

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA STAVEBNÍ MECHANIKY



**Výpočet duktility konstrukce
a její odezvy na seismické zatížení**

Praha, listopad 2003

Jiří Surovec

Anotace

Tato práce se zabývá zemětřesnými jevy z pohledu stavební mechaniky. Cílem bylo určit duktilitu konstrukce a porovnat ji s doporučenou hodnotou udávanou normou. Výpočty byly prováděny na dvou železobetonových konstrukcích zatížených 27 záznamy seizmických otřesů. Zatížení bylo zvyšováno až do kolapsu konstrukce, byl zaznamenán počátek plasticity a kolaps konstrukce. Zjištěná duktilita byla porovnána s hodnotou duktility dle evropské novozélandské normy. Bylo pojednáno o nedostacích ve zmiňovaných normách.

This thesis deals with seismic actions from the point of view of structural mechanics. Objectives of this work were first to find the ductility of different RC structures then to compare obtained ductility with values proposed by building standards. The loading consisted of 27 ground acceleration time-histories. Loading increased up to a collapse of the structure. Level of loading when plasticity and collapse was reached was recorded. Obtained results have been compared to recommendations in Eurocode 8 and New Zealand Loading Codes. Minuses of the code proposals were discussed.

Obsah

1 Úvod.....	3
1.1 Cíle práce.....	3
1.2 Zemětřesné jevy.....	3
2 Postupy výpočtu odezvy konstrukcí zatížených zemětřesením.....	4
2.1 Duktilita konstrukce.....	5
2.2 Nelineární dynamická analýza.....	7
3 Popis konstrukcí použitých ve výpočtech.....	8
3.1 Konstrukce konzoly.....	8
3.2 Konstrukce osmipatrové budovy.....	8
4 Výpočet přímou integrací.....	10
4.1 Program IDASS.....	10
4.2 Vztahy přímé integrace.....	10
4.3 Popis použitých prvků.....	11
4.4 Parametry hystereze.....	11
4.5 Materiálové charakteristiky.....	12
4.6 Vlivy vstupních parametrů.....	14
4.6.1 P- Δ efekt.....	14
4.6.2 Vliv úbytku tuhosti.....	15
4.7 Vlastní výpočet.....	18
4.7.1 Konstrukce konzoly.....	18
4.7.1.1 Přístup norem ke stanovení duktility.....	24
4.7.2 Konstrukce osmipatrové budovy.....	25
4.7.2.1 Přístup norem ke stanovení duktility.....	30
4.8 Závěr.....	30
5 Závěr.....	32
Příloha A - Použité akcelerogramy.....	33
Příloha B - Detailní popis konstrukcí.....	36
B.1 Konstrukce konzoly.....	36
B.2 Konstrukce osmipatrové budovy.....	37

1 Úvod

1.1 Cíle práce

Tématem této práce bylo určení duktility konstrukcí a porovnání získaných hodnot s hodnotami doporučovanými v normách pro výpočet seizmické odezvy.

Vzhledem k tomu, že autor získal určité zkušenosti s navrhováním seizmicky odolných budov podle novozélandských předpisů, a vzhledem k faktu, že v době psaní této práce dochází k vytváření jednotné evropské normy - Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance, byly jako normy, vůči kterým jsou výpočty porovnávány, vybrány právě norma evropská a norma novozélandská. Hlavní důraz byl kladen ne na konstrukční detaily návrhu, ale na samotný proces získání odezvy konstrukce z hlediska stavební mechaniky.

Tato práce byla inspirována články prof. Tonioloho [1] z milánské univerzity, který v diskuzích ke konceptu evropské normy poukázal na rozpor mezi skutečností a doporučovaným postupem při výpočtu duktility konstrukce. Autor se snažil tyto rozpory objasnit a hledat rozpory další.

1.2 Zemětřesné jevy

Výpočty účinků působení zemětřesení na konstrukci jsou poměrně složité a to hlavně z důvodů nejistoty v zatížení konstrukce. Návrh konstrukce je pak na druhou stranu relativně těžké vyzkoušet, neboť je třeba čekat na takové zemětřesení, které navíc bude působit v relativní blízkosti umístění konstrukce, které konstrukční návrh dostatečně prověří. Z těchto důvodů je výzkum výpočtu seizmické odezvy jednou z málo probádaných odvětví stavební mechaniky.

Zemský povrch je rozdělen na tuhé desky s tloušťkou 15 až 100 km, které se pohybují velmi pomalu v rychlostech 20 až 120 mm za rok vůči sobě. Tyto pohyby v místech kontaktů zemských desek vyvolávají obrovská napětí. Zemětřesení obecně vznikají z energie, která se uvolní při překročení mezního napětí v zemské desce. Vznikne náhlý pohyb zemských desek, které vyvolají podélné a příčné zemětřesné vlny. Místo prvního porušení horniny se nazývá hypocentrum zemětřesení, odpovídající místo na povrchu země pak epicentrum zemětřesení. Většina světových zemětřesení vzniká právě na kontaktech různých zemských desek, zemětřesení však může také vzniknout i z pohybů uvnitř desky, tj. i tisíce kilometrů od zemských zlomů.

Celková síla zemětřesení vztahená k energii uvolněné při něm se nazývá magnituda zemětřesení. Magnituda je nezávislá na místě pozorování. Nejrozšířenější stupnice, podle které zemětřesení rozřazujeme, se nazývá Richterova stupnice, pojmenovaná podle Charlese Richtera. Značí se obvykle M nebo M_L . Zemětřesení s $M < 5$ nevyvolá podstatné škody v oblastech navyklých na tektonickou aktivitu. Zemětřesení s $M = 7$ pak vyvolá vážné škody v blízkosti epicentra. Totální destrukce při $M = 12$.

Richterova stupnice je logaritmická. Rozdíl o jeden Richtervův stupeň znamená zhruba 30 násobný rozdíl v uvolněné energii při zemětřesení.

Lokální síla zemětřesení se nazývá intenzita zemětřesení. Intenzita závisí na vzdálenosti od epicentra, na geologickém složení podloží a dalších faktorech. U nás je běžná stupnice MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg), popř. málo odlišná stupnice MKS (Medvedev-Kárník-Sponnhauer) o 12 stupních, které odrážejí účinky zemětřesení v místě pozorování. V zahraničí se pak používá např. modifikovaná Mercalliho stupnice MM také o 12 stupních. Zemětřesení, jejichž hypocentrum je relativně blízko povrchu (cca ve hloubce do 40 km), způsobují největší škody.

V roce 1988 zahynulo během zemětřesení skoro 9000 osob, což je blízké dlouhodobému průměru cca 10000 osob za rok. Materiální škody způsobené zemětřesením jsou ohromné. Například zemětřesení v Northridge (USA) v roce 1994 způsobilo škody za cca 20 mld. USD, zemětřesení v Kobe v Japonsku o rok později bylo nejméně desetkrát horší. Zemětřesení v Kobe ze 17. ledna 1995 s $M=7,2$ mělo epicentrum cca 20 km jihozápadně od pobřeží. Hypocentrum bylo 16 km hluboko pod zemským povrchem. Nejsilnější otřesy trvaly okolo 20 vteřin s maximální hodnotou zrychlení 0,85g. Zahynulo 6500 lidí, přes 1000 budov se zřítilo nebo bylo vážně poškozeno.

Jelikož výpočet účinků zemětřesení na stavební konstrukce je dynamickou úlohou, kde zatížení roste s hmotností konstrukce, je v seizmických oblastech mimo jiné kladena snaha na vyladění vlastních frekvencí konstrukcí tak, aby zemětřesení vyvolávala co nejmenší účinky. Ke snížení účinků zemětřesení přispívají také různé typy tlumičů od založení budovy na elastická ložiska až po např. bazén v nejvyšším patře budovy. Další snahou je použít co nejlehčí výplňové konstrukce, proto se mnohem častěji používá např. dřevo, hliník apod.

2 Postupy výpočtu odezvy konstrukcí zatížených zemětřesením

Výpočty odezvy dělíme následovně

- A) lineárně elastické metody
 - 1) ekvivalentní statická metoda (metoda náhradních vodorovných sil)
 - 2) výpočet pomocí spektra odezvy rozkladem do vlastních tvarů
- B) nelineární metody
 - 1) nelineární statická metoda (Pushover analysis)
 - 2) nelineární dynamická analýza

Světové normy jako např. novozélandský NZS 4203: General structural design and design loadings for buildings - Loading code (dále NZS 4203) a návrh evropské normy prEN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1 (dále EC8) upravují podmínky pro použití jednotlivých metod. Pro nejjednodušší budovy s omezením do 15 m výšky a nejnižší vlastní frekvencí do 2 Hz a určitými podmínkami na

pravidelnost dispozice lze použít ekvivalentní statickou metodu. Pro stavby nesplňující podmínky jednoduchosti norma vyžaduje použití buď řešení ze spektra odezvy rozkladem do vlastních tvarů kmitání nebo metody přímé integrace.

2.1 Duktilita konstrukce

Duktilita je definována jako schopnost konstrukce jako celku přenášet zatížení a pohlcovat energii v postelastickém stavu, pokud je vystavena cyklickým deformacím během zemětřesení. Rozeznáváme dva přístupy. První, používaný např. v EC8, se nazývá princip stejných posunutí. Byl uveřejněn již kolem roku 1960. Autorem je N. M. Newmark. Vychází se série neelastických analýz, kde bylo pozorováno, že konstrukce, která zůstane elastická, má přibližně stejné finální posuny jako konstrukce, která postoupila do postelastického stavu. Bylo definováno

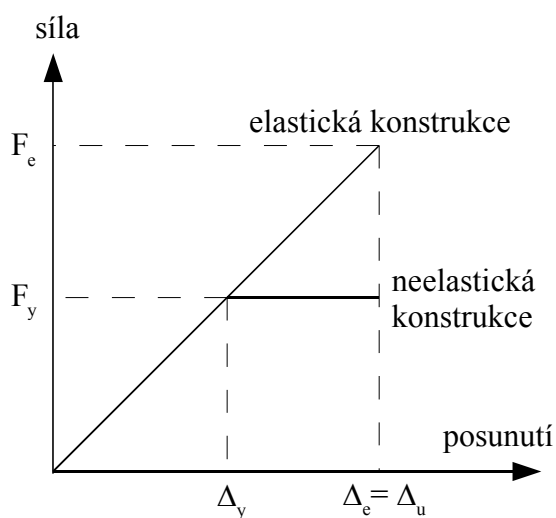
$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} , \quad (2.3)$$

kde μ je duktilita konstrukce
 Δ_u je posunutí konstrukce při kolapsu
 Δ_y je posunutí konstrukce, kdy končí elastické chování konstrukce, tj. vytvoření prvního plastického kloubu

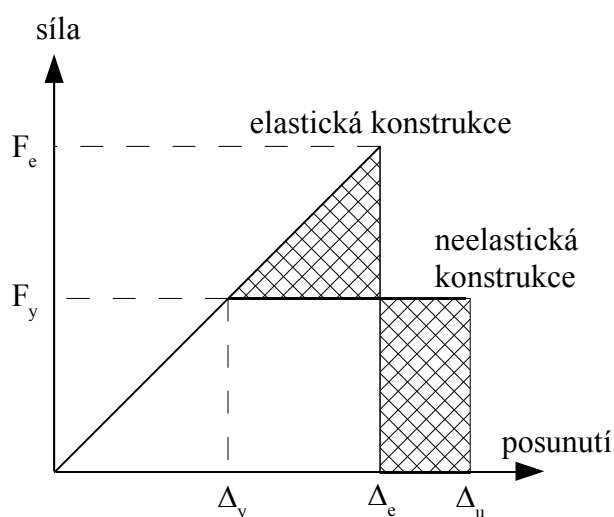
V případě uvažování stejných posunutí platí

$$F_y = \frac{F_e}{\mu} \quad (2.4)$$

Duktilita μ je v EC8 reprezentována veličinou q (behaviour factor). Tento faktor umožní při dodržení určitých konstrukčních podmínek podstatně zmenšit návrhové zatížení F_y . Toto umožní využití neelastického chování konstrukce při pouze elastickém výpočtu.



Obr. 2.1 - Princip stejných posunutí



Obr. 2.2 - Princip stejné energie

Druhý přístup používaný např. v NZS 4203 vychází z uvažování rovnosti práce vykonané vnějšími silami na obou soustavách (elastické i neelastické).

Položíme-li

$$\alpha = \frac{\Delta_e}{\Delta_y}, \quad \mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}, \quad F_y = \frac{F_e}{\alpha}, \quad (2.5)$$

potom práce vykonaná na neelastické soustavě je

$$W_u = F_y \Delta_y \left(\mu - \frac{1}{2} \right) , \quad (2.6)$$

práce vykonaná na elastické soustavě je

$$W_e = \frac{1}{2} F_e \Delta_e = \frac{1}{2} F_y \Delta_y \alpha^2 . \quad (2.7)$$

Při rovnosti konaných prací platí

$$\alpha = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.8)$$

a síla působící na neelastickou konstrukci pak je

$$F_y = \frac{F_e}{\sqrt{2\mu - 1}} . \quad (2.9)$$

Tudíž síly, použité při výpočtu duktilní konstrukce s uvážením principu stejných deformací, jsou nižší než síly získané s využitím principu stejné energie.

2.2 Nelineární dynamická analýza

Časově nejnáročnější způsob výpočtu je použití přímé integrace. Při použití této metody zatěžujeme konstrukci přímo konkrétním akcelerogramem. Konstrukce je postupně (inkrementálně) zatěžována a je zjišťována odezva konstrukce. Problémem při použití této metody je především jistá neurčitost zatěžovacího akcelerogramu. Žádné dva akcelerogramy nejsou stejné a nestačí jen přenásobit dva akcelerogramy tak, aby měly maximální hodnoty měřené veličiny stejné. Tento problém se ukázal i v mých výpočtech obou konstrukcí.

Normy přistupují k problému výběru akcelerogramů následovně. Novozélandská NZS 4203 připouští použití numerické integrace za podmínky použití minimálně tři různých záznamů zemětřesení. Akcelerogramy mají mít špičkové hodnoty zrychlení rovné návrhovému zrychlení pro oblast umístění konstrukce. Délka nejsilnějších otřesů musí být minimálně rovná větší z hodnot 15 s nebo pětinasobku základní periody kmitání konstrukce. EC8 navíc podmiňuje použití prostorového modelu konstrukce tím, že nařizuje použít všechny tři směrové složky záznamu, tj. dva záznamy horizontálních akcelerací plus vertikální složku, najednou. Navíc dle EC8 je nutné použít nejméně 7 různých akcelerogramů.

