

SAVREMENE METODE SEIZMIČKE ANALIZE KONSTRUKCIJA ZGRADA

Đorđe LAĐINOVIĆ

PREGLEDNI RAD
UDK: 624.01.04.001.23:699.841 = 861

1 UVOD

Seizmičkoj zaštiti u svetu posvećuje se velika pažnja jer su iskustva pokazala da razaranja tokom jakih zemljotresa mogu imati katastrofalne razmere, uz realnu mogućnost velikog broja ljudskih žrtava [19]. U zemljama koje se nalaze u seizmičkim aktivnim područjima, seizmička zaštita objekata se reguliše odgovarajućim tehničkim propisima [9]. S obzirom da se seizmički rizik u urbanim sredinama tokom vremena povećava, u svetu je realizovan niz eksperimentalnih i teorijskih istraživanja u cilju proučavanja ponašanja konstrukcija za vreme zemljotresa, a i danas su određeni aspekti seizmičke zaštite predmet intenzivnih istraživanja. Sadašnji nivo seizmičke zaštite, koji je predviđen tehničkim propisima, nije u potpunosti zadovoljavajući i ne obezbeđuje adekvatnu zaštitu kako privrednih resursa, tako i ljudskih života [41]. Katastrofalne posledice iz nedavnih zemljotresa ukazuju na potrebu za novim postupcima proračuna [17], kao i definisanje novih projektnih kriterijuma, koji bi obezbedili potrebnu bezbednost objekata i njihovih korisnika, ali i smanjila oštećenja objekata na prihvatljiv nivo.

U radu je dat kratak prikaz metoda analize konstrukcija zgrada na seizmička dejstva i projektovanja seizmički otpornih konstrukcija. Za analizu uticaja zemljotresa na građevinske konstrukcije, potrebno je usvojiti odgovarajući dinamički model i definisati pobudu u zavisnosti od načina prikaza seizmičkog dejstva. Seizmička analiza sastoji se iz proračuna dinamičkih karakteristika konstrukcije, određivanja seizmičkih sila na osnovu mehaničkih osobina konstrukcije objekta i zadatog pomeranja tla i iz proračuna uticaja u konstrukciji usled dejstva indukovanih seizmičkih sila [22]. Kada se odrede uticaji u konstrukciji usled dejstva seizmičkih sila, sprovodi se dimenzionisanje svih kritičnih preseka za relevantnu kombinaciju seizmičkog dejstva i ostalih opterećenja. Nakon toga, uz primenu adekvatnih konstrukcijskih rešenja i razradu detalja specifičnih za aseiz-

mičko projektovanje, obezbeđuje se potrebna nosivost i dovoljan kapacitet deformisanja razmatrane konstrukcije.

Potrebna nosivost prema aktuelnom konceptu seizmičke zaštite, određuje se za uticaje u konstrukciji usled seizmičkih sila koje odgovaraju tzv. projektnom nivou (povratni period $T_r \approx 500$ god.). Ove sile određuju se primenom faktora redukcije koji se usvaja u zavisnosti od pretpostavljenog kapaciteta deformisanja konstrukcije [16]. Konstrukcija koja je projektovana na ovakav način po pravilu može da izdrži zemljotresno dejstvo bez rušenja, pod uslovom da stvarne karakteristike dogođenog zemljotresa odgovaraju usvojenom seizmičkom hazardu. Nedostatak ovog koncepta ogleda se u tome što se na osnovu sprovedenog proračuna nema uvid u veličinu oštećenja noseće konstrukcije [28]. Iskustva iz dogođenih zemljotresa ukazuju da ovakvo projektovanje ne obezbeđuje uniformni rizik jer različite konstrukcije mogu imati različito ponašanje i veoma različit stepen oštećenja u toku istog zemljotresa. Važan aspekt aseizmičkog projektovanja je sprečavanje naglog i nekontrolisanog rušenja konstrukcije. Sadašnja praksa projektovanja predstavlja tradicionalni pristup, zasnovan na silama i određivanju potrebne nosivosti [15]. Poslednjih godina razvija se jedan novi pristup koji se, umesto na silama, zasniva na deformacijama i kontroli oštećenja [3], [8], [20], [23], [28] i [37]. Njegova bitna prednost u odnosu na aktuelni koncept projektovanja je mogućnost procene seizmičkih performansi objekata, kao kombinacije ponašanja noseće konstrukcije i nenosećih elemenata, kojima se formira kompletan opis ukupnog stepena oštećenja objekta za više nivoa seizmičkog hazarda [27]. Projektom konstrukcije i adekvatnim građenjem potrebno je sprečiti prevelika oštećenja noseće konstrukcije i povrede ljudi za dejstvo projektnog zemljotresa. Istovremeno se mora obezbediti i adekvatan stepen zaštite na pojavu oštećenja i ograničenja u funkcionisanju objekta za zemljotrese koji se mogu dogoditi više puta u eksploatacionom veku zgrade, ali i dovoljnu sigurnost od rušenja za zemljotrese sa manjom verovatnoćom pojave od projektnog.

Adresa autora:
Vanr. prof. dr Đorđe Lađinović, dipl. inž. građ.,
Fakultet tehničkih nauka, Trg Dositeja Obradovića 6,
21000 Novi Sad.

2 TEORIJSKE OSNOVE SEIZMIČKE ANALIZE KONSTRUKCIJA ZGRADA

Zemljotres je veoma složen fenomen pri kojem dolazi do različitih pojava, ali je sa inženjerskog stanovišta najvažnija pojava pomeranja (kretanja) površinskih slojeva tla [2]. Za vreme zemljotresa dolazi do vibracionog kretanja temeljnog tla na kome je objekat fundiran, te seizmičko dejstvo ima izrazito dinamički karakter. Prikaz zemljotresnog dejstva preko spektra odgovora uslovljava analizu konstrukcije u frekvenzijskom domenu, a kada je dejstvo mogućeg zemljotresa dato preko vremenske istorije ubrzanja tla, analiza se sprovodi u vremenskom domenu [4]. Analiza konstrukcija na dejstvo zemljotresa zasniva se na teoriji prinudnih vibracija usled proizvoljnog pomeranja osnove $u_g(t)$. Uslov dinamičke ravnoteže linearno elastičnog sistema sa jednim stepenom slobode, dat je nehomogenom, diferencijalnom jednačinom drugog reda:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

gde je sa m obeležena masa, c je prigušenje, k je krutost sistema, $u(t)$ je relativno pomeranje mase, dok je sa tačkom obeležen izvod po vremenu. Rešenjem jednačine (1) dobija se odgovor konstrukcije $u(t)$ na zadato zemljotresno kretanje tla:

$$u(t) = -\frac{1}{w_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi w_d(t-\tau)} \sin w_d(t-\tau) d\tau \quad (2)$$

gde je sa w_d obeležena kružna frekvencija prigušenih vibracija: $w_d = w \sqrt{1-\xi^2}$. Sa poznatim pomeranjem $u(t)$, seizmičke sile za vreme zemljotresa $F_s(t)$ određuju se kao:

$$F_s(t) = k \cdot u(t) \quad (3)$$

nakon čega se sile u presecima konstrukcije mogu odrediti uobičajenim metodama statike.

Za analizu višespratnih konstrukcija zgrada, po pravilu se usvaja dinamički model sa koncentrisanim masama u nivou svakog sprata. Time se dobija sistem sa konačnim brojem stepeni slobode n , pa su uslovi dinamičke ravnoteže opisani sistemom jednačina u matricnom obliku:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -\ddot{u}_g(t) m e \quad (4)$$

gde je m dijagonalna matrica masa, c je matrica prigušenja, k je kondezovana matrice krutosti, e je vektor čiji su svi članovi jednaki jedinici, a $u(t)$ je vektor spratnih pomeranja. Sistem diferencijalnih jednačina (4) predstavlja sistem od n (gde je n ukupan broj dinamičkih stepeni slobode) simultanih jednačina koje treba rešavati kao celinu. Međutim, ovaj sistem jednačina se primenom *modalne analize* može transformisati na n međusobno nezavisnih diferencijalnih jednačina. Ova transformacija se sprovodi putem modalne matrice Φ tako da svakom stepenu slobode odgovara po jedna jednačina, a potom se ukupno rešenje problema dobija superpozicijom rešenja pojedinih jednačina [5].

Dinamički odgovor $r(t)$ bilo koje veličine može se za svaki ton vibracija prikazati kao:

$$r_i(t) = r_{i,st} \cdot A_i(t) = w_i^2 \cdot D_i(t) \quad (5)$$

gde je $A_i(t)$ pseudoubrzanje, a $D_i(t)$ pomeranje onog sistema sa jednim stepenom slobode čija kružna frekvencija w_i i prigušenje ξ_i odgovaraju i -tom svojstvenom obliku vibracija:

$$D_i(t) = -\frac{1}{w_{di}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_i w_{di}(t-\tau)} \sin w_{di}(t-\tau) d\tau \quad (6)$$

U (5) sa $r_{i,st}$ je obeležena vrednost posmatrane veličine r usled statičkog dejstva modalnih "sila" S_i :

$$S_i = \Gamma_i \cdot m \cdot f_i \quad (7)$$

koje opisuju modalnu raspodelu inercijalnih karakteristika sistema za svaki oblik vibracija. Sa f_i je obeležen svojstveni vektor u i -tom tonu vibracija, a sa Γ_i faktor participacije:

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = \frac{f_i^T m e}{f_i^T m f_i} \quad (8)$$

koji služi za ocenu uticaja pojedinih tonova vibracija na celokupno pomeranje.

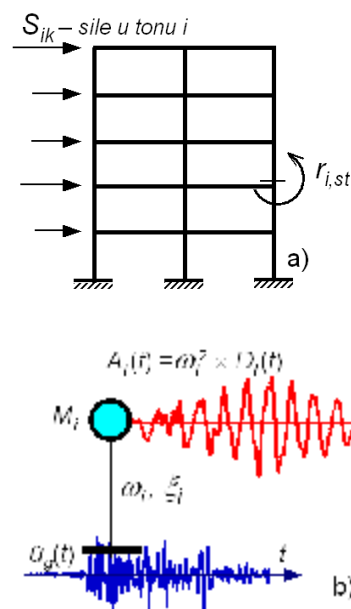
Doprinos svakog pojedinačnog tona i u ukupnom dinamičkom odgovoru konstrukcije, prikazan je kao proizvod rezultata dve analize [7]:

1) statičke analize razmatrane višespratne zgrade sa modalnim "silama" S_i (sl. 1a); i

2) dinamičke analize sistema sa jednim stepenom slobode za zadato ubrzanje tla (sl. 1b).

Ukupan dinamički odgovor $r(t)$ dobija se superpozicijom uticaja svih tonova:

$$r(t) = \sum_{i=1}^n r_i(t) = \sum_{i=1}^n r_{i,st} \cdot A_i(t) \quad (9)$$



Slika 1 – Koncept proračuna primenom modalne analize

Primena ovog postupka zahteva statičku analizu višespratne konstrukcije za n različitih slučajeva opterećenja (modalnih sila S_i uzetih kao spoljašnje opterećenje), kao i dinamičku analizu za n različitih sistema sa jednim stepenom slobode za zadato ubrzanje tla $\ddot{u}_g(t)$.

