

SLOVENSKÁ TECHNICKÁ UNIVERZITA V BRATISLAVE
Stavebná fakulta

Ing. Michal KRCHŇÁK

Autoreferát dizertačnej práce

**Program pre nelineárnu analýzu ŽB rámových
konštrukcií s vplyvom šmyku**



na získanie akademického titulu **philosophiae doctor (PhD.)**
v doktorandskom študijnom programe: **3901 Aplikovaná mechanika**

Bratislava 2015

Dizertačná práca bola vypracovaná v dennej forme doktorandského štúdia na Katedre stavebnej mechaniky Stavebnej fakulty Slovenskej technickej univerzity v Bratislave.

Predkladateľ: Ing. Michal KRCHŇÁK
Katedra stavebnej mechaniky
Stavebná fakulta, STU v Bratislave
Radlinského 11, 810 05 Bratislava

Školiteľ: prof. Ing. Milan SOKOL, PhD.
Katedra stavebnej mechaniky
Stavebná fakulta, STU v Bratislave
Radlinského 11, 810 05 Bratislava

Oponenti: prof. Ing. Zbyněk KERŠNER, CSc.
Ústav stavební mechaniky
Fakulta stavební, VUT v Brně
Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika

prof. Ing. Ľudovít FILLO, PhD.
Katedra betónových konštrukcií a mostov
Stavebná fakulta, STU v Bratislave
Radlinského 11, 810 05 Bratislava

doc. Ing. Martin MORAVČÍK, PhD.
Katedra stavebných konštrukcií a mostov
Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline
Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina

Autoreferát bol rozoslaný:

Obhajoba dizertačnej práce sa koná o
na Katedre stavebnej mechaniky Stavebnej fakulty Slovenskej technickej univerzity v Bratislave,
Radlinského 11, 810 05 Bratislava.

.....
Dekan Stavebnej fakulty STU v Bratislave
prof. Ing. Stanislav UNCÍK, PhD.

Obsah

1	Úvod	1
1.1	Potreba pokročilých postupov	1
1.2	Ciele dizertačnej práce	1
2	Prehľad súčasného stavu problematiky	2
2.1	Diskrétné modely so spojitosťou nelinearitou	2
3	Disturbed stress field model	3
3.1	Podmienky kompatibility	3
3.2	Podmienky rovnováhy	5
3.3	Fyzikálne rovnice	5
3.4	Lokálne podmienky v trhline	6
4	Algoritmus globálnej vláknovej nelineárnej analýzy	7
4.1	Prierezová analýza	8
5	Program FANADA	9
6	Dosiahnuté výsledky	10
6.1	Potreba uvažovať s vplyvom šmyku	10
6.2	Modálna analýza	10
6.2.1	Rozšírenie matice hmotnosti na plný tvar	10
6.2.2	Overenie modálnej analýzy	11
6.3	Metóda vlákien	12
6.4	Algoritmus lokálnych podmienok v trhline	12
6.5	GFNAA algoritmus	13
6.6	Nosníky Vecchio-Shim	15
6.7	Dvojposchodový rám	18
6.8	Cyklické zaťaženie	19
7	Záver	20
Summary		21
Literatúra		21
Prehľad publikácií autora		23

1 Úvod

Práca sa venuje výpočtu nelineárnej odozvy železobetónových (ŽB) rámových konštrukcií. Cieľom práce je pochopiť skutočné správanie konštrukcie vplyvom monotónneho, cyklického, či seizmického zaťaženia, od elastickej až k plastickej odozve a snaha o popisanie mechanizmu kolapsu konštrukcie. Hlavným cieľom je však poskytnúť samostatný užívateľský prístupný program pre tento druh analýzy. Prínosom tejto práce nie je len analýza daného problému, ale najmä aplikácia skúmanej metódy v samostatnom software - vyvíjanému programu FANADA (autor KRCHŇÁK, M.).

1.1 Potreba pokročilých postupov

Počas posledných dekád bolo uskutočňovaných mnoho výskumov zaobrajúcich sa nosnými konštrukciami. Výsledkami týchto výskumov bolo mnoho poznatkov a výpočtových postupov, ktoré boli zakomponované aj do noriem, napr. do [10], [12] a [16]. V tej dobe pokrok v oblasti výpočtovej techniky umožnil navrhovanie konštrukcií zrýchliť a zjednodušiť. Avšak tieto výpočty boli založené na lineárne-elastických prístupoch. Napriek tomu, že takéto postupy nedokážu zachytiť všetky špeciálne aspekty správania konštrukcií, sú tieto postupy používané pre ich jednoduchosť a konzervatívnosť aj v dnešnej dobe. V súčasnosti existuje množstvo programov, ktoré tieto postupy využívajú.

V niektorých prípadoch je však potrebné analyzovať konštrukciu podrobnejšie. Napríklad, ak ide o konštrukcie poškodené, alebo navrhnuté podľa už neplatných noriem, ak je potrebné nejaké dodatočné potvrdenie očakávaného správania konštrukcie, forenzná analýza pri zlyhaní konštrukcie, alebo pri zisťovaní správania konštrukcie pri mimoriadnych udalostiach ako napríklad zemetrasenie. Z týchto dôvodov začal byť väčší dopyt po vývoji nelineárnych postupov analýzy konštrukcií.

Nelineárnu analýzu dokážu vykonávať iba špecializované programy a aj to častokrát nie s veľmi presnými výsledkami. Pri konštrukciách kde dominujú ohybové mechanizmy, existuje viacero programov, ktoré dokážu vykonať takýto typ analýzy s dostatočnou presnosťou (napr. program SAP2000 [11], RUAUMOKO [6]). Avšak v prípade konštrukcií kde prevládajú šmykové mechanizmy je programov nedostatok (napr. VecTor2 [33]). Aj toto bol dôvod, ktorý viedol k rozhodnutiu naprogramovať vlastný výpočtový program pre tento druh analýzy.

1.2 Ciele dizertačnej práce

Hlavným cieľom práce je naprogramovať autonómny výpočtový program FANADA. Program disponuje moderným užívateľským prístupným grafickým prostredím s dôrazom na jednoduchosť a intuitívnosť. Taktiež prezentuje výsledky rôznych analýz graficky. Nemenej dôležitou úlohou bolo naprogramovať výpočtové jadro programu. V prvom rade ide o implementáciu modelu DSFM pre nelineárnu analýzu rámových konštrukcií. V programe je tiež implementovaná metóda konečných prvkov pre statické a dynamické výpočty. Nasleduje podrobný výpis cieľov práce:

1. Naprogramovanie samostatného výpočtového programu FANADA:
 - (a) Intuitívne grafické užívateľské prostredie
 - (b) Výpočtové jadro - implementácia metódy konečných prvkov pre statiku a dynamiku
 - (c) Implementácia metódy DSFM pre nelineárnu analýzu rámov

- (d) Grafická prezentácia výsledkov z jednotlivých analýz
- 2. Rozšíriť riešenie monotónneho zaťaženia na metódu vlákien,
- 3. Rozpracovať cyklické namáhanie metódy vlákien - riešenie v priereze,
- 4. Aplikácia výpočtu na push-over analýzu konštrukcií.

2 Prehľad súčasného stavu problematiky

Prvotným cieľom nelineárnych modelov bolo simulaovať správanie konštrukcií pri seismickom zaťažení. V niektorých prípadoch bolo cieľom posúdiť zostávajúcu odolnosť konštrukcie po silných pohyboch zeme. V 60. rokoch 20. storočia bolo známe, že železobetónové konštrukcie nebudú mať pružnú odozvu pri najväčšom zemetrasení, ktoré sa očakáva počas ich životnosti [4]. Dynamické charakteristiky sa však získavali len ľažko. Používali sa na to statické experimenty na jednotlivých prvkoch konštrukcie. Z výsledkov sa kalibrovali analytické modely. Avšak v tej dobe bolo použitie výpočtovej techniky nákladné, takže sa podobné modely používali iba na veľmi jednoduché konštrukcie. S vývojom výpočtovej techniky sa začali rozvíjať aj nelineárne modely. Môžeme ich rozdeliť do troch skupín.

Globálne modely. Predstavujú najjednoduchšie modely, ktoré celé správanie konštrukcie simulujú v jednom stupni voľnosti. Napríklad charakteristiky celého podlažia boli zhrnuté v jednom stupni voľnosti. Sú to jednoduché modely vhodné pre rýchle odhady približného správania konštrukcie. Presné stanovenie vnútorných síl na prvkoch pri modelech s takýmto malým počtom stupňov voľnosti je prakticky nemožné [24]. Presnosť týchto výpočtov však možno významne zvýšiť použitím viacerých stupňov voľnosti. Analytické nástroje na nelineárnu analýzu, ktoré spadajú do tejto kategórie sú napríklad programy SAP2000 [11] a RUAUMOKO [6].

Diskrétné konečno prvkové modely. Sú pokročilejšie. Konštrukcia je reprezentovaná skupinou vzájomne prepojených elementov, ktoré popisujú nelineárne správanie jednotlivých elementov. Tieto modely možno rozdeliť na modely so sústredenou nelinearitou kde je nelinearita zahrnutá v uzloch prvkov a modely so spojitosťou nelinearitou kde je nelinearita vyjadrená v akomkoľvek reze na prvku. Programy TEMPEST [25],[30], Response-2000 [3] a DRAIN2DX [19] sú založené práve na princípe modelov so spojitosťou nelinearitou. Do tejto skupiny patrí aj program FANADA, preto sa práca tejto skupiny nelineárnych modelov venuje v nasledujúcich kapitolách bližšie.

Mikroskopické modely. Skladajú z veľkého množstva konečných prvkov a modelujú sa v nich aj najmenšie detaily. Sú vhodné kvôli ich náročnosti na výpočtový výkon napríklad pre lokálne analýzy spojov konštrukcie. Niektoré z výpočtových programov v tejto kategórii sú VecTor2 [27], UC-Win/WCOMD [17] a ATENA [7].

Diskrétné konečno prvkové modely reprezentujú najlepší kompromis medzi jednoduchosťou a presnosťou pri nelineárnej analýze rámových konštrukcií.

