

UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI
ȘCOALA DOCTORALĂ

TEZĂ DE DOCTORAT

Rezumat

Aplicarea proiectării bazate pe deplasare în
contextul hazardului seismic din România

Doctorand:

Ing. Paul Olteanu

Conducător științific:

Prof. univ. dr. ing. Radu Văcăreanu

BUCUREȘTI

2022

Cuprins

Mulțumiri	3
Introducere	4
1 Prezentarea metodei.....	5
1.1 Proiectarea directă bazată pe deplasare - Priestley, Calvi & Kowalsky.....	6
1.2 Proiectarea bazată pe deplasare, formularea Chopra	9
2 Cutremure crustale și de adâncime intermediară.....	11
3 Lege de atenuare pentru ordonatele spectrului de deplasare	13
4 Spectre inelastice de deplasare	19
5 Utilizarea spectrelor supra-amortizate în analiza răspunsului seismic așteptat.....	26
6 Studii de caz.....	34
7 Concluzii.....	39
7.1 Contribuții personale	39
7.2 Direcții viitoare de cercetare	42
8 Lista lucrări.....	42
Bibliografie	44

Mulțumiri

Teza de doctorat a fost elaborată în perioada 2015-2022, în cadrul Universității Tehnice de Construcții București, Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole.

Mulțumesc pentru sprijinul, încurajarea și încrederea acordate pe toată durata pregătirii și elaborării tezei conducătorului științific, prof.dr.ing. Radu Văcăreanu. Îi sunt profund recunoscător pentru introducerea în metodele avansate din domeniul ingineriei seismice și seismologiei inginerești, întotdeauna conectate la dezvoltările de ultimă oră din literatura de specialitate.

Doresc să mulțumesc doamnei prof. dr. ing. Loretta Batali și domnilor prof.dr.ing. Marius Moșoarcă, conf.dr.ing. Petru Mihai și conf.dr.ing. Viorel Popa pentru răbdarea și competența cu care au parcurs lucrarea și pentru sugestiile făcute.

Îi mulțumesc domnului conf.dr.ing. Florin Pavel pentru accesul la un mare număr de înregistrări, la software-ul USDP și pentru sprijinul acordat pe toată durata pregătirii tezei. Domnului dr.ing. Cristian Neagu îi sunt recunoscător pentru informațiile privitoare la zonarea teritoriului României pe categorii de teren conform Eurocode 8.

Mulțumesc National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (NIED) pentru accesul la baza de înregistrări din rețelele japoneze K-NET și KiK-net.

Îi sunt recunoscător domnului ing. Cristian Onofrei pentru contribuțiile în formarea mea ca inginer proiectant și pentru încurajarea de a urma studiile doctorale. Domnului dr.ing. Florin Köpe îi sunt profund îndatorat pentru toate conversațiile purtate de-a lungul anilor pe teme tehnice și pentru că mi-a deschis o poartă spre o lume mai mare.

Domnilor dr.ing. Tudor Saidel și dr.ing. Ion Răileanu le sunt recunoscător pentru discuțiile referitoare la dinamica pământurilor și pentru șansa de a participa la testarea in situ, în regim de solicitare ciclică, a unui număr de ansambluri stâlp - fundație de beton armat.

Aș dori să mulțumesc colegilor mei, dr.ing. Veronica Colibă și dr.ing. Ionuț Crăciun, pentru sprijinul și colegialitatea arătate în timpul studiilor doctorale. De asemenea, le mulțumesc colegilor și prietenilor mei: George Gherghiță, Tudor Golea, Robert Angheluț, Alex Popescu și Raluca Buzău care m-au susținut și suportat pe durata elaborării tezei.

Nu în ultimul rând, aș dori să mulțumesc soției mele, Florența, și copiilor mei, Alex și Ștefan, pentru înțelegerea, răbdarea și încurajările acordate în toți acești ani.

Introducere

Scopul lucrării este identificarea mai precisă a cerinței de deplasare impusă de cutremurele vrâncene de adâncime intermediară asupra sistemelor structurale de beton armat cu comportare elastică și inelastică, cercetarea oportunității utilizării spectrelor supra-amortizate în evaluarea răspunsului seismic și găsirea unei metodologii de proiectare bazată pe controlul deplasărilor care să ofere soluții, avantajoase din punct de vedere economic, de dimensionare a structurilor din beton armat din România.

Capitolul 1 conturează trăsăturile caracteristice ale proiectării bazate pe controlul deplasărilor. Sunt evidențiate vulnerabilitățile metodei de proiectare tradiționale, ce utilizează forțe seismice pentru dimensionarea structurilor. În continuare sunt descrise elementele definitorii ale performanței seismice: niveluri și obiective de performanță, stări limită ce trebuie luate în considerare pentru DBD. Apoi sunt prezentate datele de intrare necesare pentru inițializarea procedurilor DBD, spectrele seismice de răspuns și parametrii cheie ce influențează semnificativ configurația acestora. În continuare, este prezentată conceptual metodologia proiectării bazate pe controlul deplasărilor. Sunt expuse procedurile propuse de Priestley, Calvi și Kowalsky (2007) și cea aparținând lui Chopra și Goel (2001). Prima procedură este fundamentată pe echivalarea sistemului cu nGLD cu unul 1GLD corespunzător răspunsului maxim, având perioada și amortizarea majorate pentru a ține cont de disiparea postelastice de energie, introdusă în calcul prin amortizare histeretică echivalentă. A doua procedură a fost dezvoltată pentru sisteme 1GLD și urmărește o abordare consacrată pentru determinarea cerinței de deplasare a sistemului inelastic echivalent, spectrele inelastice de ductilitate constantă. Tot în Capitolul 1 sunt descrise două metode de evaluare a capacității de deformare a elementelor de beton armat, una analitică, ce are la bază integrarea curburilor și conceptul de articulație plastică, și a doua, o metodă empirică dezvoltată prin prelucrarea datelor obținute prin testarea elementelor de beton armat. În final sunt prezentate câteva dezvoltări și aplicații ale proiectării și evaluării seismice bazate pe deplasare.

Capitolul 2 tratează similitudinile și diferențele dintre cutremurele crustale și cele de adâncime intermediară. Dintre sursele crustale ce afectează teritoriul României este studiată sursa Banat împreună cu caracteristicile relevante pentru DBD. Sunt prezentate în continuare câteva trăsături definitorii pentru mecanismul focal ale sursei subcrustale Vrancea.

În Capitolul 3 a fost dezvoltată o lege de atenuare pentru ordonatele spectrului de deplasare, pentru un scenariu seismic dat, ținându-se cont de variabilitatea inter-eveniment și intra-eveniment. Parametrii scenariului seismic necesari construirii spectrului sunt: magnitudinea cutremurului, distanța epicentrală și tipul de teren de pe amplasament. În acest scop, a fost întocmită o bază de date de înregistrări provenind de la cutremure de adâncime intermediară ce au avut loc în zona seismică Vrancea sau într-un regim seismo-tectonic similar. Coeficienții legii de atenuare au fost obținuți prin regresie în două etape. După testarea relației conform metodologiilor prezentate în literatura de specialitate, a fost investigată capacitatea de retrodicție a unor evenimente seismice.

Capitolul 4 tratează problema construirii spectrelor inelastice de deplasare folosind metoda coeficientului de amplificare a deplasării elastice a sistemului cu un grad de libertate dinamică. Modelul histeretic al sistemului 1GLD este modelul Takeda modificat, adecvat pentru descrierea

comportării elementelor de beton armat solificate ciclic în timpul cutremurelor puternice. Variabilitatea asociată acestui parametru și a celei asociate legii de atenuare este propagată în spectrul inelastic de deplasare, obținându-se o descriere probabilistică a cerinței de deplasare corespunzătoare unui eveniment seismic dat. Au fost investigate influența magnitudinii cutremurului, a distanței epicentrale și a condițiilor de teren asupra coeficientului de amplificare. În final, este obținut spectrul inelastic de deplasare pentru un scenariu seismic și o ductilitate de deplasare date.

Capitolul 5 cuprinde un studiu efectuat asupra spectrelor de deplasare supra-amortizate. Disiparea de energie ce are loc în zonele plastice ale structurilor cu comportare inelastică în timpul cutremurelor puternice este modelată prin amortizare vâscoasă suplimentară (histeretică). Unele metodologii de proiectare bazate pe controlul deplasărilor utilizează amortizarea histeretică și perioada de vibrație a unui sistem echivalent pentru a estima răspunsul în deplasări al structurilor reale. Sunt testate două proceduri de liniarizare echivalentă, predicțiile celor două fiind comparate cu răspunsul seismic al sistemului inelastic descris prin modelul histeretic Takeda.

Capitolul 6 prezintă aplicarea proiectării seismice bazate pe deplasare pentru un număr de sisteme structurale amplasate în diverse zone seismice de pe teritoriul României. Acestea au fost proiectate conform DBD iar apoi au fost testate cu succes prin analiză dinamică neliniară, utilizând o suită de înregistrări compatibile cu spectrul de proiectare. Au fost investigate structuri de tip hală parter cu înălțime ridicată amplasate în zone caracterizate de $a_g = 0,30g$ și perioade de colț $T_C = 0,70s$ și $T_C = 1,60s$, hale parter de înălțime moderată situate în zone descrise prin $a_g = 0,20g$ cu $T_C = 0,70s$ și $T_C = 1,00s$. Au mai fost studiate o clădire cu regim de înălțime P+7E cu pereți structurali de beton armat și planșee dală și o clădire duală, cu același regim de înălțime, situate într-o zonă având $a_g = 0,30g$ și perioada de colț $T_C = 1,60s$.

Teza se încheie cu un capitol ce conține concluziile, contribuțiile personale și direcțiile viitoare de cercetare.

1 Prezentarea metodei

Capitolul are ca obiective investigarea stadiului actual al cunoașterii în proiectarea bazată pe controlul deplasărilor (DBD), principalele dezvoltări și rezultate din literatura de specialitate. De asemenea, au fost urmărite identificarea nivelurilor și obiectivelor de performanță, descrierea comportării sub încărcări a elementelor de beton armat utilizând metode empirice și analitice (prin utilizare legilor constitutive ale materialelor și analiză secțională) precum și evaluarea rigidității elementelor de beton armat.

Proiectarea bazată pe deplasare (DBD) reprezintă o metodologie de proiectare în cadrul căreia deciziile sunt luate ținând cont de deformațiile structurii. De-a lungul timpului au fost elaborate un număr de proceduri care se pot clasifica în funcție de rolul deformațiilor în proiectare, tipul analizei structurale ce trebuie efectuate, limitările referitoare la sistemul structural căruia i se pot aplica și stările limită pentru care fiecare metodă este potrivită (FIB, 2003).