Iako se primenom *dinamičke (vremenske) analize* dobija kompletan uvid u ponašanje konstrukcije za vreme zemljotresa, u praksi se češće primenjuje analiza u frekvencijskom domenu, primenom *metode spektra odgovora* [32]. Spektar odgovora S_r neke veličine $r(t)$ po definiciji predstavlja njenu maksimalnu vrednost u funkciji perioda vibracija T i prigušenja x :

$$S_r(T, x) = |r(t)|_{\max} \quad (10)$$

Spektar odgovora relativnih pomeranja S_d dobija se rešenjem integrala (2), nakon čega se mogu odrediti i spektri pseudobrzina S_v i pseudoubziranja S_a :

$$S_v = w S_d, \quad S_a = w^2 S_d \quad (11)$$

Naziv "pseudo" koristi se jer se za proračun ovih vrednosti koristi kružna frekvencija neprigušenih vibracija w . Na osnovu spektra pseudoubziranja S_a može se odrediti maksimalna seizmička sila:

$$F_{s, \max} = m S_a \quad (12)$$

Ovako određena maksimalna seizmička sila koristi se kao ekvivalentno opterećenje na statičkom modelu konstrukcije, čime se mogu odrediti i maksimalne vrednosti sila u preseccima.

Primena metode spektra odgovora moguća je i kod sistema sa više stepeni slobode, ako se kombinuje sa modalnom analizom. Kako je ekstremna vrednost pomeranja $D_i(t)$ jednaka spektralnom pomeranju S_{di} za period vibracija T_i i prigušenje x_i : $|D_i(t)|_{\max} = S_d(x_i, T_i)$, maksimalna spratna pomeranja u i -tom tonu određuju se prema izrazu:

$$u_{i \max} = \Gamma_i S_{di} f_i \quad (13)$$

Sa poznatim pomeranjima, inercijalne sile određuju se preko matrice krutosti $\mathbf{k}$ ili, uzimajući u obzir ekvivalenciju elastičnih i inercijalnih sila koja je izražena relacijom problema svojstvenih vrednosti, pomoću matrice masa $\mathbf{m}$:

$$\mathbf{F}_{i \max} = \mathbf{k} \mathbf{u}_{i \max} = \mathbf{w}_i^2 \mathbf{m} \mathbf{u}_{i \max} = \Gamma_i S_{di} \mathbf{m} f_i \quad (14)$$

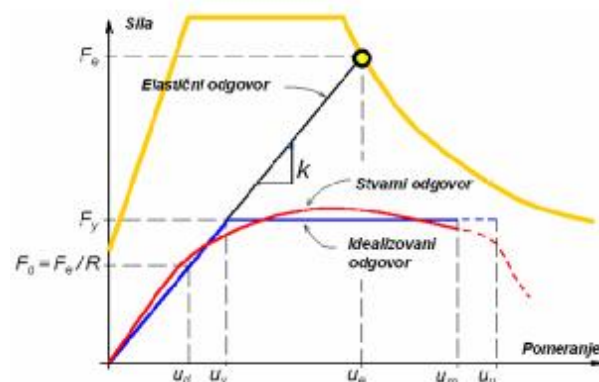
gde je S_{di} vredost u spektru pseudoubziranja za period vibracija T_i i prigušenje x_i . Sa poznatim silama $\mathbf{F}_{i \max}$, maksimalni uticaji za svaki ton vibracija određuju se uobičajenim metodama statike. Pri tome se mora voditi računa da se maksimalni uticaji za pojedine tonove javljaju u različitim trenucima vremena. Zbog toga se ekstremna vrednost bilo koje statičke ili deformacijske veličine Z , određuje na osnovu SRSS pravila, kao kvadratni koren zbira kvadrata pojedinih modalnih odgovora:

$$Z_{\max} = \sqrt{Z_1^2 + Z_2^2 + \dots + Z_n^2} \quad (15)$$

Primena jednačine (15) neophodna je za izračunavanje svake statičke ili deformacijske veličine posebno, odnosno dozvoljeno je kombinovati samo konačne vrednosti uticaja.

3 AKTUELNI KONCEPT PROJEKTOVANJA SEIZMIČKI OTPORNIH KONSTRUKCIJA

Projektovanje građevinskih konstrukcija na dejstvo uobičajenih eksploatacionih opterećenja i projektovanje seizmički otpornih konstrukcija u osnovi imaju potpuno različitu koncepciju. U prvom slučaju, uvođenjem koeficijenata sigurnosti pri dimenzionisanju preseka nosećih elemenata, obezbeđuje se zaštita od dostizanja kapaciteta nosivosti, dok se u drugom slučaju namerno prelazi ta granica, pri čemu se teži da se ostvari dovoljan kapacitet deformisanja. Klasičan koncept projektovanja seizmički otpornih konstrukcija zasniva se na kontrolisanom smanjenju nosivosti. Potrebna nosivost određuje se za projektni nivo seizmičkih uticaja F_d , koji je višestruko manji u odnosu na vrednost sile F_e pri elastičnom odgovoru (sl. 2). Time se za stvarno seizmičko dejstvo dopušta nelinearni odgovor, pri čemu će konstrukcije tokom zemljotresa biti izložene seizmičkim silama koje su približno jednake njenoj nominalnoj nosivosti F_y . Na ovaj način je konstrukcija zaštićena od nepotrebnog preopterećenja, ali će se javiti određeni stepena oštećenja jer je konstrukcija prinuđena da pređe u neelastičnu fazu rada.



Slika 2 – Zavisnost sila-pomeranje pri linearnom i nelinearnom odgovoru konstrukcije

Projektna seizmička dejstva u tehničkim propisima različitih zemalja prikazana su u različitim oblicima, ali im je svima zajedničko da se proračunsko seizmičko dejstvo određuju u funkciji seizmičnosti područja, usvojenog seizmičkog hazarda, kategorije temeljnog tla, dinamičkih karakteristika konstrukcije, važnosti objekta i raspoložive duktilnosti [9]. Uzimajući u obzir ove parametre, ukupna horizontalna sila u osnovi zgrade određuje se kao:

$$F = \frac{Z I C}{R} \cdot W \quad (16)$$

gde je Z koeficijent seizmičnosti, I faktor značaja, C koeficijent dinamičnosti, R koeficijent redukcije, a W težine konstrukcije.

Pomoću koeficijenta I definiše se važnost objekta u odnosu na njegovu upotrebu. Objekti se svrstavaju u određene kategorije za koje se propisuje različit nivo pouzdanosti u zavisnosti od posledica njihovog rušenja. Za zgrade u kojima se okuplja veliki broj ljudi i za objekte čije je funkcionisanje nakon zemljotresa bitno za javnost, zahteva se viši nivo pouzdanosti.

Koeficijent seizmičnosti Z jednak je odnosu projektnog ubrzanja tla a_g za referentni povratni period zemljotresa T_r i ubrzanja zemljine teže g ($Z = a_g / g$). Njegova vrednost zavisi od seizmičke zone u kojoj se nalazi lokacija objekta, dok se pomoću koeficijenta $C(T, x)$ obuhvataju dinamičke osobine konstrukcije i uticaj temeljnog tla na ponašanje objekta tokom zemljotresa. Koeficijent C uobičajeno se prikazuje kao bezdimenzionalna kriva pobude, kojom se obuhvata dinamička amplifikacija ubrzanja tla pri elastičnom odgovoru.

U zavisnosti od sposobnosti konstrukcije za nelinearno deformisanje i disipaciju energije, proračun se sprovodi sa smanjenim seizmičkim dejstvom, koje se redukuje putem koeficijenta R . Ovaj koeficijent zavisi od primenjenih materijala, tipa nosećeg sistema, nivoa aksijalnog naprezanja, predviđenih konstrukcijskih rešenja i nivoa obrade detalja.

Za proračun uticaja u konstrukciji, u praksi se najčešće koristi *ekvivalentna statička metoda* (ESM), u kojoj se ukupna seizmička sila određuje putem izraza (16). Raspodela seizmičkih sila po visini zgrade određuje se prema približnom obrascu:

$$F_k = F \frac{W_k z_k}{\sum W_k z_k}, \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (17)$$

gde su F_k , W_k i z_k horizontalna seizmička sila, težina sprata i udaljenje sprata k od gornje ivice temelja, a n ukupan broj spratova zgrade.

Uzimajući u obzir njenu jednostavnost, primena ESM u praksi se može opravdati za regularne zgrade. Međutim, kod neregularnih konstrukcija neophodna je primena *spektralno modalne analize* da bi se obuhvatio uticaj raspodele krutosti i mase po visini zgrade [21]. Ukupna smičuća sila u osnovi zgrade F_i i vektor sila $\mathbf{F}_i$ za svaki ton vibracija, dati su sa:

$$\mathbf{F}_i = \Gamma_i f_i^T \mathbf{m} \mathbf{e} S_{ap}(x_i, T_i) = m_{i,ef} S_{ap}(x_i, T_i) \quad (18)$$

Sa $m_{i,ef}$ je obeležena efektivna tonska masa, koja predstavlja deo mase koji odgovara učešću svakog pojedinačnog tona u generisanju ukupne seizmičke sile:

$$m_{i,ef} = \Gamma_i \cdot L_i \quad (19)$$

Sa $S_{ap}(x_i, T_i)$ označena je ordinata proračunskog spektra pseudoubiranja za period vibracija T_i u posmatranom tonu. Proračunski spektar pseudoubiranja se konstruiše na osnovu spektralne krive C date u propisima i usvojenih parametara Z , I i R :

$$S_{ap}(x, T) = \frac{I}{R} a_g C(x, T) \quad (20)$$

Nakon određivanja ukupne smičuće sile F_i , može se odrediti i vektor sila $\mathbf{F}_i$ za svaki ton vibracija:

$$\mathbf{F}_i = F_i \frac{\mathbf{m} f_i}{f_i^T \mathbf{m} \mathbf{e}} \quad (21)$$

Sa poznatim silama $\mathbf{F}_i$ mogu se odrediti i maksimalni uticaji u konstrukciji za svaki ton vibracija, a time i ukupan odgovor na osnovu jednačine (15).

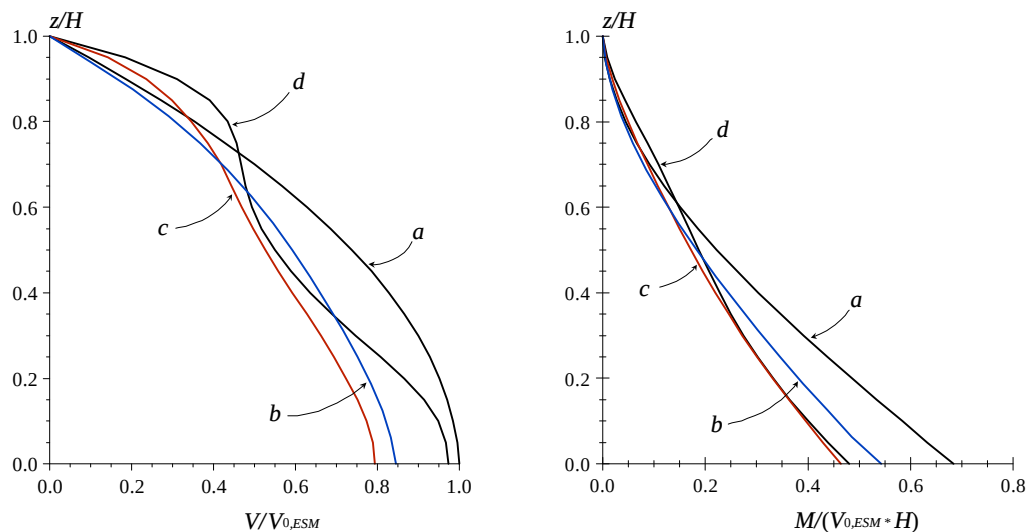
3.1 Numerički primeri

U savremenim propisima (npr. EC8 [6], FEMA 273 [11]) referentni metod za određivanje seizmičkih uticaja je metoda spektra odgovora i modalna analiza, pri čemu se koristi linearno elastični model konstrukcije i redukovani spektri. Zavisno od karakteristika nosećeg sistema zgrade, primenjuje se uprošćena metoda, za zgrade koje ispunjavaju određene uslove, i multi modalna spektralna analiza ("multi-modal response spectrum analysis") za sve tipove zgrada. Nelinearne analize u vremenskom ili frekventnom domenu mogu se koristiti kao alternativne metode uz određene uslove. Pri tome amplitude akcelorograma, za referentni povratni period, treba množiti faktorom značaja zgrade. Kroz primere regularnih i neregularnih konstrukcija koji su ovde prikazani, mogu se sagledati prednosti i ograničenja pojedinih metoda u smislu praktičnosti njihove primene.