2.1 Diskrétné modely so spojitosťou nelinearitou

V modeloch so spojitosťou nelinearitou je materiálová nelinearita vyjadrená v akomkoľvek reze daného elementu. Odozva elementu je formulovaná ako vážená integrácia odozvy v jednotlivých rezoch. Samotný integrál na elemente je vyhodnocovaný numericky. Vďaka tomu sú vo výpočte zahrnuté iba odozvy z vybraných rezov okolo integračného bodu. Počiatočné neznáme modelu môžu byť deformácie elementu, alebo vnútorné sily elementu, ktoré sú získané pomocou vhodných interpolačných funkcií z globálnych deformácií, alebo sú na elemente. Namiesto diskrétnych trhlín sa uvažuje rozmazaná hodnota na konečnej dĺžke.

Fyzikálne správanie v priereze je formulované podľa klasickej teórie plasticity, alebo je vyslovene odvodené z diskretizácie prierezu na jednotlivé vlákna.

Rámové modely sú obyčajne založené bud' na Hook-Euler-Bernoulliho nosníkovej teórii, alebo Timoshenkovej nosníkovej teórii.

Tento typ modelov sa môže rozdeliť na modely zanedbávajúce šmykové účinky a tie ktoré ich zohľadňujú. Niektoré modely zanedbávajúce šmykové účinky predstavili Kaba a Mahin [13] a Zeris a Mahin [34], [35]. Tieto modely však nedokážu presnejšie popísať odozvu konštrukcie, ak ide o konštrukcie s dominanciou šmyku. Je tiež známe, že niekoľko starších konštrukcií bolo navrhnutých na základe starých noriem bez šmykovej výstuže, ktorá by mala garantovať, že ohybová kapacita sa dosiahne skôr ako šmyková kapacita. Z tohto dôvodu sa začalo obzerať po modeloch, ktoré by takéto účinky zohľadnili. Takéto modely postupne priniesli Schlaich a kol. [22], Arakawa [1] a Collins a Mitchell [8], [9], ktorí priniesli teóriu Compression Field theory (CFT). Autori Vecchio a Collins [29] potom predstavili upravenú teóriu Modified Compression Field Theory (MCFT). Podobný model ako MCFT priniesli Okamura a Maekawa [17]. Neskorá Vecchio [26] predstavil upravený model Disturbed Stress Field Model (DSFM), ktorá je aplikovaná aj v programe FANADA.

Ďalšie modely zohľadňujúce šmykové účinky predstavili autori Petrangeli a kol. [18], Martino a kol. [14], Bentz [3], Bayrak a Sheikh [2] a Shirai a kol. [21].

3 Disturbed stress field model

DSFM je analytický model na predpovedanie odozvy 2D železobetónových konštrukcií vystavených šmykovým a normálovým napätiám. Vychádza z formulácie metódy MCFT, ktorá bola formulovaná na základe testovaní panelových elementov na Univerzite v Toronte.

Hlavnými predpokladmi tejto teórie sú: (1) trhliny sú rozmazené po dĺžke elementu a môžu sa otáčať; (2) formulácia teórie vychádza z priemerných napätií a pomerných pretvorení na určitej oblasti, ktorá zahŕňa niekoľko trhlín; (3) smer hlavných napätií nie je rovnaký ako smer hlavných priemerných pretvorení; (4) existuje história zaťaženia, to znamená, že pre každý stav priemerných pretvorení existuje unikátny stav napätií; (5) uvažuje sa dokonalá súdržnosť medzi výstužou a betónom; (6) šmykové napäťia na výstuži sú zanedbateľné; (7) hodnota priemerných ľahových napätií v betóne je obmedzená rezervnou odolnosťou prútov výstuže v trhlinách; (8) pre betón a výstuž sa uvažujú nezávislé fyzikálne vzťahy.

3.1 Podmienky kompatibility

Celkové priemerné pretvorenia sa v DSFM skladajú z dvoch komponentov: čisté priemerné pretvorenia ε_{cx} , ε_{cy} a γ_{cxy} od zaťaženia (obrázok 1) a priemerné pretvorenia vplyvom prekluzu betónovej masy v trhline ε_{cx}^s , ε_{cy}^s a γ_{cxy}^s (obrázok 2). Takže platí

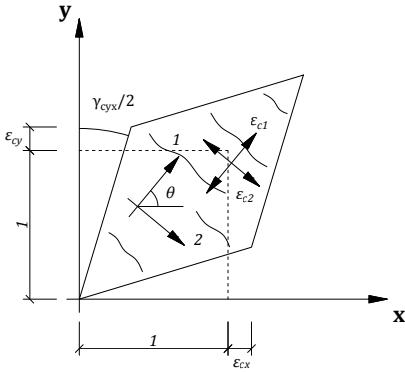
$$\varepsilon_x = \varepsilon_{cx} + \varepsilon_x^s \quad (1)$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{cy} + \varepsilon_y^s \quad (2)$$

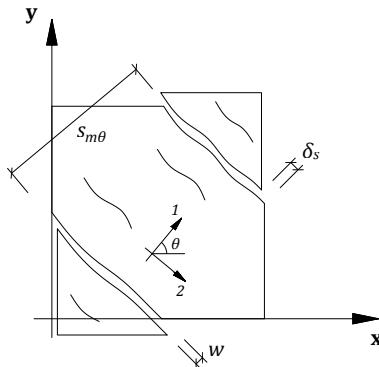
$$\gamma_{yx} = \gamma_{cxy} + \gamma_{yx}^s \quad (3)$$

Na základe predpokladu o dokonalej súdržnosti platí, že priemerné pretvorenie vo výstuži sa rovná celkovému priemernému pretvoreniu v betóne. Z priemerných pretvorení v smere globálnych osí sa potom vypočítajú na základe Mohrovej kružnice (obrázok 3) hlavné priemerné pretvorenia ε_{c1} a ε_{c2} .

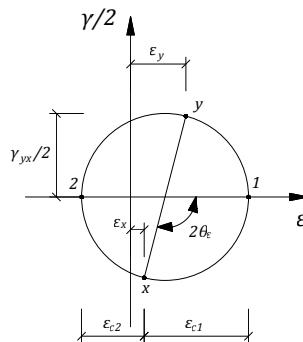
$$\varepsilon_{c1} = \frac{\varepsilon_{cx} + \varepsilon_{cy}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_{cx} - \varepsilon_{cy})^2 + \gamma_{cxy}^2} \quad (4)$$



Obr. 1: Priemerné pomerné pretvorenia betónu [33]



Obr. 2: Deformácia vplyvom preklzu v trhline [33]



Obr. 3: Mohrova kružnica priemerných pomerných pretvorení

$$\epsilon_{c2} = \frac{\epsilon_{cx} + \epsilon_{cy}}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\epsilon_{cx} - \epsilon_{cy})^2 + \gamma_{yx}^2} \quad (5)$$

Použitím rovnakého princípu ako na Mohrovej kružnici pomerných pretvorení (obrázok 3) sa analogicky dopočíta orientácia priemerných hlavných ľahových napäťí zo vzťahu

$$\theta_\sigma = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{yx}}{\epsilon_{cx} - \epsilon_{cy}} \right] \quad (6)$$

Odklon hlavných napäťí (vzťah 6) sa vypočíta na základe čistých pomerných pretvorení a odklon hlavných pomerných pretvorení sa vypočíta na základe celkových pomerných pretvorení.

Pomerné pretvorenia od preklzu ϵ_x^s , ϵ_y^s a γ_{yx}^s sa vypočítajú tiež na základe Mohrovej

kružnice:

$$\varepsilon_x^s = -\frac{\gamma_s}{2} \times \sin 2\theta \quad (7)$$

$$\varepsilon_y^s = \frac{\gamma_s}{2} \times \sin 2\theta \quad (8)$$

$$\gamma_{yx}^s = \gamma_s \times \cos 2\theta \quad (9)$$

Šmykové pomerné pretvorenie v preklze γ_s sa vypočíta ako podiel priemerného pomerného pretvorenia preklzu δ_s a priemernej hodnoty vzdialenosť trhlín $s_{m\theta}$. Na výpočet priemerného pomerného pretvorenia δ_s sa môže použiť Walravenov vzťah z [32].

3.2 Podmienky rovnováhy

Podmienky rovnováhy hovoria, že normálové napätie od vonkajšieho zaťaženia musí byť v rovnováhe s napätiom v betóne a vo výstuži v príslušnom smere. Podobne šmykové napätie od zaťaženia musí byť v rovnováhe so šmykovým napätiom v betóne. Môžu byť zhrnuté nasledovne:

$$\sigma_x = f_{cx} + \rho_x \times f_{sx} \quad (10)$$

$$\sigma_y = f_{cy} + \rho_y \times f_{sy} \quad (11)$$

$$\tau_{yx} = \nu_{cyx} \quad (12)$$

kde ρ_x a ρ_y sú stupne vystuženia prierezu v smere osí x a y , f_{sx} a f_{sy} napäcia vo výstuži v smere osí x a y , τ_{yx} je vonkajšie šmykové napätie a ν_{cyx} je priemerné šmykové napätie v betóne.