Din punctul de vedere al rolului deformațiilor în procesul de proiectare metodele pot fi de tip:

- verificare a deplasărilor/deformațiilor structurii proiectate preliminar, modificând detaliile de armare până ce capacitatea de deformare este mai mare decât cerința;
- proces iterativ de dimensionare, pornind de la o structură deja dimensionată dar stabilind o limită maximă a deplasării ce va fi impusă structurii, sistemul structural fiind modificat până când deplasările sunt sub limita impusă;
- proiectare directă bazată pe deplasare, ce pornește de la o deplasare țintă predefinită, urmând ca pe parcursul procesului să se determine capacitatea de rezistență și rigiditatea structurii, în conformitate cu nivelul de hazard ales.

Dintre toate metodele se desprinde proiectarea directă bazată pe deplasare, elaborată de Priestley & Kowalsky începând din anii '90 ai secolului trecut, remarcându-se prin eleganță și versatilitate în familia metodelor proiectării bazate pe deplasare.

1.1 Proiectarea directă bazată pe deplasare - Priestley, Calvi & Kowalsky

Metoda s-a dezvoltat ca răspuns la limitările proiectării curente, bazată pe forțe seismice, limitări expuse pe larg în Priestley (2003). Este fundamentată pe descrierea structurii ca un sistem cu un singur grad de libertate dinamică (1GLD), reprezentat prin rigiditatea secantă în punctul de răspuns maxim, adică pe conceptul de structură înlocuitoare dezvoltat de Shibata & Sozen (1974).

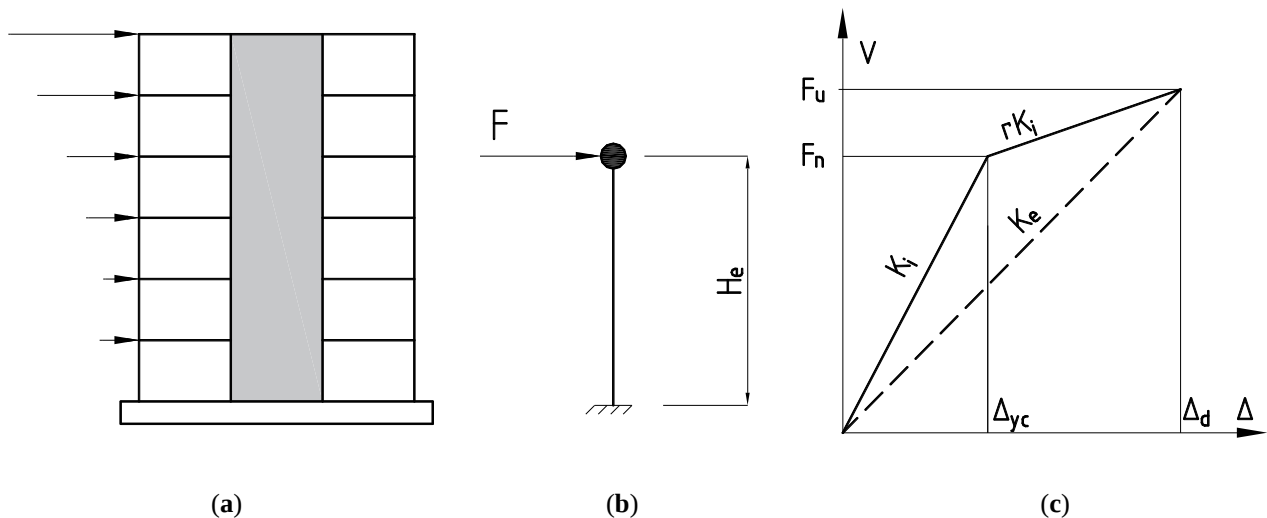


Fig. 1-1 Echivalarea structurii nGLD (a) cu una 1GLD (b); rigiditatea efectivă (c), după Priestley, Calvi & Kowalsky (2007).

Formularea de bază (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007) constă în asimilarea structurii cu mai multe grade de libertate dinamică (nGLD) în una echivalentă 1GLD, având rigiditatea egală cu cea secantă în punctul de răspuns maxim și amortizare vâscoasă crescută, pentru a ține cont de disiparea inelastică de energie în zonele plastice ale structurii, și este prezentată în Figurile 1-1 și 1-2. Pentru structura echivalentă, se reprezintă curba forță-deplasare, compusă din două segmente de dreaptă, primul descriind domeniul elastic (rigiditatea K_i) iar al doilea domeniul plastic (având rigiditatea redusă, rK_i). Δ_d , denumită deplasare de proiectare, deoarece este deplasarea capabilă a sistemului pentru starea limită aleasă și nivelul considerat de hazard, este utilizată pentru calculul ductilității structurii înlocuitoare. Cunoscând materialul și tipul structural, se poate determina o amortizare echivalentă.

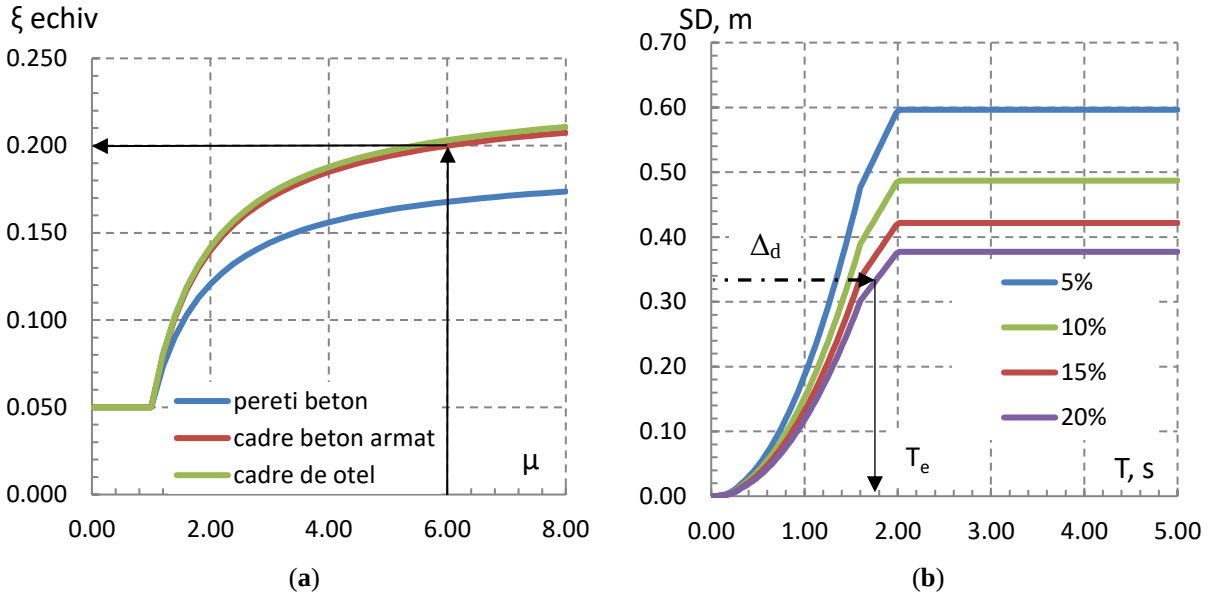


Fig. 1-2 Amortizare echivalentă funcție de ductilitate, după (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007). (a); spectrul de deplasări de proiectare (b)

Apoi, folosind spectre de deplasare se poate găsi perioada efectivă a structurii (corespunzătoare nivelului de hazard considerat). Știind perioada de vibrație se pot determina rigiditatea echivalentă și forța tăietoare de bază.

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2$$

$$F = K_e \Delta_d$$

Ec. 1-1

K_e este rigiditatea efectivă a sistemului 1GLD, m_e este masa antrenată în modul fundamental de vibrație iar T_e este perioada de vibrație corespunzătoare deplasării maxime impuse la înălțimea echivalentă H_e .

Conceptul metodei este simplu, dificultățile apar în determinarea caracteristicilor structurii înlocuitoare, a deplasării de proiectare (Δ_d) și la construirea spectrelor de deplasare pentru proiectare corespunzătoare ductilității de deplasare așteptate. În formularea de bază, proprietățile diferite de disipare a energiei sunt decuplate de spectrul de deplasări, comportarea neliniară a elementelor fiind surprinsă prin amortizarea echivalentă (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007).

Deplasarea de proiectare pentru o structură 1GLD depinde de starea limită considerată și se poate calcula în funcție de deformația unitară asociată acesteia. Deformațiile unitare limită, corespunzătoare stării limită considerate, sunt ε_{cls} (beton), respectiv ε_{sls} (armătură), și nu se ating simultan. Curburile limită asociate sunt (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007):

$$\phi_{ls,c} = \frac{\varepsilon_{c,ls}}{c},$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{\varepsilon_{s,ls}}{d - c},$$

$$\phi_{ls} = \min(\phi_{ls,c}, \phi_{ls,s})$$

Ec. 1-2

Deplasarea de proiectare pentru sistemul cu un grad de libertate:

$$\Delta_{d,ls} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H \quad \text{Ec. 1-3}$$

unde H este înălțimea stâlpului, L_{sp} este adâncimea pe care se propagă curgerea în sistemul de fundare iar L_p este lungimea articulației plastice. În cazul în care există o limitare a driftului, θ_c , specificată în cod pentru starea limită analizată:

$$\Delta_{d\theta} = \theta_c H \quad \text{Ec. 1-4}$$

Cea mai mică dintre cele două deplasări reprezintă deplasarea de proiectare (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007).

În vederea calculării valorii deplasării de proiectare și a estimării ductilității de deplasare, $\mu_\Delta = \Delta_d / \Delta_y$, trebuie aflată deplasarea de curgere. Studii analitice, descrise în (Priestley, 2003) și apoi verificate experimental, au relevat faptul că, pentru elemente de beton armat, curbura de curgere nu depinde decât de înălțimea secțiunii și deformația unitară de curgere a armăturii, fără să varieze semnificativ cu forța axială și cantitatea de armătură.

Pentru un sistem 1GLD în consolă deplasarea de curgere este:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (H + L_{sp})^2}{3} \quad \text{Ec. 1-5}$$

Curburile de curgere corespund intersecției unei drepte ce trece prin punctul inițierii curgerii cu o dreaptă orizontală ce corespunde capacității nominale de rezistență (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007).

Formularea clasică a proiectării directe bazate pe deplasare este centrată pe conceptul de amortizare vâscoasă echivalentă. Prin aceasta se produce conexiunea între ductilitatea de deplasare și cerința de deplasare. Amortizarea vâscoasă echivalentă este un mod prin care se poate descrie comportarea unui sistem cu comportare neliniară. Numeroase studii citate în (Blandon, 2004) au pornit de la următoarea ecuație pentru determinarea fracțiunii totale a amortizării critice:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad \text{Ec. 1-6}$$

considerându-se amortizarea echivalentă ca sumă a amortizării „elastice”, ξ_{el} , și a celei histeretice, ξ_{hyst} . Primul termen din dreapta ecuației are valoarea 0,05 din amortizarea critică. Estimarea celui de-al doilea termen este cheia descrierii corecte a comportării unui sistem neliniar modelat prin amortizare vâscoasă echivalentă.