Kod visokih, vitkih zgrada kod kojih je uticaj viših tonova značajan, određena je anvelopa bezdimenzionalnih veličina smičućih sila i momenata preturanja po visini regularne zgrade koji su dobijeni uprošćenom i multi-modalnom analizom (sl. 3). Krivama "a" prikazani su rezultati dobijeni uprošćenom metodom (ESM) u kojoj je korišćen spektar prema EC8 za klasu tla B i faktor ponašanja $q=5$. Za isti spektar, primenom multi-modalne analize dobijene su krive "b" za smičući sistem (skeletalnu konstrukciju), tj. krive "c" za konstrukciju fleksionog tipa (zgrada ukružena sistemom zidova).

Iz prikazanih dijagrama uočljivo je da su smičuće sile i momenti po ESM veći od onih dobijenih primenom multi-modalne analize. Konzervativnost približnog postupka je izraženija za momente nego za smičuće sile. Uticaj viših tonova izražen je samo u gornjem delu zgrade (približno u gornjoj trećini zgrade), naročito za zgrade fleksionog tipa. Kod tih konstrukcija, seizmička analiza primenom ESM može dati nekonzervativne rezultate. Ovo ne mora biti posebnog značaja jer na mestima na kojima su uticaji dobijeni multi-modalnom analizom veći od onih po uprošćenoj metodi, uobičajene dimenzije nosećih elemenata koje proističu iz arhitektonskih ili minimalnih konstruktivnih zahteva, obezbeđuju dovoljnu nosivost.

Konzervativnost ESM je izraženija za momente nego za smičuće sile, naročito u kritičnim preseccima (donji deo zgrade), od čijeg ponašanja zavisi seizmički odgovor cele konstrukcije. Moguća posledica toga je veća nosivost na savijanje i, zbog toga, veća verovatnoća nepoželjnog loma na smicanje [34], [36]. Rezultati analize bitno zavise i od korišćenog spektra pobude. Krivama "d" su prikazani rezultati multi-modalne analize za spektar realnog zemljotresa (El Centro 1940, komponenta S00E, $\xi=5\%$), za zgradu fleksionog tipa. U ovom slučaju uticaj viših tonova na ukupni odgovor konstrukcije je znatno veći nego kod primene spektra iz propisa, naročito u gornjem delu zgrade.

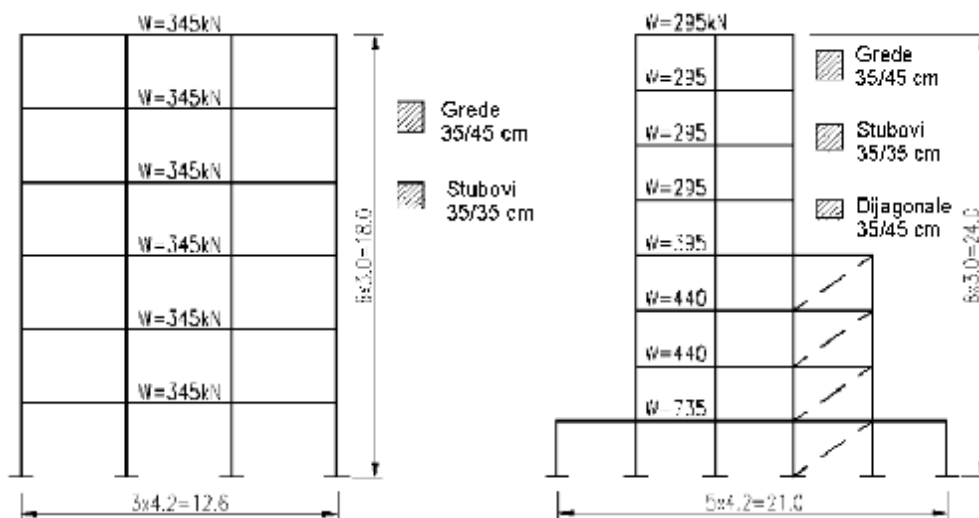


Slika 3. Anvelope smičućih sila i momenata preturanja

Uzimajući rezultate multi-modalne analize kao referentne, razmatrana je veličina uticaja u 2D regularnom i neregularnom okviru (sl. 4) koji se dobijaju primenom približnih metoda i na osnovu multi-modalne analize [21]. Spratne mase su koncentrisane u nivou pojedinih spratova, a seizmičko dejstvo je predstavljeno projektnim spektrom ubrzanja za srednje tlo (B kategorija tla) i projektno ubrzanje tla $a_g = 0.2g$, sa vrednostima faktora ponašanja $q = 5$ za regularnu i $q = 4$ za neregularnu konstrukciju. U multi-modalnoj analizi (MMA) uzet je uticaj svih tonova vibracija na ukupni odgovor konstrukcije, koji je određen primenom SRSS pravila – jednačina (15). U približnoj analizi je razmatran samo uticaj osnovnog tona vibracija, pri čemu je ukupna smičuća sila u osnovi zgrade određena kao proizvod ukupne težine zgrade i ordinate spektra odgovora za osnovni period vibracija T_1 . Raspodela seizmičkih sila po visini zgrade je određena prema prvom svojstvenom

obliku vibracija (MA1), odnosno na osnovu raspodele (17) koja se koristi kod ESM.

Za regularnu konstrukciju (sl. 4a) karakteristični rezultati proračuna, tj. ukupna smičuća sila F_b i moment preturanja u osnovi zgrade M_b , maksimalne vrednosti momenta savijanja u stubovima M_s i gredama M_g , maksimalno pomeranje vrha zgrade u_n i maksimalni relativni spratni otklon d_r ($d_r = (u_i - u_{i-1}) / h_i$), dati su u tabeli 1. Kod neregularne zgrade (sl. 4b), analiza je sprovedena sa dva proračunska modela, pri čemu prvi (Okvir 1) predstavlja konstrukciju sa umerenom promenom krutosti po visini zgrade, dok drugi (Okvir 2) zgradu sa izrazitom promenom krutosti. Za proračun uticaja u neregularnim konstrukcijama primenjene su iste metode analiza (MMA, MA1 i ESM) kao i u prethodnom slučaju, a karakteristični rezultati proračuna su dati u tabeli 2.



Slika 4. Regularna i neregularna okvirna konstrukcija

Približne metode po pravilu daju znatno veće vrednosti uticaja u konstrukciji, što je posledica, pre svega, veće smičuće sile u osnovi zgrade. Ove razlike su posebno izražene kod neregularnih konstrukcija, kod kojih je procena uticaja u konstrukciji putem približnih postupaka svakako neprihvatljiva (u analiziranim primerima razlike su od 70 do 130%). U slučaju regularnih konstrukcija, približne metode generalno precenjuju uticaje multi-modalne analize, ali s obzirom da se od približnih metoda očekuju konzervativni rezultati, kao i da razlika u veličini uticaja nije izrazita, te da je približna metoda znatno jednostavnije za upotrebu, može se opravdati njena primena u praksi. Kod neregularnih konstrukcija, međutim, dobijene razlike su znatno veće i rastu sa porastom "neregularnosti".

Dobijene razlike su takvog reda veličine da se primena približnih metoda kod neregularnih konstrukcija ne može opravdati, čak ni kao približna procena, čime je potvrđena ispravnost stava EC8 koji približne metode analize dozvoljava samo kod regularnih konstrukcija. U radu [21] je pokazano da se za neregularne konstrukcije u osnovi mora se primeniti prostorni proračunski model i MMA da bi se na adekvatan način obuvatili nepovoljni torzioni efekti. Parametarska analiza uticaja torzije je pokazalo da se približnim postupkom kod zgrada sa slabom izraženom neregularnošću, koji je predviđen u EC8, na zadovoljavajući način može proceniti uticaj torzije [18]. Međutim, uvid u stvarni seizmički odgovor nesimetričnih konstrukcija može se dobiti samo primenom nelinearne analize [25].

4 NELINEARNE METODE ANALIZE

4.1 Metoda faktora duktilnosti

Kod konstrukcija koje imaju veliku obezbeđenu duktilnost, moguće je u većoj meri smanjiti nosivost nego kod zgrada sa manjom raspoloživom duktilnošću [33]. Time će se iskoristiti nelinearno ponašanje konstrukcije, a da pri tome ipak ne dođe do rušenja objekta. U zavisnosti od postignutog balansa između nosivosti i duktilnosti pri određenoj krutosti, može se očekivati i različit odgovor konstrukcije pri dejstvu jakih zemljotresa.

Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija zasniva se na kontrolisanom smanjenju nosivosti konstrukcije. Za očekivano seizmičko dejstvo dopušta se nelinearni odgovor uz pojavu određenog ("kontrolisanog") stepena oštećenja. S ciljem da se izbegne eksplicitna nelinearna analiza, koja je dosta složena i veoma retko primenljiva u praksi, a uzimajući u obzir sposobnost konstrukcije za disipaciju energije kroz prevashodno duktilno ponašanje njenih elemenata, za seizmički proračun se primenjuje linearna analiza zasnovana na spektru odgovora koji je redukovan u odnosu na elastičan spektar. Ova redukcija se sprovodi preko tzv. *faktor redukcije R*, pomoću koga se stvarno seizmičko dejstvo smanjuje na nivo dejstva za koji se konstrukciji obezbeđuje potrebna nosivost. Vrednosti ukupnog faktora redukcije razlikuju se u normama različitih zemalja – za detalje videti [22].

Primenom linearne analize i redukovanog seizmičkog dejstva, može se dobiti veoma dobra procena veličine seizmičkih sila koje će konstrukcija indukovati za vreme stvarnih zemljotresa, ali se pomoću nje ne može dobiti uvid u stvarnu veličinu pomeranja i drugih deformacijskih veličina pri dejstvu jakih zemljotresa [20]. Pošto se za vreme jakih zemljotresa očekuje nelinearni odgovor većine konstrukcija (osim nuklearnih elektrana, visokih brana i sl.), to je za procenu ukupne seizmičke otpornosti konstrukcije potreban uvid ne samo u veličinu sila već i u veličinu nelinearnih deformacija.