3.3 Fyzikálne rovnice

Model betónu v tlaku použitý v DSFM predpokladá, že hlavné tlakové napäcia f_{c2} nie sú iba funkciou tlakových ale aj ľahových pomerných pretvorení. Tento mechanizmus sa nazýva tlakové zmäkčenie. Vplyv zmäkčenia je definovaný súčiniteľom β_d [26]:

$$\beta_d = \frac{1}{1 + C_s \times C_d} \leq 1 \quad (13)$$

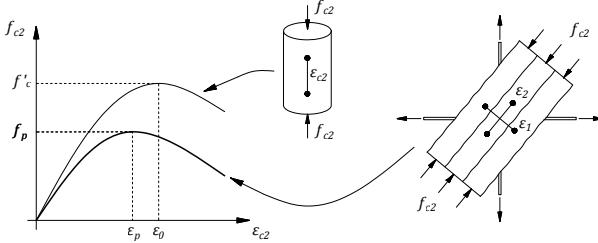
Súčiniteľ redukuje vrcholovú pevnosť betónu f_c aj prislúchajúce pomerné pretvorenie ε_0 , ktoré sú potrebné na definíciu krivky betónu. Vznikne tak zmäkčená odozva betónu. Na krivku odozvy betónu v tlaku je použitá Popovicsova parabola [28]:

$$f_{c2} = f_p \times \frac{n k \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_p}}{(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_p} \right)^{nk}} \quad (14)$$

$$n = 0,80 - \frac{f'_c}{17} \quad (15)$$

$$k = 1,00 \quad \text{pre } \varepsilon_p \leq \varepsilon_{c2} < 0 \quad (16)$$

$$k = 0,67 - \frac{f'_c}{62} \quad \text{pre } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_p \quad (17)$$



Obr. 4: Model tlakového zmäkčenia pre betón v tlaku

Betón v ťahu pred vznikom trhlín je modelovaný ako lineárna odozva.

$$f_{c1} = E_c \times \varepsilon_{c1} \quad \text{pre } 0 \leq \varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_{cr} \quad (18)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad (19)$$

$$E_c = 2 \frac{f'_c}{\varepsilon_0} \quad (20)$$

$$f_{cr} = 0,65 \times (f'_c)^{0,33} \quad (21)$$

kde E_c je počiatočná hodnota modulu pružnosti betónu v tlaku, f_{cr} je napätie na medzi vzniku trhlín a ε_{cr} je pomerné pretvorenie na medzi vzniku trhlín. Čahová odozva betónu pred vznikom trhlín je zobrazená na obrázku 5. Jedná sa o lineárnu oblasť po hodnotu pomerného pretvorenia na medzi vzniku trhlín ε_{cr} a k nemu prislúchajúcemu napätiu na medzi vzniku trhlín f_{cr} .

Po vzniku trhlín DSFM uplatňuje efekt čahového spevnenia, ktorý vzniká na základe prítomnosti priemerných čahových napätií v betóne medzi trhlinami. Je to výsledok prenosu zaťaženia medzi betónom a výstužou v trhlinách. Tento efekt je ovplyvňovaný hlavne stupňom vystuženia. Vzťah pre čahové spevnenie je nasledovný:

$$f_{c1}^a = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{c_t \times \varepsilon_{c1}}} \quad (22)$$

$$c_t = 3,6 \times t_d \times m \quad (23)$$

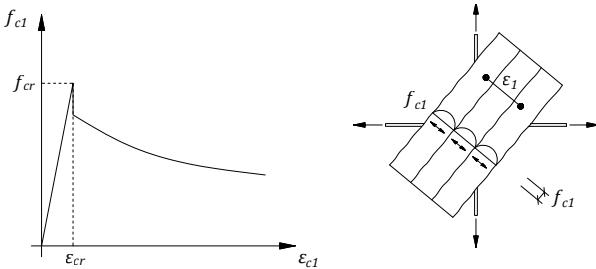
$$t_d = 0,6 \quad (24)$$

$$m = \frac{4 \times \rho_x}{d_{bx}} \times |\cos \theta| + \frac{4 \times \rho_y}{d_{by}} \times |\sin (\theta - 90^\circ)| \quad (25)$$

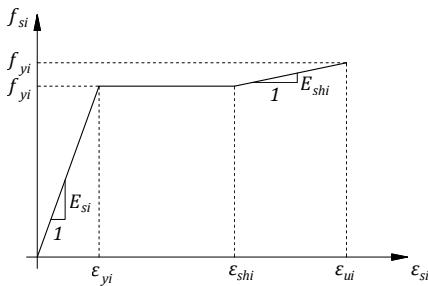
ODOZVA VÝSTUŽE JE MODELOVANÁ AKO TRILINEÁRNA ZÁVISLOST (obrázok 6). Uvažuje sa s efektom čahového spevnenia.

3.4 Lokálne podmienky v trhline

DSFM zohľadňuje lokálne podmienky v trhline. Na elemente s trhlinou dochádza k lokálnemu zvýšeniu napäcia a pomerného pretvorenia v prútoch výstuže. Hodnota priemerného čahového napäcia v betóne medzi trhlinami je potom obmedzená limitnou hodnotou (vzťah 26), ktorá vychádza z rezervy únosnosti prútov výstuže prechádzajúcich trhlinou.



Obr. 5: Závislosť napäcia a pomerného pretvorenia pre betón v ľahu [29]



Obr. 6: Model výstuže v ľahu a tlaku

Rezervou je rozdiel medze klzu výstuže a aktuálneho napäcia vo výstuži. Ak je vypočítaná priemerná hodnota ľahového napäcia v betóne vyššia ako limitná, jednoducho sa hodnota upraví na limitnú hodnotu.

$$f_{c1} \leq \rho_x \times (f_{yx} - f_{sx}) \times \cos^2 \theta + \rho_y \times (f_{yy} - f_{sy}) \times \sin^2 (\theta - 90^\circ) \quad (26)$$

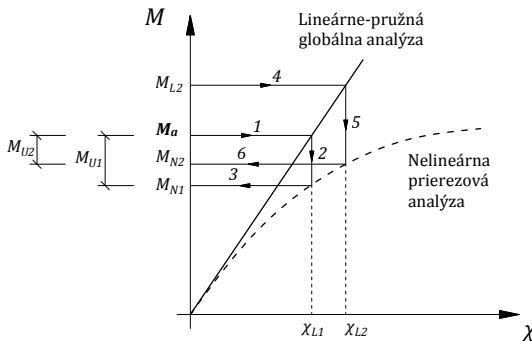
Po získaní konečnej hodnoty ľahového napäcia v betóne sa na základe podmienky definovej vzťahom 27 vypočítajú lokálne napäcia vo výstuži f_{crx} a f_{cry} . Táto procedúra si vyžaduje iteračný proces, kde vystupuje neznáma $\Delta \varepsilon_{1cr}$, ktorá predstavuje navýšenie pomerného pretvorenia vo výstuži vplyvom prerozdelenia napätií v trhline.

$$f_{c1}^a - f_{c1}^b = \rho_x \times (f_{scrx} - f_{sx}) \times \cos^2 (\theta) + \rho_y \times (f_{scry} - f_{sy}) \times \sin^2 (\theta - 90^\circ) \quad (27)$$

Po vypočítaní lokálnych napätií vo výstuži sa môže vypočítať šmykové napätie na povrchu trhliny, ktoré vystupovalo v podmienkach rovnováhy.

4 Algoritmus globálnej vláknovej nelineárnej analýzy

Algoritmus nelineárnej analýzy označujeme ako *Algoritmus globálnej vláknovej nelineárnej analýzy*, z anglického názvu *Global fibre nonlinear analysis algorithm* (GFNAA). Nelineárna analýza v tomto prípade pozostáva z dvoch vzájomne prepojených analýz. Ide o globálnu rámovú analýzu a prierezovú analýzu. Obe časti prebiehajú iteračne, preto cel-



Obr. 7: Prístup nevyrovnaných síl

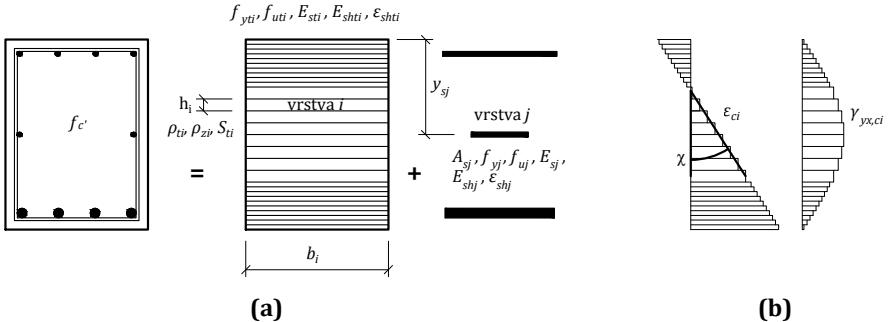
kový algoritmus predstavuje dvojtú iteráciu jedného zaťažovacieho kroku. Konvergencia riešenia sa dosahuje pomocou tzv. konceptu nevyrovnaných síl.

Princíp algoritmu ukazuje obrázok 7. Znázorňuje iteráciu jedného zaťažovacieho kroku. Priamka predstavuje lineárnu globálnu analýzu a križovatka predstavuje nelineárnu prierezovú analýzu. Na začiatku pomocou zaťaženia v zaťažovacom kroku dostaneme z globálnej analýzy lineárnu odozvu konštrukcie M_a a príslušné deformácie konštrukcie χ_{L1} . Deformácie sú vstupnými hodnotami nelineárnej analýzy, ktorej výsledkom je nelineárna odozva konštrukcie M_{N1} . Rozdiel medzi silami z globálnej a prierezovej analýzy sú práve tie nevyrovnané sily M_{U1} . Algoritmus skonverguje po dosiahnutí nulových nevyrovnaných súl. Ak sa konvergencia v danom iteráčnom kroku nedosiahla, algoritmus pokračuje ďalším. Na začiatku každého iteráčného kroku je nutné aktualizať sily na obnovu kompatibility M_{R1} . K nim sa pripočítajú nevyrovnané sily z predchádzajúceho kroku. V prvom iteráčnom kole sú sily na obnovu kompatibility rovné $M_{R1} = 0 + M_{U1}$. Pomocou súl na obnovu kompatibility je vypočítaná nová lineárna odozva z globálnej analýzy M_{L2} a príslušné deformácie. Z deformácií sa vypočíta nová nelineárna odozva konštrukcie M_{N2} . Obrázok 7 vidno, že nevyrovnané sily M_{U2} sa v tomto iteráčnom kroku zmienili. Opäť sa však nedosiahla konvergencia, takže sa pokračuje ďalším iteráčným kolom. Algoritmus opakuje tento proces až po dosiahnutia konvergencie riešenia, teda kým nevyrovnané sily nebudú nulové.

4.1 Prierezová analýza

Úlohou prierezovej analýzy je výpočet nelineárnej odozvy každého prvku konštrukcie zvlášť. Prierez každého prvku je diskretizovaný na vrstvy, alebo vlákna betónu a vrstvy výstuže (obrázok 8a). Všetky vrstvy a vlákna sú definované iba základnými geometrickými a materiálovými charakteristikami. V spodnej a hornej časti prierezu sa diskretizácia zahusťuje, pretože na okrajoch prierezov bývajú maximálne hodnoty napäťí.