În Capitolul 5 sunt prezentate pe larg rezultate din literatură cu privire la modele de amortizare histeretică, parametrii lor aferenți și valorile de amortizare corespunzătoare.

În Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) se dau următoarele expresii pentru amortizarea vâscoasă echivalentă:

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \text{ pentru pereți structurali} \quad \text{Ec. 1-7}$$

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \text{ pentru cadre de beton armat} \quad \text{Ec. 1-8}$$

unde μ este ductilitatea de deplasare a sistemului.

Influența amortizării cu valori mai mari de 5% din amortizarea critică, asupra ordonatelor spectrelor de deplasare se face printr-un factor de corecție (CEN, 2004):

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi_{eq})} \quad \text{Ec. 1-9}$$

1.2 Proiectarea bazată pe deplasare, formularea Chopra

Metodologia a fost dezvoltată de Chopra și Goel în lucrarea lor din 2001, unde atrăgeau atenția asupra unor situații de proiectare unde utilizarea spectrelor de deplasare supra-amortizate conduceau la rezultate descoperitoare (Chopra & Goel, 2001). În locul spectrelor supra-amortizate sunt folosite spectre inelastice de ductilitate constantă, care permit o descriere riguroasă a cerinței de deplasare impuse sistemelor cu un grad de libertate dinamică în timpul cutremurelor puternice.

Procedura de calcul pornește de la pașii inițiali descriși în (Priestley & Calvi, 1997). Aceștia constau în: (a) estimarea deplasării de curgere a sistemului 1GLD, Δ_y ; (b) determinarea unei rotiri plastice admisibile, în funcție de tipul elementului, geometrie, alcătuire și nivelul urmărit de performanță seismică, θ_p , vezi Figura 1-3 (a); (c) calculul deplasării de proiectare ca sumă a deplasării de curgere și a celei plastice, Δ_d ; (d) calculul ductilității de deplasare a sistemului 1GLD, μ_Δ ; (e) obținerea perioadei proprii de vibrație a sistemului elastic pentru care se obține, la ductilitatea dată, deplasarea de proiectare (Chopra & Goel, 2001); (f) obținerea rigidității inițiale (elastice) a sistemului 1GLD; (g) determinarea forței tăietoare de bază asociată stadiului de curgere, armarea și conformarea secțiunii de beton armat; (h) se repetă pașii (a) – (g) până se atinge convergența soluției. De remarcat că ductilitatea de deplasare a sistemului este controlată implicit prin rotirile plastice admisibile.

Limitările metodei sunt date de lipsa recomandărilor privitoare la alte sisteme decât cele 1GLD, la modul de repartizare a forței între elementele structurale, la modalitatea de dimensionare a elementelor structurale sau modul de tratare al structurilor cu fundații flexibile (FIB, 2003).

Avantajele metodologiei sunt simplitatea conceptuală, apelând la conceptele familiare de spectre inelastice, precum și faptul că rigiditatea inițială a sistemului controlează răspunsul sistemului inelastic. Teoretic, se pot găsi dimensiuni de elemente care, în același timp, să satisfacă la limită pe deoparte cerințele de limitare a rotirilor pentru a împiedica degradarea structurală, iar pe cealaltă parte cerințele de limitare a driftului conform codului. Acestea sunt tratate pe larg în Capitolul 6.

Dezavantajele metodei sunt legate de necesitatea generării spectrelor inelastice pentru fiecare model histeretic și nivel de ductilitate de deplasare, acestea implicând software specializat pentru realizarea analizelor dinamice neliniare pentru fiecare perioadă spectrală.

În Figura 1-3 (a) sunt prezentați parametrii necesari în procedura DBD pentru un sistem 1GLD simplu. Figura 1-3 (b) arată spectrele elastice și inelastice pentru trei niveluri de ductilitate de deplasare, $\mu_\Delta = 2$, $\mu_\Delta = 3$ și $\mu_\Delta = 4$, împreună cu modul de determinare a perioadei proprii de vibrație a unui sistem cu $\mu_\Delta = 3$ și model histeretic Takeda pentru o deplasare de proiectare de 15cm, pentru înregistrarea FOC286N07W. Este important de menționat că se pot folosi spectre de deplasare elastice (inclusiv de cod) din care pot fi obținute spectre de deplasare inelastice de ductilitate constantă folosind procedurile din Capitolul 4.

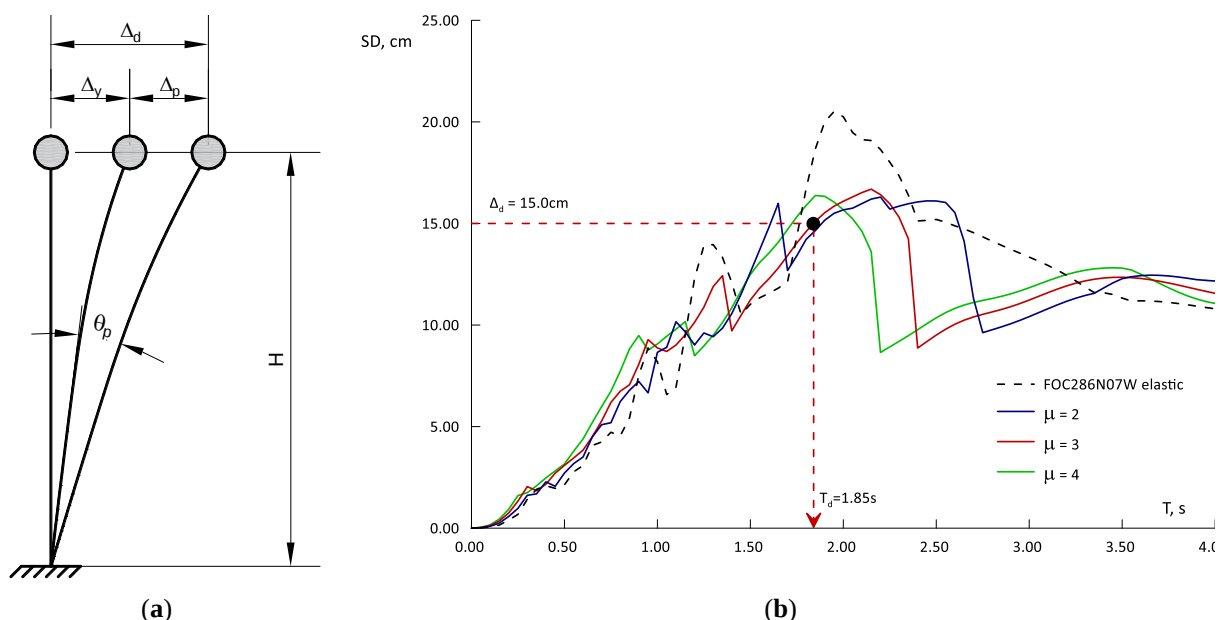


Fig. 1-3 Sistem 1GLD în calculul DBD (Chopra & Goel, 2001) (a), ilustrarea principiului metodologiei DBD Chopra & Goel (2001) pentru înregistrarea FOC286N07W pentru un sistem având $\mu_\Delta = 3$ și $\Delta_d = 15\text{cm}$ (b)

Având determinată perioada proprie de vibrație a sistemului cu ductilitate μ_Δ , se poate determina rigiditatea, K , necesară a sistemului asociată stadiului de curgere:

$$K = \left(\frac{2\pi}{T_d} \right)^2 m \quad \text{Ec. 1-10}$$

și apoi forța tăietoare de bază, V_y :

$$V_y = K\Delta_y \quad \text{Ec. 1-11}$$

unde m este masa sistemului 1GLD, T_d este perioada proprie de vibrație a sistemului pentru care se înregistrează pe spectrul inelastic de deplasare deplasarea de proiectare, Δ_d , în timp ce Δ_y este deplasarea de curgere.

Cunoscând forța tăietoare de bază asociată stadiului de curgere a sistemului 1GLD se poate trece la dimensionarea secțiunilor de beton armat. Așa cum a fost menționat mai sus, autorii metodei nu au detaliat modul de distribuire a forței seismice pe înălțimea structurii, sau între elementele componente ale structurii (pereți de lungimi diferite, de exemplu). De asemenea, metoda nu este particularizată pentru structurile în cadre, cu pereți structurali sau duale. Cu toate acestea, se poate

adopta o distribuție pe verticală a forței seismice proporțională cu masele și înălțimea, iar în ceea ce privește distribuția între pereții structurali de lungimi diferite aceasta se poate face iterativ, conform rigidității secante în punctul de curgere (FIB, 2003). În Capitolul 6 sunt prezentate calcule efectuate utilizând această metodologie DBD pentru structuri de tipă hală (stâlpi în consolă), cu pereți structurali și duale, ulterior verificate prin analiză dinamică neliniară.

2 Cutremure crustale și de adâncime intermediară

Obiectivul acestui capitol constă în identificarea asemănărilor și deosebirilor între cutremurele crustale și cele de adâncime intermediară.

În funcție de adâncimea la care se produc, cutremurele pot fi crustale (cu adâncimea focarului la mai puțin de 60km), cutremure intermediare (subcrustale, cu focare ce se găsesc la 60-300km) și de adâncime (ce se produc la adâncimi de peste 300km). De obicei, cutremurele subcrustale apar în zone de subducție, în placa tectonică care se scufundă în astenosferă și sunt asociate cu activitatea vulcanică. Caracteristicile prin care cutremurele subcrustale se diferențiază de cele crustale sunt absența undelor de suprafață (sau limitarea lor ca intensitate și durată), prezența mai pronunțată a undelor de volum, un număr mai mic de replici.

Mai jos sunt prezentate comparativ spectrele de deplasare pentru două cutremure de aceeași magnitudine, $M_w = 5,4$, unul crustal (înregistrat pe 22 noiembrie 2014, cu adâncimea de 40,9km) și altul de adâncime intermediară (produs în 25 aprilie 2009, 109,6km) pentru două amplasamente, INCERC București și Giurgiu. Distanțele epicentrale și condițiile de amplasament (clasa de teren, vezi Capitolul 3) sunt similare.