Bližší popis metody přímé numerické integrace je uveden v kapitole 4.

3 Popis konstrukcí použitých ve výpočtech

Při výpočtech byly použity dvě konstrukce. Šlo o železobetonové konstrukce, které byly navrženy s ohledem na seizmické zatížení.

3.1 Konstrukce konzoly

Jednodušší konstrukce byla konzola vetknutá do tuhého základu. Hmotu konstrukce byla soustředěna do horního styčnicku sloupu. Šlo tedy o konstrukci s jedním vodorovným stupněm volnosti. Konzola měla nahradit prefabrikovaný rám s klouby ve styčnicích sloupů s vodorovným tuhým nosníkem prvního patra. Náhrada byla provedena z důvodů maximální jednoduchosti a transparentnosti celého výpočtu. Konstrukce konzoly totiž nemění během výpočtu normálovou sílu ve sloupu. Při uvažování prefabrikovaného rámu by naopak docházelo ke změnám normálových sil ve sloupech, měnil by se tzv. P- Δ efekt a měnily by se i momentové únosnosti sloupů během výpočtu v závislosti na velikosti působícího seizmického zatížení. Tyto jevy není použitý software IDASS (viz. kapitola 5.1) schopný dostatečně postihnout. Navíc dle EC8 je konstrukce svislé konzoly (inverted pendulum) i rámu o jednom poli s klouby v horních styčnicích zařazena do jedné duktilní kategorie s hodnotou duktility 2,0.

Konzola měla výšku 6,0 m. Hmotu soustředěná do vrcholu byla 19,08 tuny. Konstrukce byla zvolena s ohledem na [1]. Průřez sloupu měl rozměry 300 x 450 mm. Použity byly výztužné pruty 6 x $\varnothing 16$, symetricky 3 na každé straně. Třmínky byly z profilu $\varnothing 6$ v rozteči 50 mm v kritické oblasti vytvoření plastického kloubu. Beton použitý měl hodnotu charakteristické pevnosti v tlaku $f_{ck} = 40$ MPa, ocel byla s charakteristickou mezí kluzu $f_{yk} = 500$ MPa, s tažností 7,5 % (třída C dle prEN 1992-1-1 Design of concrete structures, dále EC2). Útlum byl uvažován 5 % kritického útlumu, proporcionalní s maticí hmotnosti. Počáteční vlastní frekvence konzoly byla 1,06 Hz. Pro postižení skutečného chování konstrukce byly použity charakteristické hodnoty pevností a to z důvodu získání chování průměrné konstrukce.

Detailní popis uvažované konstrukce konzoly je uveden v příloze B.1.

3.2 Konstrukce osmipatrové budovy

Druhou uvažovanou konstrukcí byla osmipatrová železobetonová rámová budova vetknutá do tuhého základu. Hmotu konstrukce byla soustředěna do obou styčnicků každého patra a to tak, že v každém styčnicku byla hmota 8 tun. Celková hmotnost konstrukce byla 128 tun. Konstrukce měla tedy 8 vodorovných stupňů volnosti. Konstrukce měla ukázat chování relativně složitější soustavy s více stupni volnosti a výsledek byl porovnáván s výsledky výpočtů konzoly.

Konstrukce měla výšku 8 x 3,5 m, tj. celkem 28 m. Použitý beton měl hodnotu charakteristické pevnosti v tlaku $f_{ck} = 40$ MPa, ocel byla s mezí kluzu $f_{yk} = 500$ MPa, s tažností 7,5 % (třída C dle EC2). Útlum byl uvažován 5 % kritického útlumu, proporcionalní s maticí hmotnosti. K výpočtu byly použity návrhové hodnoty materiálových charakteristik, tj. součinitelé materiálu podle výpočtu dle mezních stavů

byly použity $\gamma_{M,OCCEL}=1,15$ a $\gamma_{M,BETON}=1,5$.

Konstrukce byla nejdříve navržena pomocí ekvivalentní statické metody pro návrhové vodorovné zrychlení 0,15g.

Na základě průběhu vnitřních sil v konstrukci bylo provedeno vydimenzování všech prvků konstrukce. Nejdříve byly navrženy všechny nosníky, potom pomocí principu slabý nosník - silný sloup bylo provedeno dimenzování sloupů rámu. Metoda slabý nosník - silný sloup byla provedena metodou podle evropské normy. Sloup je dimenzován na maximální moment v nosníku vynásobený hodnotou $\gamma_{Rd}=1,3$. Nesmí nastat například křehké porušení prvku, tj. musí mít dostatečnou smykovou a rotační kapacitu. Cílem metody slabý nosník - silný sloup je ten, že pokud ve styčnicku vznikne moment na elastické únosnosti prvků, musí se plastický kloub vytvořit v nosníku a ne ve sloupu.

Počáteční vlastní frekvence konstrukce jsou uvedeny v tabulce 3.1. Vlastní frekvence byly získány programem IDASS na základě počátečních tuhostí všech prutů konstrukce, získané z iteračního postupu získávání vstupních trilineárních charakteristik pro popis závislosti mezi křivostí prutu a ohybovým momentem. Připomeňme, že vzhledem k úbytku tuhosti během hysteretického zatěžování konstrukce se všechny vlastní frekvence postupně v čase během výpočtu snižují (viz kapitola 4.6.2).

N	frekvence [Hz]
1	1,03
2	2,81
3	5,41
4	8,30
5	11,91
6	16,85
7	23,23
8	33,92

Tabulka 3.1 Vlastní frekvence konstrukce

Vlastní frekvence byly získány z programu IDASS s ohledem na počáteční ohybové tuhosti z iteračního postupu zjišťování trilineárních charakteristik závislosti zakřivení prutu na ohybovém momentu. Bylo uvažováno tzv. tuhé rameno v blízkosti styčnicků ve velikosti polovičních šířek kolmo připojovaných částí konstrukce, tj. když se v jednom styčnicku stýkal sloup šířky 400 mm a nosník šířky 300 mm, potom tuhé rameno sloupu bylo 150 mm u obou konců sloupu a tuhé rameno nosníku bylo 200 mm.

4 Výpočet přímou integrací

4.1 Program IDASS

Byl použit program IDASS v.3.01 vyvinutý na University of California. Autorem je S.K.Kunnath, profesor na University of California at Davis. Program byl postupně vyvíjen již od roku 1987, původně na State University of New York at Buffalo pod názvem IDARC 2D (autoři S.K.Kunath a A.M.Reinhorn). Prof. Kunnath následně změnil působiště a pokračoval na vývoji programu nezávisle na Buffalo University pod názvem IDASS. Verze 3.01 je z roku 2002. Programy IDASS i IDARC 2D jsou volně šiřitelné a použitelné. Program byl stažen z <http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/kunnath/idass.htm>, program IDARC 2D je pak dostupný na <http://civil.eng.buffalo.edu/idarc2d50/>.

Program IDASS umožňuje provádět nelineární dynamickou analýzu 2D prutových prvků. Pracuje na platformě MS-DOS. Vstupní data jsou uložena do vstupního textového souboru. Výstupem je pak opět textový soubor. K prezentaci výsledků byl proto použit vlastní postprocesor naprogramovaný v prostředí Borland Delphi 7.0. Toto programovací prostředí bylo též použito k automatizaci výpočtů, zejména ke zjištění duktility konstrukce a statistickým vyhodnocováním akcelerogramů.

4.2 Vztahy přímé integrace

Výpočet přímou integrací vychází z numerické integrace pohybové rovnice

$$M \ddot{r}(t) + C \dot{r}(t) + K r(t) = -M r^s \ddot{u}_g(t) \quad , \quad (4.1)$$

kde M je matice hmotnosti
 r(t) matice neznámých posunů v čase proměnná
 C matice útlumu
 K matice tuhosti
 r^s směrový vektor zemětřesení a

$\ddot{u}_g(t)$ je záznam zemětřesení v jednotkách zrychlení (akcelerogram).

K řešení program IDASS používá implicitní Newmark-Beta algoritmus

$$\dot{r}_{t+\Delta t} = \dot{r}_t + \Delta t [(1-\gamma)\ddot{r}_t + \gamma\ddot{r}_{t+\Delta t}] \quad (4.2)$$

$$r_{t+\Delta t} = r_t + \dot{r}_t \Delta t + (\Delta t)^2 [(0,5-\beta)\ddot{r}_t + \beta\ddot{r}_{t+\Delta t}] \quad (4.3)$$

Jsou použity parametry β a γ pro výpočet s konstantním zrychlením ($\beta=1/4$, $\gamma=1/2$).

4.3 Popis použitých prvků

Standardní prvky, které byly použity pro výpočty této práce, byly sloupový a nosníkový prutový prvek. Oba prvky se liší pouze tím, že sloupový prvek uvažuje stlačení, nosníkový prvek neuvažuje se změnou délky působením normálové síly. Použití těchto prvků přiřadí všem prvkům stejného patra společný vodorovný stupeň volnosti.

Útlum je uvažován proporcionálně dle matice hmotnosti, charakterizován poměrem kritického útlumu. Matice útlumu C je definována

$$C = \alpha M = 2b_r \omega_{(1)} M, \quad (4.4)$$

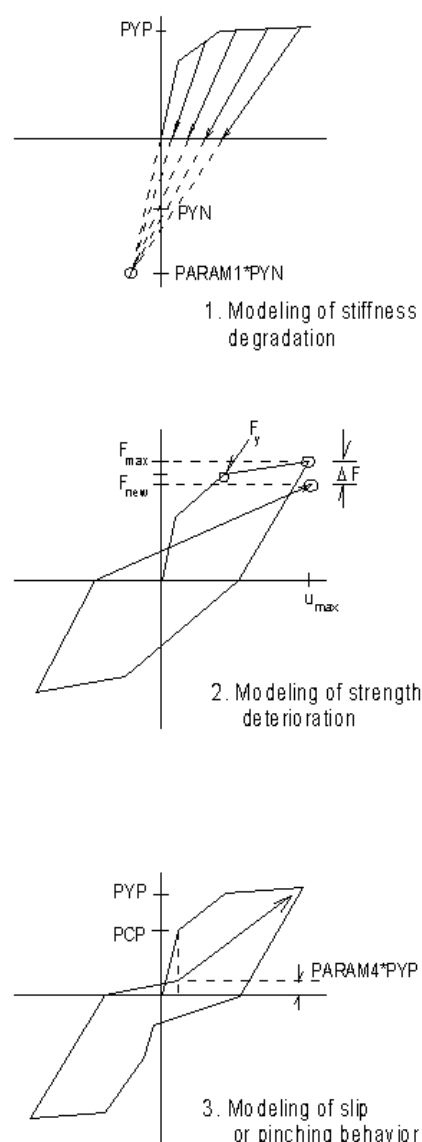
kde $\omega_{(1)}$ je první vlastní kruhová frekvence,
 b_r poměr kritického útlumu.

Program pracuje s po částech lineární křivkou charakterizující závislost ohybového momentu na zakřivení prutu. Byla použita trilineární charakteristika, kterou použil již Prof. Takeda v [3]. Program stanoví tuto křivku na základě normálové síly v prvku, popisu aktuální podélné i příčné výztuže a pracovních diagramů použité oceli a betonu iterační metodou, kde je postupně přidáváno natočení střednice prutu a hledá se poloha neutrální osy průřezu tak, aby platila rovnováha sil. Po splnění podmínek rovnováhy je zaznamenán ohybový moment a natočení. Pracovní diagramy byly použity dle konvence na obr. 4.2 a 4.3.

Při výpočtech byla použita teorie druhého řádu (P- Δ efekt). Tento efekt významně ovlivňuje chování konstrukce, protože na mezi únosnosti konstrukce dochází k velkým deformacím. Je třeba proto splnit rovnováhu na deformované konstrukci. Tento efekt je v programu ošetřen vnesením vodorovných sil do styčniců. Svislá normálová síla použitá k výpočtu těchto sil zůstává během výpočtu konstantní.

4.4 Parametry hystereze

Program umožňuje zahrnout do výpočtu vliv úbytku tuhosti a úbytku pevnosti v závislosti na historii zatěžování.



Obr. 4.1 Parametry hystereze

Vliv úbytku tuhosti je charakterizován hodnotou PARAM1, která udává násobek deformace, při které dochází ke kluzu tažené výztuže. K tomuto virtuálnímu bodu míří odtěžovací křivky při hysteretickém zatěžování. Tento parametr významně ovlivňuje chování modelu, protože s narůstající deformací klesá tuhost konstrukce při odtěžování, tím se při zachování hmotnosti snižuje i vlastní frekvence. Autor doporučuje použít hodnotu PARAM1 = 3,0. Při analýze Takedeho modelu se dostaneme k hodnotě PARAM1 = 5,5-8, kde hodnota 5,5 vychází pro odtížení při zatížení blízkém počátku kluzu výztuže, zatímco hodnota 8 platí pro odtížení ze zatížení blízkého mezi únosnosti. Z těchto zjištěných údajů byl zvolen PARAM1 = 4,5. Tato hodnota byla použita pro většinu výpočtů.

Vliv úbytku pevnosti je charakterizován hodnotou

$$\Delta F = F_{max} * (PARAM2 * \Lambda + PARAM3 * \mu), \quad (4.5)$$

kde Λ je celková disipovaná energie a μ je ohybová duktilita prvku. Autor doporučuje použít PARAM2 = 0,05 a PARAM3 = 0,0. Takedův model s žádnou ztrátou pevnosti nepočítá. Ale Prof. Toniolo [1] naopak s určitou ztrátou pevnosti počítá. Proto bylo použito doporučení autora programu IDASS, tj. PARAM2 = 0,05 a PARAM3 = 0,0.

Program IDASS umožňuje modelovat i slip efekt, způsobený určitým proklouznutím výztuže v betonu. Autor doporučuje hodnotu nula, Prof. Takeda slip nezmiňuje, stejně tak Prof. Toniolo. Proto nebyl ve výpočtech slip výztuže uvažován.