Jedan od najvažnijih ciljeva aseizmičkog projektovanja je obezbeđenje dovoljnog kapaciteta deformisanja konstrukcije. Zbog toga je veoma važno znati u kojoj meri se može smanjiti nosivost u odnosu na nosivost koja je potrebna da pri stvarnom dejstvu jakih zemljotresa, ne dođe do prevelikih oštećenja ili čak do rušenja konstrukcije. Za ovu procenu se mora poznavati odnos između sposobnosti konstrukcije za disipaciju energije (globalne duktilnosti) i faktora redukcije. Analiza uticaja zemljotresa prema propisima sprovodi se primenom linearno elastičnog modela i redukovanog seizmičkog dejstva, te se ne raspolaže procenom nelinearnih efekata. Zbog toga se nelinearni efekti u propisima obično uzimaju približno, pomoću *faktora duktilnosti m* ($m = u / u_y$, u – nelinearno pomeranje, u_y – pomeranje na granici elastičnosti). Ovaj koncept proračuna zasnovan je na *principu jednakih pomeranja elastičnih i neelastičnih sistema*

Tabela 1. Karakteristični uticaji za regularnu konstrukciju

Uticaj		MMA	ESM	Δ [%]	MA1	Δ [%]
F _b	kN	173.16	207.00	19.5	207.00	19.5
M _b	kNm	2194.60	2690.91	22.6	2649.30	20.7
M _g	kNm	81.87	98.50	20.3	98.73	20.6
M _s	kNm	87.61	104.80	19.6	104.90	19.7
u _n	cm	1.04	1.28	22.8	1.26	20.7
d _r	-	1/1232	1/1025	20.2	1/1021	20.7

Tabela 2. Karakteristični uticaji za neregularne konstrukcije

Uticaj		Okvir 1					Okvir 2				
		MMA	ESM	Δ [%]	MA1	Δ [%]	MMA	ESM	Δ [%]	MA1	Δ [%]
F _b	kN	199.21	355.42	78.4	355.42	78.4	206.72	355.42	71.9	355.42	71.9
M _{bo}	kNm	3002.90	5609.60	86.8	5743.00	91.2	3141.10	5609.60	78.6	6706.00	113.5
M _g	kNm	97.94	178.50	82.2	183.90	87.8	99.21	156.70	58.0	219.00	120.7
M _s	kNm	82.42	149.90	81.9	155.30	88.4	91.59	146.60	60.1	200.60	119.0
u _n	cm	3.47	6.44	85.6	6.61	90.4	2.09	3.35	60.4	4.62	121.0
d _r	-	1/535	1/290	84.5	1/280	91.1	1/550	1/349	57.6	1/240	129.2

(sl. 5a), iz kojeg sledi da je faktor redukcije jednak duktilnosti sistema:

$$u_n = u_e \Rightarrow R = m \quad (22)$$

Princip jednakih pomeranja elastičnih i neelastičnih sistema je veoma jednostavan i pogodan za praktičnu primenu. Međutim, analiza nelinearnog odgovora pokazuje da za krute konstrukcije, kod kojih je nosivost određena na ovaj način, zahtevana duktilnost pri dejstvu uobičajenih zemljotresa postaje izuzetno velika. Da bi se ograničio iznos plastičnih deformacija i dobila zahtevana duktilnost u uobičajenim granicama, kod krutih konstrukcija se mora obezbediti veća nosivost od prosečne. Za određivanje potrebne nosivosti krutih konstrukcija, Newmark i Hall [32] su primenili koncept zasnovan na *principu jednake disipacije energije elastične i elasto-plastične konstrukcije* (sl. 5b), na osnovu kojeg sledi:

$$R = \sqrt{2m - 1} \quad (23)$$

Poređenjem izraza (22) i (23) može se zaključiti da je pri istoj duktilnosti kod krutih konstrukcija dozvoljena manja redukcija nosivosti.

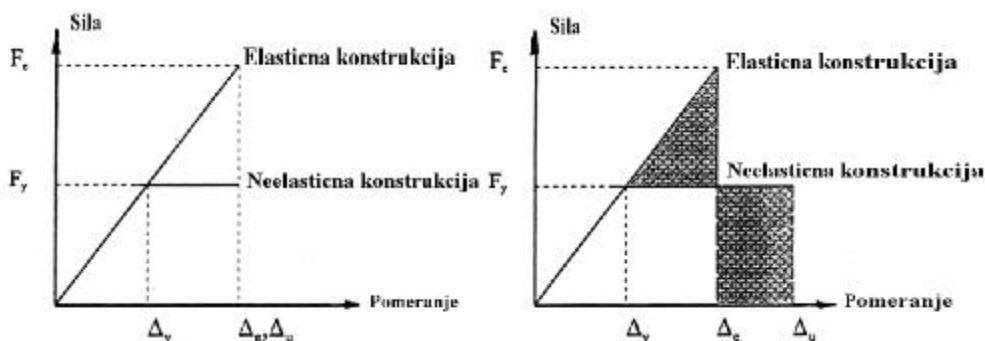
Proračun zasnovan na konceptu jednakih pomeranja (ili jednakih energija) samo je gruba aproksimacija procene stvarne reakcije konstrukcije na dejstvo realnih

zemljotresa. Mnogobrojne parametarske analize nelinearnog odgovora [14], [16], [31], pokazuju da dozvoljena redukcija nosivosti zavisi od nivoa nelinearnih deformacija, krutosti konstrukcije i frekventnog sastava oscilacija tla. Pri tome se mora voditi računa da dozvoljena redukcija nosivosti zavisi i od tipa zemljotresa [26].

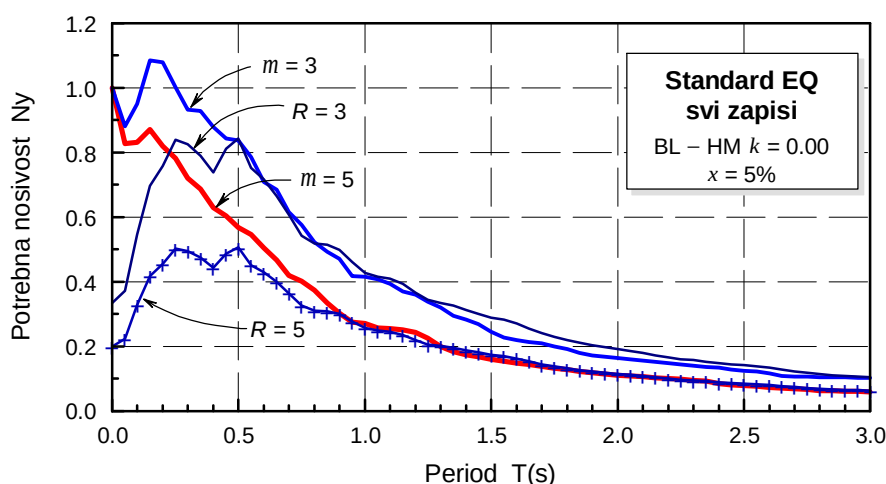
Primenom principa jednakih pomeranja i konstantnog faktora redukcije, što je uobičajeno u inženjerskoj praksi, dobija se nedovoljna nosivost za krute objekte [29]. To je posebno izraženo kod slabih konstrukcija, tj. pri primeni većeg faktora redukcije R (sl. 5). Zbog toga se kod konstrukcija projektovanih na osnovu aktuelnih seizmičkih propisa, pri dejstvu stvarnih zemljotresa mogu očekivati veće neelastične deformacije od pretpostavljenih, a time i veći stepen njihovog oštećenja [28].

Osnovni problem pri projektovanju je kako odrediti minimalnu nosivost koja će biti dovoljna da nivo nelinearnih deformacija bude u predviđenim granicama. Ovaj problem se može na zadovoljavajući način rešiti ako se, umesto konstantnog faktora R , koristi faktor redukcije koji zavisi od perioda konstrukcije T , predviđenog nivoa nelinearnih deformacija (duktilnosti m) i frekventnog sastava kretanja tla, tj. perioda T_g :

$$R = 1 + (m - 1) \left[1 - \exp \left(- \frac{15 + 2m}{3m} \cdot \frac{T}{T_g} \right) \right] \quad (24)$$



Slika 5 – Redukcija nosivosti prema konceptu: (a) jednakih pomeranja, i (b) jednakih energija



Slika 6 – Potrebna nosivost pri konstantnoj duktilnosti m i pri primeni konstantnog faktora redukcije R

Na ovaj način može se odrediti nosivost koja je potrebna da se, za dejstvo "običnih" zemljotresa, dobije ista zahtevana duktilnost ($m = const.$) nezavisno od krutosti [24].

Metoda faktora duktilnosti je u različitim vidovima ugrađena u većinu savremenih aseizmičkih propisa. Proračun zasnovan na ovoj metodi omogućava približno obuhvatanje nelinearnih efekata primenom elastične analize i redukovano seizmičkog dejstva. Ova metoda na kvalitativan način odražava osnovne principe projektovanja seizmički otpornih konstrukcija. Njeno razumevanje je od bitne važnosti za razumevanje ponašanja realnih konstrukcija za vreme jakih zemljotresa, a time i za pravilno aseizmičko projektovanje.

4.2 Nelinearna statička analiza

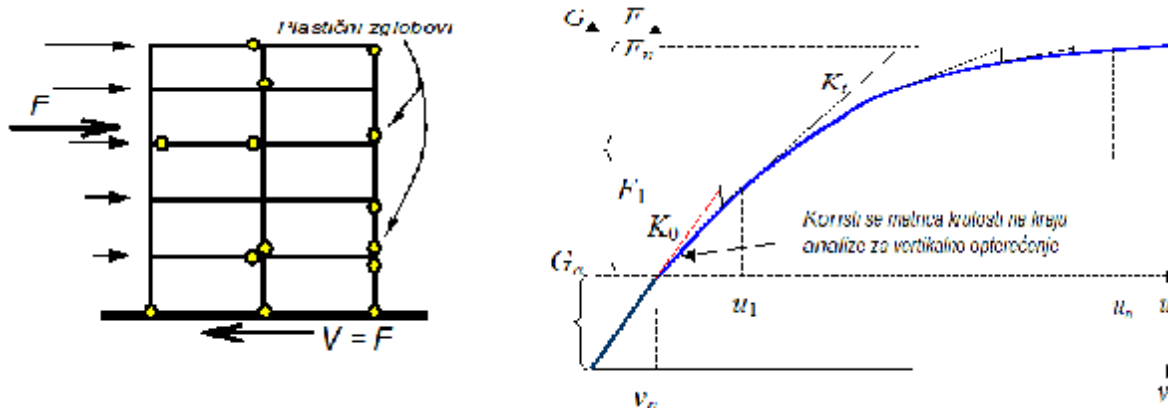
Metode analiza konstrukcija na seizmička dejstva mogu se podeliti na statičke i dinamičke, a modeli konstrukcija na linearne i nelinearne. Shodno tome, moguće su četiri kombinacije ovih analiza. Stvarno ponašanje konstrukcije za vreme zemljotresa može se najbolje simulirati primenom nelinearne dinamičke analize (NDA). Međutim, NDA je još uvek suviše komplikovane za praktičnu primenu, te su se u poslednje dve decenije intenzivno razvijale metode proračuna zasnovane na tzv. nelinearnoj statičkoj ("pushover") analizi konstrukcija. Rezultati ovih istraživanja su implementirani u najnovije propise za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija: FEMA 356 [12], FEMA 440 [13] i EC8 [6]. Polazni sistem kod nelinearne statičke analize (NSA) je sistem sa više stepeni slobode za koji je potrebno odrediti "pushover" krivu, tj. zavisnost ukupne poprečne horizontalne seizmičke sile i horizontalnog pomeranja vrha zgrade. Ukupna smičuća sila (tj. nosivost konstrukcije) i oblik "pushover" krive zavise od usvojene (primenjene) raspodele seizmičkih sila po visini zgrade. Primenjuju se različiti oblici raspodele poprečnog opterećenja: ravnomerna i trougaona raspodela, prema prvom svojstvenom obliku [1], prema FEMA propisima, raspodela prema SRSS kombinaciji modalnih spratnih sila, raspodela koja odgovara ekvivalentnom modalnom obliku [42] i sl.