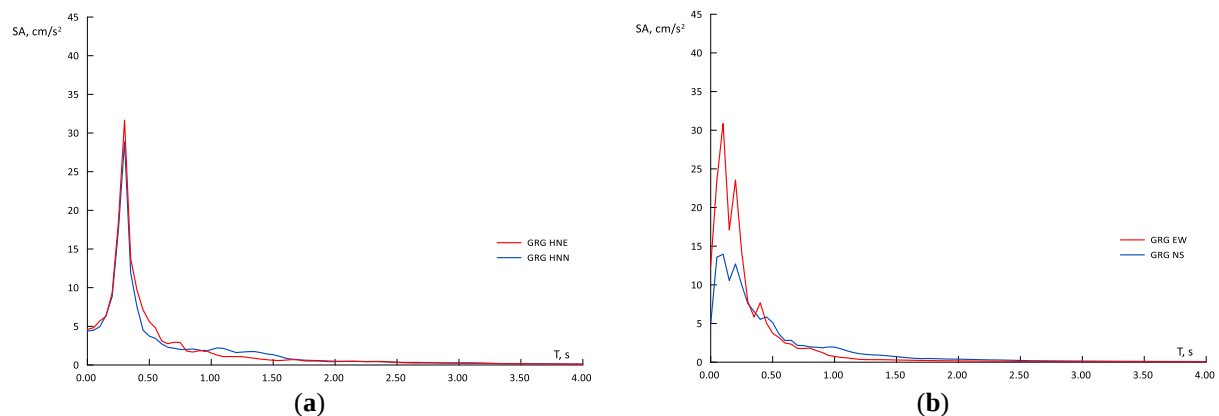


Fig. 2-1 Spectre accelerație stația Giurgiu: seism crustal (a) vs. seism intermediar (b)

În Figura 2-1 sunt prezentate spectrele accelerației pentru stația seismică Giurgiu și cele două cutremure. Se remarcă amplificările foarte mari prezente în spectrul de accelerații al seismului crustal în stația Giurgiu, situate în jurul perioadei de 0,3s. Spectrul accelerațiilor cutremurului de adâncime intermediară înfășoară pe intervale extinse spectrul corespunzător cutremurului crustal, pentru ambele stații, ceea ce era de așteptat ținând cont de amplitudinile mai mari ale accelerației terenului în cazul seismului subcrustal.

În Figura 2-2 este examinată influența tipului cutremurului în ceea ce privește spectrele de deplasare. Se evidențiază valorile foarte mici ale deplasărilor spectrale maxime, mai mici de

0,25cm. Se constată valori apropiate ale deplasărilor spectrale pentru ambele amplasamente și ambele cutremure. Ținând cont de valorile net inferioare ale accelerației terenului pentru stația Giurgiu în comparație cu cele înregistrate la stația INCERC, acest rezultat este contraintuitiv, posibil influențat de geologia locală. Se observă că spectrele de accelerație și cele de deplasare corespunzătoare cutremurelor intermediare le depășesc pe cele ale cutremurelor crustale, pentru perioade spectrale cuprinse între 0 și 1,5-2,0s, după care ordonatele sunt comparabile. Această particularitate a fost evidențiată și în studiul lui Kanno et al. (2006). Este evidențiat faptul că diferențele în atenuare pentru cele două tipuri de cutremure este cauzată de reflexia și refracția undelor seismice în discontinuitatea Mohorovičić.

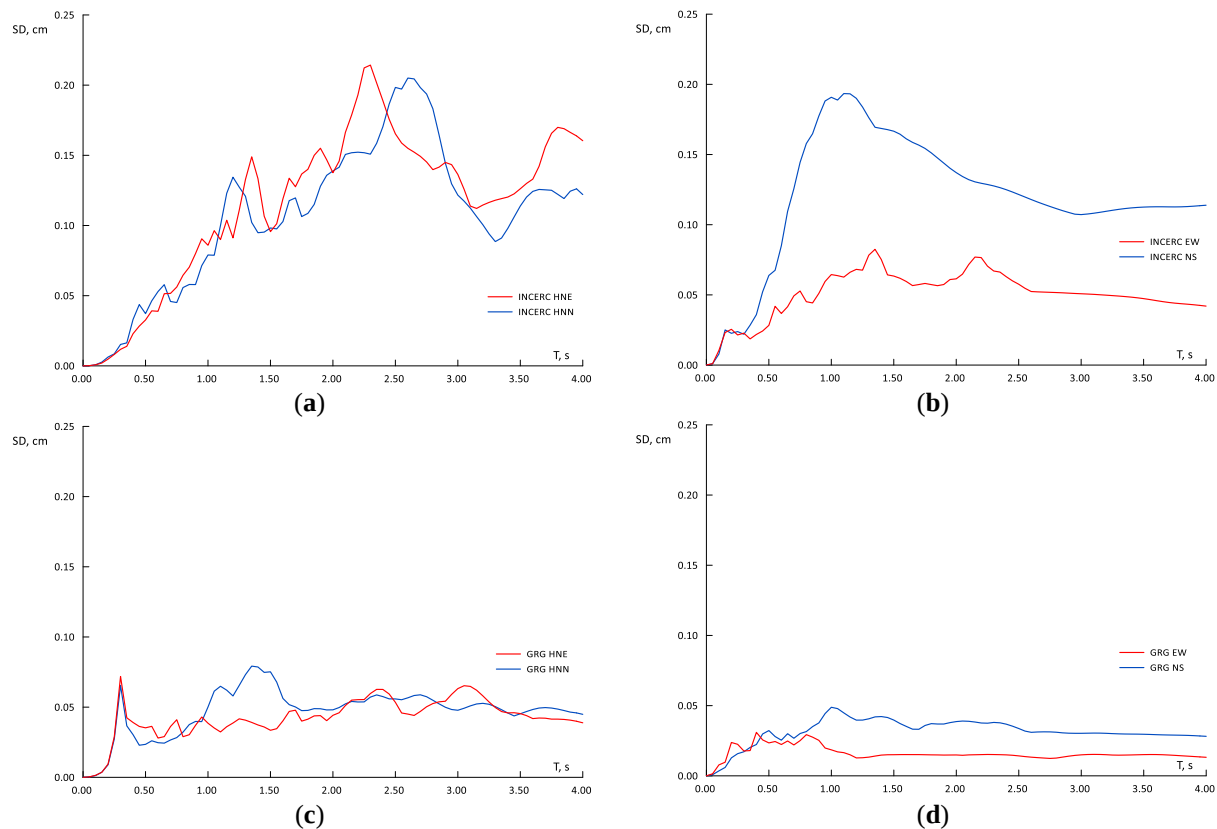


Fig. 2-2 Spectre de deplasare: seism crustal (a) INCERC, (c) Giurgiu vs. seism intermediar (b) INCERC, (d) Giurgiu

Din cauza numărului mic de înregistrări ale evenimentelor seismice moderate – puternice ale cutremurelor crustale, produse în alte zone seismogene decât Vrancea, nu a fost considerat oportună dezvoltarea unei legi de atenuare pentru acest tip de cutremure. Se pot folosi modele de atenuare din literatură, de exemplu Cauzzi & Faccioli (2008), care sunt calibrate pentru cutremure crustale.

3 Lege de atenuare pentru ordonatele spectrului de deplasare

Obiectivele acestui capitol sunt asamblarea unei baze de date care să conțină înregistrări seismice reprezentative pentru sursa seismică de adâncime intermediară Vrancea și obținerea spectrului de răspuns în deplasări utilizând o lege de atenuare construită în acest scop, aplicabilă pe teritoriul României, în zonele situate în fața Arcului Carpatic afectate de sursa subcrustală Vrancea.

Motivul pentru care s-a considerat oportună obținerea spectrelor de deplasare prin prelucrarea directă a înregistrărilor și nu prin derivarea lor din spectrele de răspuns în accelerații este că spectrele de deplasare variază mai puternic cu magnitudinea decât spectrele de accelerație. Mai mult, forma și ordonatele spectrelor de deplasare sunt mult mai sensibile la modul în care a fost făcută prelucrarea/corectarea accelerogramelor decât ordonatele spectrului de accelerații. Prin modul de obținere a relației de atenuare, amplificările cauzate de condițiile de amplasament sunt incluse implicit.

Pentru a dezvolta modelul de atenuare a fost creată o bază de date care să cuprindă înregistrări reprezentative ale mișcării terenului. Baza de date folosită în acest scop cuprinde 272 de perechi de înregistrări (544 de componente orizontale) provenite de la 15 cutremure. Din baza de date fac parte cutremure de adâncime intermediară, din care nouă produse în zona Vrancea (235 de perechi de înregistrări) și șase cutremure înregistrate în Japonia. Cutremurele din baza de date sunt cuprinse în intervalul de magnitudini $5,2 \leq M_w \leq 7,4$ și s-au produs la adâncimi cuprinse între 65 și 160km, baza de date suprapunându-se parțial cu cea folosită în studiul Văcăreanu, Radulian, Iancovici, Pavel & Neagu, (2015). Din totalul de înregistrări, 169 provin de pe teren tip C (aproximativ 62%), restul provenind de la stații situate pe teren tip B. Clasificarea terenului a fost efectuată conform Eurocode 8. Înregistrările digitale reprezintă 52% din total și sunt furnizate de cutremure cu $5,2 \leq M_w \leq 7,1$. Prin urmare, majoritatea cutremurelor din baza de date cu $M_w > 7,0$ au fost înregistrate analogic în România. Componenta bazei de date în funcție de origine, tipul de teren, magnitudine și distanță este prezentată în Figura 3-1.

În acest studiu, pentru încadrarea în tipuri de teren s-a folosit clasificarea Eurocode 8 (CEN, 2004). Aceasta permite încadrarea în funcție de viteza undelor de forfecare ca medie ponderată a vitezelor în straturile din primii 30m. Are avantajul că este o metodă consacrată (utilizată în țările cu tradiție în proiectarea la acțiunea seismică), recomandată de codul național de proiectare seismică, și se poate aplica relativ ușor.

Modelul de atenuare pentru ordonatele spectrului de deplasare relativă a fost obținut prin regresie în două etape, folosind metodologia descrisă în Joyner & Boore (1993) și Joyner & Boore (1994). Regresia în două etape este utilizată pentru a decupla determinarea scalării magnitudinii de determinarea scalării distanței. Metoda este folosită pe larg în determinarea coeficienților legilor de atenuare, împreună cu algoritmul elaborat de Abrahamson & Youngs (1992). Împreună cu regresia în două etape, Joyner și Boore au introdus în același articol o metodă de regresie într-o singură etapă, coeficienții ce controlează dependența de magnitudine și dependența de distanță fiind determinați simultan. Ambele metode se bazează pe maximizarea verosimilității setului de observații.