Do analýzy vstupujú z globálnej analýzy hodnoty osového pomerného pretvorenia, kri- vosti a šmykového pomerného pretvorenia v tāžisku prierezu. Predpokladom tohto algo- ritmu je aj konštantný priebeh týchto veličín po výške jednej vrstvy, resp. vlákna. Z týchto troch vstupných hodnôt je teda možné určiť hodnoty pre každú vrstvu (obrázok 8b). Následne je možné pomocou DSFM vypočítať hľadané hodnoty normálového a šmykového napäťia pre každú vrstvu zvlášť. Výsledné napäťia sa po priereze zintegrujú, čím sa dostávajú vnútorné sily na priereze. Tento proces sa opakuje pre každý prvok konštrukcie.



Obr. 8: Prierezová analýza: (a) Diskretizácia prierezu; (b) Pomerné pretvorenia

5 Program FANADA

Hlavným cieľom práce bolo naprogramovanie programu pre nelineárnu analýzu železobetónových rovinnych rámov. Program bol nazvaný FANADA. Názov vznikol spojením troch výrazov a to *fiber analysis* – vláknová analýza, *nonlinear analysis* – nelineárna analýza a *dynamic analysis* – dynamická analýza. FANADA je autonómny program to znamená, že všetky jeho súčasti boli naprogramované autorom a sú priamo súčasťou programu. Na žiadny výpočet, ani inú časť programu nie je použitá žiadna externá knižnica, alebo niečo podobné. Všetko bolo naprogramované autorom priamo pre program FANADA. Bol použitý programovací jazyk *Object Pascal* vo vývojovom prostredí *Delphi*. Aktuálne obsahuje zdrojový kód programu FANADA vyše 50 000 riadkov.

Program obsahuje dve základné časti. Grafické užívateľské prostredie a výpočtové jadro. Užívateľ pracuje s grafickým prostredím, kde pracuje s takzvaným užívateľským modelom. Táto časť obsahuje aj objekty pre vykreslovanie vstupov alebo výsledkov na obrazovku. Ak užívateľ požaduje vykonanie analýzy konštrukcie, program automaticky vytvorí výpočtový model. Výpočtový model môže byť rovnaký ako užívateľský alebo nemusí. Závisí to od toho či program vyhodnotí, že na výpočet je potrebné v modeli urobiť nejaké úpravy. Ako príklad môže slúžiť modálna analýza, keď program môže automaticky rozdeliť prvky konštrukcie na viacero prvkov, aby bolo zabezpečené dostatočne presné riešenie pri výpočte zadaného počtu vlastných tvarov. Samotné výpočtové jadro obsahuje tri časti: staticka, dynamika a nelineárna analýza. Po skončení analýzy sa výsledky uložia do binárnych súborov, ku ktorým potom samostatne pristupuje užívateľské prostredie a prezentuje ich užívateľovi na obrazovke.

Je vhodné zdôrazniť, že veľký dôraz bol kladený práve na grafické prostredie programu, ktoré má za úlohu zjednodušiť, urýchliť a sprehľadniť prácu užívateľa pri vytváraní modelu, ale aj pri prehliadaní výsledkov z analýzy. V dnešnej dobe je aj táto časť programu dôležitá. Užívateľ tak dokáže efektívnejšie pracovať s modelom, prípadne hľadať chyby v riešení problému.

Ukážky z programu sa nachádzajú v kapitole s výsledkami. Obrázky zobrazujú program ako reálne pracuje. Zobrazujú výsledky zo statickej, modálnej a nelineárnej analýzy. Keďže hlavným cieľom programu je práve nelineárna analýza, výsledky z tejto analýzy poskytuje program podrobnejšie. Okrem grafického znázornenia celkového premiestnenia konštrukcie v čase (obrázok 24) je možné zobraziť v programe závislosť zaťaženia od deformácie v ľubovoľnom uzle. Najzaujímavejšou možnosťou je zobraziť výsledky na priereze jedného

elementu počas celej analýzy (obrázky 20 až 22). Program poskytuje výsledky v priebehu celej analýzy v ľubovoľnom zaťažovacom kroku.

6 Dosiahnuté výsledky

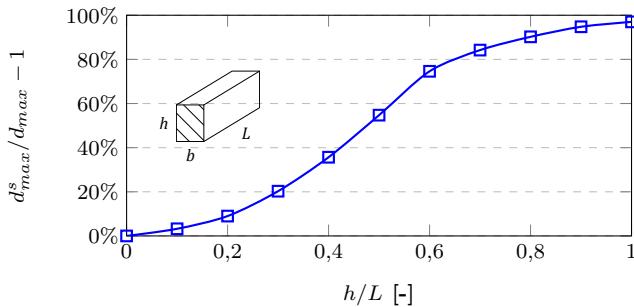
Kapitola s dosiahnutými výsledkami pozostáva z dvoch častí. V prvej časti sa venuje overovaniu správnej implementácie prezentovaných postupov a vylepšovaniu algoritmov v programe FANADA. Druhá časť sa potom zaoberá porovnaniu výsledkov z programu a experimentov.

6.1 Potreba uvažovať s vplyvom šmyku

Na základe statickej analýzy bola vykonaná jednoduchá štúdia s cieľom pokúsiť sa zistiť, kedy je vhodné pri analýze uvažovať s vplyvom šmyku. Podkladom bol jednoduchý prostý nosník dĺžky L a s prierezom o rozmeroch b a h . Bola skúmaná závislosť postupne sa meniaceho sa pomera výšky prierezu a dĺžky nosníka k podielu šmykovej deformácie nosníka z celkovej deformácie.

Pri bežných nosníkoch, kde sa pomer h/L môže uvažovať do 0,2, tvorí podiel šmykovej deformácie z celkovej deformácie niekoľko percent, podľa obrázku 9 do 10 %. Otázne je, s akým využitím je nosník navrhnutý a či je možné túto deformáciu zanedbať. Pri vysokých a stenových nosníkoch, ktorých pomer h/L je oveľa vyšší, je potrebné uvažovať vo výpočte s vplyvom šmyku vždy, pretože šmyková deformácia tvorí nezanedbateľnú časť celkovej deformácie prvkú. V prípade stien, je tento pomer ešte vyšší.

Z uvedených skutočností možno konštatovať, že v prípade bežných nosníkov, je odporúčané uvažovať s vplyvom šmyku a v prípade vysokých nosníkov a stien je nutné vždy uvažovať s vplyvom šmyku.



Obr. 9: Potreba uvažovať vo výpočte s vplyvom šmyku

6.2 Modálna analýza

6.2.1 Rozšírenie matice hmotnosti na plný tvar

Program FANADA obsahuje možnosť pri modálnej analýze používať niekoľko typov matice hmotnosti. Klasická matica (napr. v [23]), matica so zohľadnením rotačnej zotrvačnosti, kde vystupuje polomer zotrvačnosti prierezu i , matica so zohľadnením šmykovej deformácie

so súčiniteľom šmyku Φ , a kombinovaná matica s oboma mechanizmami (túto maticu zo-
brajú prvé dva členy vo vzťahu 28).

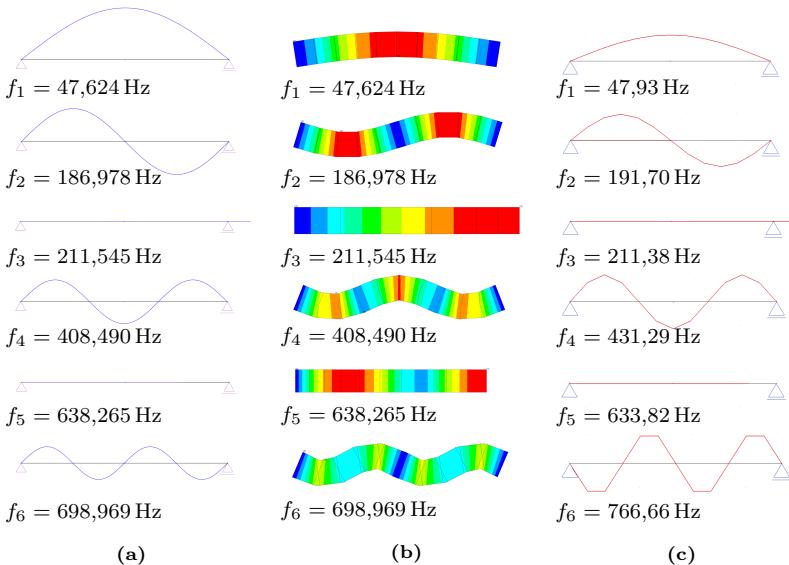
V dostupnej literatúre (napr. [20]) sa však nachádza iba formulácia s ohybovými účinkami, matica o rozmeroch 4×4 . Jedným z vedľajších cieľov bolo rozšírenie matice hmotnosti na plný tvar 6×6 so zohľadnením osových účinkov, aby bola matica použiteľná v metóde konečných prvkov. Dosiahli sme to pridaním tretieho člena, ktorý je znázornený vo vzťahu 28.

$$M' = \frac{\rho AL}{(1+\Phi)^2} \begin{bmatrix} 0 & & & \\ 0 & \frac{13}{210} + \frac{7}{120}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2 & & \\ 0 & \left(\frac{11}{140} + \frac{11}{120}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2\right)L & \left(\frac{1}{105} + \frac{1}{60}\Phi + \frac{1}{120}\Phi^2\right)L^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \\ 0 & \frac{9}{420} + \frac{3}{40}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2 & -\left(\frac{13}{140} + \frac{3}{40}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2\right)L & 0 \\ 0 & -\left(\frac{13}{420} + \frac{3}{40}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2\right)L & -\left(\frac{13}{140} + \frac{11}{60}\Phi + \frac{1}{120}\Phi^2\right)L^2 & -\left(\frac{11}{210} + \frac{11}{120}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2\right)L \\ 0 & -\left(\frac{11}{420} + \frac{3}{40}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2\right)L & 0 & \left(\frac{1}{105} + \frac{1}{60}\Phi + \frac{1}{120}\Phi^2\right)L^2 \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{Symetria}} \quad (28)$$

$$+ \frac{\rho AL}{(1+\Phi)^2} \left(\frac{1}{L}\right)^2 \begin{bmatrix} 0 & & & \\ 0 & \frac{6}{10} & & \\ 0 & 0 & \left(\frac{2}{15} + \frac{1}{6}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2\right)L^2 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{10} & -\left(\frac{1}{10} + \frac{1}{2}\Phi\right)L & 0 \\ 0 & \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{2}\Phi\right)L & -\left(\frac{1}{30} + \frac{1}{6}\Phi + \frac{1}{24}\Phi^2\right)L^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \left(-\frac{1}{10} + \frac{1}{2}\Phi\right)L \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{Symetria}} + \rho AL \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & & & \\ 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{3} \\ \frac{1}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

