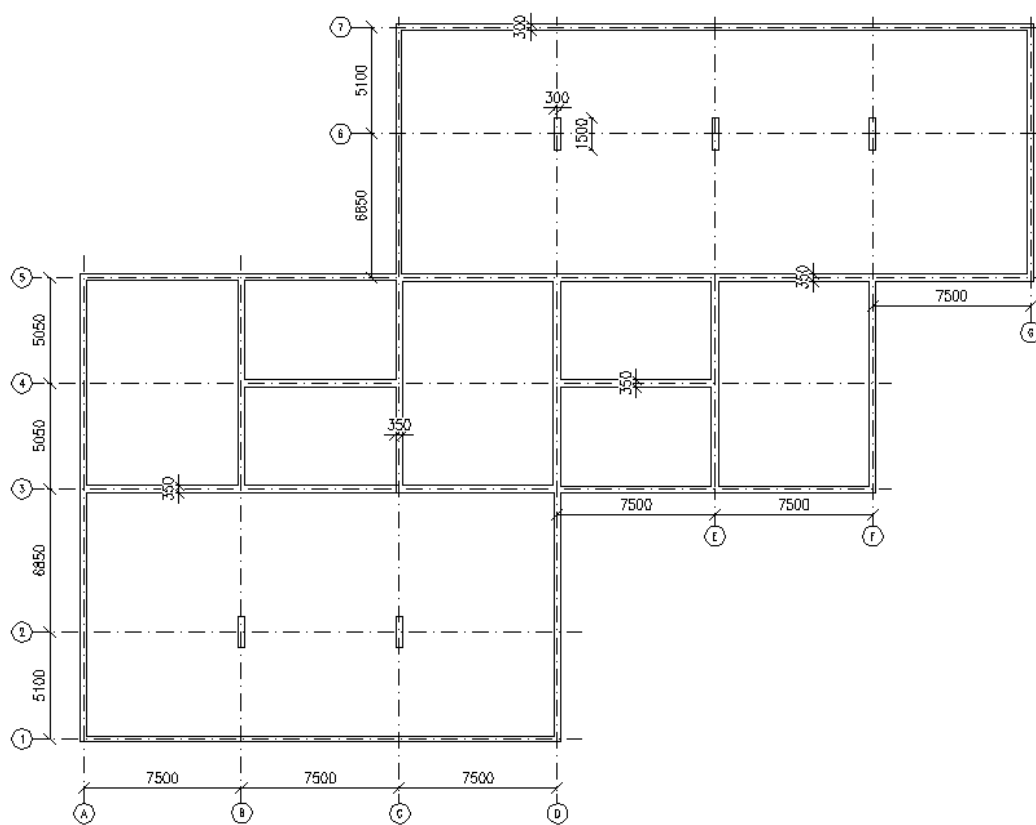
	sloup	deska do 3NP	deska od 3NP	jádro	stěna
	C50/60	C35/45	C30/37	C50/60	C30/37
E [MPa]	37000	33500	32000	37000	32000
ν [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
ρ [kN/m ³]	25	25	25	25	25

Tab. 3 Materiálové charakteristiky

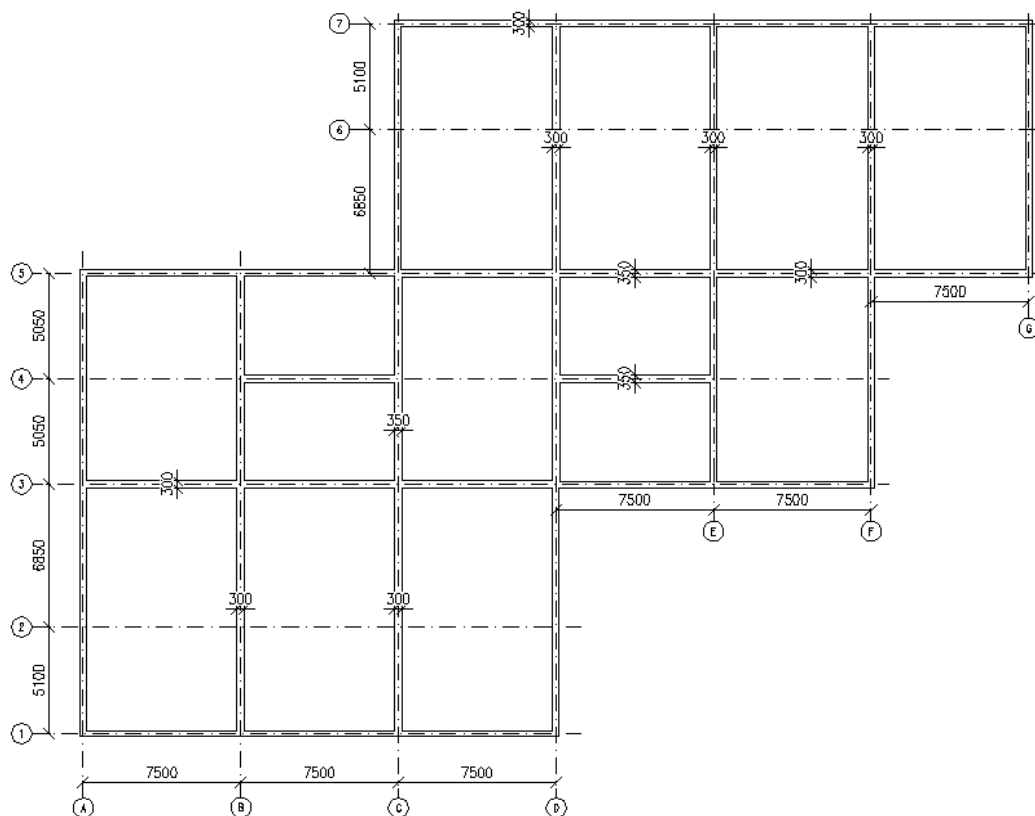
Jednotlivé půdorysy jsou na Obr. 3-5 pro 1-3PP, Obr. 3-6 pro 1-3NP, Obr. 3-7 pro 4-20NP, Obr. 3-8 pro 21NP a Obr. 3-9 pro 22 a 23NP.



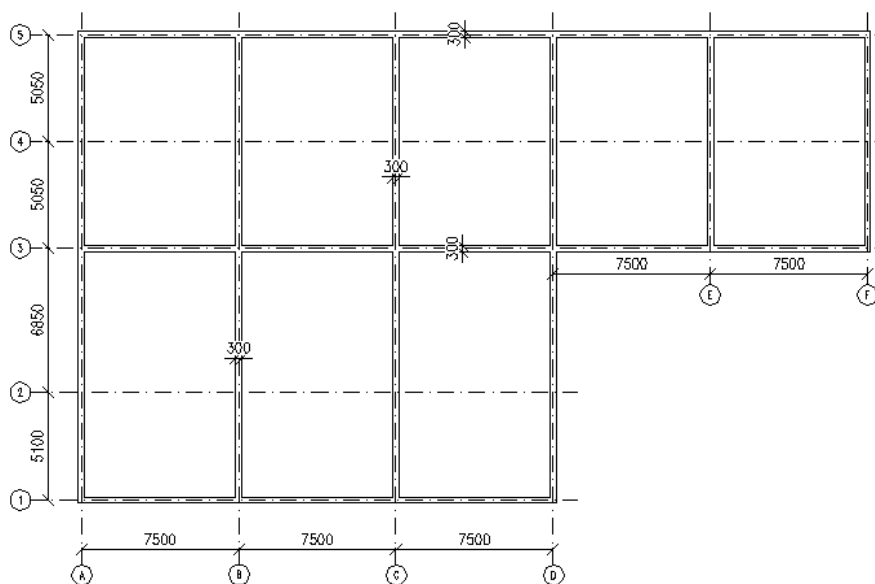
Obr. 3-5 Půdorys 1-3PP



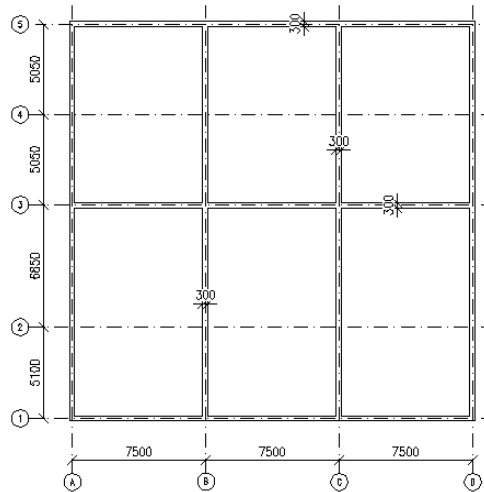
Obr. 3-6 Půdorys 1-3NP



Obr. 3-7 Půdorys 4-20NP



Obr. 3-8 Půdorys 21NP



Obr. 3-9 Půdorys 22 a 23NP

Zatížení budovy je popsáno v následujících tabulkách pro 1-3PP viz Tab. 4, pro 1-3NP viz Tab. 5, pro 4-22NP viz Tab. 6 a pro 23NP viz Tab. 7. Kombinace jsou vypočteny podle vzorce

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,j} + \sum \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ \sum \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,j} + \sum \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} 6.10. a \\ 6.10. b' \end{array} \quad (3.1)$$

	tloušťka	jedn. tíha	ρ_n	$\gamma_{G,j} / \gamma_{Q,j}$	$\gamma_{G,j} \cdot \xi_j$	$\psi_{0,1}$	$\rho_{d,a}$	$\rho_{d,b}$
	m	KN/m ³	KN/m ²				KN/m ²	KN/m ²
ŽB DESKA	0,35	25	8,75	1,35	1,147		11,81	10,04
ASFALT	0,15	23	3,45	1,35	1,147		4,66	3,96
PODHLIED			0,25	1,35	1,147		0,34	0,29
UŽITNÉ			30	1,5		0,7	31,50	45,00
CELKEM			42,45				48,3	59,3

Tab. 4 Výpočet zatížení 1-3PP

	tloušťka	jedn. tíha	ρ_n	$\gamma_{G,j}/\gamma_{Q,j}$	$\gamma_{G,j}*\xi_j$	$\psi_{0,1}$	$\rho_{d,a}$	$\rho_{d,b}$
	m	KN/m ³	KN/m ²				KN/m ²	KN/m ²
ŽB. DESKA	0,24	25	6,00	1,35	1,147		8,10	6,88
PODLAHA	0,08	25	2,00	1,35	1,147		2,70	2,29
PŘÍČKY			1,00	1,35	1,147		1,35	1,15
UŽITNÉ			2,00	1,5		0,7	2,10	3,00
CELKEM			11				14,3	13,3

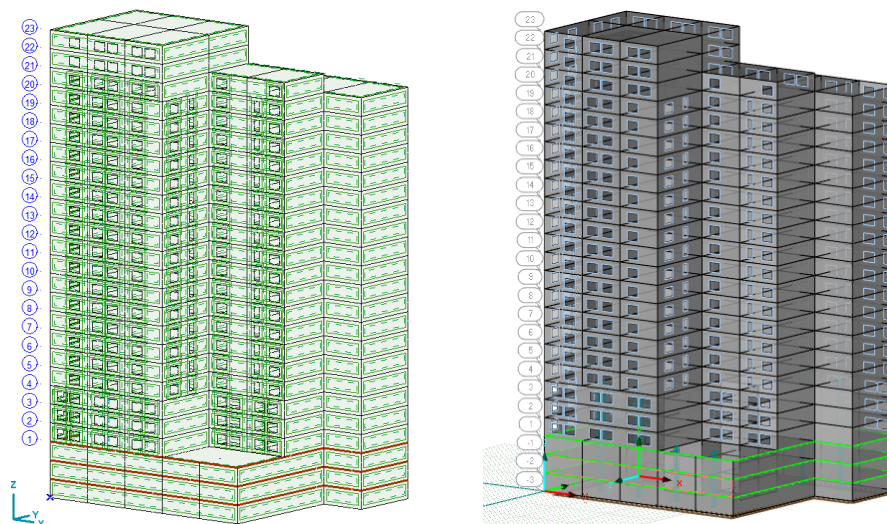
Tab. 5 Výpočet zatížení 1-3NP

	tloušťka	jedn. tíha	ρ_n	$\gamma_{G,j}/\gamma_{Q,j}$	$\gamma_{G,j}*\xi_j$	$\psi_{0,1}$	$\rho_{d,a}$	$\rho_{d,b}$
	m	KN/m ³	KN/m ²				KN/m ²	KN/m ²
ŽB. DESKA	0,18	25	4,50	1,35	1,147		6,08	5,16
PODLAHA	0,06	25	1,57	1,35	1,147		2,12	1,80
PŘÍČKY			1,00	1,35	1,147		1,35	1,15
UŽITNÉ			1,50	1,5		0,7	1,58	2,25
CELKEM			8,57				11,1	10,4

Tab. 6 Výpočet zatížení 4-22NP

	tloušťka	jedn. tíha	ρ_n	$\gamma_{G,j}/\gamma_{Q,j}$	$\gamma_{G,j}*\xi_j$	$\psi_{0,1}$	$\rho_{d,a}$	$\rho_{d,b}$
	m	KN/m ³	KN/m ²				KN/m ²	KN/m ²
ŽB. DESKA	0,18	25	4,50	1,35	1,147		6,08	5,16
DLAŽBA	0,07	25	1,75	1,35	1,147		2,36	2,01
SKLADBA			0,25	1,35	1,147		0,34	0,29
UŽITNÉ			3,00	1,5		0,7	3,15	4,50
SNÍH			0,70	1,5		0,5	0,53	1,05
CELKEM			10,20				12,5	13,0

Tab. 7 Výpočet zatížení 23NP



Obr. 3-10 Statický model v programu AxisVM, RFEM

Dle normy [1] v kap 4.2.4 je nutné zohlednit součinitele kombinace pro proměnné zatížení viz Tab. 8. Druh zatížení je v kategorii A-C, proto výsledná kombinace pro seismický výpočet je

$$\sum G_{k,j} + \sum \varphi_{st} \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_k + \sum \varphi_{už} \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_j, \quad (3.2)$$

kde φ_{st} je součinitel kombinace pro střechy (jeho hodnota je 1,0),

$\varphi_{už}$ je součinitel kombinace pro vzájemně nezávislé užité zatížení (jeho hodnota je 0,5).

zatěžovací stav	ϕ
Vlastní tíha	1,0
23. NP - střecha	1,0
23. NP - sníh	1,0
23. NP - užité	0,5
4-22. NP - strop	1,0
4-22. NP - užité	0,5
1-3. NP - strop	1,0
1-3. NP - užité	0,5
1-3. PP - strop	1,0
1-3. PP - užité	0,5

Tab. 8 Výsledná kombinace

3.1.1.2 Srovnání výsledků

Pro tuto kombinaci jsou vypočítány všechny frekvence, posuny a vnitřní síly pro lineární výpočet. Celkem bylo vypočteno 150 vlastních tvarů, ale pro zhodnocení výsledků jsou v tabulkách uvedeny výsledky jen pro prvních 20 vlastních tvarů.

vl. tvar	AxisVM		RFEM	
	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	T [s]
1	1,400	0,713	1,499	0,667
2	2,100	0,477	2,222	0,450
3	2,550	0,392	2,863	0,349
4	5,710	0,175	6,377	0,157
5	6,020	0,166	6,539	0,153
6	6,040	0,165	7,066	0,142
7	6,050	0,165	7,746	0,129
8	6,080	0,165	7,882	0,127
9	6,110	0,164	7,912	0,126
10	6,120	0,163	7,965	0,126
11	6,130	0,163	8,109	0,123
12	6,170	0,162	8,570	0,117
13	6,210	0,161	8,706	0,115
14	6,270	0,159	8,707	0,115
15	6,280	0,159	8,782	0,114
16	6,750	0,148	8,797	0,114
17	6,940	0,144	8,833	0,113
18	6,960	0,144	8,928	0,112
19	6,990	0,143	9,023	0,111
20	7,050	0,142	9,232	0,108
...				