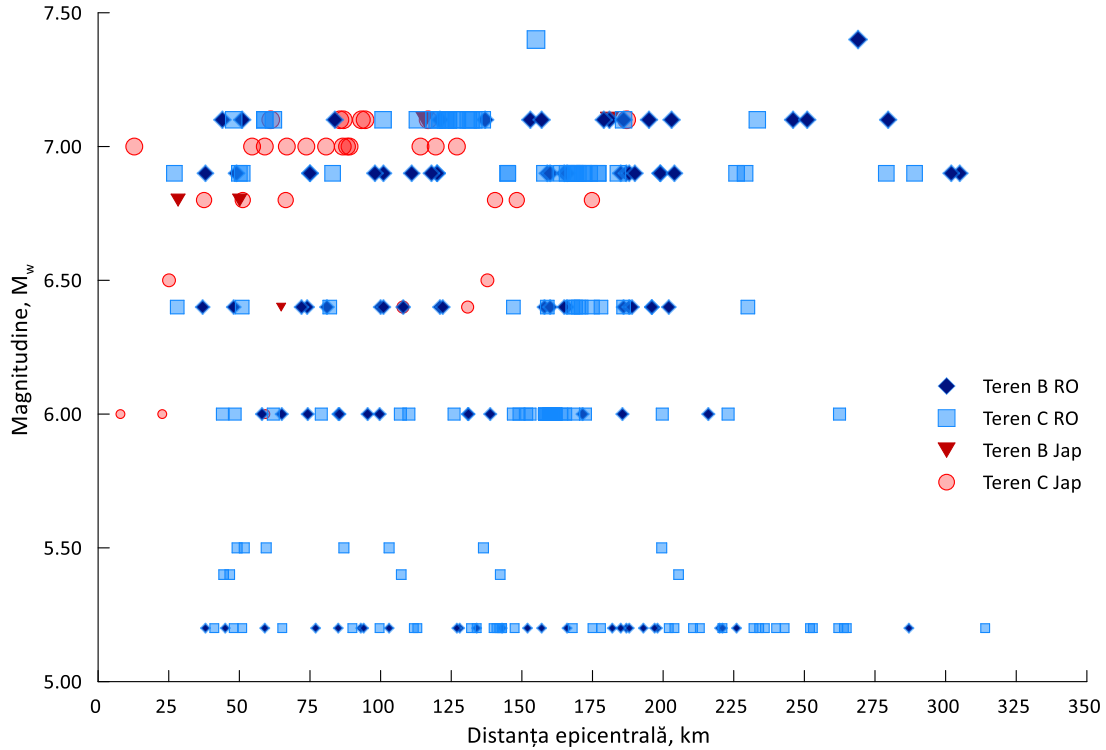


Fig. 3-1 Distribuția în funcție de origine, tipul de teren, magnitudine și distanță a înregistrărilor din baza de date

Regresia în două etape constă mai întâi în determinarea coeficienților ce exprimă dependența de distanță și a unui vector de abateri (pentru fiecare înregistrare în parte). În a doua etapă sunt determinați coeficienții ce exprimă dependența magnitudinii prin maximizarea verosimilității setului de observații.

Forma funcțională a relației de atenuare, adaptată după Joyner & Boore, (1993) este:

$$\lg(SD) = a + b(M_w - 6) - \lg \sqrt{D_{epi}^2 + h^2} + c \sqrt{D_{epi}^2 + h^2} + \varepsilon_r + \varepsilon_e \quad \text{Ec. 3-1}$$

unde SD (în cm) este ordonata spectrului elastic al deplasărilor relative (media geometrică a două componente orizontale perpendiculare) pentru 5% amortizare, M_w este magnitudinea moment a cutremurului, D_{epi} (în km) este distanța epicentrală, a , b , c și h sunt coeficienți ce se determină prin regresie, ε_r este o variabilă aleatoare independentă normal repartizată ce ia valori pentru fiecare înregistrare, ε_e este o variabilă aleatoare independentă normal repartizată ce ia valori pentru fiecare cutremur iar $\lg$ semnifică logaritm în baza 10. Variabila aleatoare ε_r are media 0 și dispersia σ_r^2 , reprezentând variabilitatea între stațiile seismice (intra-eveniment), în timp ce variabila aleatoare ε_e are media 0 și dispersia σ_e^2 , reprezentând variabilitatea între evenimentele seismice (inter-eveniment). Abaterea standard totală este:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_e^2} \quad \text{Ec. 3-2}$$

Primii doi termeni ai relației de atenuare țin cont de variația cvasiliniară a logaritmului amplitudinii cu magnitudinea. Al treilea termen corespunde atenuării geometrice a undelor seismice, ce

descresc proporțional cu inversul distanței. Cel de-al patrulea termen corespunde atenuării anelastice, datorată mediilor traversate de undele seismice.

Coeficienții relației de atenuare au fost determinați separat pentru terenuri de tip B și terenuri de tip C, din cauza valorilor mult mai mici ale ordonatelor spectrale și a formei spectrelor deplasare pe teren de tip B.

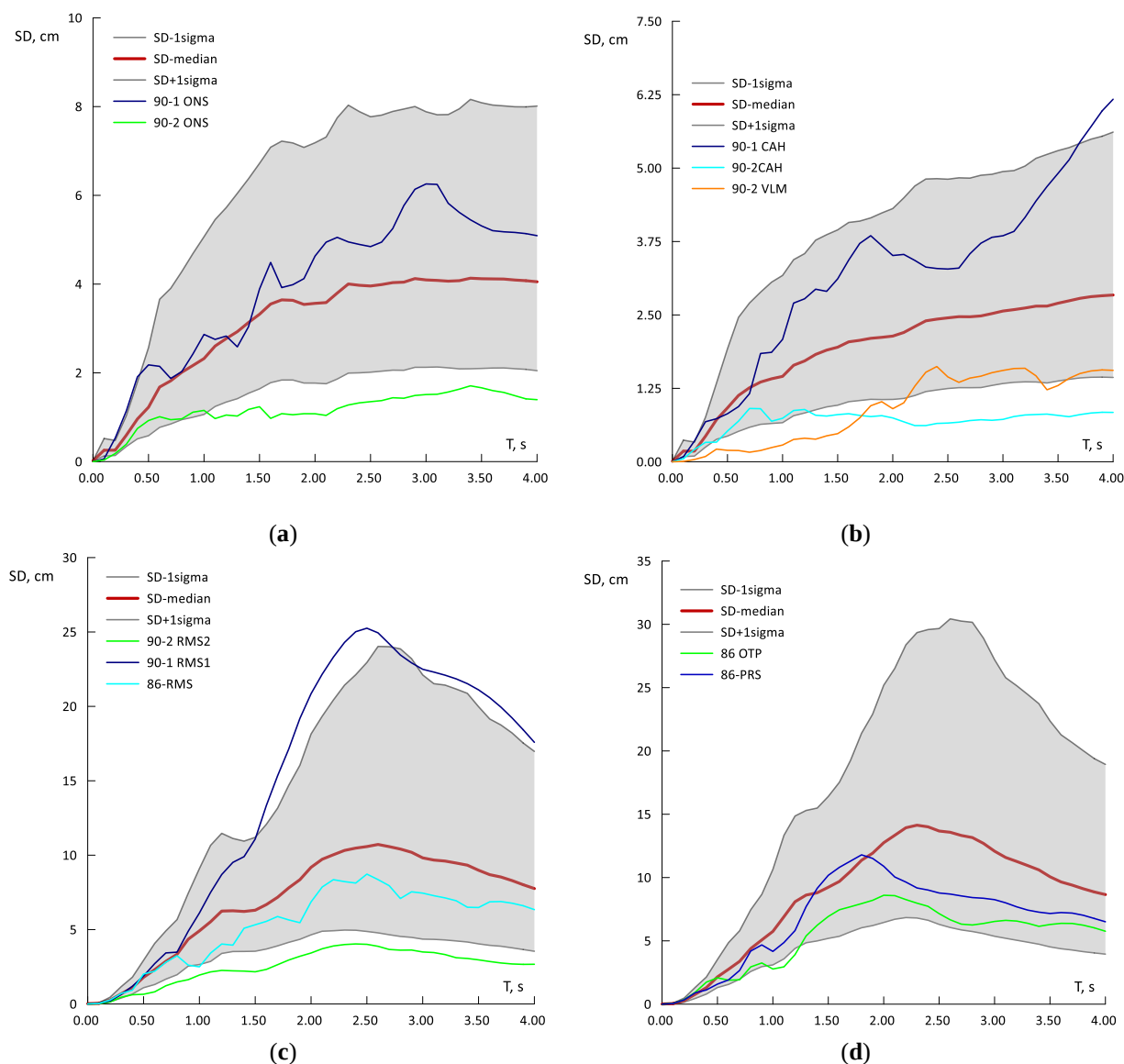


Fig. 3-2 Spectre de deplasare: obținute din GMPE vs. obținute din înregistrări pentru evenimentele seismice din 1986, 1990-1 și 1990-2 (a) teren B, 50km; (b) teren B, 100km; (c) teren de tip C, 50km; (d) teren de tip C, 100km.

În vederea îmbunătățirii predicției răspunsului pentru cutremure cu magnitudine mare ($M_w > 7,1$), a fost explorată oportunitatea adăugării unui termen pătratic relației de atenuare de bază, ajungându-se la următoarea formă:

$$\lg(SD) = a + b(M_w - 6) + d(M_w - 6)^2 - \lg \sqrt{D_{epi}^2 + h^2} + c \sqrt{D_{epi}^2 + h^2} + \varepsilon_r + \varepsilon_e \quad \text{Ec. 3-3}$$

care a condus într-adevăr la îmbunătățirea predicțiilor pentru cutremurul din 4 martie 1977 și a micșorat într-o anumită măsură valorile reziduurilor.

Pentru a investiga dependența de baza de date a modelului de atenuare, regresia a fost efectuată pe trei seturi de date, unul ce conține numai înregistrări naționale ale cutremurelor din 1977, 1986 și 1990, al doilea set de date a fost constituit doar din înregistrări digitale (naționale, cu $5,2 \leq M_w \leq 6,0$ și japoneze, din rețelele Kik-Net și K-NET, cu $6,0 \leq M_w \leq 7,1$) iar coeficienții au fost determinați până la perioade de 8s și, în final, unul ce conține cutremurele din întreaga baza de date cu coeficienții de regresie calculați în intervalul 0,1 – 4,0s. În continuare vor fi prezentate doar rezultatele corespunzătoare primului set.

Setul de înregistrări naționale moderate și puternice, reprezentat de înregistrări ale cutremurelor din 4 martie 1977 ($M_w = 7,4$), 31 august 1986 ($M_w = 7,1$), 30 mai 1990 ($M_w = 6,9$) și 31 mai 1990 ($M_w = 6,4$), se remarcă prin cerințele mari de deplasare impuse structurilor înalte ($T > 1,0s$) situate pe terenuri de tip C, caracteristică observată și la cutremurele istorice. Figura 3-2 prezintă predicțiile mișcărilor seismice prezente în baza de date împreună cu SD calculat, ca medie geometrică a celor două componente orizontale ale înregistrărilor reale.

Folosind relația de atenuare (valori mediane), a fost analizată variația spectrelor de deplasare cu magnitudinea, tipul de teren și distanța epicentrală. Se constată o îngustare a zonei de amplificări mari a spectrului de deplasare cu creșterea magnitudinii seismului, în special pentru teren C. Cutremurele de magnitudine mai mică tind să aibă zone cvasi-plat pe un interval extins de perioade, fapt confirmat de spectrele de deplasare calculate folosind înregistrări ale seismelor din 1986 și 1990. Se remarcă valori foarte mari a amplificării relative între valorile spectrale așteptate pe teren C, respectiv B. Acestea se reduc la valori întâlnite în literatură, (Cauzzi & Faccioli, 2008), pentru magnitudini moderate ale seismului ($M_w \approx 7,0$). Aceste valori mari de amplificare sunt confirmate de SD calculate utilizând înregistrările provenite de la stațiile seismice situate la aceeași distanță epicentrală, pentru cutremurele din 1986 și 1990. Pentru magnitudini mai mici, $M_w \leq 6,5$, există doar o mică creștere (15-30%) a deplasării pentru amplasamente situate pe teren tip C în raport cu amplasamente de tip B. De asemenea, sunt prezente diferențe mari între cerințele de deplasare între cutremure separate de un grad de magnitudine moment, cum se poate observa în Figura 3-3.