Noseća konstrukcija višespratnih zgrada može se analizirati dekompozicijom na određene podkonstrukcije

koje čine višespratni okviri opterećeni u sopstvenoj ravni. Pojedini propisi ograničavaju primenu NSA na regularne okvire po visini, s tim što se dozvoljava primena i kod okvira sa diskontinuitetom u prizemlju. Okviri u ravni se modeliraju primenom linijskih elemenata konstantnog poprečnog preseka sa dva čvora i tri stepena slobode pomeranja u svakom čvoru. Za nelinearnu analizu zgrada uobičajeno se koriste modeli sa plastičnim zglobovima koncentrisanim na krajevima štapova [35], a u novije vreme i vlaknasti (fiber) modeli pomoću kojih se može obuhvatiti i propagacije neelastičnih deformacija duž štapova.

U nelinearnoj statičkoj analizi određuje se zavisnost između ukupne smičuće sile i horizontalnog pomeranja vrha zgrade u vidu tzv. "pushover" krive. Za višespratne okvire primenjuju se konvencionalna i adaptivna metoda uz primenu inkrementalnog priraštaja poprečnog opterećenja i praćenja propagacije nelinearnih deformacija [30]. Celokupno seizmičko opterećenje deli se na inkremente, a celokupan sistem se posmatra kroz različite konfiguracije u kojima se jednačine ravnoteže rešavaju za inkrementalno opterećenje (sl. 7). Uslovi ravnoteže su opisani sistemom nelinearnih algebarskih jednačina, koje se, umesto za ukupno opterećenje, rešavaju za niz posebnih inkrementalnih delova opterećenja. U okviru svakog inkrementa, pretpostavlja se da je sistem jednačina linearan, pa se rešenje nelinearnog problema dobija kao zbir niza inkrementalnih rešenja. Kao posledica linearizacije, javljaju se neuravnotežene (rezidualne) sile koja su mera odstupanja linearizovanog rešenja od tačnog. U okviru svakog inkrementa vrši se iteracija, kako bi se izbalansiralo rezidualno opterećenje, pri čemu se koristi *Newton-Raphson*-ov ili neki drugi iterativni postupak. Raspodela seizmičkog opterećenja po visini zgrade uobičajeno je konstantna u toku inkrementalnog priraštaja, ali se može i menjati sa promenom krutosti u inkrementalnim situacijama (adaptivna analiza).

U konvencionalnoj analizi prvo se sprovodi statička analiza za vertikalno opterećenje, a zatim se za dejstvo horizontalnih sila nastavlja nelinearna statička analiza. Prethodno je potrebno definisati geometriju sistema, karakteristike materijala, preliminarne dimenzije poprečnih preseka i količinu armature za sve štapove, karakteristike plastičnih zglobova (npr. prema [11]) u zavisnosti od tipa elementa (greda, stub...). Sledeći korak je modalna



Slika 7 – Konvencionalna "pushover" analiza

analiza sa nultim početnim uslovima (nulto naponsko stanje). Nakon toga se postepeno nanosi poprečno opterećenje i prati formiranje plastičnih zglobova sa prelaskom sistema u zonu nelinearnog ponašanja. Kod vitkih, neukrućenih okvira, moguć je problem stabilnosti rešenja i pojava divergencije usled efekata teorije drugog reda. Ovakvi sistemi poznati su kao sistemi koji omekšavaju (softening systems). Nedostatak konvencionalne metode je što se poprečno seizmičko opterećenje ne menja sa pojavom i propagacijom plastičnih zglobova, već se raspodela opterećenja zadržava konstantnom u toku celokupne analize. Zbog toga se prema propisima zahteva da se u analizi moraju koristiti bar dve različite raspodele opterećenja.

4.3 N2 metoda

N2 metoda se koristi za seizmičku analizu višespratnih zgrada i u njoj se koriste dva matematička modela. Prvi matematički model je sistem sa više stepeni slobode (MDOF – multi degree of freedom), a drugi je sistem sa jednim stepenom slobode (SDOF – single degree of freedom). Konstrukcija višespratne zgrade modelira kao ekvivalentni sistem sa jednim stepenom slobode, čije se karakteristike (sila F^* i pomeranje d^*) određuju pomoću karakteristika sistema sa više stepeni slobode – ukupne smičuće sile u osnovi zgrade V i pomeranja vrha zgrade d_t . Zavisnost između sile V i pomeranja d_t određuje se pomoću nelinearne statičke ("pushover") analize za usvojenu raspodela poprečnog opterećenja, koja ostaje konstantna tokom celokupne analize. Kroz rešavanje inkrementalnih nelinearnih uslova ravnoteže, prati se razvoj plastičnih zglobova sve dok se ne formira neki od mogućih mehanizama rušenja [38].

Izbor raspodele seizmičkih sila po visini zgrade predstavlja veoma važan korak u NSA. Pri tome treba istaći da jedinstveno rešenje ne postoji, jer se primenom različitih raspodela poprečnog opterećenja dobijaju različite krive sila-pomeranje [30]. Zbog toga se u praktičnim proračunima uobičajeno primenjuju bar dve različite raspodele poprečnog opterećenja [11].

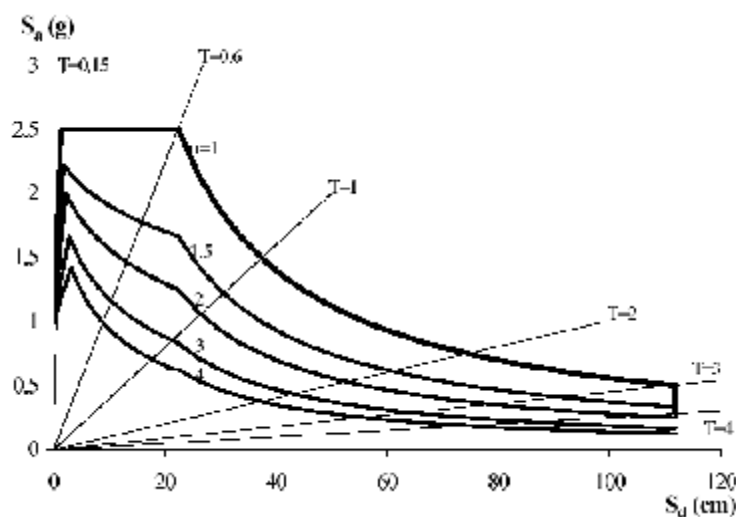
Seizmički zahtevi za ekvivalentni sistem sa jednim stepenom slobode mogu se odrediti pomoću nelinearnih spektara ili primenom nelinearne dinamičke analize. Rezultati određeni iz nelinearnog odgovora sistema sa jednim stepenom slobode, mada relevantni kao osnovni podaci, moraju se modifikovati za projektovanje višespratnih zgrada [40]. Maksimalno pomeranje ekvivalentnog sistema d^* transformiše se u maksimalno pomeranje vrha zgrade d_t kojem će višespratna zgrada biti izložena u toku zemljotresa. Uticaji u višespratnoj konstrukciji (sile u preseccima, spratna pomeranja, itd.) određuju se pomoću NSA, pri čemu je potrebno realizovati maksimalno pomeranje vrha zgrade d_t . Na ovaj način može se na jednostavan način proceniti veličina seizmičkih zahteva na lokalnom i globalnom nivou cele konstrukcije. N2 metoda [10] se sprovodi u 8 koraka, a zbog svoje jednostavnosti je uvrštena u standard EN 1998 [6].

Korak1 – Ulazni podaci. U analizi se koristi MDOF proračunski model, pri čemu se pored podataka potrebnih za linearnu analizu, mora odrediti i zavisnosti sila-deformacija za sve noseće elemente (grede i stubove). Seizmičko dejstvo se prikazuje putem elastičnog spektra ubrzanja koji reprezentuje seizmičko dejstvo na razmatranoj lokaciji za usvojeni projektni nivo seizmičkog hazarda (uobičajeno se uzima povratni period zemljotresa od $T_r = 475$ god.).

Korak 2 – Spektar zahteva (demand spectrum). Polazeći od uobičajenog spektra odgovora, kojim je data zavisnost spektralnog ubrzanja od perioda vibracija, seizmičko dejstvo se prikazuje u tzv. AD formatu (A = acceleration, D = displacement), čime se dobija spektar zahteva. U njemu je prikazana zavisnost spektralnog ubrzanja i spektralnog pomeranja, dok su vrednosti perioda vibracija date u vidu radialnih linija (sl. 8). Za linearno elastični SDOF (single degree of freedom) sistem može se napisati relacija:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4p^2} S_{ae} \quad (25)$$

gde je S_{de} spektralno pomeranje, S_{ae} spektralno ubrzanje, a T period vibracija linearnog sistema.



Slika 8. Spektar zahteva

Za nelinearni SDOF sistem sa bilinearnom zavisnošću sila-pomeranje, vrednost spektralnog ubrzanja i pomeranja može se odrediti kao:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, \quad S_d = \frac{m}{R_\mu} S_{ae} = \frac{m}{R_\mu} \frac{T^2}{4p^2} S_{ae} = m \frac{T^2}{4p^2} S_a \quad (26)$$

gde je μ duktilnost sistema, a R_μ faktor redukcije koji zavisi od duktilnosti, tj. od disipacije histerezisne energije duktilnih konstrukcija. Pri tome treba istaći da faktor R_μ nije jednak faktoru redukcije R koji se uobičajeno uzima u propisima. Faktor R u propisima predstavlja ukupni faktor redukcije seizmičkog dejstva, koji pored disipacije energije uzima u obzir i faktor rezerve nosivosti R_s ($R = R_\mu \cdot R_s$). Za faktor redukcije R_μ u radu [14] su predloženi sledeći izrazi:

$$R_\mu = 1 + (m-1) \frac{T}{T_C} \quad T < T_C, \quad R_\mu = m \quad T \geq T_C \quad (27)$$

gde je T_C karakteristična vrednost perioda vibracija tla – ova vrednost predstavlja granicu između oblasti spektra sa konstantnim ubrzanjem i oblasti sa konstantom brzinom. Polazeći od elastičnog projektnog spektra datog propisima, koristeći jednačine (25) do (27), mogu se konstruisati spektri zahteva pri konstantnoj duktilnosti (sl. 8), koji reprezentuju neelastične spektre. Na slici su prikazani nelinearni spektri za zadate vrednosti duktilnosti, koji su određeni na osnovu elastičnog spektra datog u EC8 za kategoriju tla B.