Tab. 9 Srovnání vlastních frekvencí a period pro kombinaci zatížení

vl. tvar	AxisVM			vl. tvar	RFEM		
	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]		f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	0,120	0,359	0	1	0,114	0,357	0
2	0,385	0,123	0,001	2	0,374	0,118	0
3	0	0,011	0	3	0	0,005	0
4	0,058	0,078	0,002	4	0,065	0,066	0,026
5	0,002	0,002	0,12	5	0,004	0,025	0,517
6	0	0,001	0,022	6	0,054	0,047	0,107
7	0	0,002	0,042	7	0	0	0
8	0,001	0,001	0,001	8	0	0	0,002
9	0,001	0	0	9	0	0	0,003
10	0	0	0,029	10	0	0	0
11	0	0	0,001	11	0	0	0,004
12	0	0	0	12	0,002	0,005	0
13	0	0	0	13	0	0	0
14	0,014	0,014	0,046	14	0	0	0
15	0,027	0,027	0,083	15	0	0	0,012
16	0,023	0,017	0,376	16	0	0	0,007
17	0	0	0	17	0	0	0
18	0	0	0	18	0	0	0
19	0	0	0,001	19	0	0	0
20	0	0	0,004	20	0	0	0
...				...			
150	0	0	0,002	150	0	0	0
Σ	0,672	0,679	0,802	Σ	0,622	0,633	0,700
Σ	0,629	0,632	0,679	Σ	0,611	0,613	0,662

Tab. 10 Srovnání faktorů náhradních hmot pro kombinaci zatížení

Norma [1] říká, že musí být ve výpočtu uvažovány všechny tvary kmitání, které odezvu výrazně ovlivňují. To je splněno v případě, že součet efektivních modálních hmot vlastních tvarů kmitání je větší než 90% celkové hmoty konstrukce nebo pokud jsou zahrnuty do výpočtu všechny vlastní tvary s efektivními modálními hmotami většími než 5% celkové hmoty konstrukce. Pro účely této diplomové práce jsou použity vlastní tvary, u kterých kmitá až 1% hmoty konstrukce, v Tab. 10 jsou tučně vyznačené tyto vlastní tvary. Na konci tabulky je suma těchto hmot. Z výsledků lze vidět, že rozhodující vlastní tvary jsou do 16. vlastního tvaru. I přesto, že v programu AxisVM je použito více vlastních tvarů, konečná suma vlastních tvarů, které jsou použité pro výpočet, se liší pouze o 3% a to jak ve směru X, Y a Z.

I přes poměrně vysoký počet vlastních tvarů se nepodařilo u této budovy dosáhnout kmitání 90% celkové hmoty konstrukce. Je to způsobeno pravděpodobně tuhostí podpor,

umístěných ve 4 spodních patrech. Hmoty v těchto patrech je uchycena ve směru X a Y a také ve směru X, Y a Z v případě základové desky, tato hmota téměř nikdy nebude kmitat, nebo až při velmi vysoké frekvenci. Zároveň je ale připočtena do celkové hmoty konstrukce, to znamená, že není možné dosáhnout požadované hodnoty 90% kmitající hmoty.

Pokud by tato patra byla plně vetknuta (a nebyla jim přiřazena tuhost $k = 1E+8 \text{ kN/m/m}^2$ a pro liniové podpory $k = 1E+10 \text{ kN/m/m}$), tato hmota by se do celkové tuhosti nezapočítala a tím pádem by celkové procento kmitající hmoty bylo větší.

program	uzel	u_x [mm]	u_y [mm]	u_z [mm]	$ u $ [mm]
AxisVM	3221	3,987	6,320	0,749	7,510
RFEM	4136	3,737	5,727	0,571	6,862

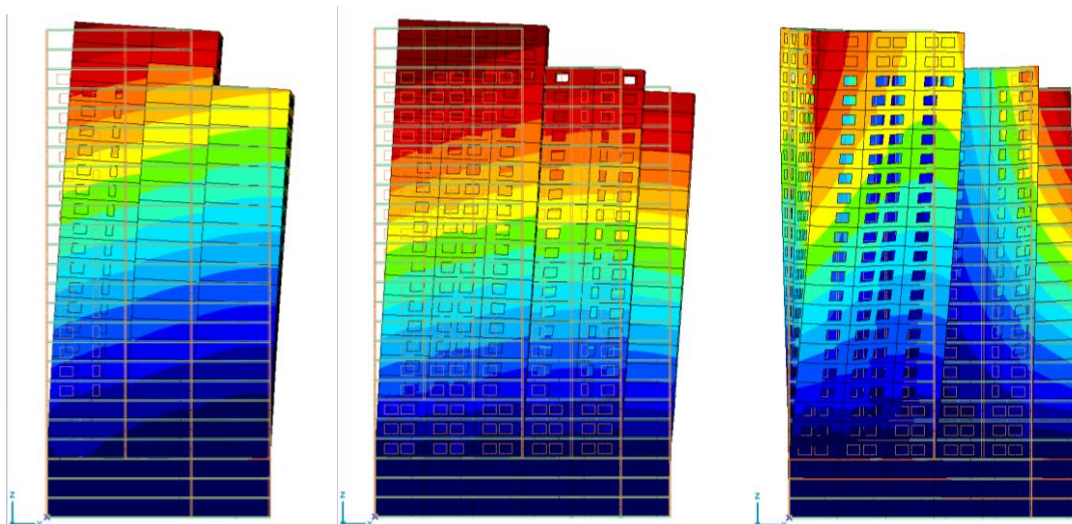
Tab. 11 Srovnání uzlového posunutí ve vrcholu konstrukce

program	uzel	m_x [kNm/m]	m_y [kNm/m]
AxisVM	23830	0,449	1,853
RFEM	41406	0,445	1,902

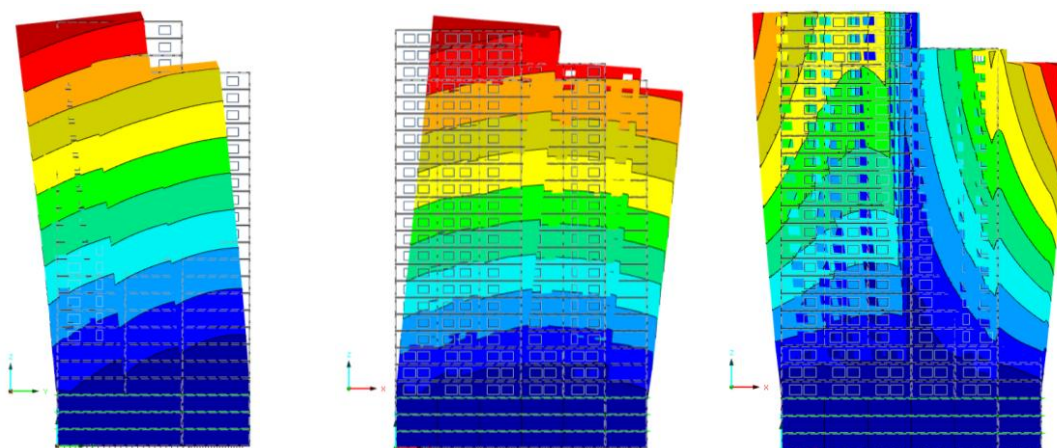
Tab. 12 Srovnání ohybového momentu ve vrcholu konstrukce

Pro srovnání výsledků byla použita výsledná posunutí u_x , u_y a u_z viz Tab. 11 a ohybové momenty m_x a m_y viz Tab. 12.

Vzhledem ke složitosti konstrukce se hodnoty jednotlivých programů liší. Už při srovnání frekvencí a period (Tab. 9) lze vidět rozdíl mezi jednotlivými programy. Výsledky ale i přesto můžeme považovat za odpovídající, protože jejich poměr je téměř stejný. Naopak u srovnání vnitřních sil lze vidět, že hodnoty m_x a m_y v programu AxisVM a RFEM jsou si velmi blízké. Jednotlivé momenty se liší o 1% v případě m_x a o 3% v případě m_y . Na Obr. 3-11 a Obr. 3-12 jsou zobrazeny první tři vlastní tvary v programech AxisVM a RFEM. Jak lze předpokládat z výsledků, vlastní tvary si odpovídají.



Obr. 3-11 1, 2 a 3 vlastní tvar v programu AxisVM



Obr. 3-12 1, 2 a 3 vlastní tvar v programu RFEM

Vzhledem k tomu, že od 17. vlastního tvaru kmitají už jen jednotlivá patra a není tak možné dosáhnout požadovaného 90% kmitání celkové hmoty konstrukce, je dále vypočtena modální analýza bez směru Z, a to pouze v programu RFEM. To znamená, že součet faktorů náhradních hmot pro směr Z je 0.

V programu AxisVM jsou z tohoto důvodu při výpočtu kmitání převedeny desky na diafragmata. Jsou to vodorovné desky zcela tuhé ve své rovině. Při analýze kmitání mohou diafragmata vyloučit parazitní vlastní tvary, například u výškové budovy, jako je tato, bude kmitat budova pouze jako celek a ne jednotlivé desky (patra) kolmo ke své rovině. To neznamená, že součet všech náhradních hmot pro směr Z bude 0 jako v programu RFEM, ale toto procento bude výrazně nižší než u příkladu bez diafragmat.

vl. tvar	AxisVM		RFEM	
	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	T [s]
1	1,510	0,663	1,521	0,657
2	2,220	0,451	2,273	0,440
3	2,610	0,383	2,875	0,348
4	6,180	0,162	6,765	0,148
5	7,070	0,141	7,928	0,126
6	8,290	0,121	8,969	0,111
7	9,190	0,109	11,561	0,086
8	12,350	0,081	13,138	0,076
9	13,400	0,075	14,550	0,069
10	14,990	0,067	15,465	0,065
11	16,060	0,062	16,942	0,059
12	17,980	0,056	18,051	0,055
13	19,580	0,051	20,583	0,049
14	20,050	0,050	21,104	0,047
15	23,290	0,043	21,403	0,047
16	23,960	0,042	22,569	0,044
17	25,530	0,039	23,506	0,043
18	26,270	0,038	24,862	0,040
19	27,450	0,036	25,876	0,039
20	28,680	0,035	25,967	0,039

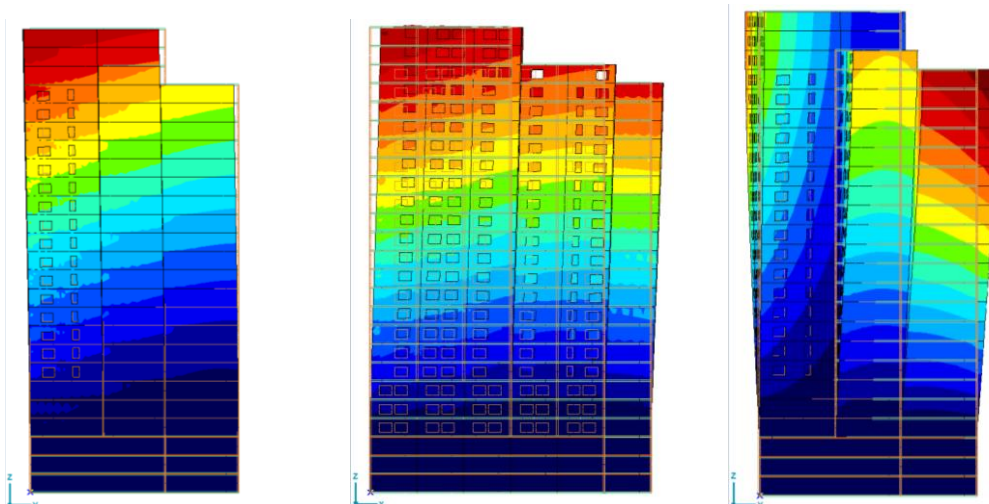
Tab. 13 Srovnání vlastních frekvencí a period pro kombinaci zatížení

vl. tvar	AxisVM			RFEM		
	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	0,114	0,318	0	0,120	0,366	0
2	0,346	0,116	0	0,390	0,130	0
3	0	0,013	0	0	0,006	0
4	0,053	0,068	0	0,055	0,074	0
5	0,058	0,051	0,001	0,059	0,049	0
6	0	0,016	0,001	0	0,012	0
7	0,001	0,003	0,136	0,002	0,001	0
8	0,021	0,002	0	0,024	0	0
9	0,001	0,014	0	0	0,014	0
10	0,01	0	0,001	0,001	0,004	0
11	0	0,009	0	0,01	0,003	0
12	0,007	0	0	0,006	0,005	0
13	0	0,006	0	0,003	0,004	0
14	0,006	0	0	0	0,001	0
15	0	0,002	0	0	0,002	0
16	0,006	0	0	0,009	0,001	0
17	0	0,004	0	0,002	0,003	0
18	0,002	0	0,001	0	0,002	0
19	0	0	0,008	0	0,004	0
20	0,001	0	0	0,002	0,001	0
...						
150	0	0	0	0	0	0
Σ	0,647	0,644	0,156	0,801	0,802	0,000

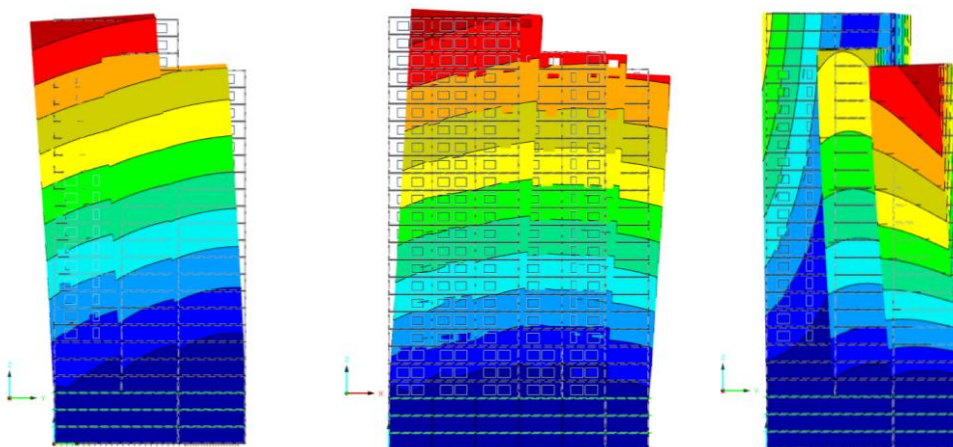
Tab. 14 Srovnání faktorů náhradních hmot pro kombinaci zatížení

Jak lze předpokládat z Tab. 13 a Tab. 14, vlastní tvary si odpovídají, i když program AxisVM nemá vyloučené kmitání ve směru osy Z, ale pouze zcela tuhé desky ve své rovině. Pro ilustraci je zobrazeno prvních 6 vlastních tvarů na obrázcích níže. Na Obr. 3-14 a Obr. 3-15 je 1, 2 a 3 vlastní tvar a na Obr. 3-15 a Obr. 3-16 4, 5 a 6 vlastní tvar.