4.5 Materiálové charakteristiky

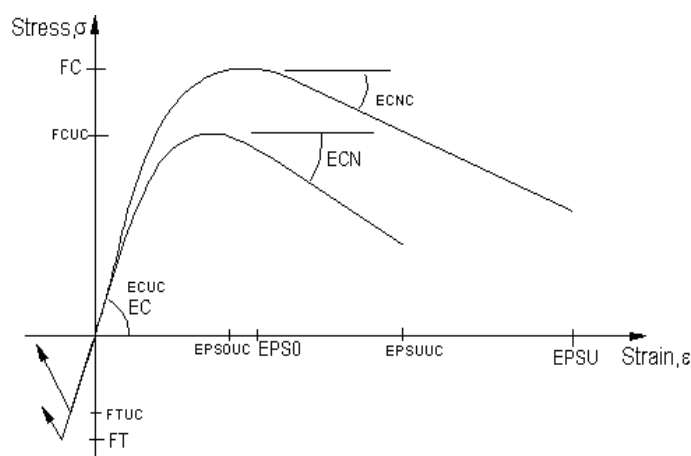
Použitý pracovní diagram betonu je ukázán na obr. 4.2. Obrázek ukazuje dvě křivky. Hodnoty s indexem UC platí pro zkoušky na prostém betonu (unconfined concrete), hodnoty bez indexu platí pro zkoušky na betonu, který je chráněn okolím proti odpadávání vlivem příčných tahů (confined concrete). Byly použity hodnoty dle prEN 1992-1-1 Design of concrete structures (dále EC2):

FCUC = f_{cd} = 40 MPa	krychelná pevnost v tlaku
ECUC = E_c = 35 GPa	modul pružnosti
EPS0UC = ϵ_{cl} = 0,0023	deformace při dosažení meze pevnosti
FTUC = f_{ct} = 3,5 MPa	napětí při vzniku tahových trhlin
EPSUU = ϵ_{cu1} = 0,0035	maximální deformace v tlaku
ECN = 100 kPa	směrnice křivky po dosažení max. pevnosti

- hodnotu ECN se nepodařilo věrohodně zjistit, byla použita téměř vodorovná větev

Vzhledem k faktu, že se jedná o slabě vyztužené průřezy, kde ke kolapsu nedochází porušením betonu v tlaku, ale porušením výztuže v tahu, tato sestupná větev neovlivní výpočet trilineární křivky charakterizující závislost ohybového momentu na zakřivení prutu.

Křivka betonu, který je svázán příčnou výztuží, je určena dle rozteče a průměru použité příčné výztuže programem IDASS. Program vychází z definic uvedených v [4].



Obr. 4.2 Pracovní diagram betonu

Použitý pracovní diagram oceli je na obr. 4.3. Byly použity hodnoty dle EC2 a to pro ocel třídy C s vysokou tažností (> 7,5 %). Vodorovná část pracovního diagramu nebyla použita, ocel hned po dosažení meze kluzu začíná zpevňovat.

Použité hodnoty :

FS = 500 MPa

mez kluzu

ES = 210 GPa

modul pružnosti

FSU = 1,3*FS = 650 MPa

mez pevnosti

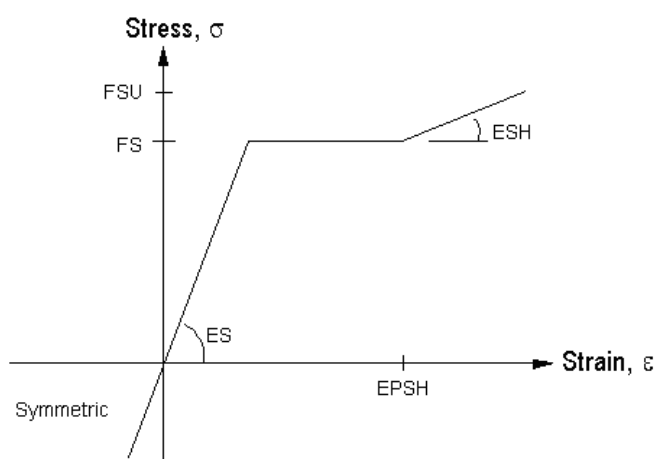
$\epsilon_u = 0,075$

tažnost

EPSH = $500/210000 = 0,00239$ deformace při počátku zpevňování

ESH = $(650000-500000) * (0,075-0,00239) = 2065831$ kPa

plastický modul pružnosti



Obr. 4.3 Pracovní diagram oceli

4.6 Vlivy vstupních parametrů

4.6.1 P- Δ efekt

Výpočtem s uvážením teorie druhého řádu se prokázal podstatný vliv nárůstu deformací od svislých normálových sil působících na deformovanou konstrukci. P- Δ efekt se podstatně projevil ve dvou uvažovaných případech.

V prvním případě byl uvažován výpočet bez a s uvážením deformované konstrukce. Ukázalo se, že vzhledem k typu konstrukce (konzola o jednom stupni volnosti) dochází po vytvoření plastického kloubu ve vetknutí sloupu k deformacím patra o velikosti řádově několik decimetrů. Vzhledem k velikosti normálové síly ve sloupu (187,2 kN) a momentové únosnosti průřezu při dané normálové síle (174,5 kNm) je nutné stanovovat podmínky rovnováhy na deformované konstrukci. Při zanedbání tohoto vlivu dostaneme hrubě zkeslené výsledky. Velikost deformací horního patra během zatížení konstrukce akcelerogramem 6 (viz. příloha A) ukazuje graf na obr. 4.4.

Obr. 4.4 ukazuje dva případy zatížení konzoly akcelerogramem zemětřesení 6 přenásobený konstantou 1,10. Výpočet bez uvažování P- Δ efektu je vykreslen modře, deformace podle teorie druhého řádu jsou vykresleny červeně. Je vidět, že konstrukce ve druhém případě kolabuje, zatímco v prvním případě je odezvou deformace přijatelných 237 mm.

Druhý jev, který provází P- Δ efekt, je ten, že maximální odezva konstrukce se nemusí vždy s rostoucím zatížením zvyšovat. Jak bylo ukázáno výpočty, dochází u několika použitých záznamů zemětřesení k tomu, že v určitém stupni zatěžování při postupném zvyšování všech zrychlení ze záznamů nastane případ, kdy zvýšení násobku akcelerogramu vyvolá snížení maximální odezvy konstrukce. Tento jev může být velmi výrazný a může nastávat i opakovaně. Důsledek tohoto jevu je, že pokud chceme získat maximální zatížení od posunu podpor vyvolaného působením zemětřesení, musíme provádět výpočet tak, že zatížení po malých krocích postupně zvyšujeme a zjišťujeme, zda nedošlo ke kolapsu. Pokud bychom výpočet prováděli zkusmo tak, že budeme zatížení postupně ubírat a budeme hledat okamžik, kdy konstrukce je již schopna zatížení bez kolapsu přenést, mohli bychom se dopustit chyby v tom, že konstrukce může kolabovat již při menším zatížení než námi uvažovaném. Tento je ukázán názorně na obr. 4.5 na průbězích odezvy konstrukce v čase při různých stupních velikosti stejného akcelerogramu.

Na obrázku 4.5 jsou vykresleny časové průběhy vodorovných deformací konzoly o jednom stupni volnosti vyvolané akcelerogramem 14. Tento akcelerogram byl vybrán pro svou názornost. Modře je vykreslen průběh deformací od 5,7 násobku jednotkového akcelerogramu, tj. maximální absolutní zrychlení bylo 5,7g. Červeně je vykreslen průběh od zvětšeného zatížení (5,72 násobek, $a_{\max}=5,72g$). Zeleně jsou pak vykresleny průběhy deformací při zatížení vedoucí ke kolapsu (7,68 násobek, $a_{\max}=7,68g$). Je vidět, že když jsme lineárně zvětšili zatížení o 0,02g, odezva konstrukce poklesla téměř o 50 %. Konstrukce pak vybočila na opačnou stranu než by se zdálo z intervalu zatížení od nuly do zatížení 5,7g, kde deformace jednostranně rostly jedním směrem.

Tento jev si vysvětlují tím, že v důsledku uvažování velkých deformací se může stát, že zatížení není schopno překonat v určitém okamžiku ohybový moment a deformaci z kladné na zápornou stranu. Další zemětřesné vlny se pak „nasčítávají“ stále na jednu stranu a výsledkem jsou relativně velké deformace. Pokud ale zvětšíme zatížení a překonáme tuto „bariéru“, konzola kmitá kolem rovnovážné polohy a je dále schopna překonat i větší zatížení.

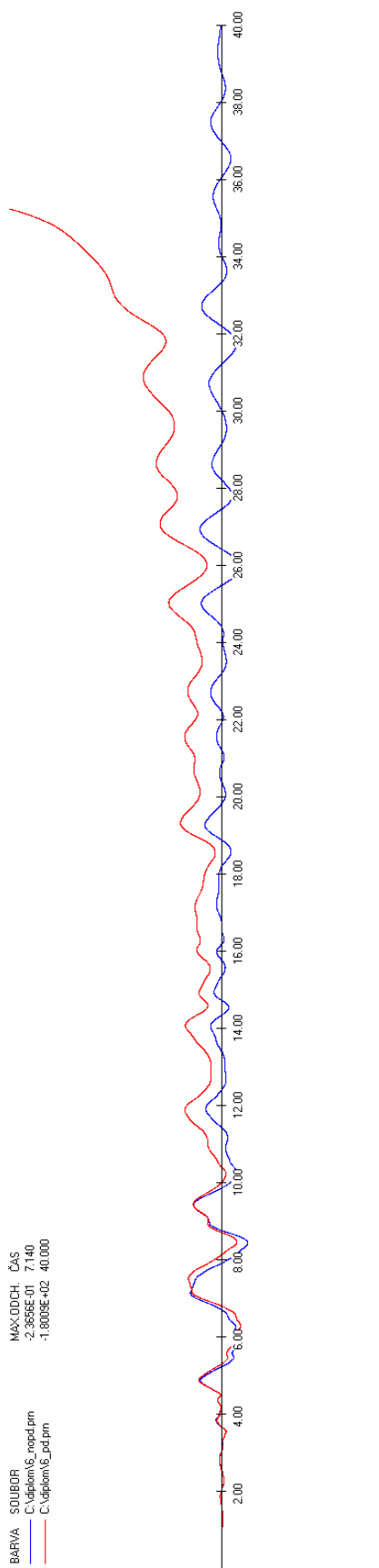
Na obrázku 4.6 je pak vidět průběh maximálních deformací horního patra konzoly v závislosti na velikosti lineárního násobku zatížení akcelerogramy 10 a 14 v celém průběhu od počátku zatížení až po kolaps konstrukce. Tyto akcelerogramy byly vybrány pro svou názornost.

4.6.2 Vliv úbytku tuhosti

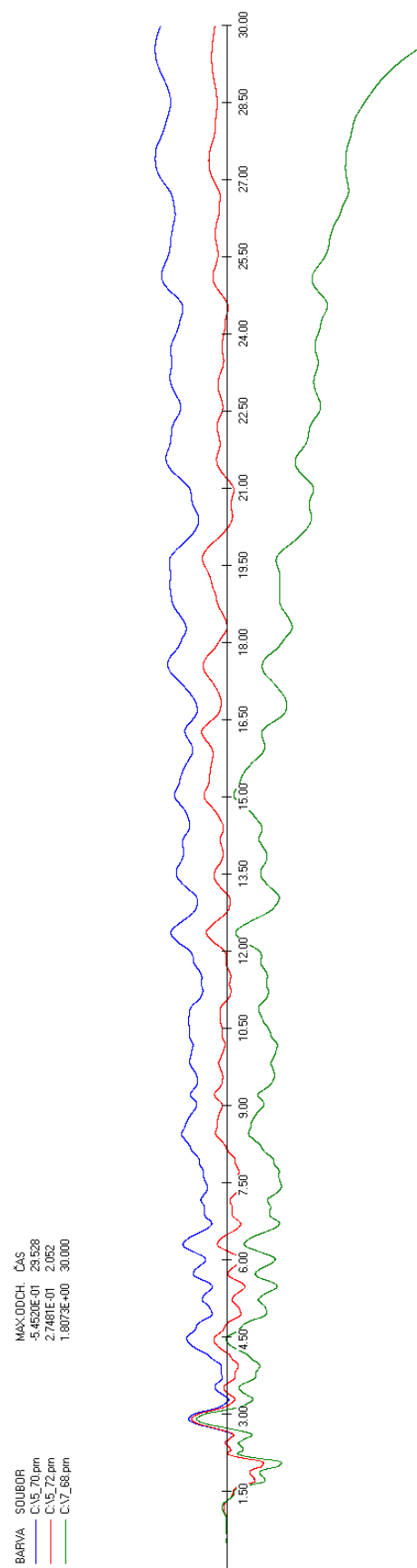
Vliv úbytku tuhosti je patrný z obr. 4.7, kde je ukázána odezva konstrukce (konzoly) při různých hodnotách $PARAM1$, tj. parametru popisující velikost úbytku tuhosti v závislosti na dosažené plastické deformaci. Vzhledem k tomu, že se při použití tohoto popisu chování konstrukce snižuje během zatěžování tuhost a tím i vlastní frekvence kmitání, dochází i ke zmenšení celkové odezvy konstrukce, což vyplývá z obecného charakteru např. normového spektra odezvy. To říká mimo jiné, že se zvyšující se hodnotou periody vlastního kmitání se snižuje celková odezva konstrukce.

Obr. 4.7 ukazuje chování konstrukce při buzení akcelerogramem 5. Prvních 20 vteřin je konstrukce buzena, pak je dalších 20 vteřin ponechána ve volném kmitání. Útlum konstrukce byl pro větší názornost položen rovný nule.