Variația cu distanța epicentrală este analizată în Figura 3-4. Pentru teren C, vârful pronunțat se află în vecinătatea perioadei de 2,30s și are tendința ușoară de migrație către perioade mai mari odată cu creșterea distanței epicentrale. Terenul de tip B se remarcă prin valori mult mai mici ale deplasărilor spectrale, cu un vârf pronunțat în jurul perioadei de 1,80s urmat de o zonă relativ plată. Din Figura 3-4 se poate observa că pentru creșterea cu 50km a distanței epicentrale valorile deplasărilor spectrale scad cu 1/3. De asemenea, creșterea distanței epicentrale are drept efect netezirea formei spectrale.

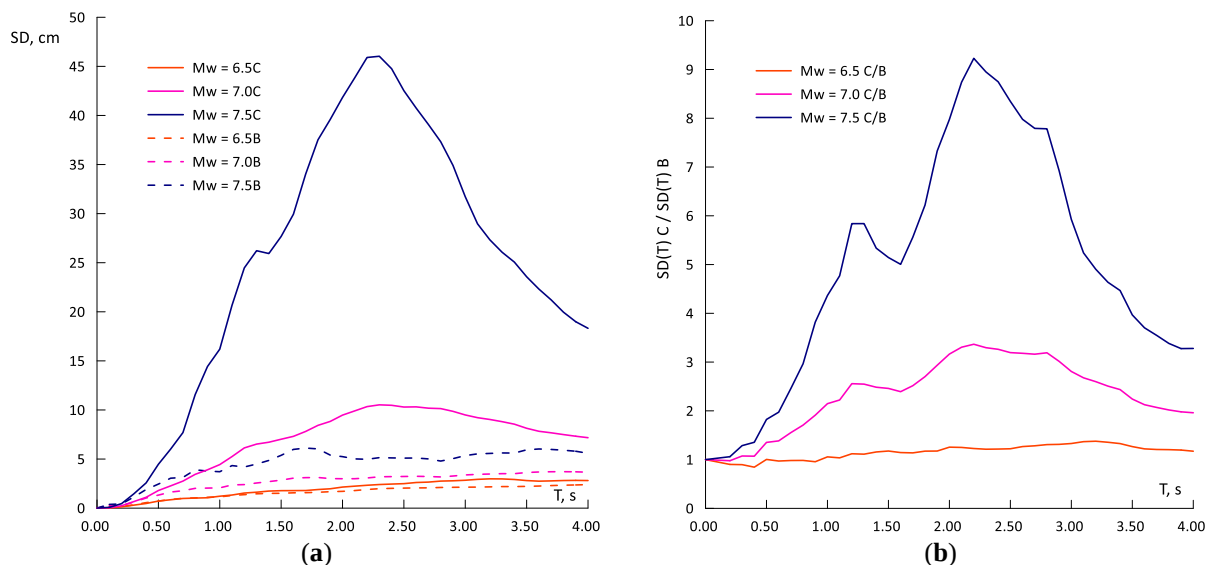


Fig. 3-3 Variația cerinței de deplasare cu mărimea și tipul de teren. (a) Spectrul de deplasări, funcție de mărime, $D_{epi}=100\text{km}$ și (b) Raportul între cerințele de deplasare pe teren C, respectiv B, $D_{epi} = 100\text{km}$.

Figurile 3-5 și 3-6 prezintă atenuarea în funcție de distanța epicentrală împreună cu o comparație cu două alte legi de atenuare pentru spectrul elastic de deplasare, Cauzzi & Faccioli (2008) și Hassani, Amiri, Bararnia & Sinaeian (2017). Din păcate, cele două modele de atenuare sunt calibrate pentru cutremure crustale.

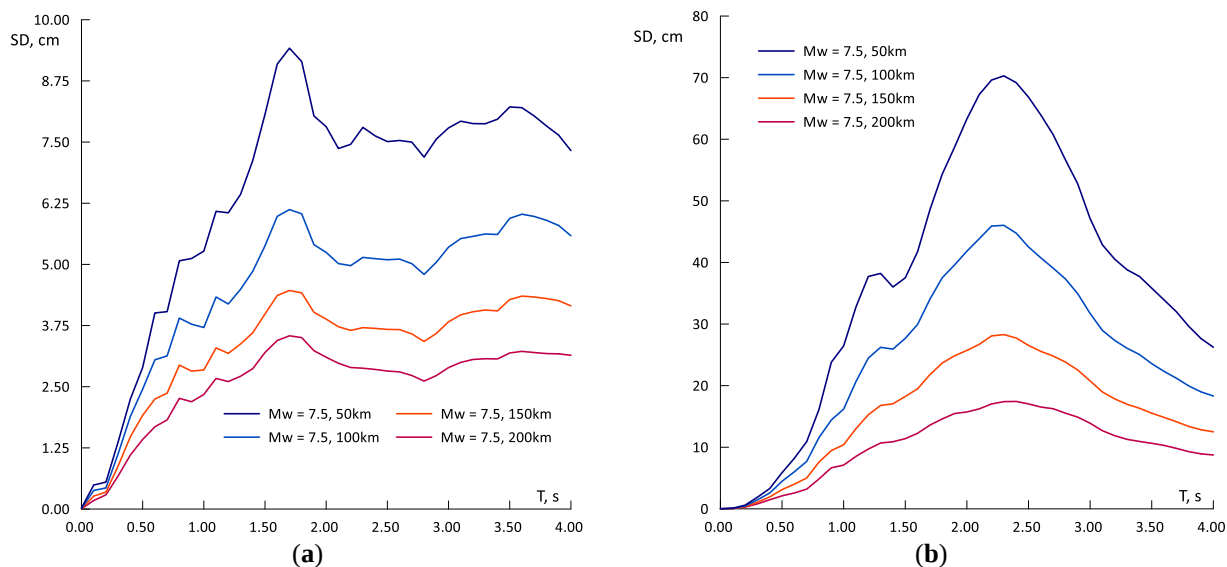


Fig. 3-4 Spectre de deplasare generate pentru un eveniment cu $M_w=7,5$ și distanța epicentrală de 50, 100, 150, 200km. (a) Teren B; (b) Teren C

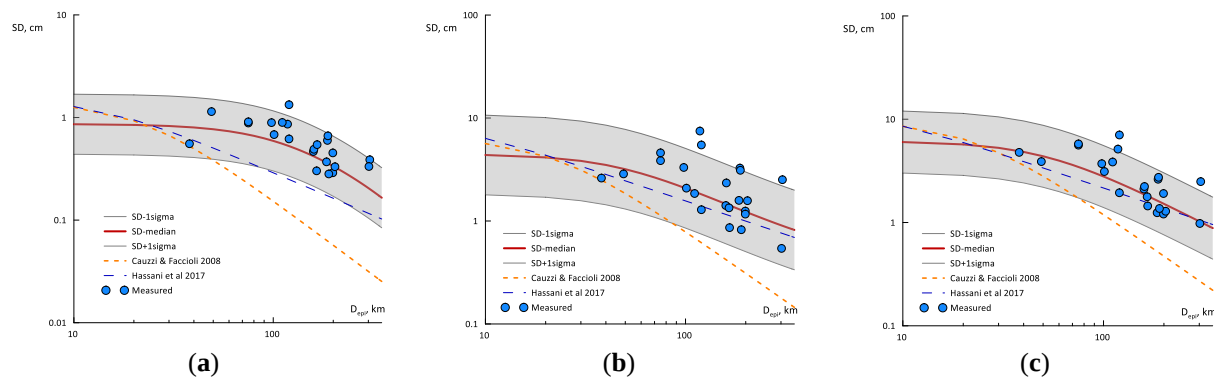


Fig. 3-5 Atenuarea în funcție de distanță, teren tip B (a) $T=0,30s$; (b) $T=1,00s$ (c) $T=1,50s$

Cu linie roșie sunt marcate amplitudinile furnizate de modelul de atenuare propus, banda gri reprezintă o zonă mărginită de $\pm$ o abatere standard de la valorile mediane. Pentru terenurile tip B, modelul propus furnizează rezultate similare cu modelul propus de Hassani et al, mai ales pentru perioadele 1,0 și 1,5s, în timp de modelul Cauzzi & Faccioli atenuază amplitudinile la o rată mai mare. Pentru amplasamente situate pe terenuri tip C, atenuarea cu distanța a modelului propus este mai accentuată decât pentru terenurile de tip B, pentru distanțe epicentrale mai mari de 100km și aproape inexistentă pentru distanțe mai mici de 100km, pentru toate cele trei perioade analizate. Aceste rezultate sunt în bună concordanță cu rezultatele provenite din aplicarea modelului (Vacareanu, Radulian, Iancovici, Pavel & Neagu, 2015), care arată o reducere foarte limitată pentru amplitudinile accelerațiilor spectrale și distanțe sub 100km. Atenuarea modelului propus diferă semnificativ de cea rezultată din aplicarea celorlalte două legi de atenuare. În modelul Cauzzi & Faccioli, amplitudinile sunt atenuate mai puternic, în timp ce modelul Hassani et al conduce la o atenuare constantă cu creșterea distanței.

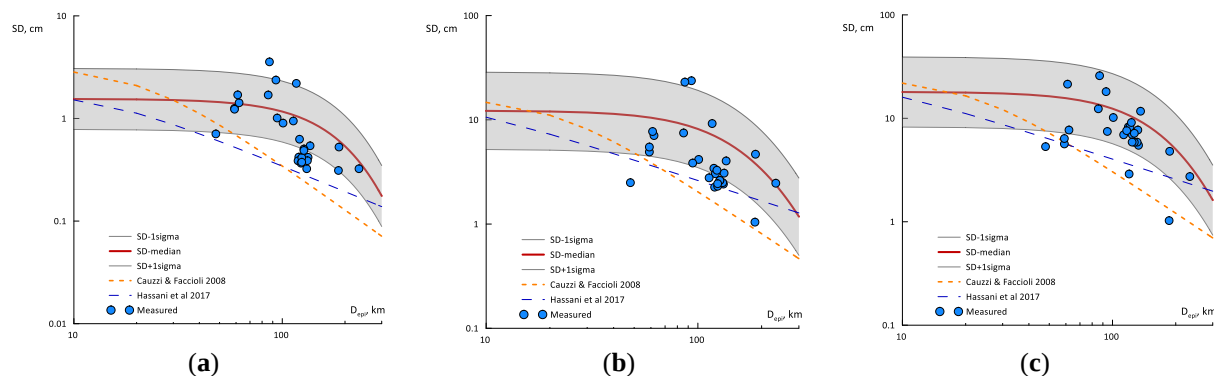


Fig. 3-6 Atenuarea în funcție de distanță, teren tip C (a) $T=0,30s$; (b) $T=1,00s$ (c) $T=1,50s$

După cum se poate observa, modelul propus înfășoară bine datele obținute pe terenuri tip B. Pentru amplasamente localizate pe terenuri tip C, există un grup de înregistrări obținute la aproape aceeași distanță epicentrală (stații seismice din București și împrejurimi) pentru care modelul de atenuare supraestimează valorile deplasărilor spectrale la perioade de 0,3s și 1,0s. Ținând cont de faptul că datele care deviază ușor de la valorile prezise sunt foarte localizate (în spațiu) și că datele reprezentate provin de la doar două cutremure, situația nu este reprezentativă pentru tot intervalul de magnitudini și distanțe epicentrale acoperit de modelul propus.