6.2.2 Overenie modálnej analýzy

Samotná modálna analýza bola testovaná opäť na jednoduchom príklade prostého nosníka. Výsledky porovnania vlastných tvarov a frekvencií sa nachádzajú na obrázku 10. Bolo zistených niekoľko skutočností. AnSYS® používa ako východzie nastavenie matice hmotnosti s rotačnou zotrvačnosťou, preto bola táto možnosť zvolená za východzaju aj



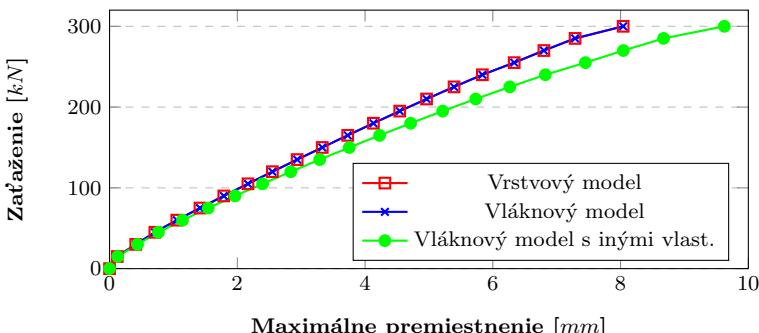
Obr. 10: Vlastné frekvencie a tvary konštrukcie S2: (a) FANADA; (b) AnSYS®; (c) Scia Engineer

v programe FANADA. Avšak program *Scia Engineer* aj pri použití klasickej matice hmotnosti dávala mierne rozdielne frekvencie. Z programu *Scia Engineer* sa nepodarilo získať rovnaké hodnoty frekvencií ako z ostatných dvoch programov. Preto by bolo vhodné prehodnotiť matice hmotnosti s programe *Scia Engineer*. Ďalším zistením bolo, že program *Scia Engineer* používa pre vlastné tvary iba lineárne tvarové funkcie bez možnosti zmeny (obrázok 10).

6.3 Metóda vlákien

Rozdiel medzi vrstvovou a vláknovou metódou je, že vrstva je definovaná iba súradnicou z , zatiaľ čo vlákno je definované súradnicami y a z v priereze. Vláknovou metódou je možné zohľadniť rôzne vlastnosti aj po šírke prierezu.

Po rozšírení metódy vrstiev na metódu vlákien bolo opäť potrebné overiť správnosť implementácie v programe. Bol vykonaný kontrolný výpočet s použitím rovnakých vstupných parametrov. Jediný rozdiel bol v nasadení metódy vrstiev a metódy vlákien. Obrázok 11 ukazuje podľa očakávania zhodu v odozve týchto dvoch príkladov (červená a modrá čiara).



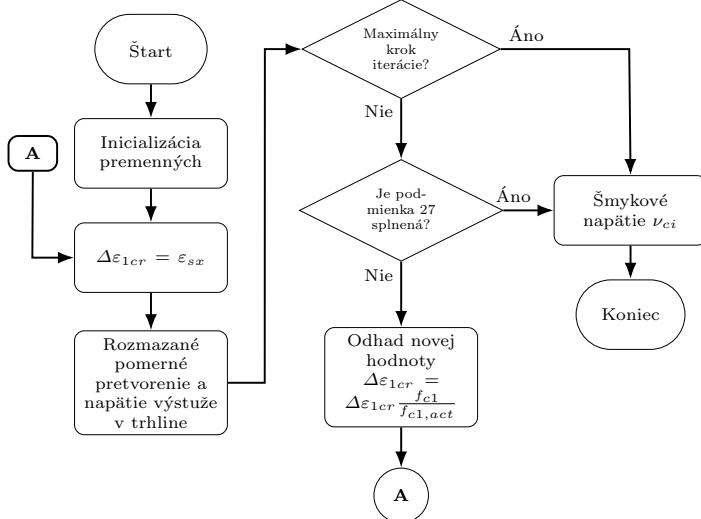
Obr. 11: Porovnanie analýzy vrstvového a vláknového modelu

Vláknovú metódu je nevyhnutné použiť v prípade, ak je požadované zohľadniť iné materiálové charakteristiky na betónových vláknach ovinnutých šmykovou výstužou (jadro prierezu) a iné vlastnosti na vláknach v oblasti krycej vrstvy. Po vykonaní jednoduchého príkladu, kde vláknam v krycej vrstve boli priradené iné materiálové charakteristiky (slabší betón), bola obdržaná podľa očakávania mäksia odozva (obrázok 11, zelená čiara).

6.4 Algoritmus lokálnych podmienok v trhline

V modeli DSFM pri vyšetrovaní lokálnych podmienok v trhline je potrebné vypočítať lokálne navýšenie pomernejho pretvorenia v prútoch výstuže $\Delta\varepsilon_{1cr}$. Táto hodnota je získavaná iteračným procesom.

Pôvodná formulácia tohto algoritmu funguje na princípe postupného približovania sa k výslednej hodnote, to znamená, že v každom iteračnom kole je k hodnote $\Delta\varepsilon_{1cr}$ pripojitá určitá hodnota ε_{inc} . Keďže je tento algoritmus vykonávaný pre každé vlákno v každom iteračnom kroku prierezovej aj globálnej analýzy, jedná sa o výpočtovo náročný proces. Na základe tohto je v pôvodnej formulácii zadefinovaná podmienka, že hodnota $\Delta\varepsilon_{1cr}$ sa prepočítava iba každé 20 iteráčne kolo globálnej analýzy.



Obr. 12: Upravený vývojový diagram algoritmu lokálnych podmienok v trhline v programme FANADA

Algoritmus bol v tejto práci upravený tak, aby sa výsledná hodnota iterovala pomocou metody priameho odhadu novej hodnoty a nie postupným približovaním. Nová hodnota sa jednoducho odhaduje na základe maximálneho ľahového napäťa a aktuálneho napäťa. Upravený algoritmus zobrazuje obrázok 12. Navrhnutý algoritmus konverguje v približne 8 až 10 iteráciach.

Po otestovaní bolo zistené, že navrhnutý algoritmus je možné použiť s vynechaním iba piatich iterácií, pričom navýšenie potrebného výpočtového času je zanedbateľné. Rozdiel v čase oproti dvadsiatim vynechaným iteráciám je do 5%.

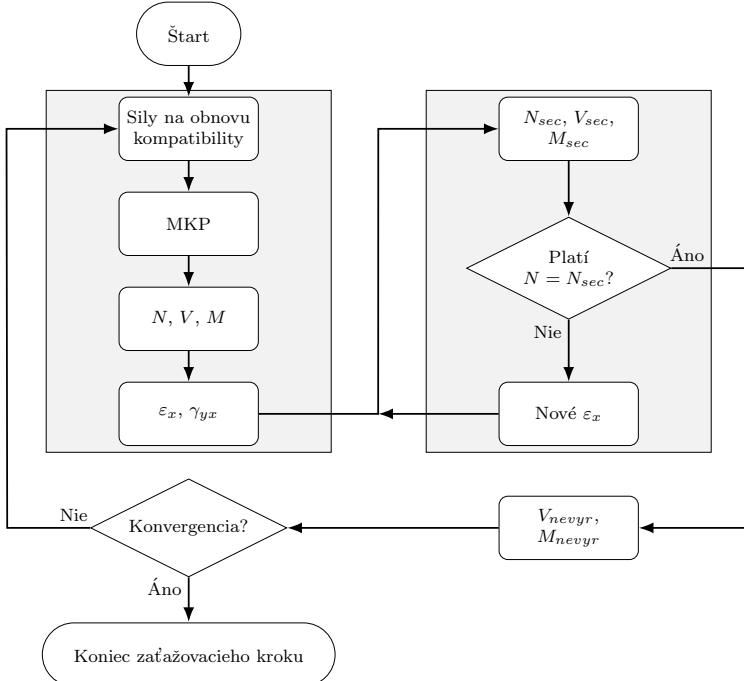
6.5 GFNAA algoritmus

Pri testovaní hlavného GFNAA algoritmu na jednoduchej konštrukcii ktorej model zoobrazuje obrázok 16 bolo zistené, že GFNAA algoritmus nekonverguje. Po analýze problému bolo zistené, že príčinou je podopretie v smere globálnej osi x na oboch koncoch nosníka. Táto skutočnosť spôsobuje, že v určitom momente sa iterácia globálnej analýzy dostane do štadia, kedy sa osové sily na obnovu kompatibility na všetkých prvkoch vyrovnanajú. Tieto sily sa potom medzi sebou navzájom eliminujú čo spôsobí, že v nasledujúcich iteračných kolách nedochádza k zmene osového pomerného pretvorenia na prvkoch a tým pádom ostáva hodnota nevyrovnanej osovej sily v každom nasledujúcim iteračnom kole rovnaká. Keďže sa medzi jednotlivými iteráciami nemení hodnota nevyrovnanej osovej sily, riešenie nemôže skonvergovať.

Z tohto dôvodu bola navrhnutá úprava GFNAA algoritmu pre takéto špeciálne prípady. V algoritme bol využitý základný predpoklad rovnovážneho stavu v priereze podľa Meskourisa [15], ktorý hovorí, že suma osových sôl na jednotlivých vláknach prierezu musí byť v rovnováhe s osovou silou od vonkajšieho zaťaženia (vzťah 29).