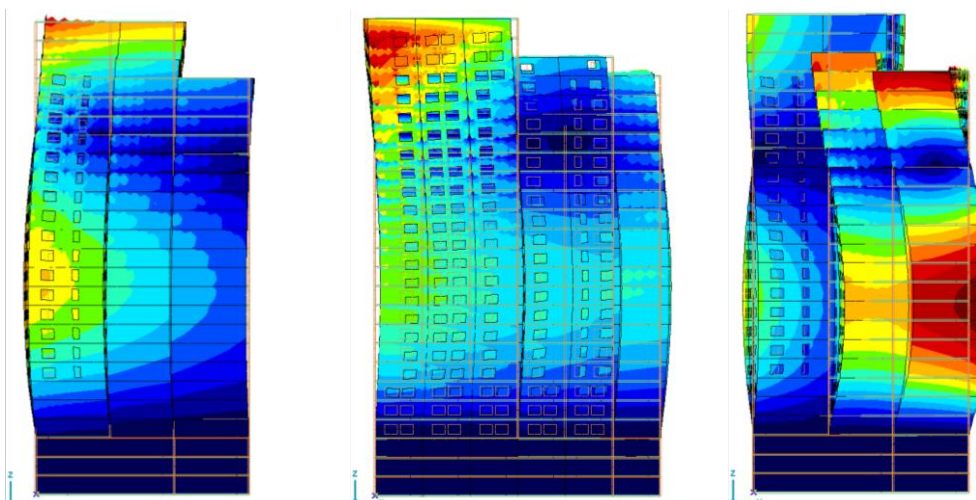
Pokud by se srovnal výpočet s kmitáním ve směru osy Z a bez něj, je vidět, že celkové procento faktoru náhradních hmot je bez směru Z větší při stejném počtu vlastních tvarů (150). Pro účely zjištění, zda je možné aby vykmitalo 90% celkové hmoty konstrukce, bylo vypočítáno až 800 vlastních tvarů (bez kmitání ve směru osy Z). I přesto se zvýšilo celkové procento hmoty mezi 150 a 800 vlastním tvarem pouze o 0,018%. Z toho vyplývá, budova je příliš tuhá a že i při vypnutí kmitání ve směru osy Z se nepodaří, aby vykmitalo 90% celkové hmoty konstrukce.



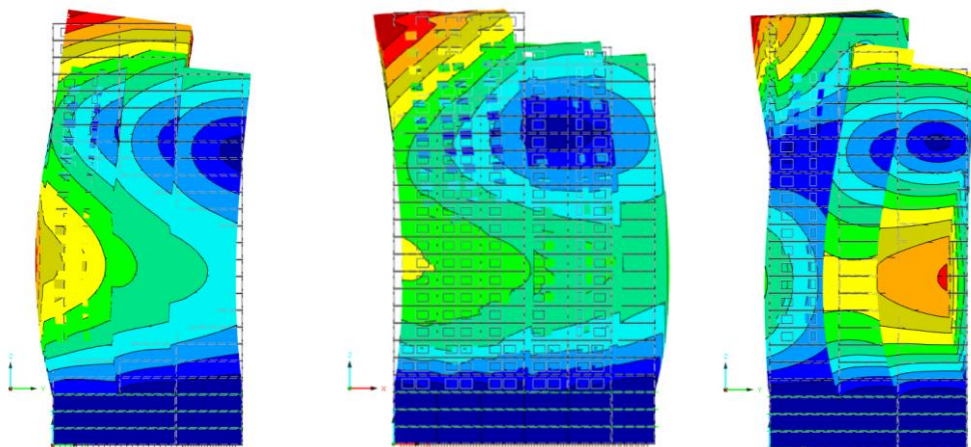
Obr. 3-13 1, 2 a 3 vlastní tvar v programu AxisVM



Obr. 3-14 1, 2 a 3 vlastní tvar v programu RFEM



Obr. 3-15 4, 5 a 6 vlastní tvar v programu AxisVM



Obr. 3-16 4, 5 a 6 vlastní tvar v programu RFEM

3.2 Nelineární výpočet

Pushover analýza (metoda postupného statického přitěžování) může poskytnout reálné výsledky pouze tehdy, pokud model zachycuje nelinearity konstrukce. To je obtížné zejména u fyzikálně-nelineárního chování železobetonových konstrukcí. Pro řešení tohoto problému je nutné vytvořit modely s koncentrovanou plasticitou: plastická deformace každého prvku je soustředěna do diskrétního počtu bodů (tzv. plastické klouby viz kap. 2.4.1.2) podél prvku. Současná běžná praxe je, mít kloub v blízkosti každého konce prvku. Je možné použít několik typů plastických kloubů, ale ty nejrozšířenější jsou ohybové klouby. Ohybové klouby berou v úvahu nelinearitu závislosti ohybového momentu na pootočení v řezu. Každý kloub je charakterizován diagramem závislosti momentu na pootočení, který popisuje ohybovou odezvu prvku pro různé úrovně pootočení.

Pomocí pushover analýzy je možné odhadnout zásadní výsledky časové analýzy (tento typ výpočtu používá např. program MIDAS), pokud vyšetřované odezvě konstrukce dominuje jeden vlastní tvar, který má faktor náhradních hmot větší než 80 - 90% ve směru osy X nebo Y.

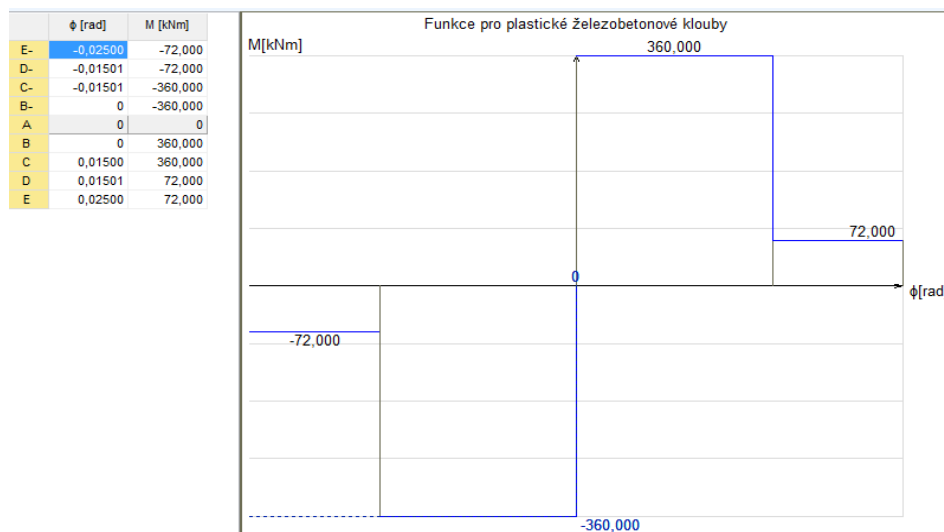
3.2.1 Postup výpočtu v použitých programech

3.2.1.1 Program AxisVM

Po vymodelování sledované konstrukce je třeba před zahájením analýzy definovat plastické klouby, v nichž je nutné omezit otáčení okolo os Y, případně Z. V té chvíli se objeví editor funkce pro plastický kloub.

Závislost momentu na pootočení pro každý kloub je popsána celkem pěti charakteristickými body (A, B, C, D, E) viz Obr. 3-17. Tato závislost má významný vliv na únosnost a duktilitu (tvárnost) konstrukce, chybné zadání těchto bodů vede ke značným chybám ve výsledcích pushover analýzy.

I přesto je možné provést pushover analýzu bez znalosti přesného nelineárního chování železobetonového průřezu, a to jen tehdy, pokud uživatele nezajímá oblast zpevnění ve výsledné křivce kapacity. Jinými slovy: pokud snížení únosnosti nemusí být vyšetřováno přesně, může inženýr konzervativně (na stranu bezpečnou) použít dokonale pružno-plastickou závislost momentu na pootočení. Moment odpovídající mezi kluzu a odpovídající rotace může být vypočtena na základě geometrie a detailů vyztužení průřezu. Použije-li se tento zjednodušený postup, potom bude na rotaci kloubu aplikována konzervativní mez (kloubu se vnutí konzervativní mez v pootočení) a pro pootočení v každém kloubu, který vstupuje v průběhu analýzy do plastického stavu, by mělo být ověřeno, zda toto omezení nebylo překročeno.



Obr. 3-17 Graf závislosti momentu na pootočení v programu AxisVM

Je nutné upozornit, že definovaný vztah platí pouze pro jednoosý ohyb. To má dva důležité důsledky. Za prvé: pokud je vytvořen 3D model s očekávaným plastickým chováním v patách sloupů, tyto sloupy mají dva samostatné plastické klouby definované kolem svých dvou horizontálních os (dvouosý ohyb). Za druhé: normálová síla, která působí ve sloupech, ovlivňuje jejich závislost momentu na pootočení, což je třeba vzít v úvahu při definování diagramu momentu na pootočení.

Po definování plastických kloubů je nutné spustit analýzu kmitání a převést všechna zatížení na hmoty. Pokud jsou vypočteny vlastní tvary, je možné přidat zatěžovací stav "Pushover".

V normě [1] se doporučuje provést analýzu s rovnoměrným i s modálním zatížením. Pro modální rozložení zatížení by se mělo vycházet z dominantního vlastního tvaru konstrukce (jedná se většinou o 1. nebo 2. vlastní tvar s největším faktorem náhradních hmot, v odpovídajícím směru os X, nebo Y). Program AxisVM sám vybere tento dominantní vlastní tvar a změna tohoto nastavení se doporučuje pouze zkušeným uživatelům s rozsáhlými znalostmi pushover analýzy. AxisVM dovoluje zadat i náhodnou excentricitu, ale pouze pro 3D modely, protože patra musí být definována s jejich těžišti a odpovídajícími silami, které generují předem definovaný ohybový moment na každém patře. Dále je nutné zadat výšku jednotlivých pater pro definování jednotlivých zatížení.

Po nastavení pushover zatížení vzniknou 4, nebo 2 zatěžovací stavy v závislosti na tom, zda je konstrukce modelována ve 2D nebo 3D. Vzniknou zatěžovací stavy PO X U a PO X M pro zatížení ve směru osy X a rozdělení zatížení na modální (M) a rovnoměrné (U) pro 2D model a pro 3D model vzniknou navíc zatěžovací stavy PO Y U a PO Y M pro zatížení ve směru osy Y. Poté může být provedena nelineární statická analýza.

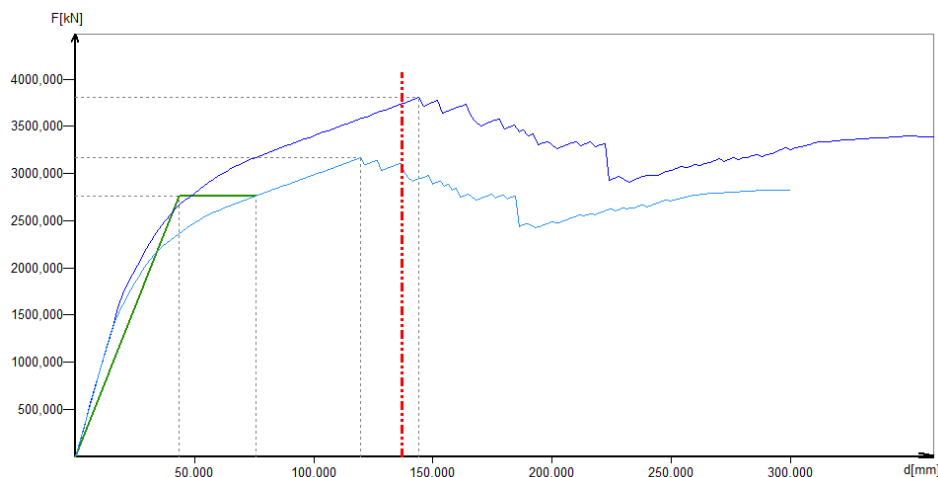
Řízení výpočtu pushover je speciální typ řízení analýzy pomocí posunutí. Používá parametrický zatěžovací stav (jeden z pushover stavů) a konstantní zatěžovací stav (ve většině případu vlastní tíha, nebo kombinace seismického zatížení).

U pushover výpočtu je nutné určit referenční uzel, což musí to být jeden z uzlů na vrcholu konstrukce. Při provádění pushover analýzy je nutné u 3D modelu v programu AxiVM správně vybrat směr, který odpovídá směru pushover zatížení. Dále je nutné zadat maximální posunutí, které závisí na konstrukčním systému. Ze zkušenosti se tato hodnota bere jako 3-5% celkové výšky konstrukce. Také je důležité pro výpočet použít dostatečně velký počet přírůstků, aby bylo možno zachytit tvorbu plastických kloubů a abychom se vyhnuli potížím s konvergencí. S ohledem na geometrické nelinearity prvků se důrazně

doporučuje pro analýzu pushover zohlednit efekt $P-\Delta$ (vliv geometrické nelinearity u tlačených prvků) viz kap. 2.4.1.3.

Po provedení nelineárního výpočtu obsahují výsledky analýzy grafické znázornění stavu kloubu v každém kroku analýzy. Na modelu lze vidět modré a červené klouby. Ty, které jsou červené, jsou v plastickém stavu, což znamená, že vnitřní síly v daném prvku překonaly svůj mezní plastický moment, a to má vliv na tuhost prvku a taky na tuhost celé konstrukce.

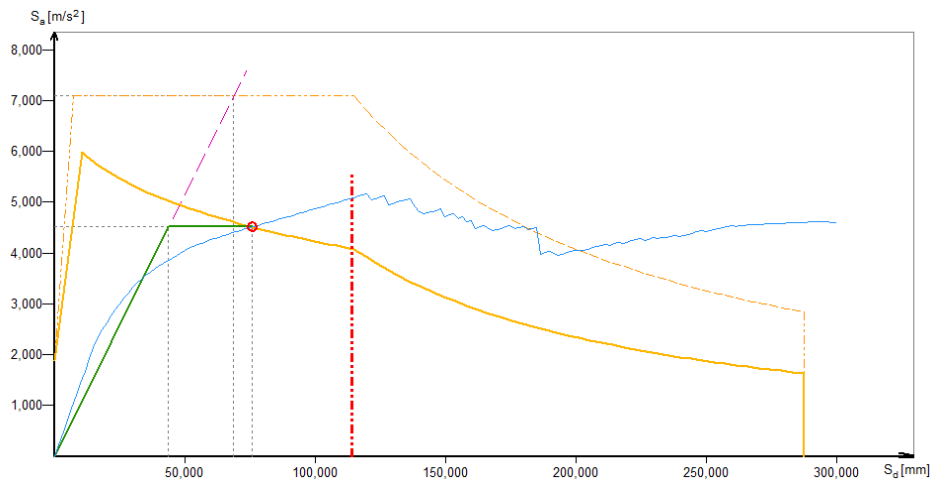
Dále je vykreslena křivka kapacity pro každou pushover analýzu (PO X U, PO X M a PO Y U, PO Y M). Program zobrazí křivky kapacity jak pro soustavu s více stupni volnosti (MDOF), tak pro ekvivalentní soustavu s jedním stupněm volnosti (SDOF), viz Obr. 3-18. Světle modrá křivka je křivka kapacity ekvivalentní soustavy s jedním stupněm volnosti (SDOF). Má stejný tvar jako tmavě modrá křivka pro více stupňů volnosti (MDOF). Její body jsou výsledkem dělení odpovídající síly a hodnoty posunutí křivky MDOF transformačním součinitelem Γ . Koncový bod obou křivek kapacity je bod, který odpovídá maximálnímu posunu (který je pro SDOF křivky dělený součinitelem Γ) nastavenému uživatelem na začátku nelineární statické analýzy.