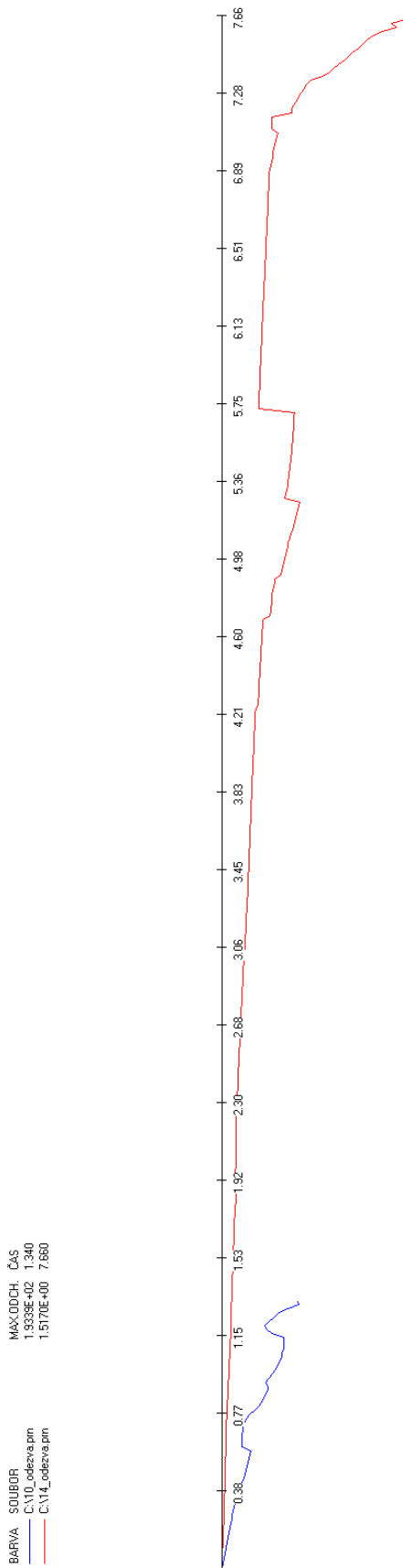
Světlejší modrá ukazuje chování konstrukce s velkým úbytkem tuhosti při plastických deformacích ($PARAM1 = 1,0$). Perioda vlastního kmitání narostla z původních 0,96 s na 3,11 s. Červená pak ukazuje totéž pro $PARAM1 = 2,0$, kde $T = 2,72$ s. Obě tyto křivky platí pro násobitel akcelerogramu = 10. Při dalším snižování úbytku tuhosti konstrukce kolabovala, což potvrzuje předpoklad, že „měkčí“ konstrukce víc vydrží. Proto pro zelenou křivku ($PARAM1 = 3,0$, $T = 2,05$ s) už byl použit násobitel roven pouze 8,0 a pro tmavě modrou pak dokonce pouze 3,0. Tmavě modrá ($PARAM1 = 200,0$) ukazuje již jen velmi malou změnu tuhosti oproti původní tuhosti ($T = 1,17$), úplné ignorování tohoto jevu je možné při velmi vysoké hodnotě $PARAM1$, tuhost zůstává konstantní pro hodnotu $PARAM1 = 5000$.



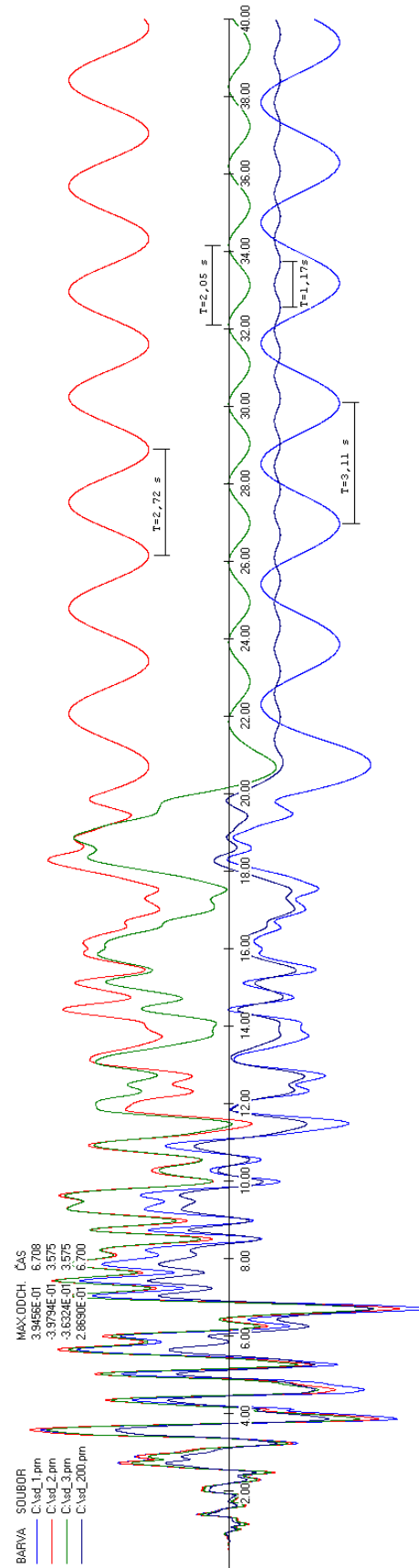
Obr. 4.4 - Vliv P-Δ efektu. Průběh deformací v čase. Modře bez P-Δ efektu, červeně s P-Δ efektem.



Obr. 4.5 - Vliv nerostoucí odezvy při rostoucím zatížení. Průběh deformací v čase, zatíženo akcelerogramem 14



Obr. 4.6 - Závislost maximální odezvy konzoly na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 10 a 14



Obr. 4.7 - Vliv PARAMI na odezvu konstrukce - Různé průběhy deformaci v čase při buzení akcelerogramem 5 a dokmitem

4.7 Vlastní výpočet

Při výpočtech byly použity dvě konstrukce. Snahou výpočtu bylo získat hodnoty odezvy konstrukcí, především jejich chování v postelastickém stavu. Cílem bylo porovnat duktility daného typu konstrukce s normovými hodnotami duktilit.

4.7.1 Konstrukce konzoly

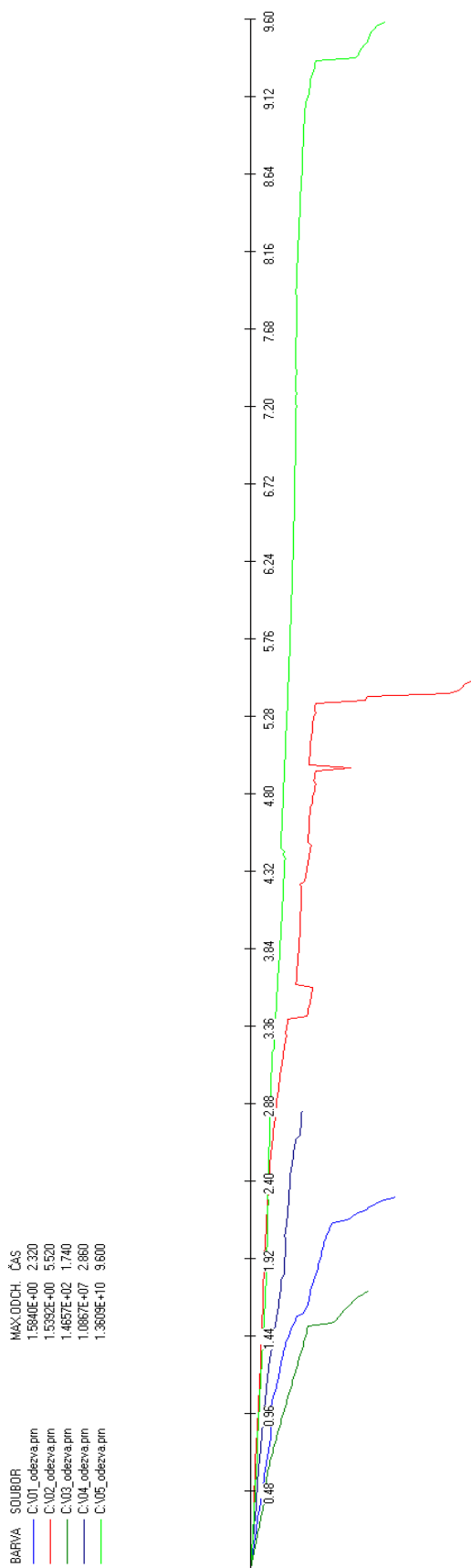
Jednodušší konstrukce byla konzola vetknutá do tuhého základu. Detailní popis uvažované konstrukce je uveden v kapitole 3.

Hodnota PARAM1 byla zvolena 4,5 , hodnota PARAM2 = 0,05 a PARAM3 = 0,0. P- Δ efekt byl uvažován. Záznamy seizmických otřesů měly krok záznamu 0,05 nebo 0,1 s. Krok Newmarkovy metody byl zvolen 0,025 s. Pro postižení skutečného chování konstrukce byly použity charakteristické hodnoty pevností a to z důvodu získání chování průměrné konstrukce.

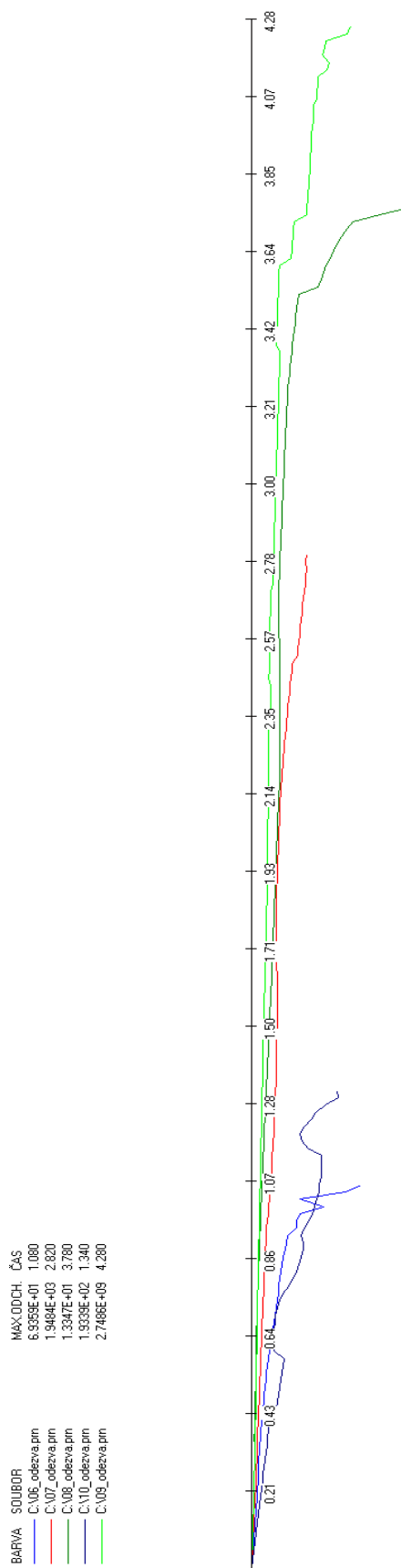
Výpočet byl prováděn tak, že konzola byla buzena postupně všemi 27 akcelerogramy. Byl zaznamenáván koeficient, kterým byl přenásoben znormovaný akcelerogram, kdy došlo ke kolapsu konstrukce. Počáteční hodnota maximálního zrychlení byla 0,02g. Zatížení bylo postupně lineárně zvyšováno s krokem 0,02g až do kolapsu konstrukce. Kolaps byl definován jako ztráta stability numerického řešení, výpočet nekonvergoval, posuny rostl nade všechny meze.

Byly zaznamenány maximální výchylky vodorovných posunů horního styčnicku konzoly. Navíc byl zaznamenán koeficient, kdy bylo dosaženo meze kluzu v tažené oceli, které vyvolalo vznik plastického kloubu. Ve výpočtu se projevoval efekt, kdy konstrukce při zvýšení zatížení měla nižší odezvu, jak bylo detailněji popsáno výše (kap. 4.6.1). Tento efekt je pro uvažovanou konzolu dobře vidět na obr. 4.6. Většinou byla ale odezva konstrukce na zatížení seizmickými otřesy monotonně rostoucí s rostoucím zatížením, jak je vidět na obr.4.8-4.13.

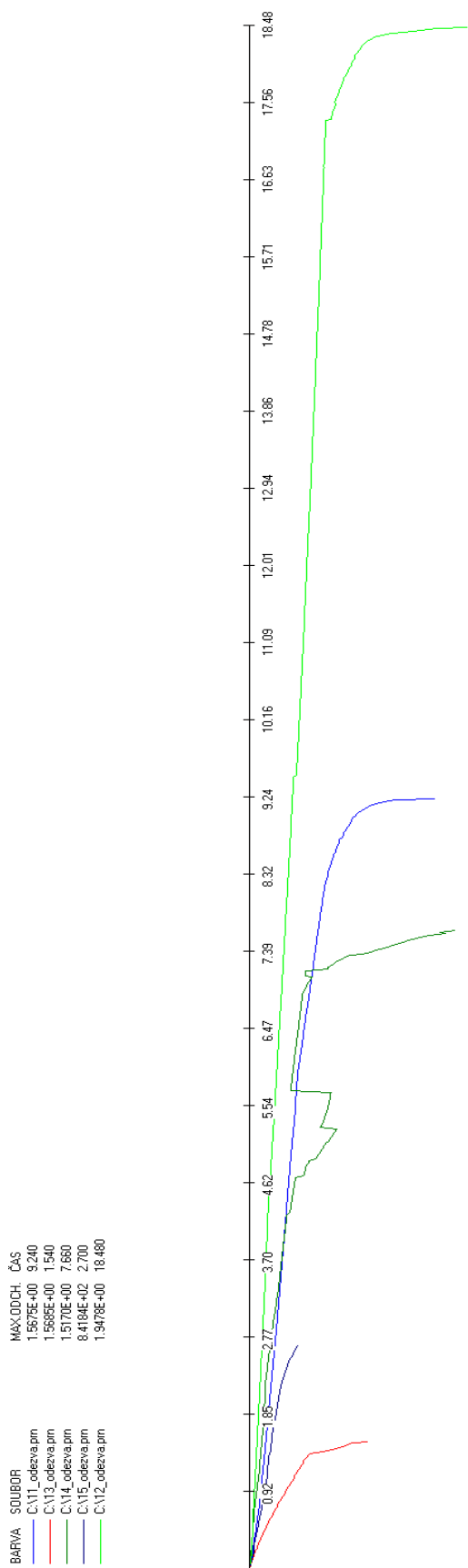
Kompletní výsledky výpočtů konzoly Newmarkovou metodou jsou uvedeny v následujících obr. 4.8-4.13. Na těchto obrázcích je ukázána závislost maximální deformace horního styčnicku konzoly během zatížení akcelerogramem na koeficientu, kterým se přenásoboval každý normovaný akcelerogram. Na vodorovnou osu je vynášen koeficient, kterým se přenásoboval normovaný akcelerogram (od 0,02 až do kolapsu s krokem 0,02), na svislou osu je pak vynášena maximální odezva (posun horního styčnicku konzoly) za celé jedno zatěžování akcelerogramem.