Globálna analýza

Prierezová analýza



Obr. 13: Zjednodušená schéma upraveného algoritmu GFNAA s využitím princípu podľa Meskourisa [15]

Táto podmienka je implementovaná priamo v prierezovej analýze, kde sa vykonáva jej kontrola po výpočte vnútorných síl na priereze. Ak podmienka nie je splnená, dôjde k úprave osového pomerného pretvorenia ε_x (posúva sa neutrálna os prierezu), ktoré je vstupnou hodnotou z globálnej analýzy, a algoritmus pokračuje opäť na začiatku prierezovej analýzy. Tento proces sa opakuje, pokým nie je podmienka 29 splnená alebo sa nedosiahne maximálny počet iterácií. Zjednodušenú schému algoritmu zobrazuje obrázok 13.

$$\underbrace{\sum_{i=1}^{ncl} \sigma_{xi} \times b_i \times h_i + \sum_{j=1}^{nsl} f_{sxj} \times A_{sj}}_{N_{sec}} - N = 0 \quad (29)$$

Je vhodné spomenúť, že celková konvergencia zaťažovacieho stavu sa následne počíta iba z nevyrovnaných priečnych síl a nevyrovnaných ohybových momentov, pretože splnenie podmienky nulových nevyrovnaných osových síl bolo zabezpečené priamo v prierezovej analýze. Užívateľ programu FANADA má možnosť si vybrať, ktorý algoritmus chce pre výpočet použiť.

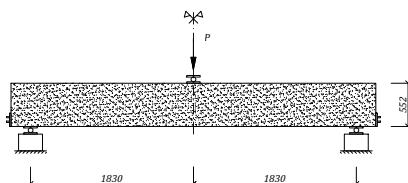
6.6 Nosníky Vecchio-Shim

Séria testovaných nosníkov autormi Bresler a Scordelis [5] je veľmi často používaná na overenie rôznych analytických výpočtových postupov. Nosníky boli navrhnuté a začažené tak, aby v nich boli dominujúce šmykové mechanizmy. Obsahujú väčšie množstvo ohybovej (pozdĺžnej) výstuže a zároveň malé množstvo šmykovej výstuže. Tieto experimenty predstavujú veľkú výzvu na vytvorenie korektného modelu. Množstvo formulácií nelineárnych analýz pri snahe o získanie presnej simulácie odozvy týchto nosníkov zlyhalo.

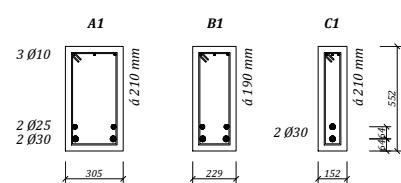
V roku 2004 autori Vecchio a Shim [31] na Univerzite v Toronte zopakovali experimenty s Bresler-Scordelis nosníkmi. Ich cieľom bolo overiť správnosť nameraných výsledkov v experimentoch z roku 1963. Testovanie zahŕňalo testy niekoľkých nosníkov vystavených sústredenému monotónne narastajúcemu začaženiu až do bodu zlyhania konštrukcie nosníka.

Experimenty zahŕňali niekoľko rôznych variánt nosníkov, z ktorých sú na overenie algoritmu GFNAA v programe FANADA v tejto práci vybrané 3 rôzne nosníky. Jedná sa o prostý nosník, ktorý je na oboch koncoch podoprený neposuvným klbom. Začaženie pôsobí v strede rozpätia nosníka. Jedná sa teda o symetricky rozložený úlohu. Tri rôzne nosníky sa v práci označujú ako A1, B1 a nosník C1. Všetky tri nosníky majú rovnaké rozpätie $L = 3,66 \text{ m}$. Typické rozostavenie tohto experimentu je zobrazené na obrázku 16.

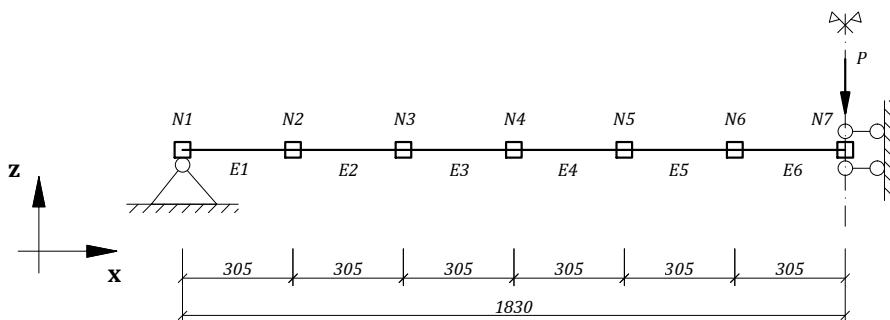
Na základe toho, že zadaná úloha je symetrická, bol vytvorený model nosníka iba z polovice rozpätia skutočného nosníka (obrázok 16). Na konci nosníka vľavo sa nachádza neposuvný klb a vpravo (v strede rozpätia skutočného nosníka) je zabránené vertikálnemu



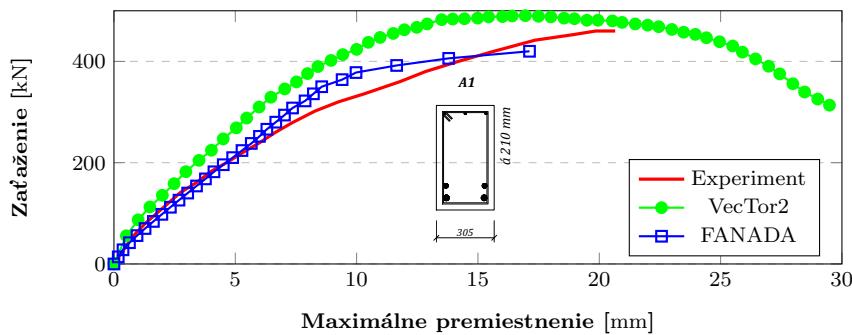
Obr. 14: Rozostavenie experimentov nosníkov Vecchio a Shim



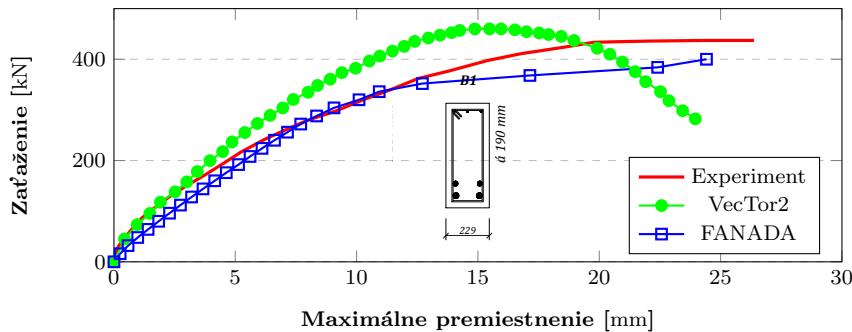
Obr. 15: Detaily prierezov nosníkov Vecchio a Shim



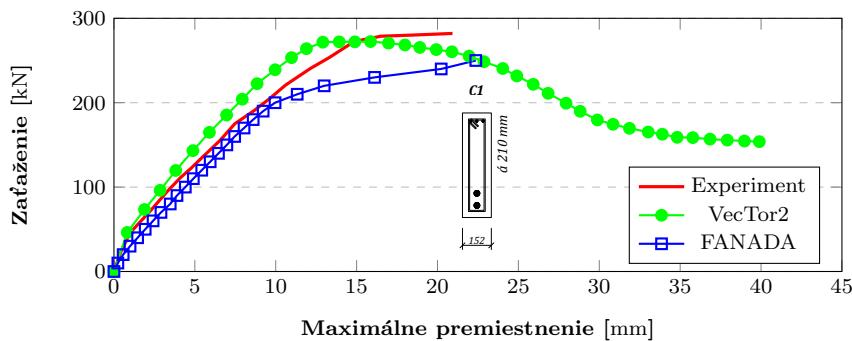
Obr. 16: Výpočtový model nosníkov Vecchio a Shim



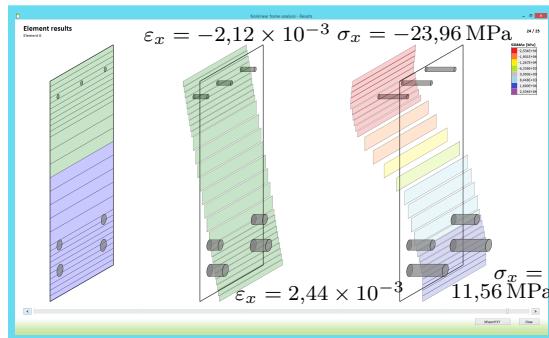
Obr. 17: Závislosť zaťaženia od maximálneho premiestnenia na nosníku A1



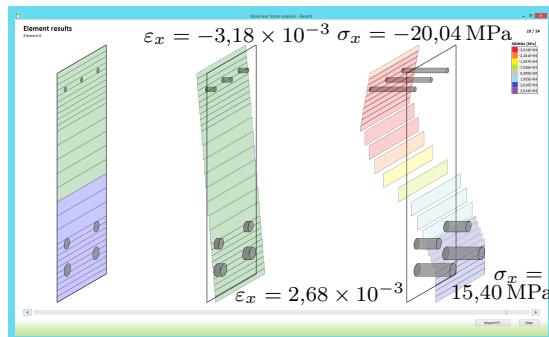
Obr. 18: Závislosť zaťaženia od maximálneho premiestnenia na nosníku B1



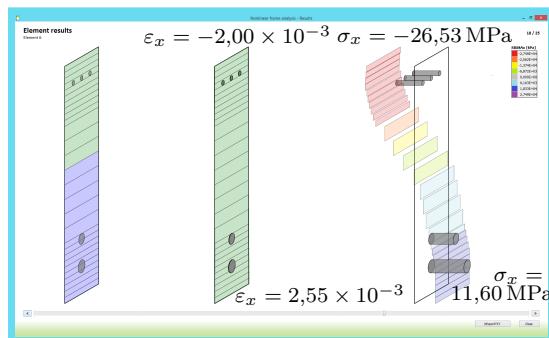
Obr. 19: Závislosť zaťaženia od maximálneho premiestnenia na nosníku C1



Obr. 20: Výsledky na prvku 6 nosníku A1



Obr. 21: Výsledky na prvku 6 nosníku B1



Obr. 22: Výsledky na prvku 6 nosníku C1

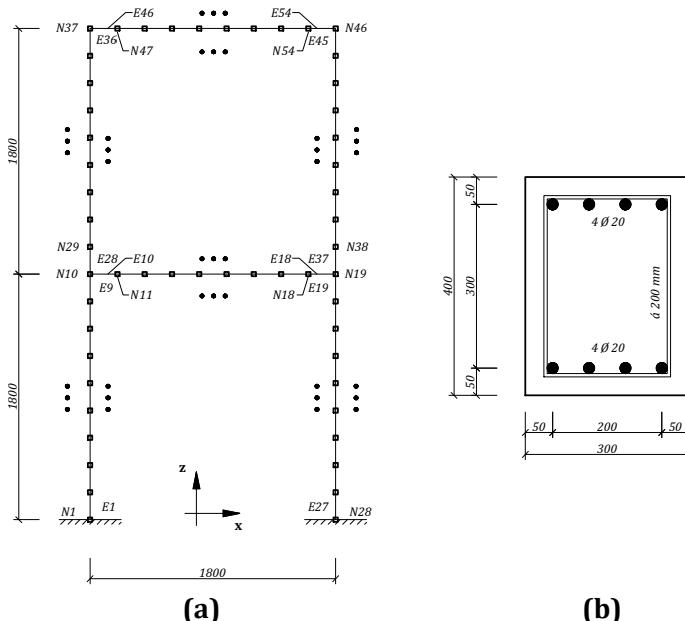
posunu v smere osi z a pootočeniu. Model pozostáva zo 6 prvkov a 7 uzlov (obrázok 16).