Korak 3 – Pushover analiza. Zavisnost između sile i pomeranja kod višespratne konstrukcije određuje se na osnovu "pushover" analize. Iako zavisnost sila-pomeranje može biti uspostavljena za bilo koju silu i pomeranje, ona se uobičajeno uspostavlja za ukupnu smičuću silu i pomeranje vrha zgrade. Izbor raspodele seizmičkih sila po visini zgrade predstavlja veoma važan korak u nelinearnoj statičkoj analizi. Pri tome treba istaći da jedinstveno rešenje ne postoji, jer se primenom različitih raspodela poprečnog opterećenja dobijaju različite krive sila-pomeranje. U praktičnim proračunima uobičajeno se primenjuju dve različite raspodele opterećenja, pri čemu se za određivanje ekstremnih vrednosti koristi anvelopa rezultata. Prema EC8 proračun se sprovodi za "ravnomernu" i "modalnu" raspodelu poprečnog opterećenja – kod ravnomerne distribucije seizmičke sile u pojedinim nivoima su proporcionalne spratnim masama, dok su kod modalne raspodele seizmičke sile po visini zgrade raspodeljene prema istom zakonu koji je usvojen u elastičnoj analizi.

Korak 4 – Ekvivalentni SDOF model. Seizmički zahtevi se određuju primenom metode spektra odgovora, pri čemu se nelinearno ponašanje uzima eksplicitno. Zbog toga se višespratna konstrukcija, tj. MDOF sistem, mora modelirati kao ekvivalentni SDOF sistem. Karakteristike ekvivalentnog SDOF sistema (sila F^* i pomeranje d^*) određuju se na osnovu karakteristika MDOF sistema (ukupne smičuće sile V i pomeranja vrha zgrade d_t):

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma}, \quad F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (28)$$

Konstanta Γ predstavlja faktor participacije:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i f_i}{\sum m_i f_i^2} \quad (29)$$

gde su sa f_i obeležena spratna pomeranja koja odgovaraju usvojenoj raspodeli seizmičkih sila po visini zgrade. Pri tome je vektor spratnih pomeranja normiran tako da je pomeranje na vrhu zgrade jednako 1.

Zavisnost sila-pomeranje uspostavljena za MDOF sistem, primenjuje se i na SDOF sistem jednostavnim deljenjem i sile i pomeranja faktorom participacije G , odnosno promenom razmere za obe ose. Da bi se odredila idealizovana elasto-plastična veza sile i pomeranja za SDOF sistem (sl. 9), primenjuje se preporuka Evrokoda 8 data u aneksu B:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (30)$$

gde su d_y^* i F_y^* pomeranje i sila na granici tečenja, d_m^* je pomeranje koje odgovara sili pri kojoj se formira potpuni plastični mehanizam, a E_m^* energija potrebna za njegovo formiranje.

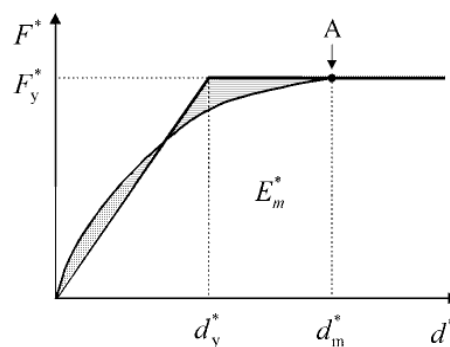
Usvajajući elastoplastičnu zavisnost sila-pomeranje, mogu se odrediti masa m^* , krutost k^* i period vibracija T^* ekvivalentnog SDOF sistema:

$$m^* = \sum m_i f_i, \quad k^* = F_y^* / d_y^*, \quad T^* = 2p \sqrt{m^* / k^*} \quad (31)$$

Na osnovu ovako određenih karakteristika ekvivalentnog SDOF sistema, može se odrediti i zavisnost ubrzanje-pomeranje datog sistema u vidu tzv. *krive kapaciteta* (capacity curve, capacity diagram), koja se dobija ako se vrednosti sile podele sa ekvivalentnom masom m^* :

$$S_a = F^* / m^* \quad (32)$$

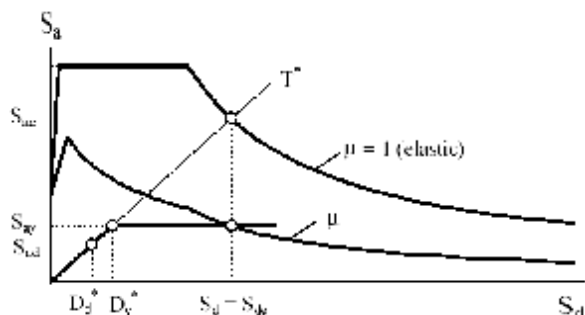
Ova kriva ima veliku primenu i u nekim drugim postupcima proračuna koji se zasnivaju na ekvivalentnom SDOF sistemu, npr. u CSM (Capacity Spectrum Method).



Slika 9. Određivanje idealizovane bilinearne veze sila – pomeranje prema EC8

Korak 5 – Određivanje seizmičkih zahteva za SDOF sistem. Seizmički zahtevi za ekvivalentni SDOF sistem mogu se odrediti pomoću grafičkog postupka prikazanog na sl. 10. Pri tome je neophodno na istom dijagramu

nacrtati spektar zahteva za projektno seizmičko dejstvo i krivu kapaciteta za razmatrani bilinearni sistem. Presek radialne linije koja odgovara periodu vibracija T^* bilinearnog sistema sa spektralnom krivom određuje potrebnu nosivost sistema S_{ae} i veličinu pomeranja S_{de} pri linearno elastičnom odgovoru konstrukcije. Vrednost ubrzanja S_{ay} reprezentuje vrednost seizmičkog dejstva i potreban kapacitet nosivosti razmatranog sistema pri nelinearnom odgovoru.



Slika 10. Određivanje ciljnog pomeranja za ekvivalentni SDOF sistem

Faktor redukcije R_μ određuje se putem izraza:

$$R_m = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (33)$$

Ako je period vibracija razmatranog sistema T^* veći ili jednak periodu T_C , važi princip jednakih pomeranja linearnih i nelinearnih sistema. U tom slučaju zahtevana duktilnost μ i pomeranje sistema pri nelinearnom odgovoru S_d mogu se odrediti na osnovu izraza:

$$m = \frac{S_d}{d_y^*} = R_m, \quad S_d = S_{de}(T^*) \quad (34)$$

Ako je period vibracija razmatranog sistema T^* manji od perioda T_C , zahtevana duktilnost se može odrediti iz jednačine (27), tj. na osnovu izraza:

$$m = 1 + (R_m - 1) \frac{T_C}{T^*} \quad (35)$$

Pomeranje sistema pri nelinearnom odgovoru određuje se na osnovu definicije duktilnosti, tj. putem izraza:

$$S_d = m d_y^* = \frac{S_{de}}{R_m} \left(1 + (R_m - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (36)$$

Sve veličine u ovom koraku se mogu odrediti numerički, tj. bez upotrebe dijagrama. Međutim, grafička prezentacija postupka može pomoći boljem razumevanju zavisnosti između osnovnih veličina pri nelinearnom odgovoru.

Korak 6 – Određivanje globalnih seizmičkih zahteva za MDOF sistem. Maksimalno pomeranje ekvivalentnog SDOF modela S_d transformiše se u maksimalno pomeranje vrha zgrade d_t pomoću jednačine (28), tj. na osnovu izraza:

$$d_t = \Gamma S_d \quad (37)$$

Ovo pomeranje se uzima kao maksimalno pomeranje (target displacement) kojem će višespratna konstrukcija biti izložena u toku zemljotresa.

Korak 7 – Određivanje lokalnih seizmičkih zahteva za MDOF sistem. Veličina lokalnih seizmičkih zahteva za razmatranu konstrukciju (maksimalna relativna spratna pomeranja, rotacije poprečnih preseka na krajevima štapova i sl.) određuje se na osnovu nelinearne statičke analize (NSA) za MDOF sistem, pri čemu je potrebno realizovati maksimalno pomeranje vrha zgrade d_t određeno u prethodnom koraku. U ovom postupku primenjuje se raspodela poprečnog opterećenja koja je usvojena u trećem koraku.

Korak 8 – Provera seizmičkih performansi konstrukcije. Poslednji korak predstavlja procenu seizmičkih performansi razmatrane konstrukcije kroz upoređenje veličine seizmičkih zahteva određenih u koraku 7 i raspoloživog kapaciteta konstrukcije. Ova provera se uobičajeno sprovodi i na globalnom i na lokalnom nivou.

4.4 Numerički primer

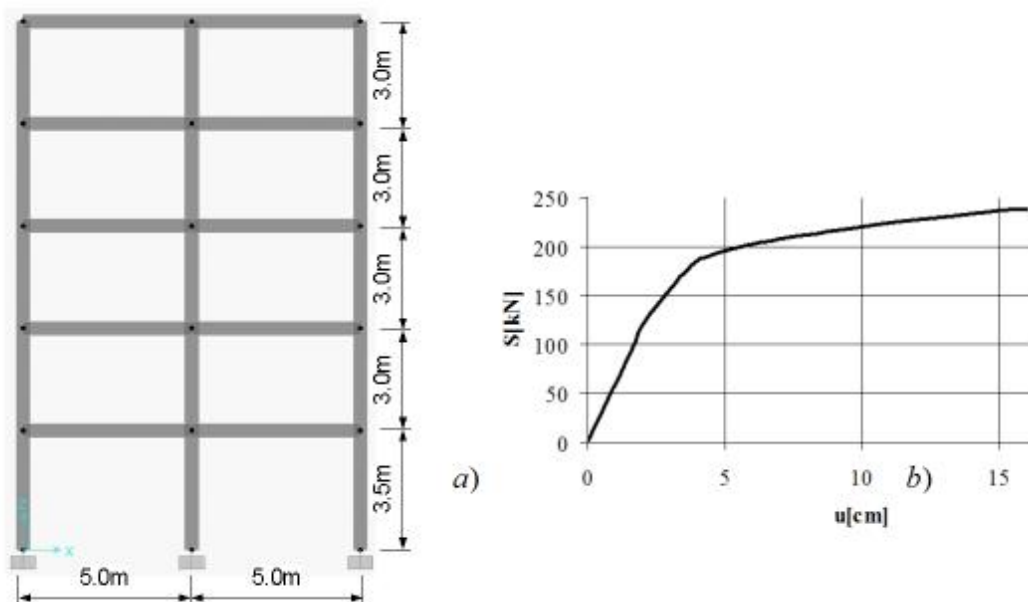
Analiziran je petospratni AB okvir [39] sa jednakim koncentrisanim masama $m = 20,4 \text{ t}$ u nivou svih etaža (sl. 11a). Armatura u gredama i stubovima određena je na osnovu preliminarne analize, pri čemu su seizmički uticaji određeni primenom ekvivalentne statičke metode. Elastični spektar odgovora za horizontalno seizmičko dejstvo uzeto je prema EC8: tip elastičnog odgovora 1, tip tla B, $a_g = 0.3$ i $h = 1$. Pri dimenzionisanju elemenata konstrukcije korišćena je armatura RA400/500 i beton marke MB30. Dimenzije poprečnih preseka stubova su $40 \times 40 \text{ cm}$, a greda $30 \times 40 \text{ cm}$. Stubovi su armirani simetrično sa $12R\varnothing 16$, a grede u kritičnim presecima sa $\pm 4R\varnothing 16$. Nakon usvojene armature, definisane su karakteristike plastičnih zglobova (krive sila-deformacija) prema FEMA 273 u zavisnosti od tipa elementa (greda, stub...) i vrste deformacije (savijanje, smicanje...).