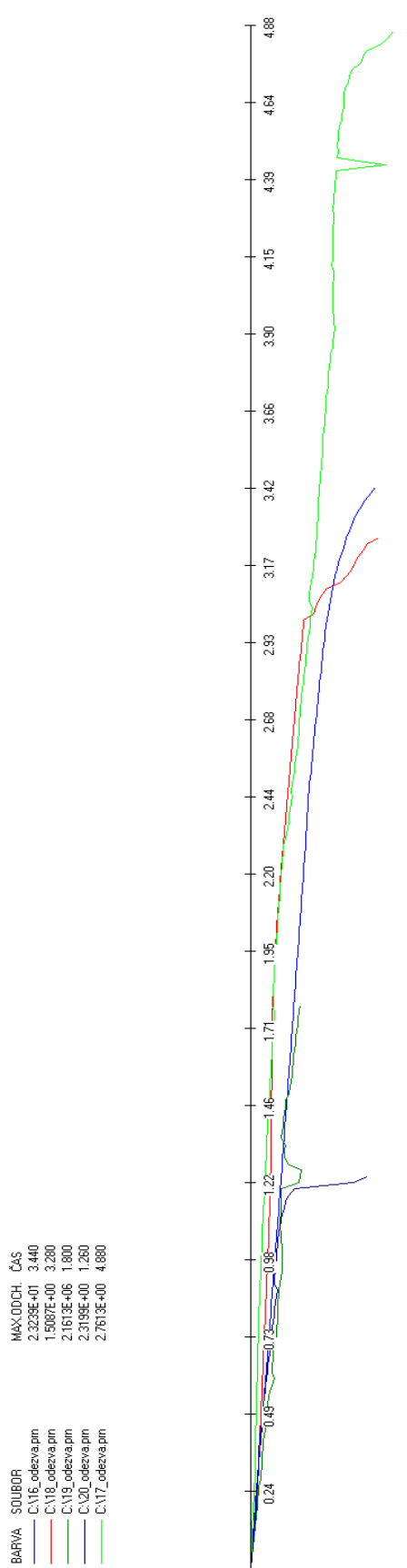
Obr. 4.8 - Závislost maximální odezvy konzoly na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 1-5



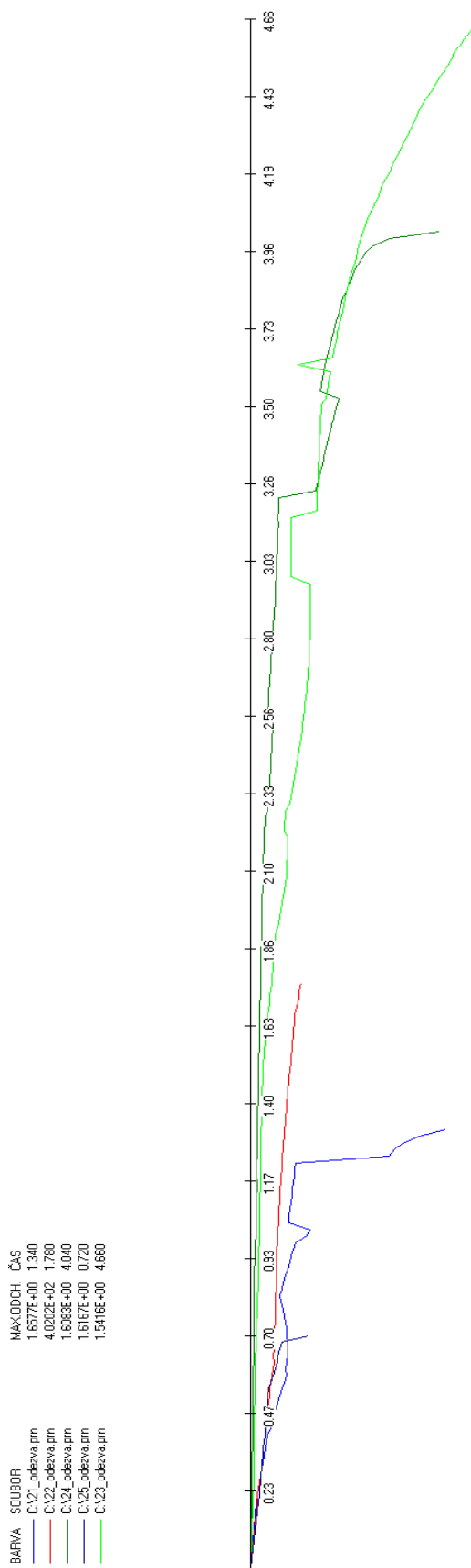
Obr. 4.9 - Závislost maximální odezvy konzoly na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 6-10



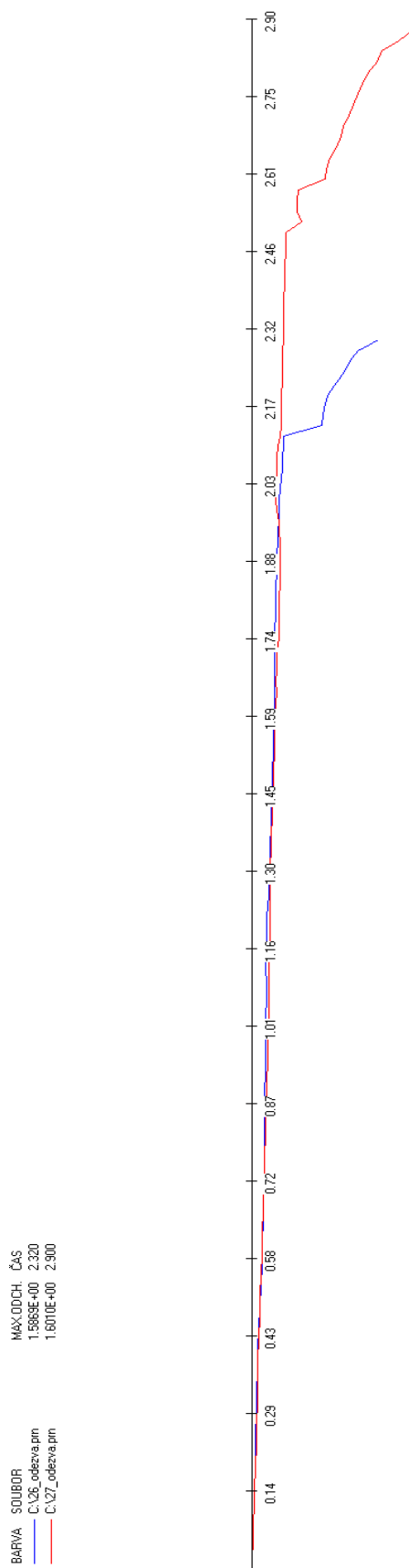
Obr. 4.10 - Závislost maximální odezvy konzoly na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 11-15



Obr. 4.11 - Závislost maximální odezvy konzoly na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 16-20



Obr. 4.12 - Závislost maximální odezvy konzoly na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 21-25



Obr. 4.13 - Závislost maximální odezvy konzoly na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 26 a 27

seismogram	k_1	a_{max}	k_{tot}	k_{yield}	μ_i
1	23,554	4,086	2,16	0,52	4,15
2	30,550	3,150	5,38	1,74	3,09
3	55,029	1,749	1,58	0,38	4,16
4	36,228	2,656	2,84	0,92	3,09
5	50,301	1,913	9,34	1,46	6,40
6	48,953	1,966	1,02	0,48	2,13
7	46,174	2,084	2,80	0,82	3,41
8	85,779	1,122	3,66	1,20	3,05
9	65,004	1,480	4,22	1,54	2,74
10	216,898	0,444	1,32	0,28	4,71
11	60,661	1,586	8,68	1,04	8,35
12	48,981	1,965	17,68	2,66	6,65
13	36,593	2,630	1,44	0,38	3,79
14	98,801	0,974	7,28	1,54	4,73
15	150,449	0,640	2,68	0,74	3,62
16	7,557	12,735	3,18	0,50	6,36
17	99,820	0,964	4,56	1,12	4,07
18	39,791	2,419	3,12	0,66	4,73
19	50,125	1,920	1,78	0,40	4,45
20	726,281	0,133	1,20	0,52	2,31
21	801,997	0,120	1,22	0,32	3,81
22	64,837	1,484	1,76	0,36	4,89
23	392,989	0,245	3,74	1,50	2,49
24	186,238	0,517	3,78	2,12	1,78
25	240,180	0,401	0,70	0,36	1,94
26	362,546	0,265	2,22	0,84	2,64
27	210,953	0,456	2,68	0,76	3,53

Tabulka 4.1 Výsledky výpočtu konzoly

Celkový přehled o chování konstrukce ukazuje tabulka 4.1. V tabulce je uveden koeficient (násobek znormovaného akcelerogramu), kterým byl přenásoben znormovaný akcelerogram, dosažený při vytvoření plastického kloubu (k_{yield}) a při kolapsu (k_{tot}). Z podílu těchto dvou koeficientů (k_{tot} / k_{yield}) získáme duktilitu konstrukce konzoly μ_i pro každý uvažovaný akcelerogram.

Takto získaná duktilita je nezávislá na použité metodě práce s duktilitou, tj. princip stejných posunutí a princip stejné energie. V obou těchto metodách je duktilita definována stejným způsobem. V tabulce 4.1 je ještě pro úplnost uvedena hodnota maximálního zrychlení akcelerogramu před znormováním a_{max} [$m \cdot s^{-2}$] a normovací koeficient k_1 , kterým byly všechny akcelerogramy srovnány na maximální hodnotu zrychlení $1g = 9,81 m \cdot s^{-2}$. Koeficient k_1 v sobě obsahuje i konstantu gravitačního zrychlení g , protože původní záznamy zrychlení byly v jednotkách g .

$$k_1 = 9,81 \frac{9,81}{a_{max}}, \quad (4.6)$$

Statistickým vyhodnocením duktilit μ_i byly získány veličiny průměrná hodnota a směrodatná odchylka ze vzorce

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}, \quad (4.7)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}, \quad (4.8)$$

Získané hodnoty souboru jsou

průměrná hodnota	3,97
směrodatná odchylka	1,57

4.7.1.1 Přístup norem ke stanovení duktility

Normy přistupují ke stanovení duktility následovně. Evropská EC8 přímo uvádí hodnotu duktility pro systém obráceného kyvadla a to hodnotou 2,0 (q - behaviour factor). Jedná se o hodnotu pro betonové konstrukce s vysokou třídou duktility. Norma nedává žádnou možnost rozptylu, duktilita je pevně daná. Vysokou třídu duktility je možné zvolit za splnění podmínek daných EC8 a EC2. Jedná se například o použití výztužných ocelových prutů třídy C, tj. s tažností $> 7,5\%$. Další podmínkou je minimální rozměr sloupu 250 mm.

Naproti tomu novozélandská NZS 4203 a NZS 3101 (Concrete standard) neuvažuje odděleně systém obráceného kyvadla (konzoly). Všechny betonové rámové konstrukce jsou v jedné duktilní skupině. Povoluje použití duktility (μ - Structural ductility factor) rovné nebo menší hodnotě 6,0 a to pro jakýkoli rámový železobetonový konstrukční systém. NZS zavádí také dvě duktilní třídy, pracuje však na rozdíl od EC8 s principem stejné energie. EC8 pracuje při aplikování duktility se systémem stejných deformací.

Zjištěná duktilita ukazuje, že při použití určitého stupně jistoty a použití jistého dolního kvantilu duktility získáme hodnotu blízkou hodnotě 2,0 doporučenou evropskou normou. Při předpokladu normálního rozdělení souboru duktilit získáme velikost kvantilu rovnou zhruba 10 %. Naopak použití průměrné hodnoty odpovídá spíše doporučení novozélandské normy. Je třeba také podotknout, že většinou v případě, že duktilita spočtená na základě zatěžování konzoly určitým akcelerogramem byla nízká, vlastní akcelerogram byl zaznamenán na místě relativně odlehlelém a bylo nutné jej normovat relativně vysokým koeficientem k_1 (viz. tab. A.2). Jakési typické akcelerogramy z aktivních oblastí, které měly špičkové hodnoty zrychlení větší než $1,0 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, vykazovaly většinou hodnoty duktility vyšší.

Byl zjištěn fakt, že konstrukce konzoly kolabuje jednou při zatížení akcelerogramem s $a_{\max}=0,7g$ (akcelerogram 25) a podruhé při $a_{\max} = 17,68g$ (akcelerogram 12). Všechny

akcelerogramy měly stejnou špičkovou hodnotu zrychlení rovnou $1,0g = 9,81 \text{ m.s}^{-2}$. Tento jev zřejmě záleží na frekvenčním složení jednotlivých akcelerogramů. Pro potvrzení a získání jistého přehledu o frekvenčních složeních akcelerogramů byla provedena FFT analýza podrobněji popsána dále. Touto analýzou byla potvrzena závislost mezi frekvenčním složením akcelerogramu a mezi rychlostí kolapsu konstrukce konzoly.

4.7.2 Konstrukce osmipatrové budovy

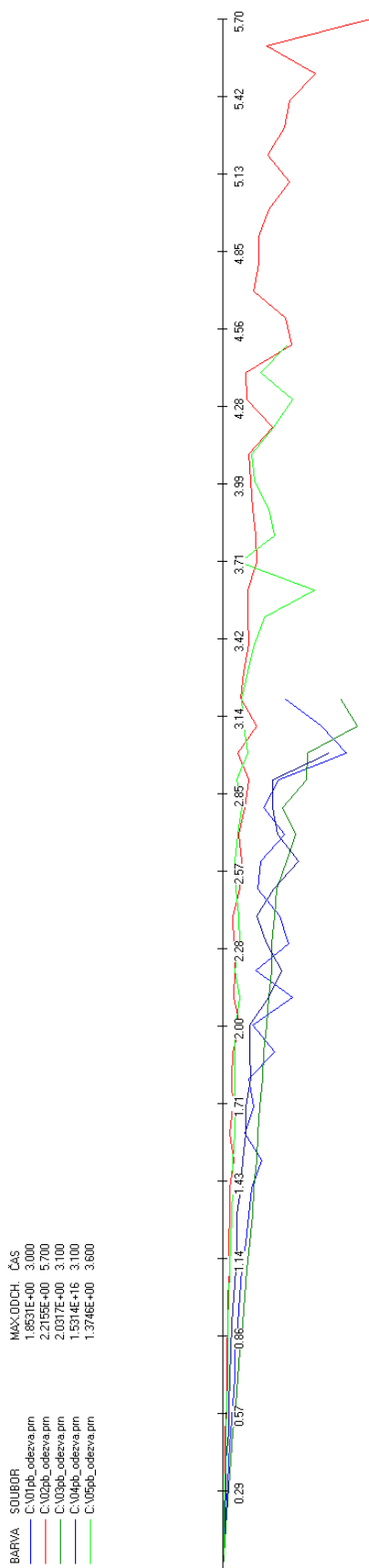
Druhou uvažovanou konstrukcí byla osmipatrová železobetonová rámová budova vetknutá do tuhého základu. Detailní popis konstrukce je uveden v kapitole 3.