4 Spectre inelastice de deplasare

Obiectivul acestui capitol este de a evalua cerințele de deplasare ale sistemelor inelastice cu 1GLD prin metoda coeficientului, exprimate în funcție de ductilitatea de deplasare a sistemului, μ . Folosind o bază de date cu înregistrări seismice puternice, se pot obține coeficienții de amplificare a deplasărilor elastice, corespunzătoare unui material/model histeretic dat, printr-o analiză statistică a raportului între deplasările inelastice și cele elastice ale oscilatorului. Studiul este concentrat pe structurile noi din beton armat, modelul histeretic utilizat fiind modelul Takeda modificat, cu degradare de rigiditate.

În procedura de calcul a proiectării bazate pe deplasare, prin folosirea spectrelor de deplasare pentru ductilitate constantă, unul dintre pașii intermediari este eliminat, rezultând un mod de calcul ușor simplificat. Avantajul conceptual este că nu mai este nevoie să se apeleze la conceptul de amortizare histeretică echivalentă, criticat de unii cercetători (Chopra & Goel, 2001), (Goel, 2018).

Prin asocierea legii de atenuare prezentată în Capitolul 3 cu rezultatele acestui studiu, se pot crea spectre de deplasare inelastice, pentru un scenariu seismic dat.

Pentru acest studiu valoarea PGA limită a fost selectată la 75cm/s^2 , corespunzătoare valorii mediei geometrice a celor două componente orizontale, conform recomandărilor de bună practică din Goda și Atkinson (2009). Baza de date include 107 perechi de componente orizontale (214 înregistrări) provenite de la cutremure cu $6,0 \leq M_w \leq 7,40$ de adâncime intermediară produse în România și Japonia. Au fost incluse și două înregistrări ale unui cutremur cu magnitudinea 5,2 (înregistrat în România în 6 octombrie 2013), ce satisfac limita de PGA impusă. După selecția în funcție de PGA, înregistrările au fost grupate în funcție de tipul de teren pe care se găsește amplasamentul, conform clasificării Eurocode 8. Din totalul de 214 înregistrări, 140 provin de pe teren de tip C, restul de 74 de pe teren de tip B.

Analizele dinamice neliniare efectuate pe sistemele 1GLD au fost efectuate cu programul USDP (Akkar, 2016). A fost calculat coeficientul de amplificare:

$$C_{\mu}(T) = \frac{SD_{inel}(T)}{SD_{el}(T)} \quad \text{Ec. 4-1}$$

pentru cele 214 de înregistrări pentru perioade cuprinse între 0,05s și 4,00s cu un increment de 0,05s, pentru șase valori de ductilitate de deplasare: 1,5, 2,0, 3,0, 4,0, 5,0 și 6,0. $SD_{inel}(T)$ este deplasarea inelastică a unui sistem 1GLD cu perioadă proprie de vibrație T și ductilitate de deplasare μ , în timp ce $SD_{el}(T)$ reprezintă deplasarea elastică a sistemului elastic asociat.

Este cunoscut faptul că răspunsul seismic al structurilor este influențat de condițiile de amplasament (Aldea, 2013). Codurile de proiectare moderne țin cont de această influență, de obicei, printr-un parametru ce descrie proprietăți fizice ale stratificației geologice corespunzătoare amplasamentului, cum ar fi viteza undelor de forfecare, $v_{s,30}$. Tipul de teren influențează și răspunsul în deplasări al sistemului structural. Pentru a evidenția diferențele de cerință de deplasare pentru structuri situate pe terenuri B și C, s-a calculat raportul dintre valorile mediane ale $C_{\mu}(T)$ pentru terenuri B, respectiv C, și valorile mediane corespunzătoare pentru terenuri B și C (Miranda & Ruiz Garcia, 2003). Figura 4-1 evidențiază faptul că ignorarea tipului de teren este acoperitoare

pentru terenuri de tip B și perioade până la 1,20s. Pentru terenuri de tip C, situația este inversată. Diferențele sunt accentuate de creșterea ductilității de deplasare, fără a depăși totuși 10%. Valorile sunt în concordanță cu cele prezentate în studiul lui Miranda & Ruiz Garcia, (2003), ce raportează diferențe de 10-15% pentru terenuri de tip B și de maximum 20% pentru terenuri de tip C. Este de notat faptul că în studiul menționat mai sus, baza de date cuprindea un număr egal de înregistrări pentru trei categorii de teren, A, B, C.

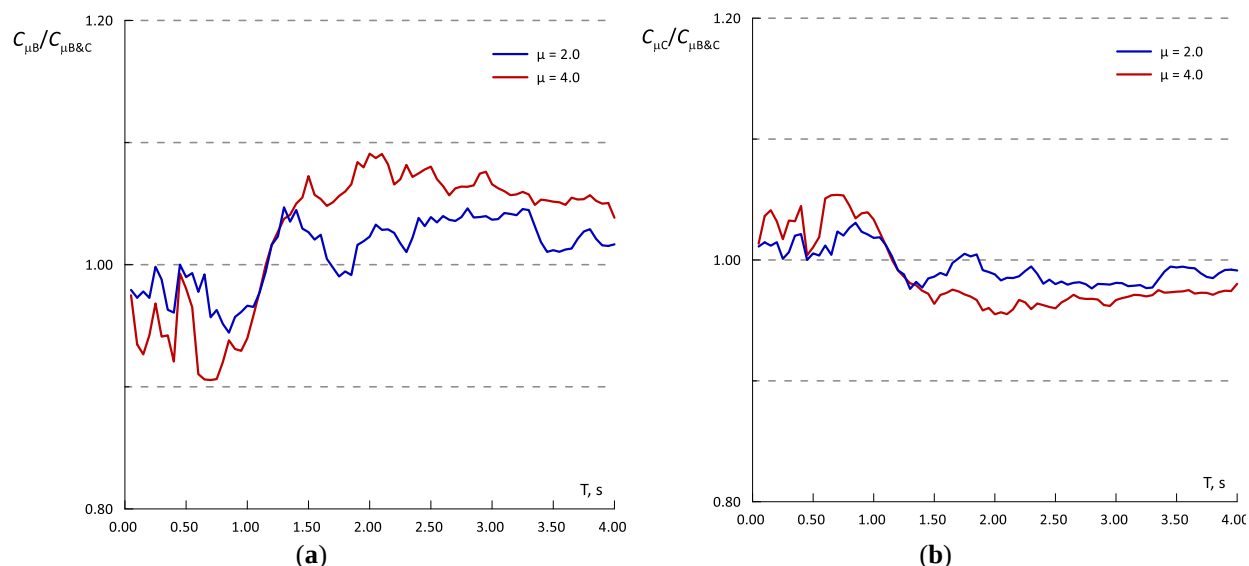


Fig. 4-1 Influența condițiilor de teren $\mu = 2$ și $\mu = 4$: teren B (a); teren C (b)

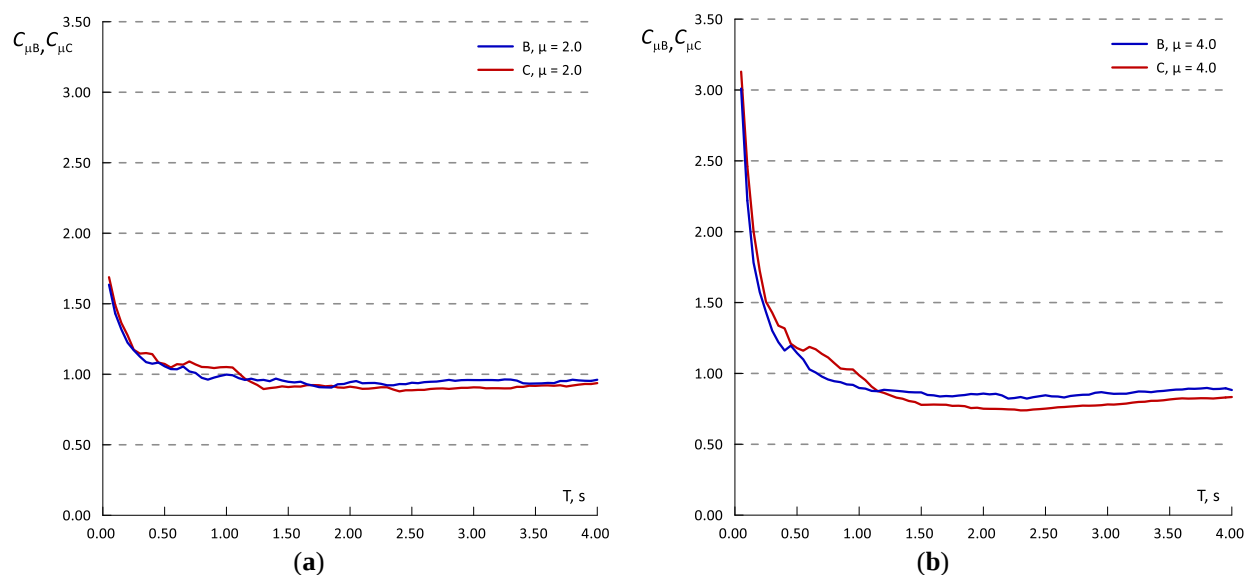


Fig. 4-2 Influența condițiilor de teren pentru sisteme de ductilitate $\mu = 2$, $\mu = 4$, amplasate pe terenuri de tip B(a) și C (b)

În Figura 4-2 este prezentată comparativ variația $C_{\mu}(T)$ pentru sisteme cu ductilitate limitată, respectiv moderat-ridică, amplasate pe terenuri de tip B și C. Analizând cele două figuri se poate concluziona că sistemele inelastice amplasate pe terenuri C au deplasări inelastice mai mari ca cele localizate pe terenuri tip B, până la perioade de 1,20s. Cum era de așteptat, diferența este

amplificată de creșterea ductilității. Cu toate acestea, pentru perioade peste 1,20s valorile coeficientului sunt aproximativ egale cu 1,00. Deci, deși sistemele amplasate pe terenuri B vor avea valori $C_\mu(T)$ mai mari la perioade spectrale de peste 1,20s decât cele situate pe terenuri de tip C, aplicarea regulii/aproximației deplasărilor egale (considerarea unui coeficient egal cu 1,00) va conduce la amplificări inelastice egale pentru ambele tipuri de amplasamente.