Nakon definisanja svih potrebnih ulaznih podataka, sprovedena je nelinearna statička analiza višespratne konstrukcije. U proračunu je usvojena linearna raspodela seizmičkih sila po visini zgrade ("modalna" raspodela), pri čemu je ona zadržana konstantnom u toku celokupne analize. Na osnovu sprovedene "pushover" analize, određena je zavisnost sila-pomeranje za celu konstrukciju (sl. 11b). Potpuni plastični mehanizam se formirao pri sili $V = 238 \text{ kN}$ i pomeranju vrha konstrukcije $d_t = 15.7 \text{ cm}$.

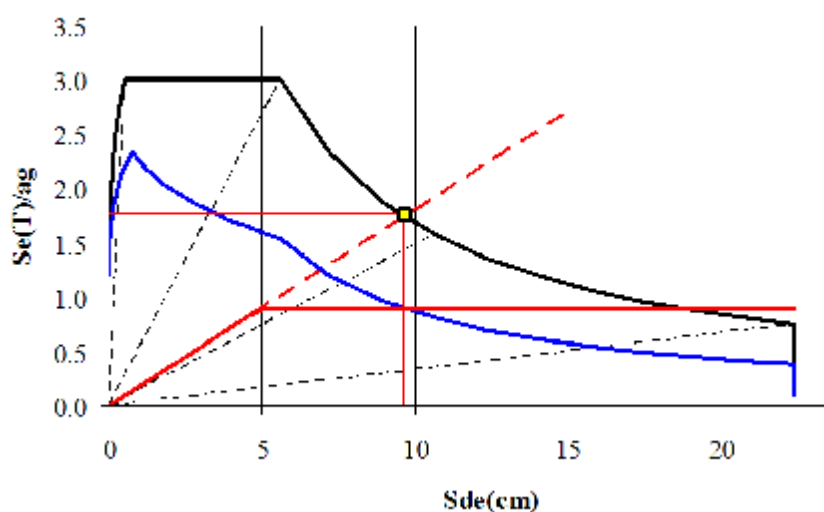
Faktor participacije (29) i ekvivalentna masa (31)₁ idealizovanog SDOF sistema iznose $G = 1.36$ i $m^* = 62.52 \text{ t}$, respektivno. Prema jednačini (28), određene su sila i pomeranje u trenutku formiranja mehanizma rušenja: $F_y^* = 175 \text{ kN}$; $d_m^* = 11.54 \text{ cm}$. Na osnovu određene površine $E_m^* = 1614.5 \text{ kNcm}$, iz jednačine (30) određeno je pomeranje na granici tečenja: $d_y^* = 4.64 \text{ cm}$. Period vibracija idealizovanog SDOF

sistema iznosi $T^* = 0.81\text{ s}$, a ubrzanje na granici tečenja $S_{ay} = 2.8\text{ m/s}^2$. Na osnovu spektra zahteva i dijagrama kapaciteta konstrukcije (sl. 12), određene su vrednosti $S_{ae} = 5.45\text{ m/s}^2$ i $S_{de} = 9.04\text{ cm}$. Faktor redukcije (33) iznosi: $R_m = 1.95$. Pošto je period idealizovanog SDOF sistema T^* veći od $T_C = 0.5\text{ s}$, primenjuje se pravilo "jednakih pomeranja": $m = R_m = 1.95$ i $S_d = S_{de} = 9.04\text{ cm}$.

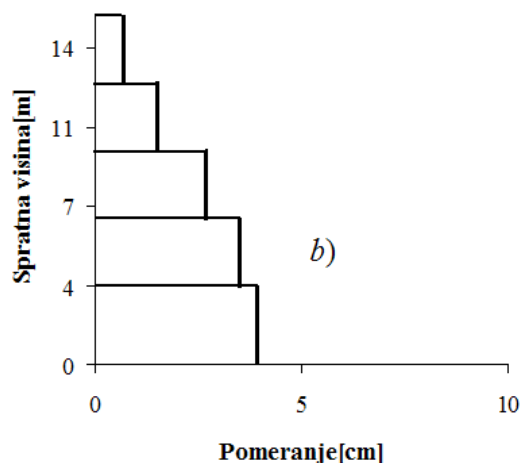
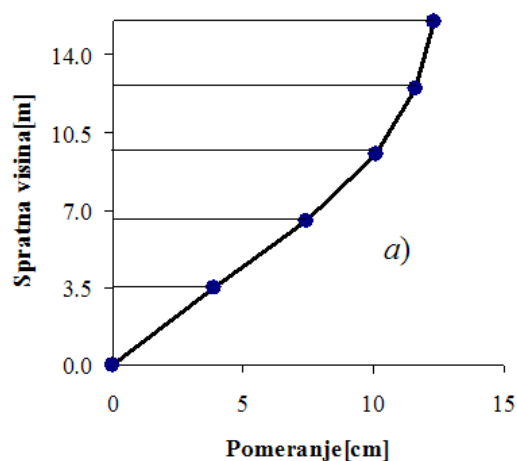
Zahtevano pomeranje SDOF sistema transformiše se u pomeranje vrha zgrade (37), koje za razmatranu konstrukciju iznosi: $d_t = 12.3\text{ cm}$. Nakon toga, ponovo je sprovedena nelinearna statička analiza, pri čemu je višespratna konstrukcija postupno "gurana" sve dok nije dostignuta vrednost zahtevanog pomeranja. Pri dostignutom ciljnom pomeranju $d_t = 12.3\text{ cm}$, određena su pomeranja u nivo međuspratnih tavanica i relativna spratna pomeranja (sl. 13).



Slika 11. a) Geometrijske karakteristike okvira, b) "Pushover" kriva – MDOF sistem

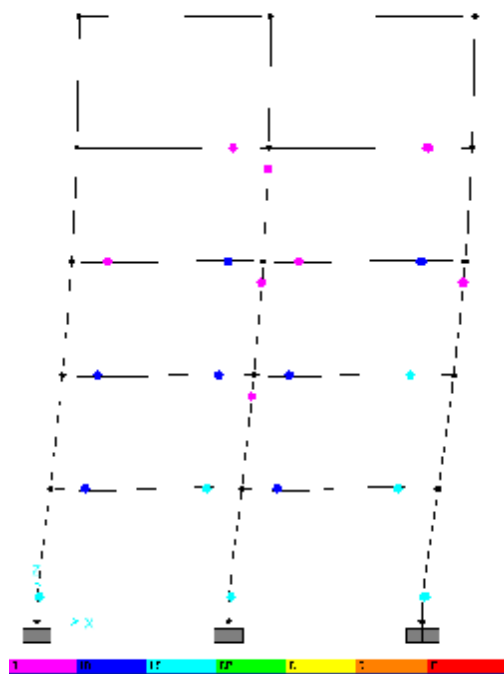


Slika 12. Elastični i neelastični spektar zahteva i dijagram kapaciteta idealizovane konstrukcije



Slika 13. a) Spratna pomeranja; b) Relativna spratna pomeranja

Za razmatrano seizmičko dejstvo, u konstrukciji se javljaju nelinearne deformacije, pri čemu dolazi do plastifikacije u stubovima prizemlja i na krajevima samo nekih greda (sl. 14). Pri dostignutom nivou deformacija, koje odgovara ciljnom pomeranju d_t , nije se formirao potpuni plastični mehanizam. Ovo ukazuje da konstrukcija ima dovoljan kapacitet deformisanja da izdrži zemljotres date jačine bez rušenja. U stubovima prizemlja i na krajevima određenog broja greda dolazi do plastifikacije, ali ni u jednom preseku nije dostignuto stanje loma (deformacije su manje od graničnih).



Slika 14. Deformacija sistema i raspored plastičnih zglobova za ciljno pomeranje d_t

5 ZAKLJUČAK

Ponašanje konstrukcija za vreme jakih zemljotresa je veoma teško pouzdano predvideti. Razlozi za to su stohastička priroda zemljotresa, nedovoljno poznati parametri lokacije i nedeterministička svojstva konstrukcije. Osnovni zadatak zemljotresnog inženjerstva je razvoj adekvatnih metoda projektovanja u kojoj metode analize uticaja zemljotresa zauzimaju značajno mesto. Određivanje dinamičkih uticaja u konstrukciji usled dejstva zemljotresa zasnovano je na teoriji vibracija. Međutim, u praktičnim proračunima seizmička analiza uobičajeno se sprovodi primenom ESM, naročito za jednostavne konstrukcije. Time se za praktično rešavanje problema seizmičke zaštite zadatak svodi na statički problem, tj. na određivanje seizmičkog "opterećenja", usled kojeg se seizmički uticaji u konstrukciji mogu odrediti uobičajenim metodama statike konstrukcija.

Kako na osnovu statičke teorije nije moguće odrediti realnu vrednost seizmičkog dejstva i stvarni raspored inercijalnih sila za vreme zemljotresa, to se u seizmičkoj analizi moraju uzeti u obzir i dinamičke karakteristike konstrukcije – svojstvene vrednosti i svojstveni oblici vibracija. Za analizu uticaja zemljotresa potrebno je usvojiti odgovarajući dinamički model i definisati pobudu u zavisnosti od načina prikazivanja seizmičkog dejstva. Prikaz zemljotresnog dejstva preko spektra odgovora uslovljava analizu u frekvencijskom domenu, a u slučaju kada je dejstvo mogućeg zemljotresa dato preko vremenske istorije ubrzanja tla, analiza se sprovodi u vremenskom domenu. Mada akcelorogrami daju najpotpunije informacije o kretanju tla tokom zemljotresa, u zemljotresnom inženjerstvu je češća primena spektara odgovora. Oni daju očigledniju predstavu o karakteristikama kretanja tla, a sem toga su i pogodniji za praktičnu primenu. Zbog toga se spektri odgovora uobičajeno uzimaju kao osnovni način prikazivanja seizmičkog dejstva u tehničkim normama.

Primenom vremenske analize (modalne analize i metode direktne numeričke integracije) moguće je na najbolji način sagledati ponašanje konstrukcije za vreme zemljotresa. Na ovaj način se ne određuju samo

maksimalne vrednosti uticaja već se dobija i uvid u njihovu kvalitativnu promenu (vremenski tok). U praksi se analiza uticaja zemljotresa, po pravilu, umesto na dinamičkoj analizi, zasniva na primeni metode spektra odgovora. Spektralna reprezentacija seizmičkog dejstva obezbeđuje jednostavno polazište za aseizmičko projektovanje, jer od odnosa svojstvenih perioda i predominantnih perioda pobude zavisi dinamička amplifikacija seizmičkog dejstva. Primenom metode spektra odgovora može se odrediti maksimalna vrednost odgovora sistema sa jednim stepenom slobode za zadatu pobudu. Međutim, vrednosti seizmičkih uticaja u konstrukciji dobijenih iz spektra odgovora, mada su relevantni kao osnovni podaci, moraju se modifikovati pri projektovanju višespratnih konstrukcija zgrada. U odnosu na sisteme sa jednim stepenom slobode, ponašanje višespratnih konstrukcija je znatno složenije, jer na njihov seizmički odgovor utiče i raspodela krutosti i mase po visini zgrade. Uticaj ovih veličina na dinamički odgovor obuhvaćen je svojstvenim oblicima vibracija. Zbog toga je, kod sistema sa više stepeni slobode, neophodna primena spektralno modalne analize (SMA) u kojoj se kombinuju rezultati metode spektra odgovora i rezultati modalne analize. Pri tome se dobijaju samo ekstremne vrednosti uticaja u konstrukciji, koje se određuju statističkom kombinacijom maksimalnih uticaja dobijenih u pojedinim tonovima vibracija.