Obr. 3-18 Křivka kapacity v programu AxisVM

Všechny výsledky jsou vypočteny na základě přílohy B normy ČSN EN 1998-1. Svislá červená čára označuje 150% výsledného posunu (d_t) podle ČSN EN 1998-1 (4.3.3.4.2.3). Obecně platí, že pokud kapacita deformace konstrukce je nad touto úrovní (svislá čára je stále čerchovaná), splňuje požadavky na kapacitu deformace, v opačném případě (svislá čára je plná), tyto požadavky nesplňuje.

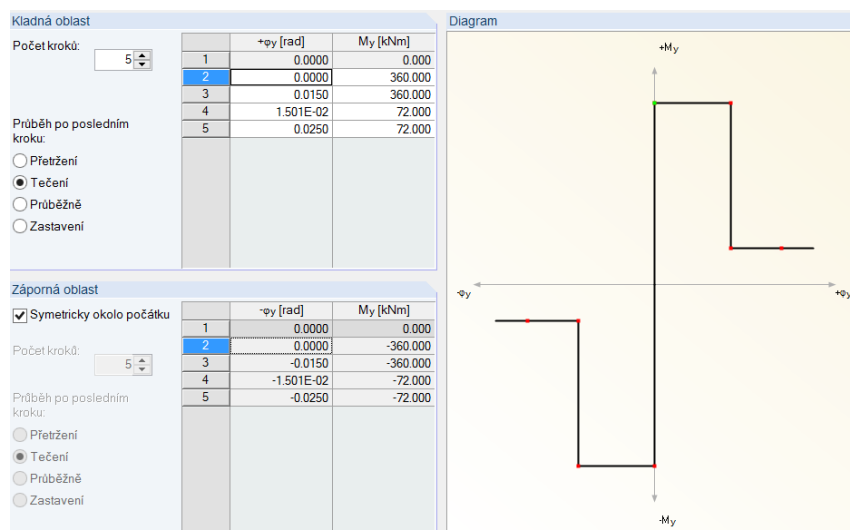
V Grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* je zobrazeno spektrum odezvy, křivka kapacity pro náhradní soustavu s jedním stupněm volnosti a jí odpovídající idealizovaná bilineární křivka (zelená čára). Na základě požadované úrovně seismicity (tj. spektra odezvy, viz kap. 2.2) a průsečíku s křivkou kapacity je vypočten výsledný posun náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti. Tento bod označuje červené kolečko viz Obr. 3-19.



Obr. 3-19 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu AxisVM

3.2.1.2 Program RFEM

Stejně jako v programu AxisVM, je třeba v RFEMu po vymodelování sledované konstrukce a před zahájením nelineární analýzy definovat plastické klouby na koncích prutu. Pro omezení otáčení okolo osy Y/Z je možné vybrat nelinearitu na prutu nazvanou "Diagram...", a pak je možné zadat závislost momentu na pootočení. V rámci této diplomové práce je každý kloub popsán celkem pěti charakteristickými body (1, 2, 3, 4, 5) viz Obr. 3-20, ale je možné počet těchto bodů měnit.



Obr. 3-20 Graf závislosti momentu na pootočení v programu RFEM

Po definování plastických kloubů je nutné spustit modul RF-DYNAM PRO - Dynamická analýza a vypočítat vlastní tvary konstrukce. Po zaškrtnutí možnosti výpočtu nelineárně je možné spočítat zatěžovací křivky (křivku kapacity). Referenční uzel se volí automaticky, nebo je možné zvolit uzel ručně. Maximální posunutí, které se zadává v programu AxisVM je v RFEMU momentálně počítáno automaticky, resp. ve vývojové verzi, kterou jsem měla k dispozici, se pomocí souboru FemDynam.ini určí 3 koeficienty (začátek, konec a krok), pomocí kterých se násobí výsledná síla F_i a výpočet běží až do kolapsu konstrukce. Aktuálně si tyto koeficienty RFEM volí sám.

Křivku kapacity získává každý program jiným způsobem. V programu RFEM se zvětšuje zatížení a dohledává se výsledné posunutí, zatímco v programu AxisVM se k posunutí dohledává zatížení.

V programu RFEM je možné vypočítat pouze modální rozložení zatížení pro směr X nebo Y. Toto zatížení zatím uživatel nemůže ověřit, jako například v programu AxisVM, kde vzniknou zatěžovací stavy s příslušným zatížením. Zatížení se vygeneruje programem pouze na pozadí.

Po provedení nelineárního výpočtu je možné vykreslit grafické znázornění křivky kapacity a odpovídající konečné posunutí, které je vypočteno programem na základě požadované úrovně seismicity (tj. spektra odezvy, viz kap. 2.2).

Rozdíl mezi programy AxisVM a RFEM je v tomto kroku takový, že program RFEM vytvoří graf na základě spektra odezvy zadané před nelineárním výpočtem a po změně spektra odezvy je nutné znovu provést výpočet. Zatímco v programu AxisVM se

spektrum odezvy před výpočtem nežadává a je možné ho zadat a nebo měnit až po výpočtu a tím pádem snadněji zjišťovat potřebné parametry pro určení, zda konstrukce vyhoví.

Program RFEM má možnost řešit pushover analýzu tak, že plastické klouby jsou lokalizovány automaticky pouze na základě definice pracovních diagramů materiálu a působících sil. Je nutné vybrat materiál a poté zvolit materiálový model - izotropní plastický 2D/3D. Poté je možné vybrat základní, nebo bilineární diagram a zadat je pomocí meze kluzu $f_{y,t}$ a modulu zpevnění E_p . Také je možné vložit diagram závislosti ε - σ a je možné zvolit počet kroků pro jeho definování.

Tento výpočet je podstatně delší než v případě vložení kloubů na koncích prutu. Důvodem je, že klouby se v počítané konstrukci budou hledat. Zatím co u již definovaných kloubů se zaznamenají jen tam, kde se vloží.

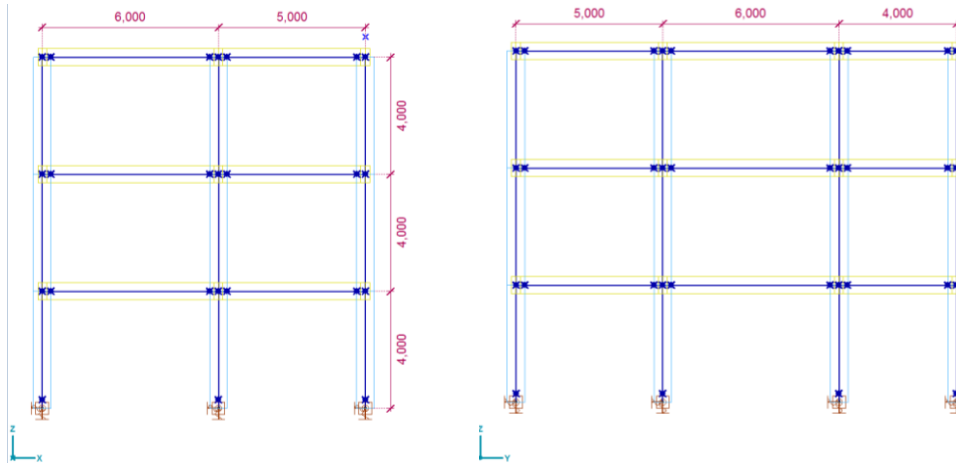
Je nutné upozornit, že v této chvíli v RFEMU není umožněno zákazníkům počítat pushover analýzu konstrukce. Po celou dobu je pracováno s vývojovou verzí, takže grafy a veškeré výstupy jsou vyhodnoceny v programu Excel. Některé informace, které jsou popsány v této diplomové práci z hlediska zadání a vykreslování výsledků v RFEMU, proto mohou být ve chvíli, kdy pushover analýza bude zpřístupněna i zákazníkům, zkrácené.

3.2.2 Příklad č. 2

Pro identifikaci rozdílů u nelineárního výpočtu jednotlivých programů je zvolena následující rámová konstrukce. Jde o verifikační příklad od tvůrců programu AxisVM, veškeré použité hodnoty jsou převzaty z tohoto příkladu.

3.2.2.1 Zadání

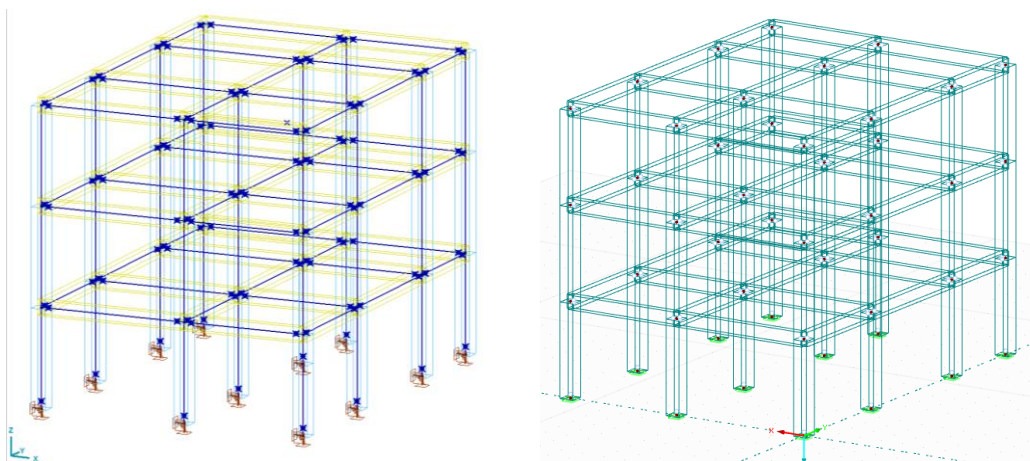
Ve směru osy X má konstrukce dvě pole o délce 6 a 5 m, ve směru osy Y má tři pole o rozměrech 5, 6 a 4 m. Rám má tři patra o konstrukční výšce 4 m, celková výška konstrukce je tedy 12 m viz Obr. 3-21. Nosníky mají jako průřez obdélník o velikosti 300x600 mm a sloupy jsou čtvercového průřezu 600x600 mm. Konstrukce je plně vetknuta.



Obr. 3-21 Rozměry rámové konstrukce

Materiálové charakteristiky konstrukce jsou $E = 31\,000\text{ MPa}$, $\nu = 0,2$, $\rho = 2\,500\text{ kg/m}^3$ a tíhové zrychlení $g = 10\text{ m/s}^2$.

Příklad je počítán s vlastní tíhou konstrukce a spojitým zatížením na nosnících 25 kN/m . Výsledná kombinace, kterou je nutné zadat při nelineárním výpočtu do programu AxisVM jako stálý zatěžovací stav, je tedy: $1,0 \cdot G_{k,j} + 1,0 \cdot Q_{k,j}$. Konstrukce je vypočítána jen se dvěma vlastními tvary, vzhledem k faktu, že pro definování modálního rozložení zatížení je potřeba zjistit vlastní tvar s největším faktorem náhradních hmot, a to je ve většině případů 1. nebo 2. vlastní tvar.

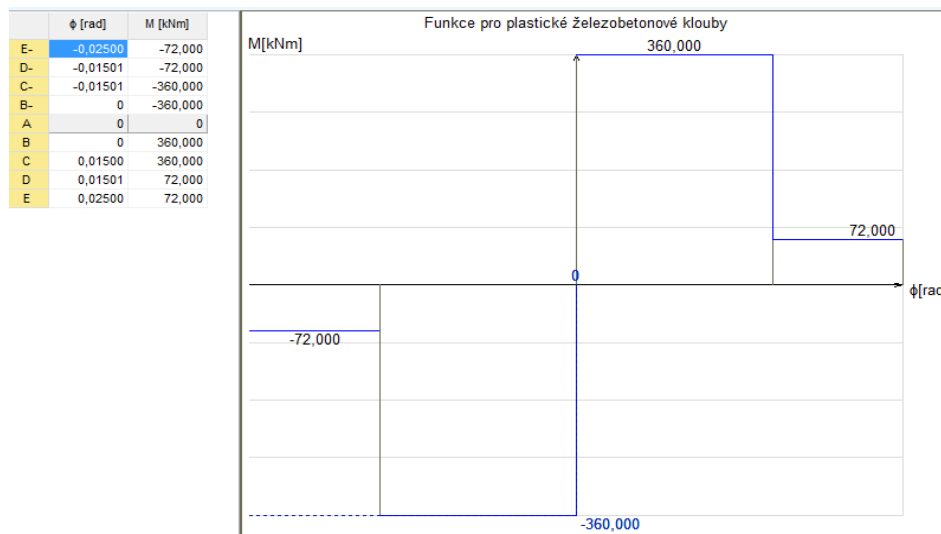


Obr. 3-22 Statický model v programech AxisVM a RFEM

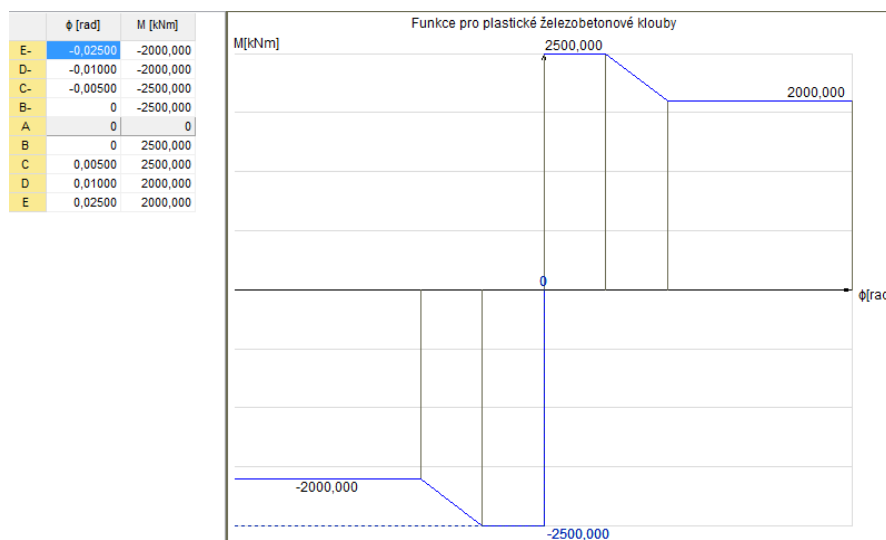
Plastické klouby jsou definovány na začátku a na konci všech nosníků a u sloupů pouze v jejich patách viz Obr. 3-22. Je to z důvodu urychlení analýzy. U správně

navrženého rámu vzdorujícím duktilním momentům (moment, který může být dosažen s ohledem na kapacitu přetvoření) se budou tvořit plastické klouby nejdříve v jeho příčlích a poté v patách sloupů, což nakonec vede ke kolapsu konstrukce. Je důležité se vyhnout tvorbě plastických kloubů v jiných sloupech konstrukce. Diagram závislosti momentu na pootočení pro nosníky je zobrazen na Obr. 3-23 a pro sloupy na Obr. 3-24.