Hodnota PARAM1 byla zvolena 4,5 , hodnota PARAM2 = 0,05 a PARAM3 = 0,0. P- Δ efekt byl uvažován. Záznamy seizmických otřesů měly krok záznamu 0,05 nebo 0,1 s. Krok Newmarkovy metody byl vždy zvolen 0,025 s. K výpočtu byly použity návrhové hodnoty materiálových charakteristik, tj. $\gamma_{M,OCCEL}=1,15$ a $\gamma_{M,BETON}=1,5$.

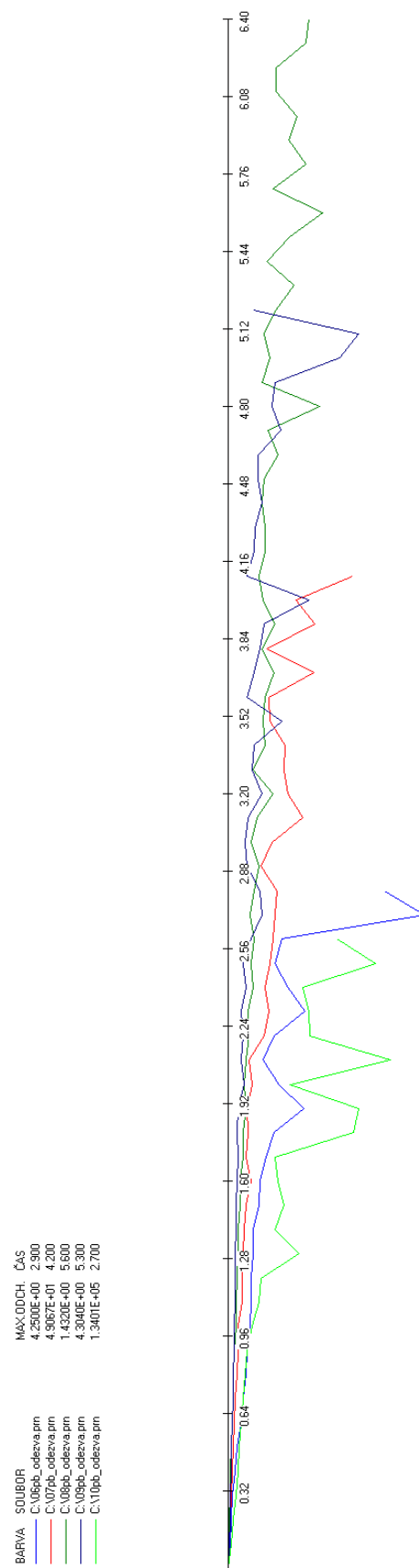
Výpočet byl prováděn tak, že konstrukce byla buzena postupně všemi 27 akcelerogramy. Počáteční hodnota maximálního zrychlení byla 0,1g. Zatížení bylo postupně zvyšováno až do kolapsu konstrukce s krokem 0,1g. Byl opět zaznamenáván koeficient (násobek) akcelerogramu, kdy došlo k vytvoření prvního plastického kloubu a koeficient, kdy došlo ke kolapsu konstrukce. Podílem těchto koeficientů byla opět určena duktilita konstrukce.

Kompletní výsledky výpočtů konzoly Newmarkovou metodou jsou uvedeny v následujících obr. 4.14-4.19. Na obrázcích je na vodorovnou osu vynášen násobitel normovaného akcelerogramu. Tento koeficient začínal na hodnotě 0,1 a rostl s krokem 0,1 až do kolapsu konstrukce. Na svislou osu je pak vynášena maximální výchylka horního osmého patra konstrukce.

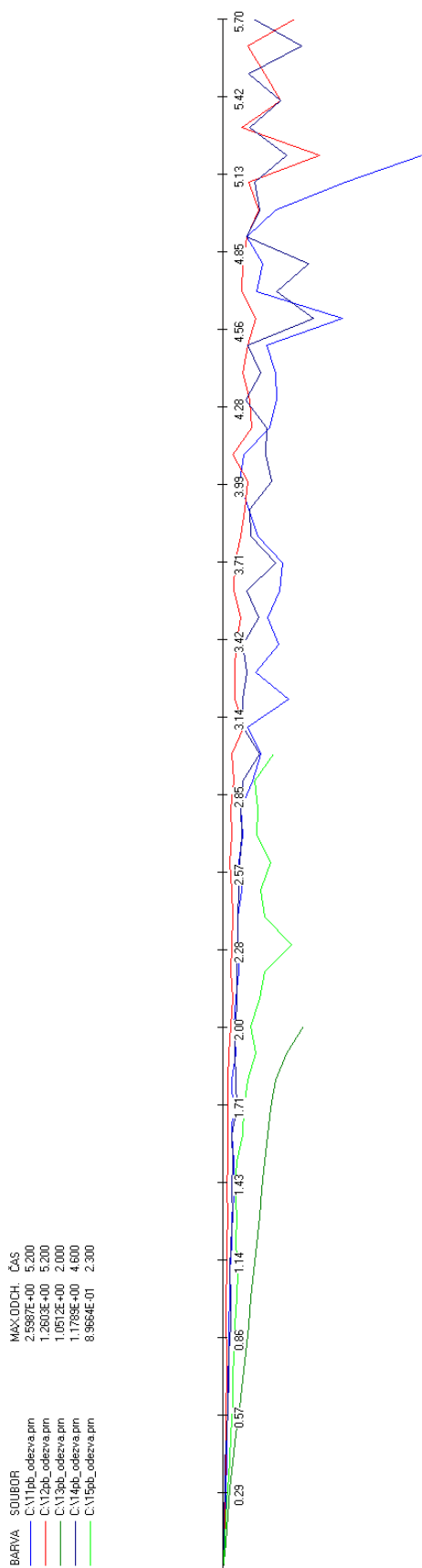
Poměrně hrubý rastr s krokem 0,1g byl dán časovou náročností výpočtu. Výpočet jednoho zatěžovacího stavu trval přibližně 40 s na počítači s Pentiem 4. Kdyby byl zvolen krok 0,01g, potom při kolapsu v cca 5g a při 27 akcelerogramech získáme dobu výpočtu $5 \cdot 100 \cdot 27 \cdot 40 \text{ s} = 540000 \text{ s} = 150 \text{ hodin}$. Při kroku 0,1g je pak celková doba výpočtu 15 h.



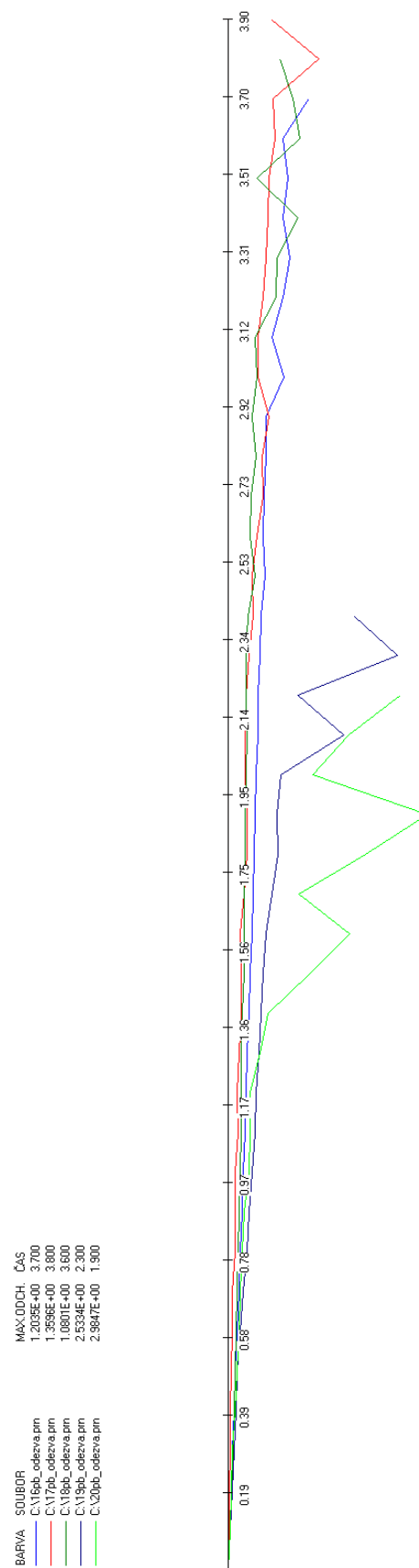
Obr. 4.14 - Závislost maximální odezvy patrové budovy na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 1-5



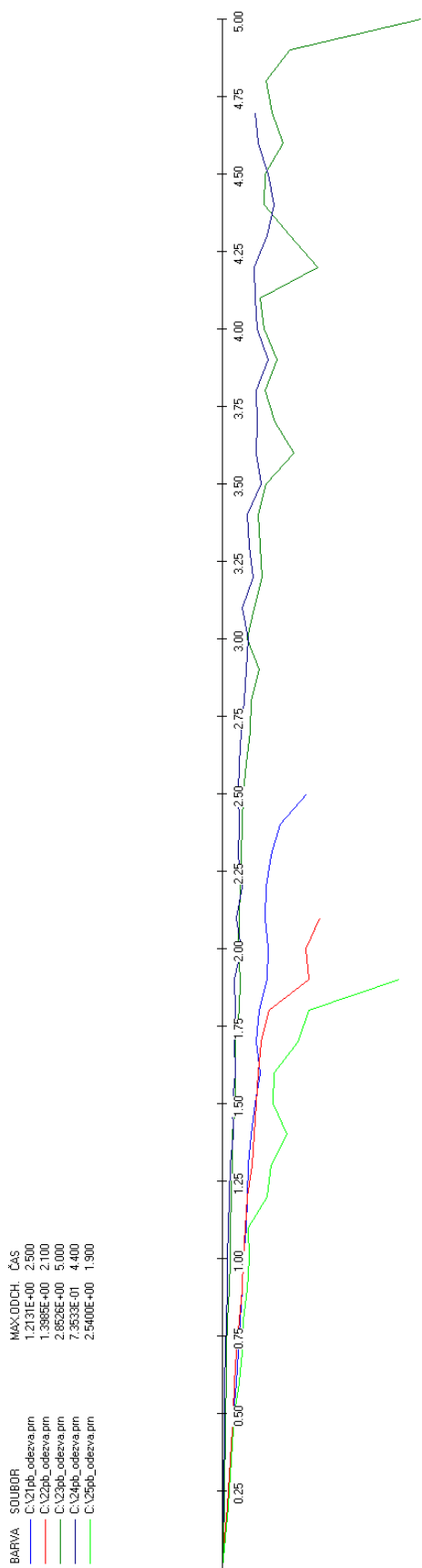
Obr. 4.15 - Závislost maximální odezvy patrové budovy na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 6-10



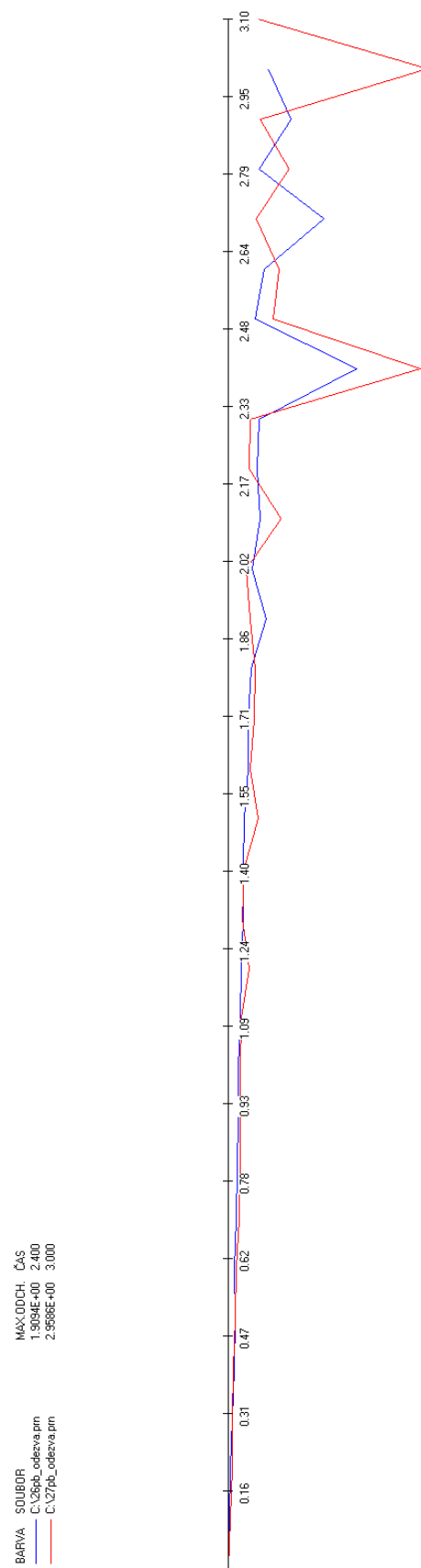
Obr. 4.16 - Závislost maximální odezvy patrové budovy na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 11-15



Obr. 4.17 - Závislost maximální odezvy patrové budovy na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 16-20



Obr. 4.18 - Závislost maximální odezvy patrové budovy na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 21-25



Obr. 4.19 - Závislost maximální odezvy patrové budovy na koeficientu normovaného akcelerogramu - akcelerogramy 26 a 27

Celkový přehled o chování konstrukce ukazuje tabulka 4.2. V tabulce je uveden koeficient (násobek znormovaného akcelrogramu), kterým byl přenásoben znormovaný akcelrogram, dosažený při vytvoření prvního plastického kloubu (k_{yield}) a při kolapsu konstrukce (k_{tot}). Z podílu těchto dvou koeficientů (k_{tot} / k_{yield}) získáme duktilitu konstrukce osmipatrové budovy pro každý uvažovaný akcelrogram. Takto získaná duktilita je nezávislá na použité metodě práce s duktilitou, tj. princip stejných posunutí a princip stejné energie. V obou těchto metodách je duktilita definována stejným způsobem. V tabulce 4.2 je ještě pro úplnost uvedena hodnota maximálního zrychlení akcelrogramu před znormováním a_{max} [$m.s^{-2}$] a normovací koeficient k_1 , kterým byly všechny akcelrogramy srovnány na maximální hodnotu zrychlení $1g = 9,81 m.s^{-2}$. Koeficient k_1 je určen z (4.6).