Sa razvojem računara u praksu su postepeno uvedene i metode analize koje se zasnivaju na nelinearnom ponašanju konstrukcija. Nelinearna zavisnost između sila i pomeranja kod višespratne konstrukcije može se dovoljno jednostavno odrediti primenom nelinearne statičke ("pushover") analize. Jedna od novih metoda koja je zasnovana na ovakvom postupku je metoda N2, koja je zbog svoje jednostavnosti uvrštena i u standard EN 1998. Neophodno je istaći da se ponašanje konstrukcija za vreme zemljotresa ne može dovoljno dobro proceniti ako se njihova otpornost određuje, kako je to uobičajeno, samo za jedan nivo seizmičkog dejstva i na osnovu kriterijuma sigurnosti iskazanih po silama. Potrebne seizmičke performanse konstrukcija mogu se odrediti samo ako se zadovolje višestruki projektni kriterijumi sigurnosti (po pomeranjima, deformacijama i oštećenjima), pri čemu se ova provera mora sprovesti za seizmička dejstva sa različitim verovatnoćom pojave – za detalje videti [29]. Samo se na taj način može obezbediti da svi ciljevi i zahtevi seizmičke zaštite (sigurnost, funkcionalnost i ekonomičnost) budu u potpunosti zadovoljeni.

6 LITERATURA

- [1] Albanesi T., Nuti C.: Local Response Evaluation in Reinforced Concrete Frames via Pushover Analysis, University G. D'Annunzio of Chieti, PRICOS, University of Roma Tre, DISC, 2003.
- [2] Aničić D., Fajfar P., Petrović B., Szavits-Nossan A., Tomažević M.: Zemljotresno inženjerstvo – visokogradnja, Građevinska knjiga, Beograd, 1990.
- [3] Bertero D.R., Bertero V.V.: Performance-based seismic engineering. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31 (3), 2002, pp. 627-652.
- [4] Brčić S., Lađinović Đ.: Seizmička dejstva prema Evrokodu 8. Savetovanje "Evrokodovi i jugoslovensko građevinsko konstrukturstvo", Posebna izlaganja EC5-EC8, Beograd, 1-2 april 1997, str. 101-114.
- [5] Brčić S.: Dinamika diskretnih sistema – Odabrana poglavlja. Studentski kulturni centar, Beograd, 1998.
- [6] EN 1998 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, December 2004.
- [7] Chopra, K.A.: Dynamic of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall, New Jersey, 2001.
- [8] Chopra, K.A.: Estimating seismic demands for performance-based engineering of buildings. 13th WCEE, Canada, 2004, Paper No. 5007.
- [9] Earthquake Resistant Regulations, A World List - 2004, IAEE.
- [10] Fajfar, P.: Structural Analysis in Earthquake Engineering, XII ECEE, London, IX/2002.
- [11] FEMA-273/274: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., October 1997.
- [12] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 2000.
- [13] FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council (ATC-55 Project), Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., 2005.
- [14] Fischinger M., Fajfar P.: Seismic Force Reduction Factor. In Earthquake Engineering, A. Rutenberg (editor), Balkema, 1994, pp. 279-296.
- [15] Folić R.: Stanje i pravci razvoja aseizmičkog projektovanja novih i postojećih zgrada. V. Banja, JDGK - Simpozijum, 29. septembar-1. oktobar 2004., Uvodni referat, Knjiga 1, str. 129-148.
- [16] Folić R., Lađinović Đ.: Inelastic Demand Spectra for Ground Motions Representing Design Earthquake. 12th ECEE, Elsevier Science Ltd., London, 2002., Paper Reference 742, pp. 1-10.
- [17] Folić R., Lađinović Đ.: Nove metode analize i projektovanja mostova u seizmičkom području. Časopis "Naše građevinarstvo" br. 6, Beograd, 2004, str. 9-23.
- [18] Folić R., Lađinović Đ.: Uporedna analiza Evrokoda 8 za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija sa nekim nacionalnim odredbama. Građevinski kalendar 2003, SDGITJ, str. 429-485.
- [19] Folić R., Petrović, B.: Stanje i perspektive zemljotresnog inženjerstva, JDGK, XI Kongres, 2002. V. Banja, Uvodni referat, Knjiga 1, str. 115-132.
- [20] Lađinović Đ., Alendar V.: Procena seizmičkih zahteva za projektovanje konstrukcija prema performansama. JDGK, 12. kongres, Vrnjačka Banja, 26.-29. septembar 2006., Uvodni referat, Knjiga 1, U-8, str. 131-142.
- [21] Lađinović Đ., Brujić Z., Radujković A.: Structural Models and Methods for Determining Seismic Effects According to EC8. MASE, 7th International Symposium, Vol. 2, Ohrid, 1997., pp. EC9/1-6.

- [22] Lađinović Đ., Folić R.: Analiza konstrukcija zgrada na zamljotresna dejstva. Časopis "Materijali i konstrukcije" br. 3-4, JUDIMK, Beograd, 2004, str. 31-64.
- [23] Lađinović Đ.: Application of damage spectra for seismic design of building structures. 25th Yugoslav Congress on Theoretical and Applied Mechanics, Novi Sad, June 1-3, 2005, pp. 1-16.
- [24] Lađinović Đ.: Influence of structural parameters on inelastic seismic response. INDIS 2003, 9th National and 3rd International scientific meeting, Novi Sad, 26-28. November 2003, pp. 245-254.
- [25] Lađinović Đ., Folić R.: Non-linear analysis of seismic behaviour of asymmetric in plan buildings. 1st ECEES, 3-8 September 2006, Geneva, Switzerland, Paper Number: 853, pp. 1-8.
- [26] Lađinović Đ.: Nelinearna dinamička analiza konstrukcija izloženih dejstvu impulsnih zemljotresa. Časopis "Materijali i konstrukcije" br. 3-4, Beograd, 2002, str. 73-77.
- [27] Lađinović Đ.: Procena seizmičkih performansi građevinskih konstrukcija. Građevinski fakultet, Subotica, Zbornik radova GF 15 (YU ISSN 0352-6852), 2006, str. 222-227.
- [28] Lađinović Đ.: Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija zasnovano na proceni oštećenja. JDGK, 11. Kongres, Vrnjačka Banja, 25-27. septembar 2002, Knjiga 2, str. 163-168.
- [29] Lađinović Đ.: Višekriterijumska analiza seizmičke otpornosti konstrukcija armiranobetonskih zgrada. JDGK, Simpozijum 2004, V. Banja, 29. IX – 1. X 2004., Predavanje po pozivu, Knjiga 1, P-4, str. 65-76.
- [30] Lađinović Đ., Ćosić M.: Pushover analiza armiranobetonskih okvira. Simpozijum SGIT Srbije, Sokobanja, 13-16 maj 2008.
- [31] Miranda E., Bertero V.V.: Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design. EERI, Earthquake Spectra, Vol. 10, 1994, pp. 347-359.
- [32] Newmark N.M., Hall W.J.: Earthquake Spectra and Design. EERI, Berkeley, California, 1982.
- [33] Paulay T., Priestley M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, Inc., 1992.
- [34] Powell G.H.: Nonlinear Analysis – Promise and Pitfalls. Technical Journal of RAM International, November, 2000.
- [35] Powell G.H.: Nonlinear Analysis for the Practicing Structural Engineer. Structural Engineers World Congress, San Francisco, California, USA, July 19-23, 1998, CD-ROM, T101-2/1-8.
- [36] Priestly M.J.N.: Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflict between Design and Reality. Concrete International, February, 1997., pp. 54-63.
- [37] Priestly M.J.N.: Performance based seismic design. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zeland, 2000, CD-ROM – 2831/1-22.
- [38] Radujković A., Rašeta A., Lađinović Đ.: Mogući mehanizmi loma petospratne ramovske konstrukcije. JDGK, 12. kongres, Vrnjačka Banja, 26.-29. septembar 2006., Zbornik radova, Knjiga 2, T-6, str. 47-52.
- [39] Radujković A., Rašeta A., Lađinović Đ.: Seizmička analiza AB konstrukcije primenom nelinearne metode N2. DGKS, Simpozijum 2008, Zlatibor, 26.-29. septembar 2008., Zbornik radova, str. 8.
- [40] Seneviratna G.D.P.K., Krawinkler H.: Modifications of Seismic Demands for MDOF Systems. 11WCEE, Acapulco, Mexico, 1996, CD-ROM, 2129/1-8.
- [41] Tassios T.P.: The seismic design – State of practice. Proceedings of the 11ECEE, A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1998., CD-ROM, pp. 255-267.
- [42] Valles R., Reinhorn A., Kunnath S., Li C., Madan A.: IDARC2D version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Analysis of Buildings, Rep. No NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo, 1996.

Napomena:

Rad je urađen u okviru projekta TP 16017 "Razvoj i unapređenje projektovanja građevinskih konstrukcija izloženih seizmičkim i incidentnim dejstvima", koji je finansiran od strane Ministarstva nauke Republike Srbije.

REZIME

SAVREMENE METODE SEIZMIČKE ANALIZE KONSTRUKCIJA ZGRADA

Đorđe LAĐINOVIĆ

Ponašanje konstrukcija za vreme jakih zemljotresa je veoma teško pouzdano predvideti. Razlozi za to su stohastička priroda zemljotresa, nedovoljno poznati parametri lokacije i nedeterministička svojstva konstrukcije. U radu je dat prikaz metoda analize konstrukcija na seizmička dejstva i projektovanja seizmički otpornih konstrukcija. Za analizu uticaja zemljotresa na građevinske konstrukcije, potrebno je usvojiti odgovarajući dinamički model i definisati pobudu u zavisnosti od načina prikaza seizmičkog dejstva. Seizmička analiza sastoji se iz proračuna dinamičkih karakteristika konstrukcije, određivanja seizmičkih sila na osnovu mehaničkih osobina konstrukcije objekta i zadatog pomeranja tla i iz proračuna uticaja u konstrukciji usled dejstva indukovanih seizmičkih sila.

Ključne reči: seizmički zahtevi, zgrade, oštećenje, aseizmičko projektovanje, nelinearna analiza, N2 metoda, "pushover" analiza.

SUMMARY

MODERN METHODS FOR SEISMIC ANALYSIS OF BUILDING STRUCTURES

Đorđe LAĐINOVIĆ

Structural behaviour during strong earthquakes is very difficult certainly to anticipate due to stochastic nature of an earthquake, deficient recognized site parameters and random structural properties. The paper presents a review of structural analysis methods and design of building structures for earthquake resistance. For analysis of structures subjected to earthquake action it is necessary to adopt the proper dynamic model and to define excitation depending on representation of the seismic action. The seismic analysis consists of modal analysis, determination of seismic forces based on structural characteristics and applied earthquake motions, and numerical evaluation of dynamic response.

Key words: seismic demands, buildings, damage, aseismic design, nonlinear analysis, N2 method, pushover analysis.