Pro zadání do programu AxisVM je maximální posunutí zadáno jako 3% z celkové výšky konstrukce (12 m). Výsledná hodnota maximálního posunutí je 360 mm. Zvolený počet přírůstků je 180.



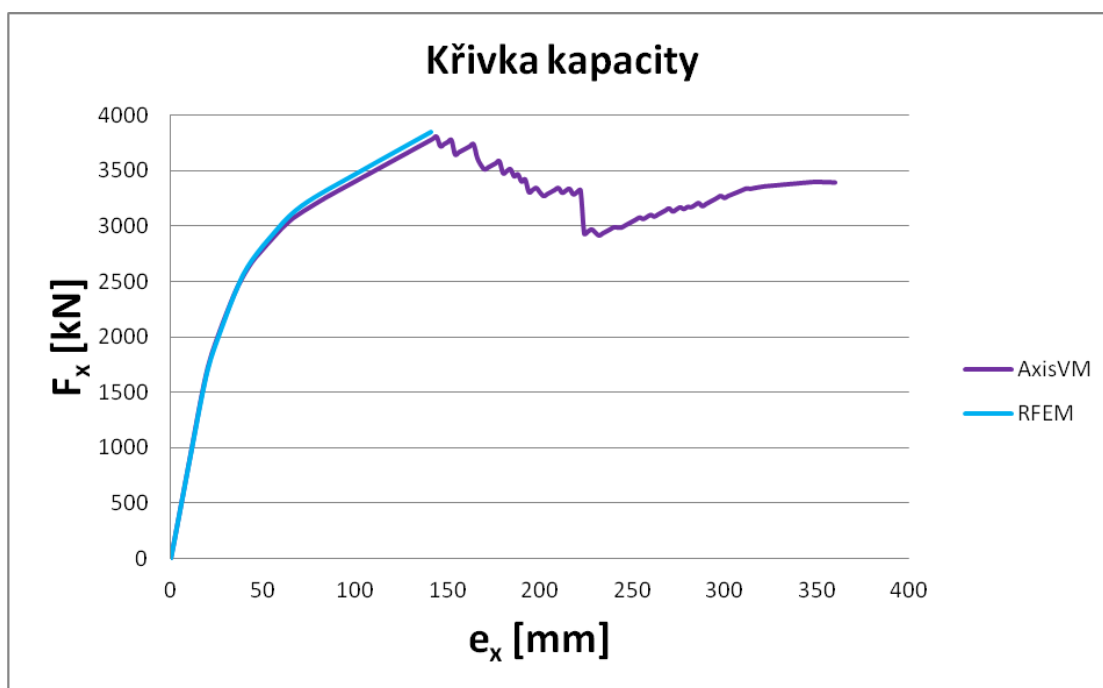
Obr. 3-23 Graf závislosti momentu na pootočení pro nosníky



Obr. 3-24 Graf závislosti momentu na pootočení pro sloupy

3.2.2.2 Srovnání výsledků

Na Obr. 3-25 je zobrazena křivka kapacity z obou programů. Pro zhodnocení, zda si křivky odpovídají, je v Tab. 15 hodnota síly F_x , která odpovídá posunutí $e_x = 103,4$ mm. Jak už graf napovídá, hodnoty se liší jen o 2%, proto lze říci, že oba programy dávají shodné výsledky.



Obr. 3-25 Graf křivky kapacity

	F_x [kN]	e_x [mm]
AxisVM	3433,318	103,4
RFEM	3498,498	103,4

Tab. 15 Srovnání síly F_x , při posunutí e_x 103,4 mm

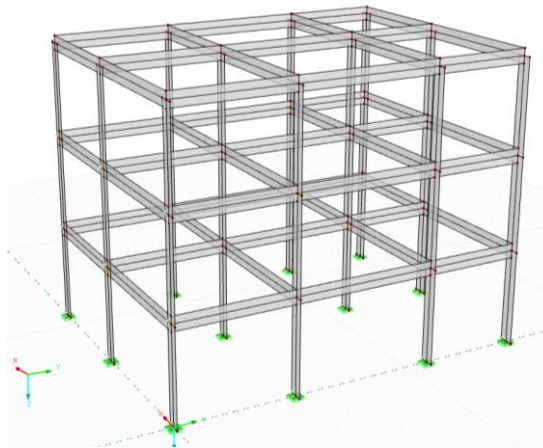
Program RFEM má možnost řešit pushover analýzu tak, že plastické klouby jsou lokalizovány automaticky pouze na základě definice pracovních diagramů materiálu a působících sil. Tento pracovní diagram se zadává pomocí hodnoty meze kluzu $f_{y,t}$ a modulu zpevnění E_p . Je vybrán bilineární pracovní diagram a pro přepočítání grafu závislosti $M-\phi$ na odpovídající diagram materiálu je použit vzorec

$$M_0 = \sigma_0 \cdot W_{pl,y} , \quad (3.3)$$

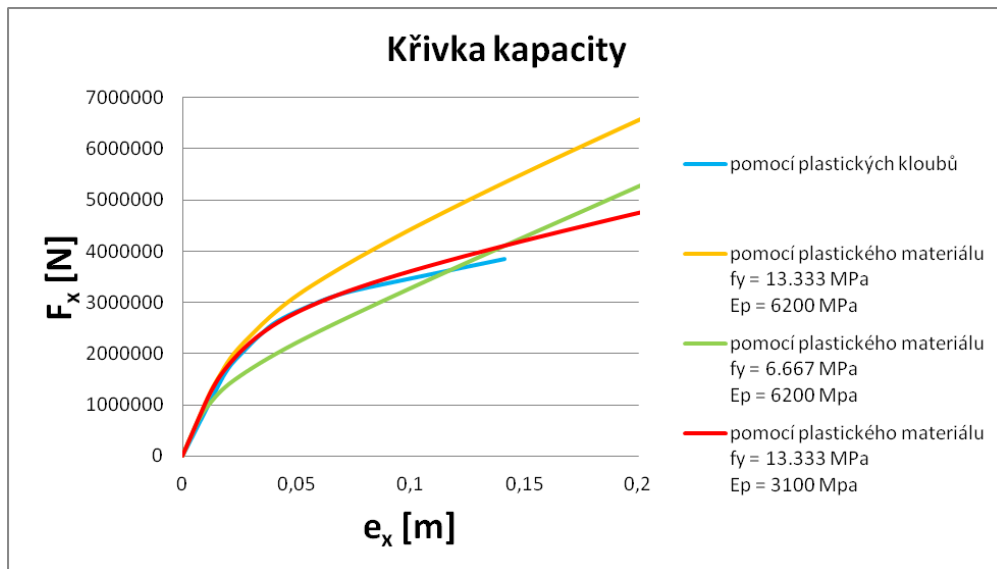
Tento vztah platí pro mechaniku a izotropní materiál. Protože nejsou ve verifikačním příkladu žádné bližší informace o průřezech a diagram vypadá jako idealizovaný, je použit pro přepočet tento vztah

$$\sigma_0 = f_y = \frac{M_0}{W_{pl,y}} = \frac{360}{0,027} = 13,33MPa.$$

Kvůli rychlejšímu výpočtu v programu RFEM byly 1D prvky převedeny na deskostěny a výsledný model je na Obr. 3-26.



Obr. 3-26 Statický model v programu RFEM převedený na deskostěny



Obr. 3-27 Graf křivek kapacity

Hodnoty v grafu (viz Obr. 3-27) jsou porovnávány s hodnotami z příkladu (z programu RFEM), kdy byly vytvořeny plastické klouby na modelu konstrukce (modrá křivka).

Fyzikální modely plasticity v obou programech nejsou plně srovnatelné, a proto je nutné najít parametry modelu tak, aby si navzájem odpovídaly výsledky. Čímž je možné získat zkušenost, která se dá použít pro další výpočty. V tomto případě je modul zpevnění E_p volen na základě modulu pružnosti v betonu $E = 31\,000$ MPa. Diagram závislosti momentu na pootočení obsahuje v případě nosníků pokles z hodnoty momentu $M = 360$ kNm na $M = 72$ kNm. To odpovídá $1/5$, proto je zvolen modul zpevnění jako $1/5$ z hodnoty modulu pružnosti: $E_p = 6\,200$ MPa. Pro takto zvolený modul zpevnění křivka kapacity neodpovídá hodnotám získaným na modelu, na kterém byly předem zadány plastické klouby uživatelem. Proto je dále zmenšena mez kluzu f_y na $1/2$ původní hodnoty, tedy na $f_y = 6,67$ MPa. Křivka získaná se zmenšenou mezí kluzu rovněž není totožná s modrou křivkou. Nakonec byla zvolena mez kluzu $f_y = 13,33$ MPa a modul zpevnění $E_p = 3\,100$ MPa (10% z hodnoty modulu pružnosti). Tato křivka (červená) nejlépe odpovídá hodnotám, kdy jsou klouby určeny už na základě modelu.

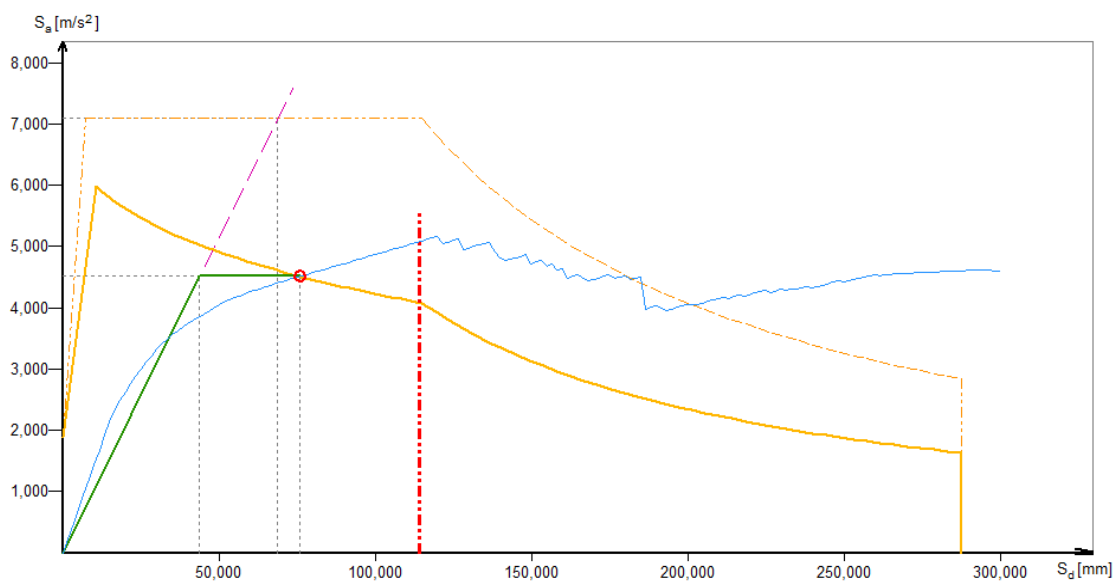
Výsledný rozdíl mezi červenou a modrou křivkou může být způsobený rozdílností vstupních dat, protože graf závislosti momentu na pootočení je různý pro nosníky a sloupy, ale v tomto případě v rámci zjednodušení je zohledněn na celou konstrukci pouze graf $M-\varphi$ pro nosníky.

Dále bude vyhodnoceno pouze modální rozložení zatížení a to pro směr osy X. Graf pro určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti z programu AxisVM je zobrazen na Obr. 3-28 a výsledný graf získaný z programu RFEM na Obr. 3-29. Program AxisVM sám vypočítá veškeré veličiny pro transformaci na náhradní soustavu s jedním stupněm volnosti, viz Tab. 16. Po nelineárním výpočtu je možné měnit spektrum odezvy tak, aby konstrukce vyhověla na ULS a DLS a podle toho zjišťovat jakému návrhovému zrychlení podloží (a_g) konstrukce odolá. V tomto případě odolá návrhovému zrychlení $2,1$ m/s². Ostatní hodnoty spektra odezvy jsou v Tab. 18. S takto zvoleným spektrem odezvy je vypočten příklad 3D rámu v programu RFEM a získané hodnoty jsou v Tab. 17.

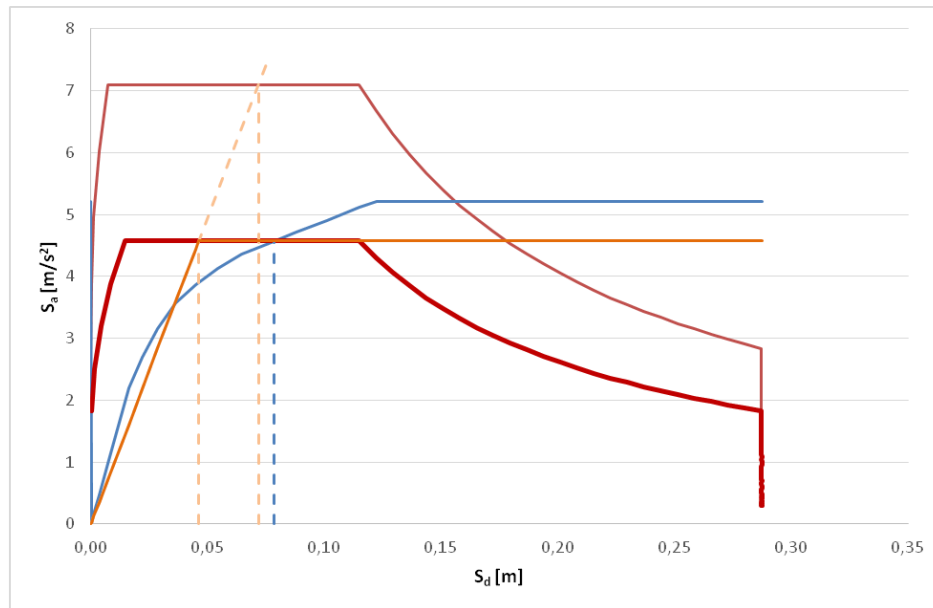
Jak je napsáno v kap. 2.4.2, je nutné konstrukci posoudit na ULS (vyloučení zřícení) a DLS (omezení poškození). V programu AxisVM hodnotu $1,5 \cdot d_t^{ULS}$, zobrazuje červená čerchovaná čára, jinými slovy je to $1,5 \cdot d_t^*$. Pro posouzení DLS nesmí smyková

síla klesnout pod 80%. Oba mezní stavy pro takto zvolené spektrum odezvy vyhoví. Výsledný posun pro soustavu s více stupni volnosti je $d_t = 91,2mm$.

Jak je napsáno v kap. 3.2.1.2, v programu RFEM je pracováno s vývojovou verzí a všechny hodnoty jsou vyhodnocovány v programu Excel. Proto není tento způsob posouzení konstrukce v RFEMu zatím zoptimalizovaný. Budou srovnány jen hodnoty výsledného posunu pro soustavu s jedním a více stupni volnosti. Pro program AxisVM jsou to hodnoty $d_t^* = 75,9mm$ a $d_t = 91,2mm$ a pro program RFEM $d_t^* = 78,4mm$ a $d_t = 91,1mm$.