akcelrogram	k_1	a_{max}	k_{tot}	k_{yield}	μ_i
1	23,554	4,086	3,20	0,50	6,40
2	30,550	3,150	5,70	1,10	5,18
3	55,029	1,749	3,20	0,50	6,40
4	36,228	2,656	3,00	0,40	7,50
5	50,301	1,913	4,50	1,00	4,50
6	48,953	1,966	2,80	0,50	5,60
7	46,174	2,084	4,10	0,70	5,86
8	85,779	1,122	6,40	1,30	4,92
9	65,004	1,480	5,20	1,50	3,47
10	216,898	0,444	2,60	0,40	6,50
11	60,661	1,586	5,20	0,60	8,67
12	48,981	1,965	5,70	1,30	4,38
13	36,593	2,630	2,00	0,40	5,00
14	98,801	0,974	5,70	0,90	6,33
15	150,449	0,640	3,00	0,50	6,00
16	7,557	12,735	3,70	0,60	6,17
17	99,820	0,964	3,90	1,20	3,25
18	39,791	2,419	3,80	0,60	6,33
19	50,125	1,920	2,40	0,60	4,00
20	726,281	0,133	2,20	0,70	3,14
21	801,997	0,120	2,50	0,70	3,57
22	64,837	1,484	2,10	0,70	3,00
23	392,989	0,245	5,00	1,50	3,33
24	186,238	0,517	4,70	1,40	3,36
25	240,180	0,401	1,90	0,50	3,80
26	362,546	0,265	3,00	0,80	3,75
27	210,953	0,456	3,10	0,60	5,17

Tabulka 4.2 Výsledky výpočtu osmipatrové budovy

Statistickým vyhodnocením duktilit byly získány veličiny průměrná hodnota a směrodatná odchylka opět z (4.7) a (4.8)

Získané hodnoty souboru, tj. pro konstrukce osmipatrové budovy jsou
průměrná hodnota **5,02**
směrodatná odchylka **1,49**

Jakási "kostrbatost" průběhů odezev na obr. 4.14-4.19 je dána tím, že v konstrukci se nevytvoří všechny plastické klouby ve stejném pořadí. Při vytvoření plastických kloubů v jiném pořadí se pak rapidně mění vlastnosti konstrukce a odezva se ubírá jiným směrem než v předchozím kroku.

4.7.2.1 Přístup norem ke stanovení duktility

Při porovnání získaných výsledků s přístupem obou norem vyplývá, že EC8 nyní duktilitu přeceňuje. Uvádí totiž velikost duktility hodnotou $4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$, kde α_u je koeficient akcelerogramu, kdy dochází k vytvoření mechanismu a α_1 je koeficient, kdy dochází k vytvoření prvního plastického kloubu. Tento poměr v mých výpočtech vycházel zhruba v rozmezí 1,5 - 2,5. EC8 předepisuje použití poměru $\alpha_u / \alpha_1 \leq 1,5$ s podmínkou, že poměr musí být podložen výpočtem. Tuto podmínku můj výpočet splňuje, lze tedy použít hodnotu $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$, tím pádem by normová hodnota duktility dle EC8 měla být $1,5 \cdot 4,5 = 6,75$. Vzhledem k faktu, že EC8 předepisuje pro konzolu hodnotu duktility 2,0 (výpočtem 3,97) a pro složitější rám duktilitu 6,75 (dle výpočtu 5,02), je tento přístup velmi nevyvážený. Předpoklad, že v případě konzoly šlo o jakýsi bezpečnostní dolní kvantil, se v případě konstrukce patrové budovy nepotvrdil.

Naopak v případě novozélandské NZS složitější rámová konstrukce spadá do stejné kategorie jako jednoduchá konzola s maximální hodnotou duktility 6,0. Tento přístup sice předpokládá odhad inženýra nebo podložení výpočty, ale dává korektnější pohled na uvažovanou konstrukci.

V konstrukci dochází v předkolapsálním stavu k vytvoření plastických kloubů i tam, kde by dle normy vůbec nastat neměly. Na čtyřech výstupech z programu IDASS na obr. 4.20 je vidět rozdělení plastických kloubů v konstrukci v závislosti na násobku akcelerogramu $1 k_i$. V případě $k_i = 0,6$ dochází k vytvoření plastického kloubu v horním nosníku konstrukce. Při zatížení s $k_i = 1,2$ nedochází ještě k vytvoření mechanismu, v případě $k_i = 1,4$ již ano a konstrukce se stává nestabilní. Získáváme zde poměr $\alpha_u / \alpha_1 = 1,4 / 0,6 = 2,3 \geq 1,5$. Při zatížení s $k_i = 2,8$ se dostáváme ke stavu blízkému kolapsu konstrukce.

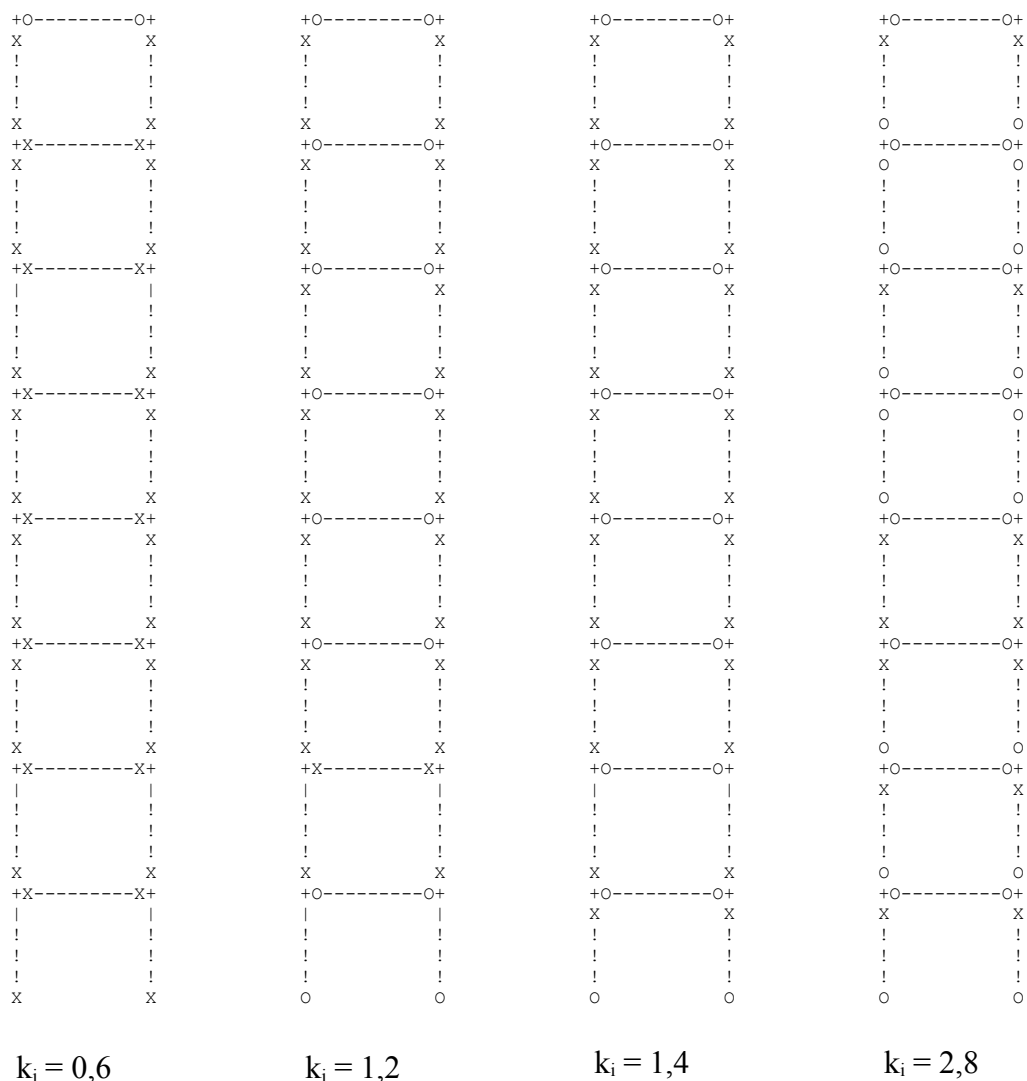
4.8 Závěr

Je vidět, že se skoro ve všech sloupech vytvořil plastický kloub. Je třeba podotknout, že plastický kloub se nevytvořil ve všech sloupech naráz, což ukázaly výstupy výpočtu. V průběhu zatěžování tedy mohl nastat třeba případ pouze s jedním nebo dvěma plastickými klouby ve sloupech naráz. Obě normy vznik plastických kloubů jinde než v určených místech (tj. v tomto případě ve všech nosnících a ve vetknutí sloupu do základů) zakazují. Vzhledem k faktu, že konstrukce byla navržena dle EC8, kde dochází zhruba k 10 % poddimenzování sloupů konstrukce oproti NZS, vydimenzování konstrukce dle NZS by tedy bylo vhodnější.

Vzniku plastických kloubů ale zřejmě není možné zabránit. Důvod je ten, že předpoklad mechanismu umožňuje kmitání konstrukce pouze v prvním vlastním tvaru.

Vzhledem k velmi nízké první vlastní frekvenci bude konstrukce kmitat i ve vyšších vlastních tvarech a na to není uvažovaný mechanismus přizpůsobený.

Z výše uvedených důvodů považuji novozélandskou normu vhodnější k navrhování konstrukce na seizmickou únosnost. Je však nutné zvážit dovolené použití pouze tří různých akcelerogramů. EC8 přikazuje použití minimálně 7 různých akcelerogramů, což je vzhledem k velkému rozptylu získaných výsledků vhodnější.



Obr. 4.20 - Plastické klouby v konstrukci při různých stupních zatěžování akcelerogramem 1

Legenda: k_i násobek znormovaného akcelerogramu (zde akcelerogram 1)
 ! sloup + styčník O plastický kloub
 -- nosník X vznik trhlin a vyloučení taženého betonu

5 Závěr

Cílem této práce bylo posoudit přístup dvou světových stavebních norem, evropské a novozélandské, k určení duktility konstrukce během zatížení zemětřesením.

Byl porovnán přístup k určení duktility a to jednak přístup přesný, tj. přímou integrací, a jednak postup vycházející ze stavebních norem. Bylo zjištěno, že duktilita jednoduché konzoly o jednom stupni volnosti je řádově stejná jako duktilita rámové konstrukce o více stupních volnosti. Tento výsledek nekoresponduje s určením duktility dle EC8, kde je rozdíl v duktilitě konzoly a rámové konstrukce značný. V novozélandských předpisech byly hodnoty duktilit v souladu s výpočty. Byl zjištěn významný rozptyl hodnot duktility v ve vypočteném souboru dat. Tento rozptyl se projevil u obou typů konstrukce.

Při návrhu dle EC8 došlo k vytvoření plastických kloubů i ve sloupech konstrukce. Tento jev je nechtěný a může vést k náhlému kolapsu konstrukce. Vzhledem k faktu, že dimenzování podle NZS 4203 je konzervativnější cca o 10 %, je dimenzování pomocí NZS vhodnější. Naopak nevýhodou NZS 4203 je možnost použití pouze tří různých akcelerogramů pro výpočet přímou integrací. EC8 vyžaduje minimálně 7 různých záznamů.

Časově náročná metoda nelineární dynamické analýzy má spoustu výhod i nevýhod. Při inkrementálním výpočtu přímou integrací získáme nejpřesnější obraz o chování konstrukce během zatížení akcelerogramem. Mezi největší výhody patří uvažování plastických kloubů, při které dochází k redistribuci vnitřních sil v konstrukci a přesné určení duktility. Touto metodou lze zkontrolovat, zda se nevytvoří plastické klouby v místech, kde je to nežádoucí, tj. ve sloupech konstrukce.

Mezi nevýhody metody přímé integrace patří kromě časové náročnosti i krok volby použitého akcelerogramu. Jak bylo ukázáno v této práci, jsou výsledky na různých akcelerogramech dosti odlišné. Tyto odlišnosti byly objasněny podrobením jednotlivých akcelerogramů FFT analýze.

Použitím metody přímé integrace byl zjištěn vliv jednotlivých parametrů výpočtu jako P- Δ efekt a materiálových modelů konstrukce.

Z výše uvedených důvodů je postup výpočtu pomocí novozélandských předpisů vhodnější. Nejvýstižněji určíme odezvu konstrukce na zatížení zemětřesením metodou přímé integrace.

Příloha A - Použité akcelerogramy

Pro výpočty byly použity záznamy seizmických otřesů z databáze PEER Strong Motion Database. PEER je veřejně přístupná databáze udržovaná University of California, Berkeley (<http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>). Použité záznamy zrychlení byly vybrány s ohledem na zprávu Prof. Toniolo [1]. V popisu zemětřesení je uveden název zemětřesení, jeho datum, název seizmické stanice a směr snímání. Vybrané záznamy mají maximální hodnotu zrychlení v rozsahu 0,12 - 12,74 m.s⁻², proto pro potřebu porovnávacích výpočtů byly získané záznamy znormovány koeficientem k_1 tak, aby maximální hodnota zrychlení byla stejná a to 9,81 m.s⁻². Protože původně byly v násobcích gravitačního zrychlení, obsahuje koeficient k_1 i hodnotu 9,81 m.s⁻². Seznam použitých záznamů je v tabulce A.1.