Obrázky 17 až 19 ukazujú porovnanie výsledkov z analýzy a experimentu. Červená čiara predstavuje experiment, modrá čiara výsledky z programu FANADA a zelená čiara výsledky z programu VecTor2 [33]. Zhoda s experimentom je veľmi dobrá až po oblasti väčších plastických deformácií, kedy dôjde v prierezovej analýze k určitým nespojitosťam priebehu napäti na priereze. Preto je nevyhnutné v programe FANADA ešte odladiť a vylepšiť DSFM algoritmus.

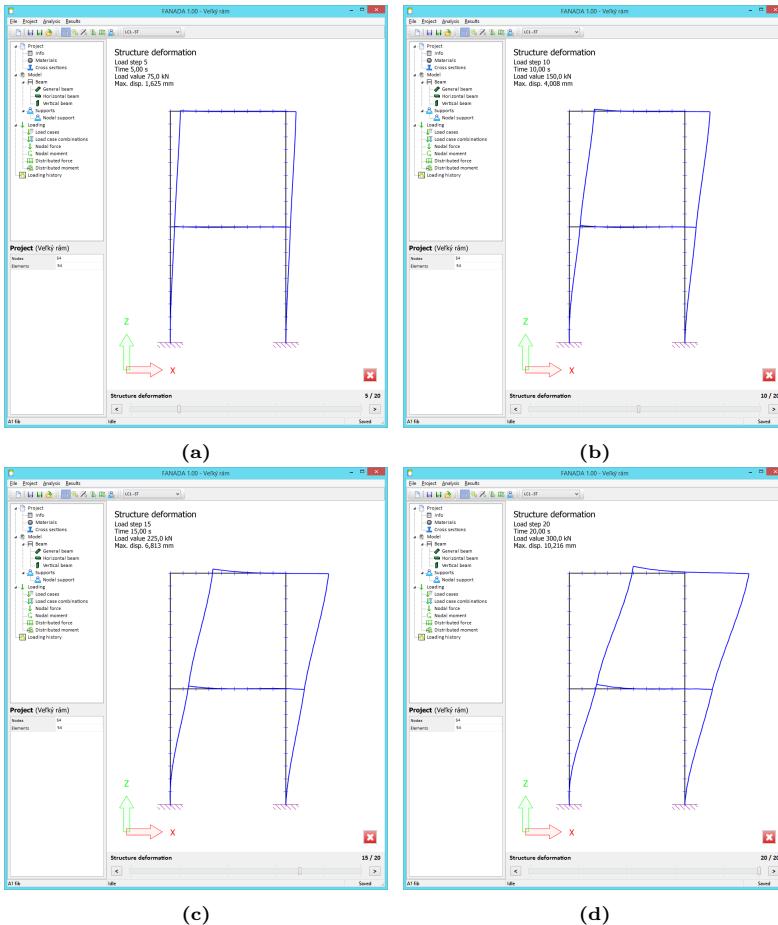
Obrázky 20, 21 a 22 zobrazujú výsledky z nelineárnej analýzy na šiestom prvku nosníka A1, B1 a C1. Vpravo na obrázkoch je vyobrazený priebeh normálových napäti po priereze. Treba pripomenúť, že tieto hodnoty vyjadrujú priemerné hodnoty napäti na celej oblasti elementu. Preto sú na obrázkoch naznačené hodnoty napäcia v betónových vrstvách v oblasti tahu vyššie ako je ľahová pevnosť betónu.

6.7 Dvojposchodový rám

Pre demonštráciu stability GFNAA algoritmu a jeho schopnosti riešiť aj náročnejšie konštrukcie bola vykonaná analýza fiktívneho dvojpodlažného rámu. Model rámu je zoobrazený na obrázku 23. Model obsahuje 54 prvkov. Obrázok 24 potom zobrazuje rozvoj globálneho premiestnenia konštrukcie v piatom, desiatom, pätnásťom a dvadsiatom zaťažovacom kroku.



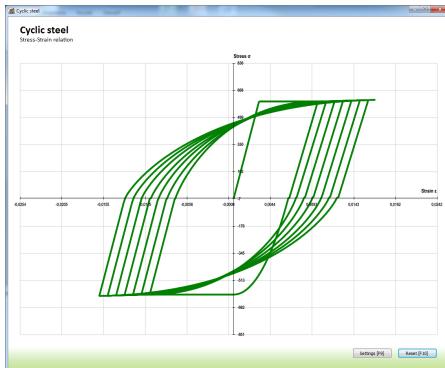
Obr. 23: Výpočtový model dvojposchodového rámu: (a) Statická schéma; (b) Prierez pre stlp aj nosník



Obr. 24: Globálne premiestnenie dvojposchodového rámu: (a) 5. zať. krok; (b) 10. zať. krok; (c) 15. zať. krok; (d) 20. zať. krok

6.8 Cyklické zaťaženie

Jedným z cieľov bolo aj rozpracovanie analýzy pre cyklické zaťaženie. Program obsahuje definovanie všeobecnej histórie zaťaženia, ktorá je kompatibilná s cyklickým namáhaním. Je možné zadefinovať akúkoľvek krivku zaťažovacej schémy. Ďalším krokom k analýze pri cyklickom zaťažení sú konstitutívne zákony materiálov. Vzťahy pre ocel sú kompletné na-programované, aby zvládali odozvu pri cyklickom namáhaní (obrázok 25). GFNAA algoritmus je implementovaný tak, aby dokázal pracovať so všeobecným zaťažením. Konstitutívne zákony pre betón sú však iba v štádiu rozpracovania. Z tohto dôvodu nie je momentálne možné vykonať v programe FANADA analýzu pri cyklickom namáhaní.



Obr. 25: Konštitutívne zákony pre oceľ pri cyklickom namáhaní

7 Záver

Na záver možno konštatovať splnenie všetkých stanovených cieľov v stanovenom rozsahu plus niečo navyše.

Úspešne bol naprogramovaný autonómny výpočtový program FANADA, ktorý umožňuje statickú, modálnu a nelineárnu analýzu ŽB rámových konštrukcií. Veľký dôraz bol kladený na pre- a postprocesor programu, ktorý umožňuje užívateľovi jednoduchšie a rýchlejšie zvládať jednotlivé úlohy. Modelovanie, ako aj analýzu výsledkov uľahčuje grafické užívateľské prostredie programu, ktoré je okrem samotného výpočtového jadra v dnešnej dobe veľmi dôležitým prvkom programov. Program sa snaží množstvo vecí užívateľovi uľahčiť automatizáciou daných úkonov, ako napríklad automatické generovanie výpočtového modelu konštrukcie. Všetky súčasti programu boli naprogramované autorom práce, žiadna časť nevyužíva pomocné externé knižnice. V prípade statickej a modálnej analýzy sa podarilo objasniť niekoľko aspektov v oblasti fungovania iných výpočtových programov ako sú AnSYS® a Scia Engineer.

Podarilo sa úspešne implementovať algoritmus nelineárnej analýzy DSFM. Algoritmus bol následne vylepšený v oblasti lokálnych podmienok trhlín. Napriek tomu je však stále potrebné celý algoritmus ešte odladiť a vylepšiť pri výpočte s vyššími hodnotami plastických deformácií. Hlavný algoritmus GFNAA sa podarilo taktiež vylepšiť a zovšeobecniť ho tak, aby bol použiteľný na akúkoľvek konštrukciu. Zároveň bol rozšírený vrstvový model na model vláknový, ktorý umožňuje aj pri analýze roviných konštrukcií zohľadniť ďalšie mechanizmy. Samotný algoritmus sa preukázal ako stabilný a schopný riešiť zložitejšie úlohy. V prípade cyklického zaťaženia, je táto problematika v štádiu rozpracovania, kde väčšina potrebných úkonoch na prípravu takejto analýzy bola vykonaná.

Porovnanie výsledkov z analýzy a experimentov vykazuje výbornú zhodu, ale je potrebné ďalšie vyladenie DSFM algoritmu aby nedochádzalo k nespojitostiam priebehu napäti na priereze v oblasti veľkých plastických deformácií. Samotný program FANADA ako celok poskytuje výbornú východziu pozíciu pre ďalší vývoj programu ako aj samotných výpočtových algoritmov.

Summary

Program for nonlinear analysis of RC frame structures considering shear

The thesis deals with nonlinear analysis of reinforced concrete frame structures considering shear effects. Main goal of the thesis is to develop autonomous program FANADA for this kind of analysis. Emphasis is placed on a calculation core of the program, as well as on a pre- and postprocessor. Nowadays these are very important for an engineer for better understanding what is happening in the structure. Nonlinear analysis itself is a complicated doubleiterational procedure, which consists of linear global frame analysis and nonlinear sectional analysis. Sectional analysis uses fibre model, in which are all sectional fibres analysed by Disturbed Stress Field Model (DSFM) theory, which was developed in University of Toronto. Thesis describes DSFM model, nonlinear analysis algorithm and implementation in FANADA in detail. Then it shows the program itself. At the end thesis presents results from verifications of each part of the program, as well as some changes and tweaks in algorithms used in analysis.