Obr. 3-28 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu AxisVM



Obr. 3-29 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu RFEM

Transformační součinitel	Γ	1,202	-
Hmotnost náhradní soustavy s 1 st. volnosti	m^*	612648,035	kg
Síla na mezi kluzu	F_y^*	2764,509	kN
Posun při vzniku plastického mechanismu	d_m^*	75,952	mm
Posun odpovídající síle na mezi kluzu	d_y^*	43,656	mm
Perioda idealizované náhradní soustavy s 1 st. volnosti	T^*	0,61801	s
Posun o periodě T^* při neomezeném pružném chování	d_{et}^*	68,569	mm
Výsledný posun náhradní soustavy s 1 st. volnosti	d_t^*	75,905	mm
Výsledný posun pro soustavu s více stupni volnosti	d_t	91,235	mm

Tab. 16 Hodnoty z grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu AxisVM

Transformační součinitel	Γ	1,163	-
Hmotnost náhradní soustavy s 1 st. volnosti	m^*	635722,583	kg
Síla na mezi kluzu	F_y^*	3378,193	kN
Posun při vzniku plastického mechanismu	d_m^*	78,354	mm
Posun odpovídající síle na mezi kluzu	d_y^*	46,151	mm
Perioda idealizované náhradní soustavy s 1 st. volnosti	T^*	0,63135	s
Posun o periodě T^* při neomezeném pružném chování (odhad z grafu)	d_{et}^*	72,000	mm
Výsledný posun náhradní soustavy s 1 st. volnosti	d_t^*	78,354	mm
Výsledný posun pro soustavu s více stupni volnosti	d_t	91,091	mm

Tab. 17 Hodnoty z grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu RFEM

Referenční špičkové zrychlení podloží	a_{gR} [m/s ²]	2,1
Součinitel významu	γ_I	1
Parametr pro popis spektra odezvy		
Typ zákl. půdy		A - typ 1
Součinitel podloží	S	1,4
Dolní mez oblasti konstantního spektrálního zrychlení	T_B [s]	0,2
Horní mez oblasti konstantního spektrálního zrychlení	T_C [s]	0,8
Hodnota definující začátek konstantních posunů spektra	T_D [s]	2
Spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum	β	0,2

Tab. 18 Parametry výsledného spektra odezvy

3.2.3 Příklad č. 3

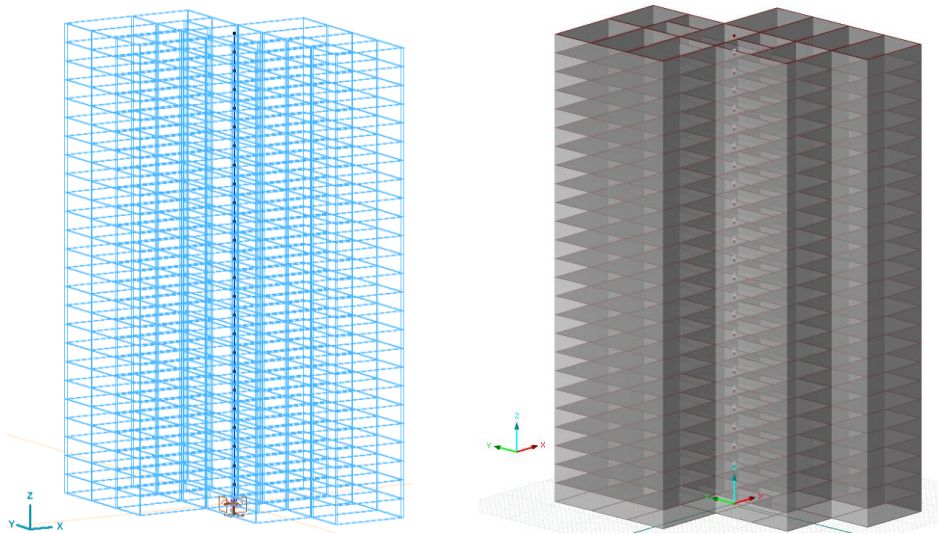
Další příklad je výšková budova, která byla řešena lineárním výpočtem v kap. 3.1.1., deskostěnový model je však pro nelineární výpočet s ohledem na jeho složitost nevhodný. Bylo by nutné použít liniové plastické klouby, jejichž definice by byla příliš pracná. Z tohoto důvodu byl zvolen velmi zjednodušený prutový model.

V programu RFEM je možnost řešit pushover analýzu tak, že plastické klouby jsou lokalizovány automaticky pouze na základě definice pracovních diagramů materiálu a působících sil. Bohužel vzhledem k tomu, že je po celou dobu pracováno pouze s vývojovou verzí a tato metoda není v tomto okamžiku zoptimalizována, nebylo možné výškovou budovu deskostěnovým modelem vypočítat. Samotný lineární výpočet je časově náročný, nelineární výpočet trval neúměrně dlouho a kapacita HW nedosahovala takových možností.

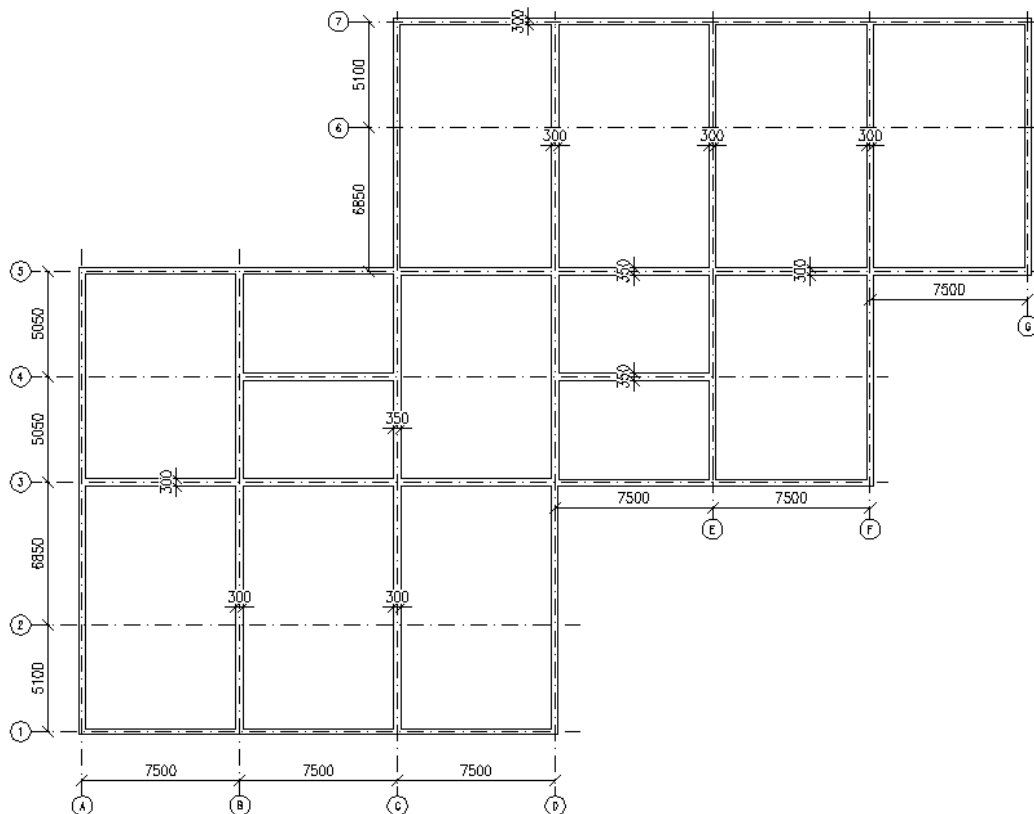
3.2.3.1 Zadání

Modelem konstrukce je jeden prut (svislá konzola) s průřezem reprezentativního patra výškové budovy (viz Obr. 3-31). Na prutu je do každého patra (případně jen do paty sloupu) vložen potenciální plastický kloub. Statický model je zobrazen na Obr. 3-30. Jakýkoliv reálnější model (např. rámový) by byl pro účely diplomové práce příliš pracný.

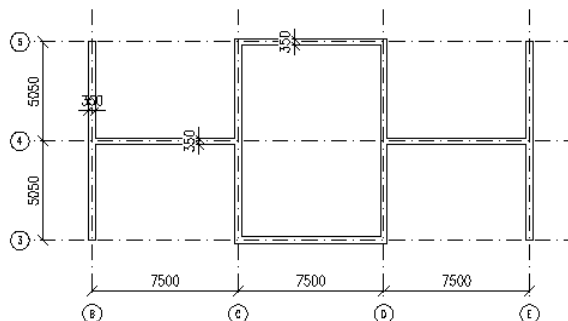
Materiálové charakteristiky konstrukce jsou $E = 32\,000\text{ MPa}$, $\nu = 0,2$, $\rho = 2\,500\text{ kg/m}^3$ a tíhové zrychlení $g = 10\text{ m/s}^2$.



Obr. 3-30 Statický model v programu AxisVM a RFEM



Obr. 3-31 Průřez reprezentativního patra



Obr. 3-32 Průřez jádra

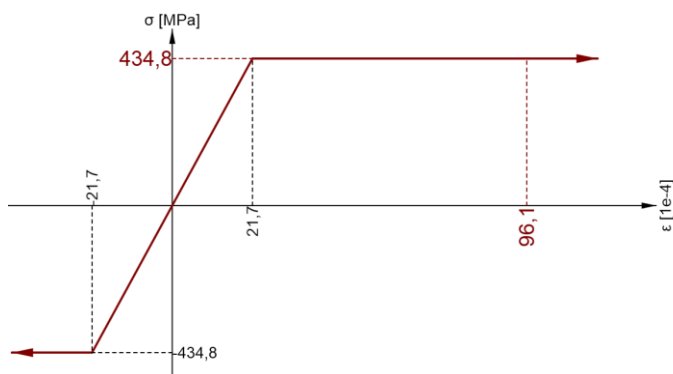
3.2.3.2 Výpočet parametrů plastického kloubu

Pro výpočet je použit program Idea StatiCa Concrete, modul RCS. Program umožňuje výpočet závislosti momentu na pootočení (křivosti) pro průřez obecného tvaru, obecně vyztužený.

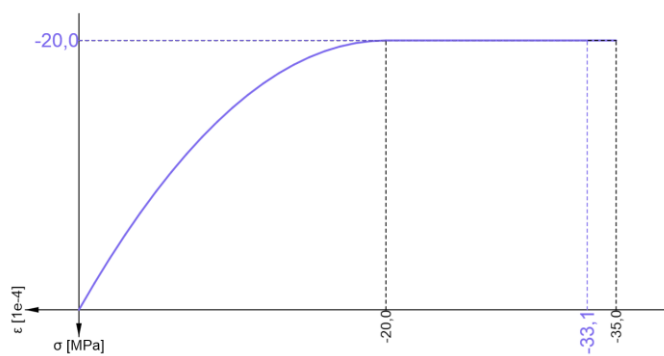
Zvolený model prutu s celým průřezem reprezentativního patra nadhodnocuje reálnou tuhost budovy, protože v podlažích 1-3NP je průřez oslaben tím, že jsou některé

stěny nahrazeny méně tuhými sloupy. Bylo by sice možné modelovat tuto podlaží prutem s reálnějším průřezem, ale s ohledem na omezení zadání obecných průřezů v obou programech to nebylo možné. Proto jsou uvažovány dvě mezní varianty: celý průřez reprezentativního patra (nadhodnocuje mírně tuhost v podlažích 1-3NP, viz Obr. 3-31) a samostatně působící jádro (podhodnocuje tuhost, viz Obr. 3-32).

Výztuž byla použita Φ 16 mm po 250 mm. Pro zjednodušení je použit v celém průřezu beton C30/37 (materiálové charakteristiky jsou v kap. 3.2.3.1). Pracovní diagramy použité pro výpočet jsou na Obr. 3-33 pro výztuž a Obr. 3-34 pro beton.



Obr. 3-33 Pracovní diagram výztuže



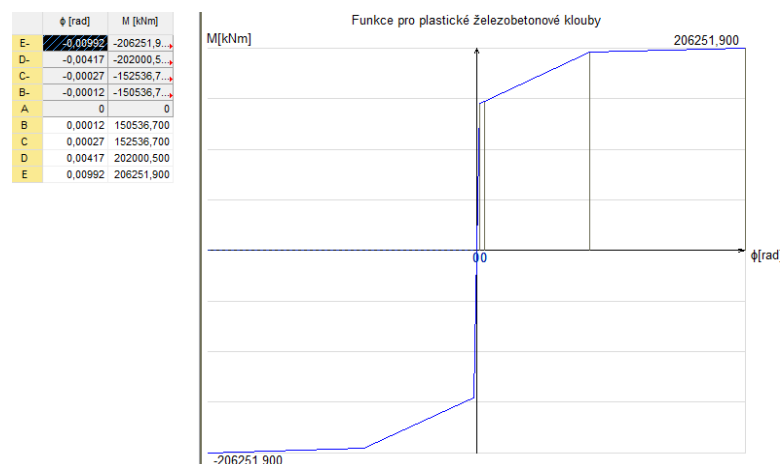
Obr. 3-34 Pracovní diagram betonu

Vzhledem k tomu, že diagram momentu na pootočení závisí na působící normálové síle, byla pro případ s celým průřezem reprezentativního patra určena celková normálová síla nad základovou spárou $N = -207\ 000$ kN, která byla uvažována zjednodušeně pro všechny klouby aplikované po výšce budovy. Průřez reprezentativního patra však obsahuje stěny, které jsou zejména ve spodní části budovy nahrazeny sloupy s mnohem menší tuhostí. Aby byla způsobená chyba určitým způsobem kompenzována, pak ve variantě

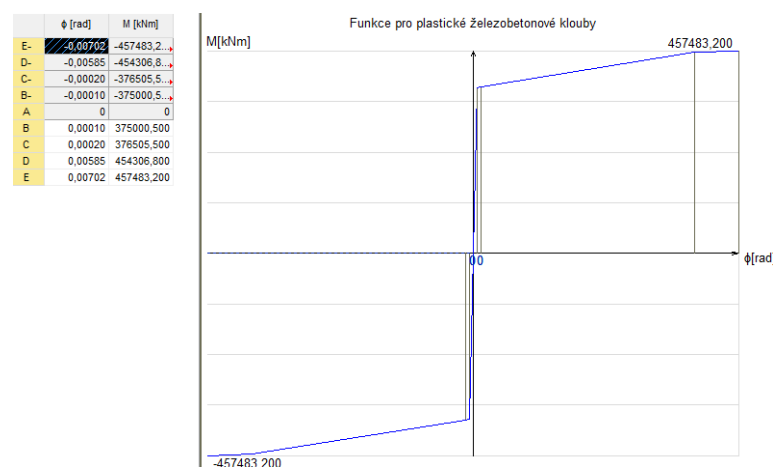
samostatně působícího jádra (nižší únosnost v ohybu), byla působící normálová síla redukována v poměru tuhosti jádra vůči celkovému průřezu a navíc nebyla uvažována těsně nad základovou spárou, ale bylo použito pouze cca 40% této síly.

Celkový průřez reprezentativního patra je nesymetrický podle os Y i Z, proto při jednoosém ohybu vzniká zároveň moment v druhém směru. Správné by tedy bylo vypočítat M- ϕ diagram s ohledem na tento moment. To by ovšem neúměrně komplikovalo nelineární analýzu, navíc žádný z používaných programů takovýto vstup neumožňuje, proto byl M- ϕ diagram určen za předpokladu ideální rotace roviny přetvoření kolem osy Y resp. Z, při měnícím se momentu M_z resp. M_y .