č.	POPIS ZEMĚTŘESENÍ A SEISMICKÉ STANICE
1	MAMMOTH LAKES 05/25/80 16:34, CONVICT CREEK, 090 (CDMG STATION 54099)
2	MAMMOTH LAKES 05/25/80 16:34, MAMMOTH LAKES HS, 270 (CDMG STATION 54301)
3	MAMMOTH LAKES 05/25/80 16:49, CONVICT CREEK, 180 (CDMG STATION 54099)
4	MAMMOTH LAKES 05/25/80 16:34, LONG VALLEY DAM UPR L, 090 (CDMG STATION 54214)
5	MAMMOTH LAKES 05/25/80 2035, LONG VALL DAM UPP L, 090 (CDMG STATION 54214)
6	MORGAN HILL 04/24/84 04:24, GILROY ARRAY #3, 090 (CDMG STATION 47381)
7	MORGAN HILL 04/24/84 04:24, GILROY ARRAY #2, 090 (CDMG STATION 47380)
8	MORGAN HILL 04/24/84 04:24, GILROY GAVILAN COLL, 067 (CDMG STATION 47006)
9	WHITTIER NARROWS 10/01/87 1442, ALTADENA EATON, 090 (CDMG STATION 24402)
10	BORREGO MOUNTAIN 04/09/68 0230, SAN ONOFRE SCE, 303 (SCE STATION 280)
11	LYTLE CREEK 09/12/70 1430, WRIGHTWOOD, 115 (USGS STATION 290)
12	LYTLE CREEK 09/12/70 1430, WRIGHTWOOD, 205 (USGS STATION 290)
13	SAN FERNANDO 02/09/71 14:00, CASTAIC OLD RIDGE ROUTE, 291 (CDMG STATION 24278)
14	MAMMOTH LAKES 05/26/80 18:58, CONVICT CREEK, 180 (CDMG STATION 54099)
15	MAMMOTH LAKES 05/25/80 16:49, LONG VALLEY DAM UPR L, 090 (CDMG STATION 54214)
16	MORGAN HILL 04/24/84 04:24, COYOTE LAKE DAM SW ABUT, 285 (CDMG STATION 57217)
17	MORGAN HILL 04/24/84 04:24, GILROY ARRAY #1, 320 (CDMG STATION 47379)
18	WHITTIER NARROWS 10/01/87 1442, INGLEWOOD UNION OIL, 090 (CDMG STATION 14196)
19	HOLLISTER 04/09/61 0723, HOLLISTER CITY HALL, 271 (USGS STATION 1028)
20	PARKFIELD 06/28/66 03:26, SAN LUIS OBISBO, 324 (USGS STATION 1083)
21	PARKFIELD 06/28/66 03:26, SAN LUIS OBISBO, 234 (USGS STATION 1083)
22	SAN FERNANDO 02/09/71 14:00, PALMDALE FIRE STATION, 210 (USGS STATION 262)
23	SAN FERNANDO 02/09/71 14:00, TEHACHAPI PUMP, 180 (CDWR STATION 1027)
24	SAN FERNANDO 02/09/71 14:00, TEHACHAPI PUMP, 090 (CDWR STATION 1027)
25	SAN FERNANDO 02/09/71 14:00, 2516 VIA TEJON PV, 155
26	SAN FERNANDO 02/09/71 14:00, ANZA POST OFFICE, 045 (CIT STATION 103)
27	SAN FERNANDO 02/09/71 14:00, HEMET FIRE STATION, 225 (CDMG STATION 12331)

Tabulka A.1 Popis zemětřesení a seizmické stanice

Z databáze PEER byly získány i další detaily o snímačích a to zejména umístění snímačů v budově a geologický popis podloží. Tyto parametry jsou uvedeny v tabulce A.2.

č.	a_{\max}	k_1	Δt	n	d_{EPIC}	parametry podloží		
	[m.s ⁻²]	[-]	[s]	[-]	[km]	G1	G2	G3
1	4,086	23,554	0,005	5991	9,0	-	A	D
2	3,150	30,550	0,005	5991	14,0	-	B	D
3	1,749	55,029	0,005	5991	16,3	-	A	D
4	2,656	36,228	0,005	5991	15,5	-	I	A
5	1,913	50,301	0,005	8000	14,4	-	I	A
6	1,966	48,953	0,005	7996	14,6	C	I	D
7	2,084	46,174	0,005	5996	15,1	C	I	D
8	1,122	85,779	0,005	5996	16,2	B	A	B
9	1,480	65,004	0,005	7999	17,5	-	A	D
10	0,444	216,898	0,005	8000	124,7	-	A	B
11	1,586	60,661	0,005	3348	15,4	B	B	B
12	1,965	48,981	0,005	3348	15,4	B	B	B
13	2,630	36,593	0,001	3000	24,9	B	A	B
14	0,974	98,801	0,005	5991	10,5	-	A	D
15	0,640	150,449	0,005	5991	24,3	-	I	A
16	12,735	7,557	0,005	5991	0,1	-	I	A
17	0,964	99,820	0,005	5996	16,2	A	I	A
18	2,419	39,791	0,005	7999	25,2	B	I	D
19	1,920	50,125	0,005	8000	19,6	C	C	D
20	0,133	726,281	0,010	1600	60,0	-	C	B
21	0,120	801,997	0,010	1600	60,0	-	C	B
22	1,484	64,837	0,010	3000	25,4	B	A	D
23	0,245	392,989	0,010	1255	68,0	-	A	A
24	0,517	186,238	0,010	1255	68,0	-	A	A
25	0,401	240,180	0,005	14035	65,1	-	C	C
26	0,265	362,546	0,010	4243	169,0	-	A	C
27	0,456	210,953	0,010	3000	136,0	C	A	D

Tabulka A.2 Detaily jednotlivých akcelerogramů

- a_{\max} maximální hodnota zrychlení originálního záznamu
 k_1 koeficient použitý ke znormování
 Δt časový krok záznamu
 n počet hodnot akcelerogramu
 d_{EPIC} vzdálenost seizmické stanice od epicentra nebo tektonického zlomu

PARAMETRY PODLOŽÍ:

G1 průměrná rychlost S-vlny do hloubky 30 m

A > 750 m/s

B = 360-750 m/s

C = 180-360 m/s

D < 180 m/s

G2 umístění snímače

A v jednopodlažní budově, na zemském povrchu nebo pod ním

B v nejnižším patře dvou až čtyřpodlažní nepodsklepené budovy

C v nejnižším patře dvou až čtyřpodlažní podsklepené budovy

I v nezastavěném prostoru, na zemském povrchu nebo pod ním

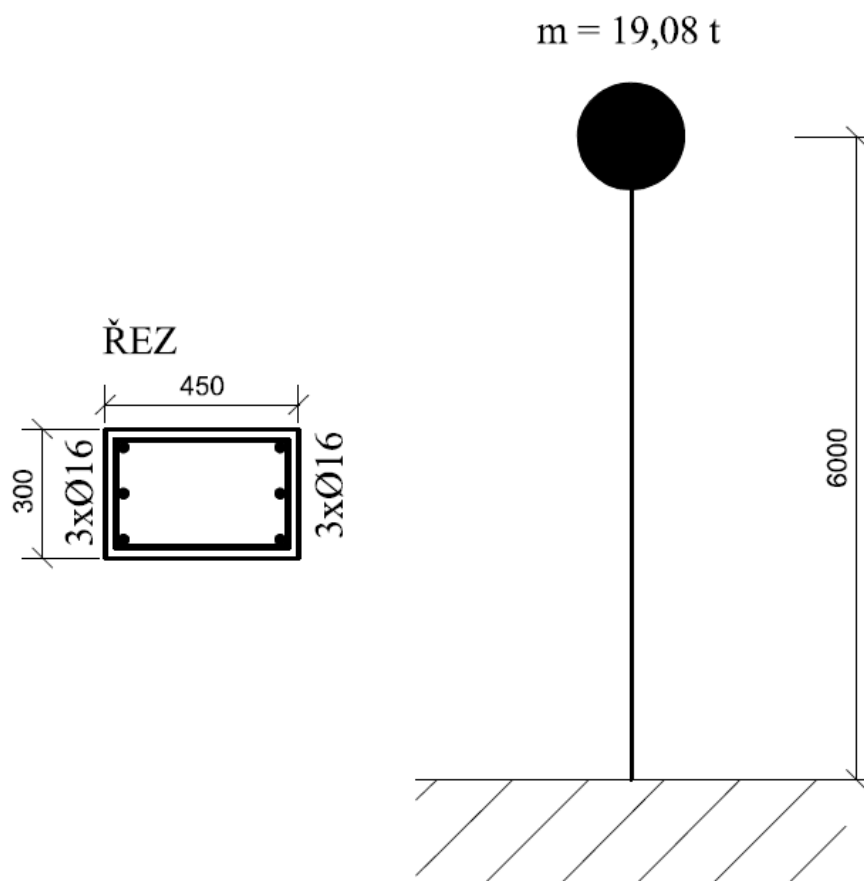
- G3 geotechnický popis podloží
- A skála s max. 5 m pokravných útvarů
 - B skála s 5-20 m pokravných útvarů
 - C více než 20 m pokravných útvarů, v úzkém údolí
 - D více než 20 m pokravných útvarů, v širokém údolí

Uvedené akcelerogramy v databázi PEER obsahovaly všechny tři směrové složky zrychlení. Vzhledem k použitému dvourozměrnému modelu byla použita pouze jedna složka zrychlení a to vodorovná. Svislá složka byla vzhledem k určité transparentnosti a zjednodušení ignorována.

V případě výpočtů pomocí spektra odezvy rozkladem do vlastních tvarů bylo toto spektrum odezvy získáno také z internetové databáze PEER. Bylo použito spektrum odezvy s 5 % útlumem.

Příloha B - Detailní popis konstrukcí

B.1 Konstrukce konzoly



třmínky Ø10 á 50 mm (v blízkosti vetknutí)

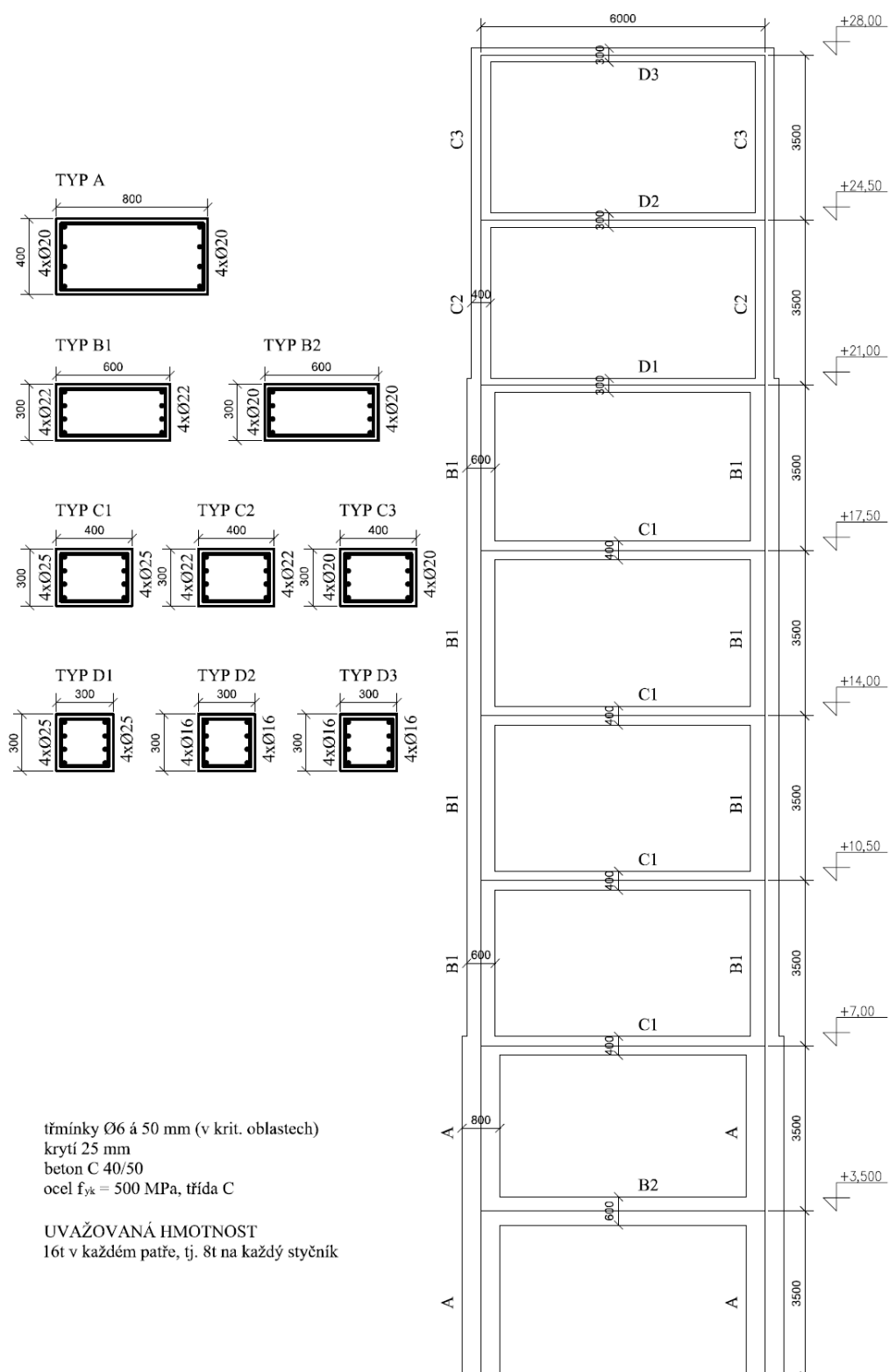
krytí 25 mm

beton C 40/50

ocel $f_{yk} = 500$ MPa, třída C

Obr. B.1 - Konstrukce konzoly

B.2 Konstrukce osmipatrové budovy



Obr. B.2 - Konstrukce osmipatrové budovy

Seznam použité literatury

- [1] - F.Biondini, G.Toniolo, Design Reliability of Cast-in-situ and Precast Concrete Frames Under Recorded Earthquakes, Studies and Researches - Vol.22, Politecnico di Milano, 2001
- [2] - A. J. Carr, Dynamic Analysis of Structures, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 27, No.2, June, 1994
- [3] - Takeda, Sozen, Nielsen, Reinforced Concrete Response To Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, 1970, 2557-2573
- [4] - Park, R., and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley, 1975
- [5] - N. Maia, J. Silva, Theoretical and Experimental Modal Analysis, John Wiley, 1997
- [6] - NZS 4203, General Structural Design and Design Loadings for Buildings, Vol. 1 Code of practice, Standards New Zealand, 1992
- [7] - NZS 3101, Concrete Structures Standard, Part 1 - The Design of Concrete Structures, Standards New Zealand, 1995
- [8] - prEN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for building, CEN, 2002
- [9] - prEN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings, CEN, 2000
- [10] - R. Park, Improving the Resistance of Structures to Earthquakes, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 34, No.1, March, 2001
- [11] - Z. Bittnar, J. Šejnoha, Numerické metody mechaniky [1], ČVUT, 1992
- [12] - M. Pirner a kol., Dynamika stavebních konstrukcí, SNTL, 1989