Literatúra

- [1] ARAKAWA, T.: *Shear Reinforcement and Allowable Shear Stress of Reinforced Concrete Beams*. Architectural Institute of Japan, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting. 1969.
- [2] BAYRAK, O. - SHEIKH, S.: *Plastic Hinge Analysis*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 127(ST9). 2001. s. 1092-1100.
- [3] BENTZ, E. C.: *Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members*. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto. 2000. s. 310.
- [4] BLUMIE, J. A. - NEWMARK, N. M. - CORNING, L. H.: *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*. Portland Cement Association, Illinois. 1961. s. 318.
- [5] BRESLER, B. - SCORDELIS, A. C.: *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*. Journal of American Concrete Institute, V.60, No.1. 1963. s. 51-72.
- [6] CARR, A. J.: *User Manual for the 2-Dimensional Version Ruaumoko 2D*. University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Computer Program Library. 2005. s. 87.
- [7] ČERVENKA, V.: *Simulating a Response*. Journal of Concrete Engineering International, V.4, No.4. 2000. s. 45-49.
- [8] COLLINS, M. P. - MITCHELL, D.: *Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams*. PCA Journal, V.25, No.25. 1980. s. 32-100.
- [9] COLLINS, M. P. - MITCHELL, D.: *Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams : Discussion and Closure*. PCA Journal, V.26, No.6. 1981. s. 96-118.
- [10] CSA A23.3-04: *Design of Concrete Structures*. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada. 2004. s. 214.

- [11] CSI: *Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS® and SAFE™*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. 2005. s. 415.
- [12] Eurokód 2: *Navrhovanie Betónových Konštrukcií Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy*. Slovenský ústav technickej normalizácie. 2006.
- [13] KABA, S. - MAHIN, S. A.: *Refined Modelling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-84/03. 1984. s. 104.
- [14] MARTINO, R. - SPACONE, E. - KINGSLEY, G.: *Nonlinear Pushover Analysis of RC Structures*. ASCE Conference Proceedings, Advanced Technology in Structural Engineering, M. Elgaaly, ASCE. 2000. s. 8.
- [15] MESKOURIS, K. - KRÄTZIG, W. B.: *Mikrocomputer - unterstützte Erdbebenuntersuchung von Tragwerken*. Bochum, Nemecko: Ruhr-Universität Bochum. 1988.
- [16] NBCC: *National Building Code of Canada*. Institute for Research for Construction (IRC), National Research Council of Canada, Ottawa, s. 1167.
- [17] OKAMURA, H. - MAEKAWA, K.: *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*. Giho-do Press, University of Tokyo, Tokyo. 1991. s. 182.
- [18] PETRANGELI, M. - PINTO, P. E. - CIAMPI, V.: *Fiber Element for Cyclic Bending and Shear of RC Structures. I: Theory*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, V.125, No.9. 1999. s. 994-1001.
- [19] PRAKASH, V.: *Dynamic Response Analysis of Inelastic Building Structures: The DRAIN Series of Computer Programs*. PhD Thesis, University of California, Berkeley, Department of Civil Engineering. 1992. s. 291.
- [20] PRZEMIENIECKI, J. S.: *Theory of Matrix Structural Analysis*. Reprint. Originally published: McGraw-Hill, 1968. New York. 2012. s. 468. ISBN 978-0-486-64948-1.
- [21] SHIRAI, N. - MORIIZUMI, K. - TERASAWA, K.: *Cyclic Analysis of Reinforced Concrete Columns: MACro-Element Approach, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Load*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia. 2001. s. 435-453.
- [22] SCHLAICH, J. - SCHÄFER, K. - JENNEWEIN, M.: *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*. PCI Journal, Issue 32. 1987. s. 74-150.
- [23] SOKOL, M. - TVRDÁ, K.: *Dynamika stavebných konštrukcií*. Slovenská Technická Univerzita v Bratislave, Nakladatelstvo STU, Bratislava. 2011. s. 212. ISBN 978-80-227-3587-2.
- [24] TAUCER, F. - SPACONE, E. - FILIPPOU, F. C.: *A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures*. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-91/17. 1991. s. 136.
- [25] VECCHIO, F. J.: *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames Subjected to Thermal and Mechanical Loads*. ACI Structural Journal, V.84, No.3. 1987. s. 492-501.

- [26] VECCHIO, F. J.: *Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation*. Journal of Structural Engineering, V.126, No.9. 2000. s. 1070-1077.
- [27] VECCHIO, F. J. - BENTZ, E. C. - COLLINS, M. P.: *Tools for Forensic Analysis of Concrete Structures*. ACI Structural Journal, V.89, No.1. 2004. s. 46-56.
- [28] VECCHIO, F. J. - COLLINS, M. P.: *Compression Response of Cracked Reinforced Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 119(ST12). 1983. s. 3590-3610.
- [29] VECCHIO, F. J. - COLLINS, M. P.: *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI Structural Journal, V.83, No.2. 1986. s. 219-231.
- [30] VECCHIO, F. J. - COLLINS, M. P.: *Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory*. ACI Structural Journal, V.85, No.3. 1988. s. 258-268.
- [31] VECCHIO, F. J. - SHIM, W.: *Experimental and Analytical Reexamination of Classic Concrete Beam Tests*. Journal of Structural Engineering, ASCE, V.130, No.3. 2004. s. 460-469.
- [32] WALRAVEN, J. C.: *Fundamental Analysis of Aggregate Interlock*. Proceedings, ASCE, V.107, STH. November 1981. s. 2245-2270.
- [33] WONG, P. S. - VECCHIO, F. J.: *VecTor2 and FormWorks User's Manual*. Technical Report, Department of Civil Department, University of Toronto. 2002. s. 217.
- [34] ZERIS, C. A. - MAHIN, S. A.: *Analysis of Reinforced Concrete Beam-Columns under Uniaxial Excitations*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(ST4). 1988. s. 804-820.
- [35] ZERIS, C. A. - MAHIN, S. A.: *Behaviour of Reinforced Concrete Structures Subjected to Biaxial Excitations*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(ST9). 1991. s. 2657-2673.

*Kompletný zoznam citovanej literatúry sa nachádza v dizertačnej práci.

Prehľad publikácií autora

- [A]: SOKOL, M. - KRCHŇÁK, M.: *Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Cross-Section*. New Trends in Statics and Dynamics of Buildings : 9th International Conference. Bratislava, Slovak Republic, 20.-21.10.2011. Bratislava: STU v Bratislave. 2011. s. 71-74. ISBN 978-80-227-3572-8.
- [B]: KRCHŇÁK, M. - SOKOL, M.: *Analysis of Reinforced Concrete Cross Sections Using Strip Method*. Building Research Journal = Stavebnícky časopis : Bimonthly journal for theoretical problems of structural materials and structures Vol. 59, No. 1-2. 2011 s. 99-110. ISSN 1335-8863.
- [C]: SOKOL, M. - KRCHŇÁK, M.: *Application of Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Cross-Section in a Program*. Juniorstav 2012 : 14. odborná konference doktorského studia. Sborník anotácií. Brno, ČR, 26.1.2012. Brno: Vysoké učení technické v Brně. 2012. s. 282. ISBN 978-80-214-4393-8.

- [D]: KRCHŇÁK, M. - SOKOL, M.: *Experimental Verification on Beam Column Joint*. International conference on civil engineering design and construction (Science and practice) : Proceedings. Varna, Bulgaria, 13.-15.9.2012. 2012, s. 477-481.
- [E]: KRCHŇÁK, M. - SOKOL, M.: *Overenie modelu programu nelineárnej analýzy priezvu*. Advances in architectural, civil and environmental engineering [elektronický zdroj] : 22nd Annual PhD Student Conference. Bratislava, SR, 15.11.2012. Bratislava: Nakladatelstvo STU, 2012. s. 133-138. ISBN 978-80-227-3853-8.
- [F]: KRCHŇÁK, M.: *Výpočtové jadro programu na nelineárnu analýzu*. Advances in Architectural, Civil and Environmental Engineering [elektronický zdroj] : 23rd Annual PhD student conference. Bratislava, SR, 30.10.2013. Bratislava: Nakladatelstvo STU, 2013. s. 119-125. ISBN 978-80-227-4102-6.
- [G]: KRCHŇÁK, M. - SOKOL, M.: *Shear response modeling by FEM*. Juniorstav 2014 [elektronický zdroj] : 16. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí, Brno, ČR, 30.1.2014. Brno: Vysoké učení technické v Brně. 2014. s. 8.
- [H]: KRCHŇÁK, M. - SOKOL, M.: *Nonlinear sectional analysis*. New Trends in Statics and Dynamics of Buildings [elektronický zdroj] : Proceedings of 12th International Conference. Bratislava, SR, 16.-17.10.2014. 1. vyd. Bratislava: Slovenská technická univerzita v Bratislave, 2014, s. 5. ISBN 978-80-227-4259-7.
- [I]: KRCHŇÁK, M.: *Použitie vláknovej metódy v nelineárnej analýze rámových konštrukcií*. Advances in Architectural, Civil and Environmental Engineering [elektronický zdroj] : 24rd Annual PhD student conference. Bratislava, SR, 29.10.2014. Bratislava: Nakladatelstvo STU, 2014.
- [J]: KRCHŇÁK, M. - SOKOL, M.: *Consideration of Cover Layer of Concrete by Nonlinear Sectional Analysis*. Applied Mechanics and Materials, Vol. 769 (2015). 2015. s. 206-211. ISBN 978-3-03835-485-7.

SLOVENSKÁ TECHNICKÁ UNIVERZITA V BRATISLAVE
Stavebná fakulta
Katedra stavebnej mechaniky

Autoreferát dizertačnej práce

**Program pre nelineárnu analýzu ŽB rámových konštrukcií s
vplyvom šmyku**



Ing. Michal KRCHŇÁK
Bratislava 2015