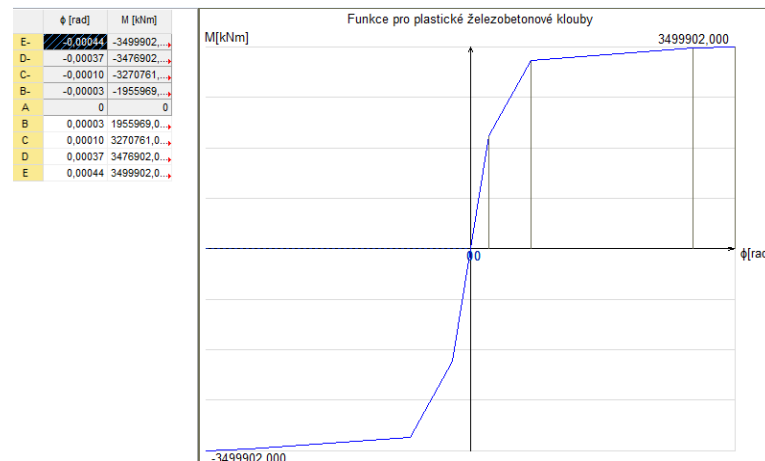
Výsledné diagramy jsou mírně upravené za účelem zlepšení konvergence modelu AxisVM a RFEMu. Jde především o téměř svislé či téměř vodorovné větve diagramu, které by mohly působit potíže s konvergencí.



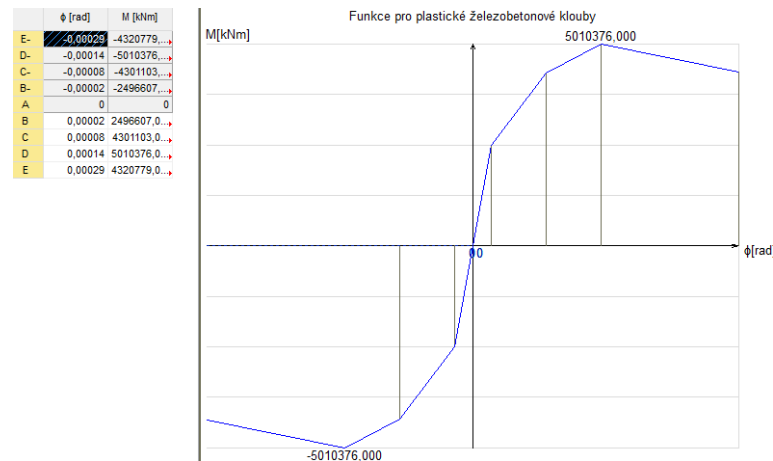
Obr. 3-35 Graf závislosti M- ϕ kolem osy Y (pro průřez jádra)



Obr. 3-36 Graf závislosti M- ϕ kolem osy Z (pro průřez jádra)

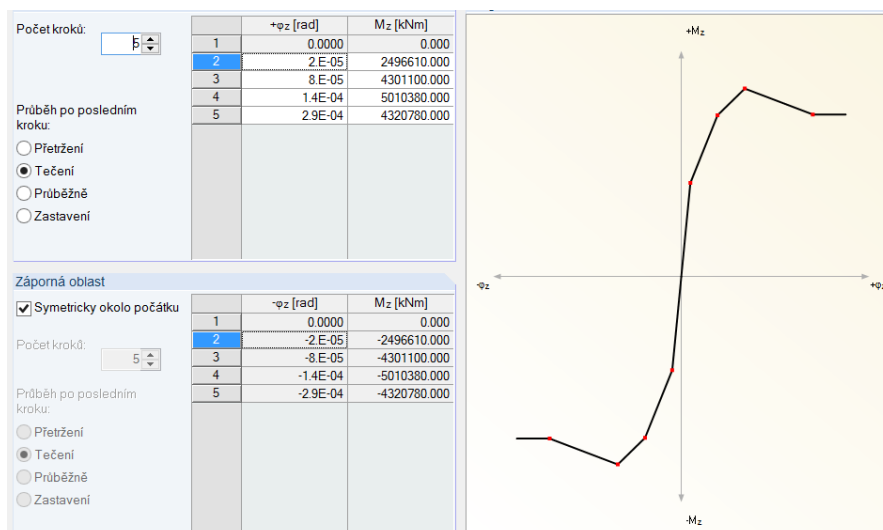


Obr. 3-37 Graf závislosti $M-\phi$ kolem osy Y (pro průřez reprezentativního patra)



Obr. 3-38 Graf závislosti $M-\phi$ kolem osy Z (pro průřez reprezentativního patra)

Z důvodu stabilizování výpočtu v programu RFEM je přidáno na konec grafu závislosti momentu na pootočení pro pootočení kolem osy Z tzv. tečení, což je vodorovná větev plastického diagramu viz Obr. 3-39. Graf závislosti momentu na pootočení pro pootočení kolem osy Y je stejný, jako v programu AxisVM viz Obr. 3-37.



Obr. 3-39 Graf závislosti M - ϕ kolem osy Z (pro průřez reprezentativního patra) jen pro program RFEM

3.2.3.3 Použité modely

Modely jsou voleny od nejjednodušších po nejsložitější. S ohledem na to, že patra mají neprůběžné stěny, je možné uvažovat dva extrémní případy. Vodorovným účinkům brání buď pouze jádro, nebo všechny stěny zjednodušeného modelu. Reálné chování bude mezi těmito dvěma extrémy. Proto jsou zvoleny tyto čtyři modely:

1. jeden kloub v patě sloupu, diagram M - ϕ odpovídá hodnotám pro průřez jádra,
2. klouby ve všech patrech, diagram M - ϕ odpovídá hodnotám pro průřez jádra,
3. jeden kloub v patě sloupu, diagram M - ϕ odpovídá hodnotám pro průřez reprezentativního patra,
4. klouby ve všech patrech, diagram M - ϕ odpovídá hodnotám pro průřez reprezentativního patra.

3.2.3.4 Srovnání výsledků

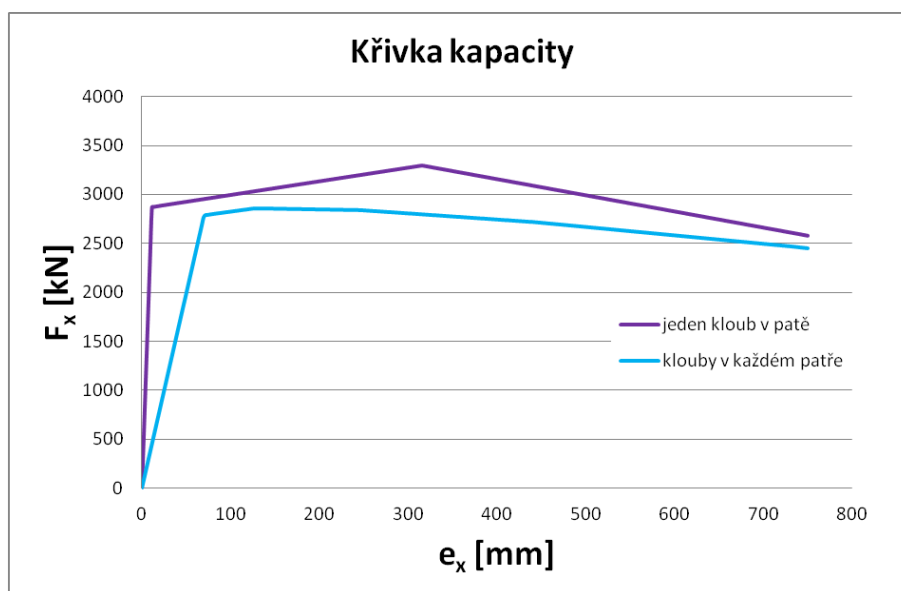
Dále bude vyhodnoceno pouze modální rozložení zatížení, a to pro směr osy X. Grafy pro určení výsledného posunu náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti jsou vyhodnoceny v programu AxisVM a poté nejvíce reálný model je srovnán s výpočtem v programu RFEM.

Model č. 1 - konstrukce má jeden kloub v patě sloupu, diagram M - ϕ odpovídá hodnotám pro průřez jádra. Maximální posunutí je zadáno jako 1% z celkové výšky

konstrukce (75 m). Výsledná hodnota maximálního posunutí je 750 mm. Zvolený počet přírůstků je 400.

Model č. 2 - konstrukce má klouby v každém patře budovy, diagram $M-\varphi$ odpovídá hodnotám pro průřez jádra. Výsledná hodnota maximálního posunutí je 750 mm (1% z celkové výšky konstrukce). Zvolený počet přírůstků je 400.

U obou dvou modelů dochází při zadání většího posunutí ke kolapsu konstrukce, pokud by mělo vzdorovat jen jádro, je jeho tuhost nedostatečná. Tento model samozřejmě neodpovídá realitě. Byl řešen jako mezní případ s nízkou tuhostí v podlažích 1-3NP, a proto byly dosažené výsledky (viz Obr. 3-40) očekávané. Přestože tyto dva případy nevyhoví na posouzení seismicity, výsledky jsou poměrně blízko požadovaných parametrů.



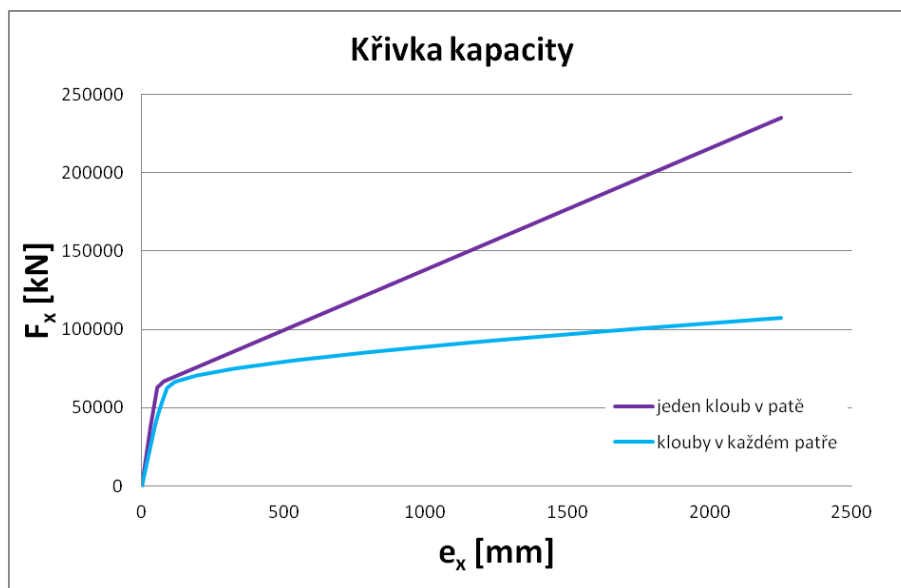
Obr. 3-40 Graf křivky kapacity pro model č. 1 a 2

Model č. 3 - konstrukce má jeden kloub v patě sloupu, diagram $M-\varphi$ odpovídá hodnotám pro celý průřez reprezentativního patra. Maximální posunutí je zadáno jako 3% z celkové výšky konstrukce (75 m). Výsledná hodnota maximálního posunutí je 2 250 mm. Zvolený počet přírůstků je 1500.

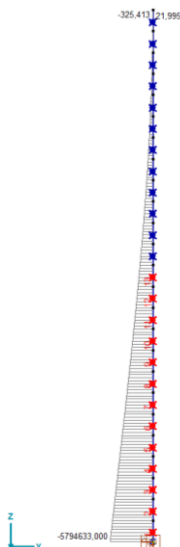
Model č. 4 - konstrukce má klouby v každém patře budovy, diagram $M-\varphi$ odpovídá hodnotám pro celý průřez reprezentativního patra. Výsledná hodnota maximálního posunutí je 2 250 mm (3% z celkové výšky konstrukce). Zvolený počet přírůstků je 1500.

Ani u jednoho z modelů nedochází při zadání většího posunutí ke kolapsu konstrukce. Výsledná křivka kapacity na Obr. 3-41 ukazuje, že konstrukce je schopna ještě většího posunu, protože smyková síla v základu (na svislé ose grafu) se stále zvyšuje se zvyšující se hodnotou posunutí. Maximální hodnota smykové síly může být určena pouze spuštěním další analýzy omezené větším posunutím a ověřením, zda křivka dosáhla maxima, po které smyková síla v základu začne klesat.

Takto zvolený model reprezentativního patra pohodlně odolá velkému návrhovému zrychlení. Navíc jsou tyto dva modely bližší realitě, než model s diagramem $M-\varphi$ jen pro průřez jádra. Proto je jako výsledný model, který bude porovnáván s výsledky z programu RFEM, zvolen model č. 4.



Obr. 3-41 Graf křivky kapacity pro model č. 3 a 4

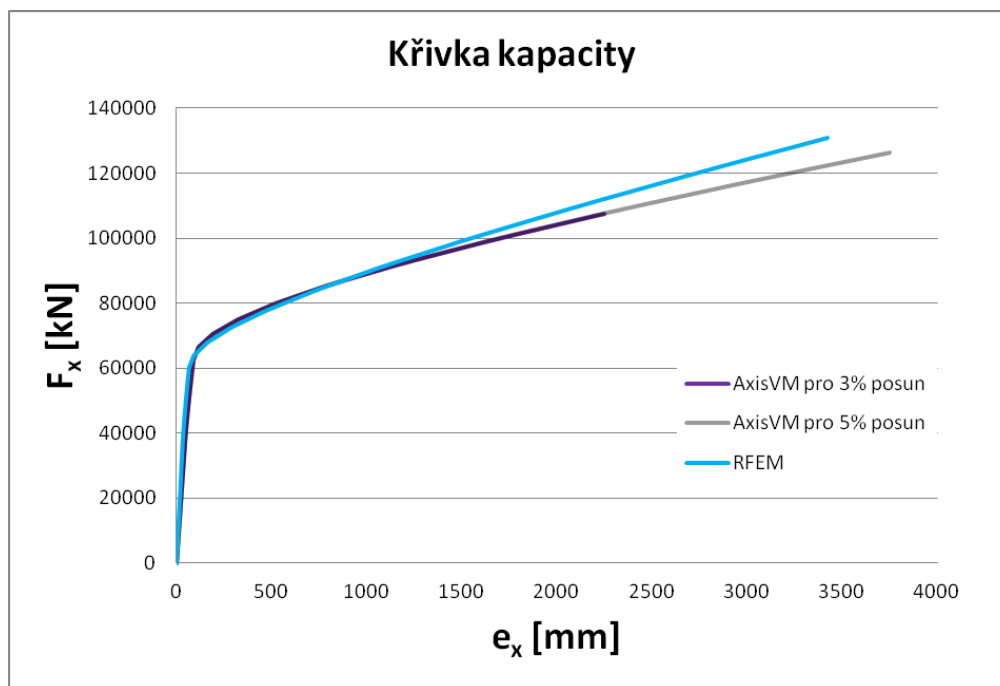


Obr. 3-42 Model s identifikovanými plastickými klouby v programu AxisVM

Na Obr. 3-42 je vidět počet kloubů, které jsou při zadání výsledného posunutí 2 250 mm v plastickém stavu (červené klouby). Ohybové momenty v těchto prvcích dosáhly hodnoty svého mezního plastického momentu. Zároveň je zobrazen průběh ohybového momentu M_y pro poslední krok nelineární analýzy, který odpovídá posunu 2 250 mm.

Srovnání křivky kapacity z obou programů pro model č. 4 je na Obr. 3-43. Jak lze vidět na začátku grafu jsou křivky téměř totožné, ale postupně se křivky od sebe mírně vzdalují. Délka křivky v programu AxisVM je závislá na zadání výsledného posunutí pro výpočet nelineární analýzy, proto je v grafu uvedena i křivka pro zadání 5% posunu z celkové výšky konstrukce (3 750 mm). Křivka v programu RFEM závisí na zjištění kolapsu konstrukce. V tomto případě ke kolapsu nedošlo a je zobrazena jen část křivky kapacity.

Pro zhodnocení, zda si křivky odpovídají, je v Tab. 19 uvedena hodnota síly F_x , která odpovídá posunutí $e_x = 345,7$ mm a 3015,9 mm. Jak už graf napovídá, hodnoty pro $e_x = 345,7$ mm se liší jen o 2%, zatím co hodnoty pro $e_x = 3015,9$ mm se liší o 6%.



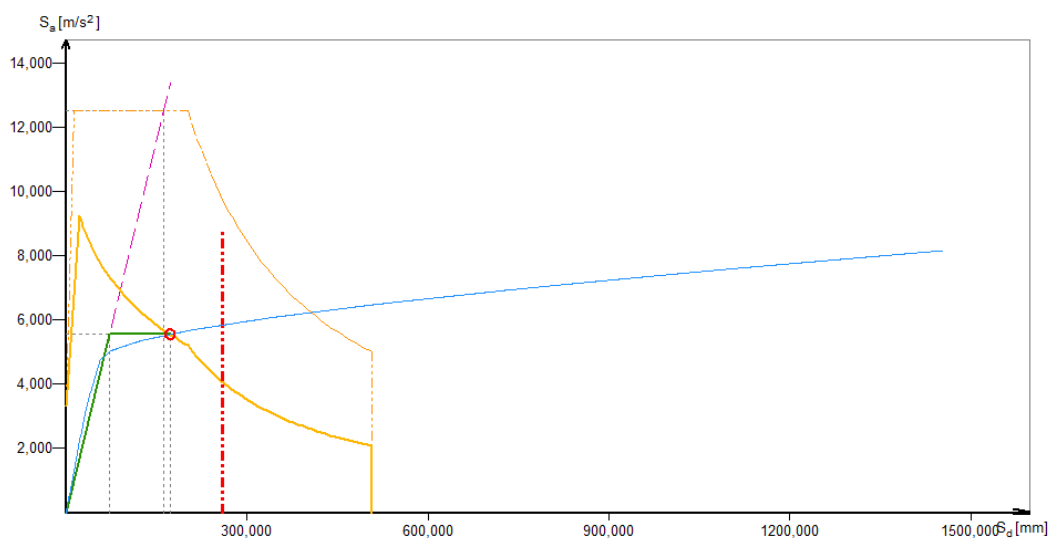
Obr. 3-43 Graf křivky kapacity

	F_x [kN]	e_x [mm]	F_x [kN]	e_x [mm]
AxisVM	75577,37	345,7	117318,63	3015,9
RFEM	74210,47	345,7	124502,08	3015,9

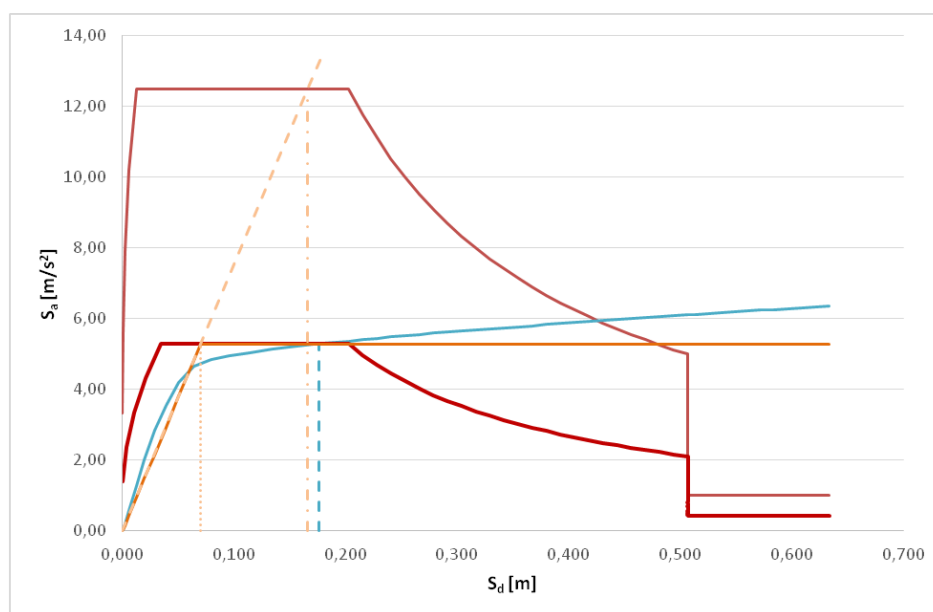
Tab. 19 Srovnání síly F_x v závislosti na posunutí e_x

Z hlediska posouzení konstrukce na ULS (vyloučení zřícení) a DLS (omezení poškození), lze říci, že oba mezní stavy pro takto zvolené spektrum odezvy vyhoví. Zvolená konstrukce je velmi tuhá a odolá velkému návrhovému zrychlení a_g . Pro posouzení DLS neklesla smyková síla pod 80%.

Dále budou srovnány jen hodnoty výsledného posunu pro soustavu s jedním a více stupni volnosti. Pro program AxisVM jsou to hodnoty $d_t^* = 172,8\text{ mm}$ a $d_t = 267,6\text{ mm}$ a pro program RFEM $d_t^* = 176,1\text{ mm}$ a $d_t = 194,9\text{ mm}$. Rozdíl mezi výsledným posunutím soustavy s více stupni volnosti je způsobem transformačním součinitelem Γ , který se výrazně liší. Pro AxisVM, je tato hodnota $\Gamma = 1,5$, zatím co v programu RFEM vyšel transformační součinitel jen $\Gamma = 1,1$. Výsledné posunutí se potom počítá dle normy [1] jako $d_t = \Gamma d_t^*$.



Obr. 3-44 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* pro 4. příklad v programu AxisVM



Obr. 3-45 Graf závislosti $S_e(T^*)$ na d^* pro 4. příklad v programu RFEM

Transformační součinitel	Γ	1,548	-
Hmotnost náhradní soustavy s 1 st. volnosti	m^*	8514569,810	kg
Síla na mezi kluzu	F_y^*	47238,190	kN
Posun při vzniku plastického mechanismu	d_m^*	172,987	mm
Posun odpovídající síle na mezi kluzu	d_y^*	72,004	mm
Perioda idealizované náhradní soustavy s 1 st. volnosti	T^*	0,71580	s
Posun o periodě T^* při neomezeném pružném chování	d_{et}^*	162,231	mm
Výsledný posun náhradní soustavy s 1 st. volnosti	d_t^*	172,844	mm
Výsledný posun pro soustavu s více stupni volnosti	d_t	267,635	mm

Tab. 20 Hodnoty z grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu AxisVM

Transformační součinitel	Γ	1,106	-
Hmotnost náhradní soustavy s 1 st. volnosti	m^*	11820831,885	kg
Síla na mezi kluzu	F_y^*	69161,453	kN
Posun při vzniku plastického mechanismu	d_m^*	176,137	mm
Posun odpovídající síle na mezi kluzu	d_y^*	70,280	mm
Perioda idealizované náhradní soustavy s 1 st. volnosti	T^*	0,73420	s
Posun o periodě T^* při neomezeném pružném chování	d_{et}^*	166,125	mm
Výsledný posun náhradní soustavy s 1 st. volnosti	d_t^*	176,137	mm
Výsledný posun pro soustavu s více stupni volnosti	d_t	194,877	mm

Tab. 21 Hodnoty z grafu závislosti $S_e(T^*)$ na d^* v programu RFEM

Referenční špičkové zrychlení podloží	a_{gR} [m/s ²]	5
Součinitel významu	γ_I	1
Parametr pro popis spektra odezvy		
Typ zákl. půdy		A - typ 1
Součinitel podloží	S	1
Dolní mez oblasti konstantního spektrálního zrychlení	T_B [s]	0,2
Horní mez oblasti konstantního spektrálního zrychlení	T_C [s]	0,8
Hodnota definující začátek konstantních posunů spektra	T_D [s]	2
Spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum	β	0,2

Tab. 22 Parametry výsledného spektra odezvy

4 Závěr

V práci bylo provedeno srovnání různých přístupů při řešení konstrukcí se seismickým zatížením pomocí nelineárního výpočtu ve výpočtových programech AxisVM a RFEM. Byly rovněž popsány lineární a nelineární metody pro analýzu a posouzení konstrukcí zatížených zemětřesením.

Pomocí lineární metody využívající spektra odezvy byla řešena výšková budova, která byla nosným příkladem pro tuto diplomovou práci. Na základě lineární analýzy deskostěnového modelu bylo zjištěno, že budova je velmi tuhá, protože se nepodařilo, aby kmitalo alespoň 90% celkové hmoty konstrukce. A to ani při omezení kmitání ve směru osy Z.

Pro ověření správnosti postupu při zadání a vyhodnocení nelineární metody postupného přitěžování byl zvolen verifikační příklad jednoduché rámové konstrukce. Byly získány výsledky odpovídající použité literatuře, čímž byla prokázána správnost použití metody. Dále bylo možné z výsledků vyhodnotit, že oba posuzované programy dávají prakticky stejné výsledky. Např. hodnoty výsledného posunutí se lišily o 0,11%.

Dále byla nelineární metodou posouzena reálná konstrukce výškové budovy. S ohledem na složitost deskostěnového modelu, nedostatku vstupních dat o vyztužení a nedostupnost vhodných metod pro modelování liniových plastických kloubů byl model pro nelineární výpočet nevhodný. Z tohoto důvodu byla konstrukce modelována zjednodušeně jako jeden prut (svislá konzola) s průřezem reprezentativního patra výškové budovy. Pro tento model byla zpracována parametrická studie nelineárního chování při zemětřesení, bylo provedeno kompletní vyhodnocení a posouzení konstrukce na seismické účinky a prostřednictvím výsledného posunutí byly srovnány výsledky získané oběma programy AxisVM a RFEM. Hodnoty výsledného posunutí se lišily o 27,2%. Rozdíl je způsoben především rozdílnou hodnotou transformačního součinitele. Nelineární výpočet potvrdil závěry lineárního výpočtu, a to že je budova velmi tuhá a odolá vysokým hodnotám zemětřesení.

V rámci této práce jsem se seznámila s řešením seismické analýzy pomocí nelineární metody postupného přitěžování a s různými přístupy k těmto metodám, a to nejen v programech AxisVM a RFEM.

Seznam použitých zdrojů

- [1] ČSN EN 1998-1, *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení*, Praha: Český normalizační institut, 2006
- [2] ČSN EN 1991-1-1, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí*, Praha: Český normalizační institut, 2003
- [3] VLK, Z. *Dynamické účinky strojů na stavební konstrukce* [diplomová práce], Brno: VUT, 1998
- [4] *Uživatelský manuál AxisVM10*, Maďarsko: Inter-CAD Kft, 2010
- [5] *User's Manual AxisVM11*, Hungary: Inter-CAD Kft, 2012
- [6] Chopra, A. *Dynamics of Structures*, New Jersey: Prentice-Hall, 2001
- [7] VLK, Z. *Seismické výpočty – interní příručka*, Brno: FEM Consulting s.r.o., 2007
- [8] *Popis programu RFEM*, Praha: Ing. Software Dlubal s.r.o., 2012
- [9] NAVRÁTILOVÁ, M. *Analýza konstrukcí se seismickým zatížením v různých programových systémech* [bakalářská práce], Brno: VUT, 2013
- [10] JANDA, Z.; ČERVENKA, J. *Posuzování zděných staveb dle Eurokódu 8 na seizmicitu metodou postupného přitěžování*, Stavebnictví a interiér, 6/2012
- [11] ČSN EN 1992-1-1, *Eurokód 2 Navrhování betonových konstrukcí*, Praha: Český normalizační institut, 2005
- [12] *Pushover Analysis User's Guide*, Korea: Midas Information Technology Co., Ltd., 2010
- [13] *The N2 Pushover Method of Eurocode8-1:2004 and NTC2008*, Korea: Midas Information Technology Co., Ltd., 2010
- [14] *Pushover Analysis of RC Structure as per EC8:2004*, Korea: Midas Information Technology Co., Ltd., 2010
- [15] ŠMIŘÁK, S. *Pružnost a plasticita I.*, Brno: CERM – Akademické nakladatelství s.r.o, 2006
- [16] SEDLÁK, J; HALAMA, R. *Základní úlohy teorie plasticity (Teoretické příklady)*, Ostrava: VŠB – Technická univerzita Ostrava, 2012
- [17] BENKO, V. (Autorský kolektiv) *Manuál ke školení ČBS AKADEMIE - Navrhování betonových konstrukcí 1*, Brno, Praha: ČBS Servis, s.r.o., 2013

- [18] *IDEA RCS 5 Reinforced Concrete Section - Uživatelská příručka*, Brno: IDEA RS s.r.o., 2014. Dostupný z WWW: < <http://www.idea-rs.com/wp-content/uploads/release5/docs/RCS.pdf> >

Seznam použitých zkratk a symbolů

a_g	návrhové zrychlení
a_{gR}	referenční špičkové zrychlení podloží
β	spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum
d_n	posun sledovaného styčnicku soustavy s n stupni volnosti
d_t	výsledný posunu pro soustavu s více stupni volnosti
d^*	posun náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti
d_{et}^*	posun o periodě T^* při neomezeném pružném chování
d_m^*	posun při vzniku plastického mechanismu
d_t^*	výsledný posun náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti
d_y^*	posun odpovídající síle na mezi kluzu
E	Youngův modul pružnosti
E_m^*	skutečná deformační energie spotřebovaná do vzniku plastického kloubu
F_b	seismická smyková síla v základu
F_i	vodorovná síla působící v i -tém podlaží
$\overline{F_i}$	normované příčné síly
F^*	síla náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti
F_y^*	síla na mezi kluzu
Φ_i	normované posuny
f	vlastní frekvence
$G_{k,j}$	stálé zatížení
g	tíhové zrychlení
γ_t	součinitel významu
Γ	transformační součinitel
λ	opravný součinitel
m	celková hmotnost stavby nad základovou párou
m_i, m_j	hmotnost podlaží
m^*	hmotnost náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti

MKP	metoda konečných prvků
ν	Poissonovo číslo
$Q_{k,j}$	proměnné zatížení
q	součinitel duktility
q_u	poměr mezi zrychlením konstrukce při neomezeném pružném působení $S_e(T^*)$ a konstrukce s omezenou únosností F_y^* / m^*
ρ	objemová hmotnost
s_i, s_j	posuny hmot m_i, m_j v základním tvaru kmitání
S	součinitel podloží
$S_d(T)$	návrhové spektrum
$S_d(T_1)$	pořadnice návrhového spektra při periodě kmitu T_1
$S_e(T^*)$	spektrum zrychlení pružné odezvy, příslušné periodě T^*
T^*	perioda idealizované náhradní soustavy s jedním stupněm volnosti
T_B	nejmenší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota pružného zrychlení
T_C	největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení
T_D	doba kmitu, při níž začíná obor konstantní hodnoty spektra pružného posunu
T_{NCR}	referenční doba návratu referenčního seismického zatížení při požadavku vyloučení zřícení
T_1	základní perioda vlastních kmitů vodorovného pohybu stavby v uvažovaném směru