Cea mai importantă caracteristică a influenței tipului de teren constă în schimbarea perioadei de la care se poate aplica regula deplasărilor egale. Acest aspect este mai pronunțat la sistemele cu ductilitate moderată-ridică. Din Figura 4-2 rezultă valori ale perioadei pentru care se poate aplica această regulă de 0,70s pentru teren B și de 1,00s pentru terenuri de tip C.

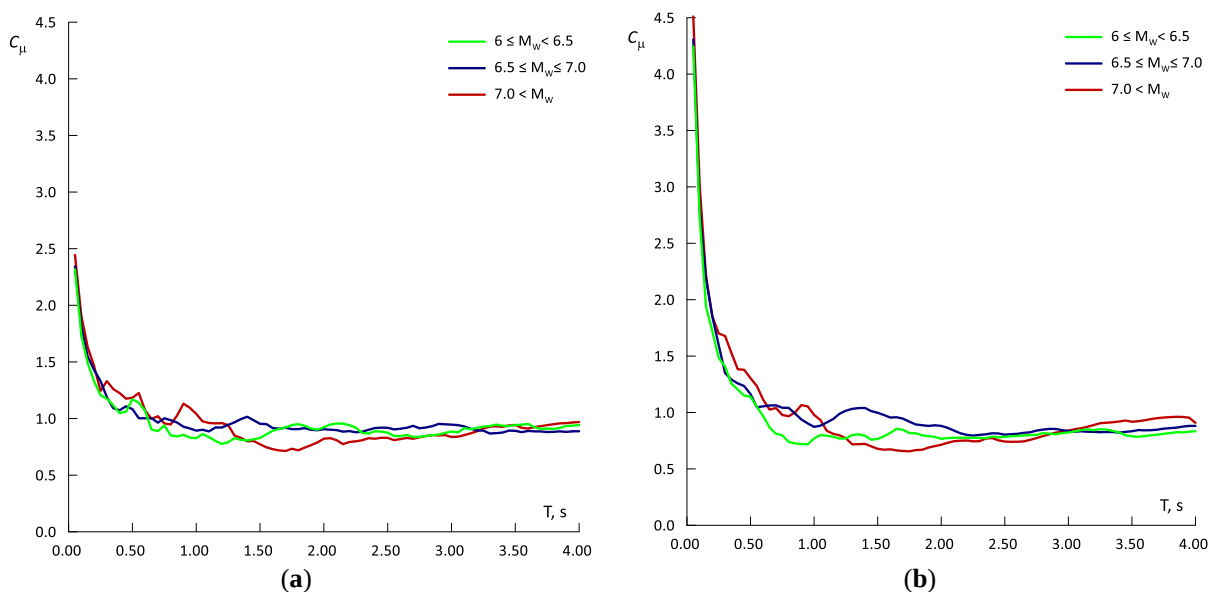


Fig. 4-3 Influența magnitudinii cutremurului, teren B $\mu = 3$ (a) și $\mu = 6$ (b)

Influența magnitudinii cutremurului a fost investigată pentru terenuri de tip B și C. Înregistrările au fost ordonate în trei seturi, în funcție de magnitudine: unul conținând înregistrări provenind de la cutremure cu magnitudine între 6,0 și 6,5, altul ce cuprinde accelerograme înregistrate în timpul unor cutremure cu magnitudine cuprinsă între 6,5 și 7,0, ultimul set fiind constituit din mișcări seismice ale unor cutremure cu magnitudine peste 7,0. În continuare sunt prezentate rezultatele pentru două ductilități de deplasare, $\mu = 3$ și $\mu = 6$ în Figura 4-3 pentru teren B, în timp ce Figura 4-4 prezintă datele pentru teren de tip C.

Tendința de creștere a coeficientului este prezentă într-adevăr pentru sisteme cu incursiuni importante în domeniul postelastice (orientativ $\mu \geq 3$), situate pe teren de tip C. Pentru sistemele amplasate pe teren B, tendința de amplificare a cerinței de deplasare inelastică este înregistrată pentru un interval mai redus de perioade.

Din Figura 4-4 se evidențiază creșterea $C_\mu(T)$ pentru terenuri de tip C într-un interval de perioade situat între 0,9-1,3s. Pentru toate cele șase valori de ductilitate pentru care s-au efectuat calculele s-a identificat o zonă centrată în jurul perioadei de 1,10s unde efectul creșterii magnitudinii este mai pregnant, cutremurele cu magnitudine peste 7,00 producând amplificări cu peste 30% mai mari

decât cele cu $6,5 \leq M_w \leq 7,00$. Această caracteristică poate avea un impact semnificativ asupra unui spectru inelastic de proiectare.

Pentru a discuta cauza apariției vârfului din dreptul perioadei de 1,10s pe terenuri de tip C a fost necesară investigarea caracteristicilor înregistrărilor cutremurelor cu $M_w > 7,0$ din baza de date, prezentată pe larg în teză. Vârful $C_\mu(T)$ este o caracteristică a cutremurelor vrâncene puternice, evenimentele din 31 august 1986 ($M_w=7,1$) și 4 martie 1977 ($M_w = 7,4$). Pentru cutremurele de adâncime intermediară produse în Japonia prezente în baza de date nu au fost identificate vârfuri semnificative ale $C_\mu(T)$ pentru perioade peste 1,00s. Trebuie notat că amplificările corespunzătoare cutremurelor vrâncene puternice de adâncime intermediară sunt caracteristice atât pentru amplasamente situate în orașul București și vecinătăți, cât și pentru cele din zona epicentrală.

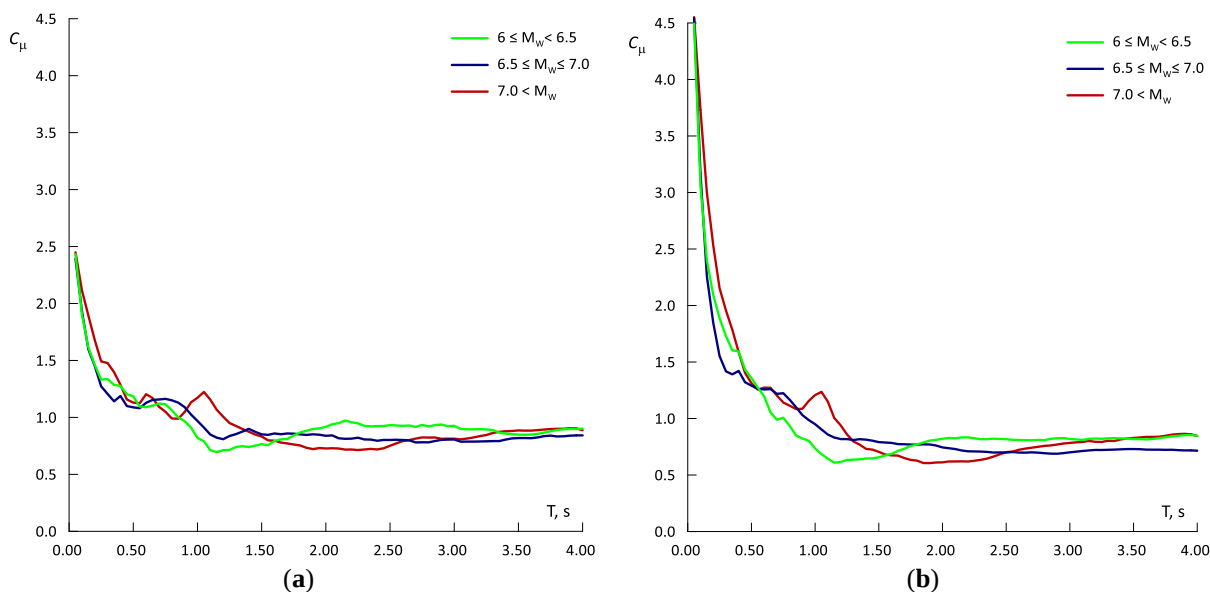


Fig. 4-4 Influența magnitudinii cutremurului, teren C $\mu = 3$ (a) și $\mu = 6$ (b)

Distanța epicentrală nu influențează semnificativ valorile coeficientului de amplificare.

Examinând influența tuturor factorilor enumerați mai sus, se distinge influența deosebită a condițiilor de teren. Acestea influențează forma variației coeficientului și valorile de perioadă la care acesta se poate considera unitar. Magnitudinea cutremurului are o influență semnificativă asupra amplasamentelor localizate pe teren C, într-un interval de perioade centrat în jurul perioadei de 1,10s.

Pentru a ușura utilizarea datelor referitoare la coeficientul de amplificare a fost dezvoltată o formă funcțională care să furnizeze valorile mediane ale acestuia. Pentru un sistem cu o ductilitate de deplasare μ , funcția este de forma:

$$C_\mu(T) = a_1 \sqrt{T} + \frac{a_2}{T} + a_3 \ln(T) \quad \text{Ec. 4-2}$$

unde a_1 , a_2 , a_3 sunt coeficienți obținuți prin regresie, pentru fiecare categorie de teren și fiecare nivel de ductilitate de deplasare, iar T este perioada proprie de vibrație a sistemului. Primul termen

furnizează aspectul general al funcției, al doilea calibrează expresia în domeniul perioadelor mici, în timp ce ultimul termen ajustează alura funcției în domeniul perioadelor moderate-mari.

Așa cum s-a arătat mai sus, magnitudinea cutremurului poate avea un impact asupra formei $C_\mu(T)$, pe terenuri de tip C. Pentru verificări la starea limită ultimă, este foarte probabil ca magnitudinea asociată hazardului seismic de proiectare să depășească $M_W = 7,0$, deci efectul asupra coeficientului trebuie să fie luat în calcul. Se adaugă un termen suplimentar în expresia coeficientului de amplificare, pentru acest tip de teren. Amplificarea locală în valoarea deplasării inelastice a fost considerată sub forma unei funcții sinus, ce atinge amplitudinea maximă la o perioadă de 1,05s.

$$C_\mu(T) = C_{\mu1}(T) + C_{\mu2}(T) \quad \text{Ec. 4-3}$$

cu:

$$C_{\mu1}(T) = a_1 \sqrt{T} + \frac{a_2}{T} + a_3 \ln(T) \quad \text{Ec. 4-4}$$

$$C_{\mu2}(T) = 0,25 \sin \left[\frac{\pi(T - 0,85)}{0,40} \right], \text{ pentru } 0,85s \leq T \leq 1,25s \quad \text{Ec. 4-5}$$

$$C_{\mu2}(T) = 0, \text{ în rest}$$

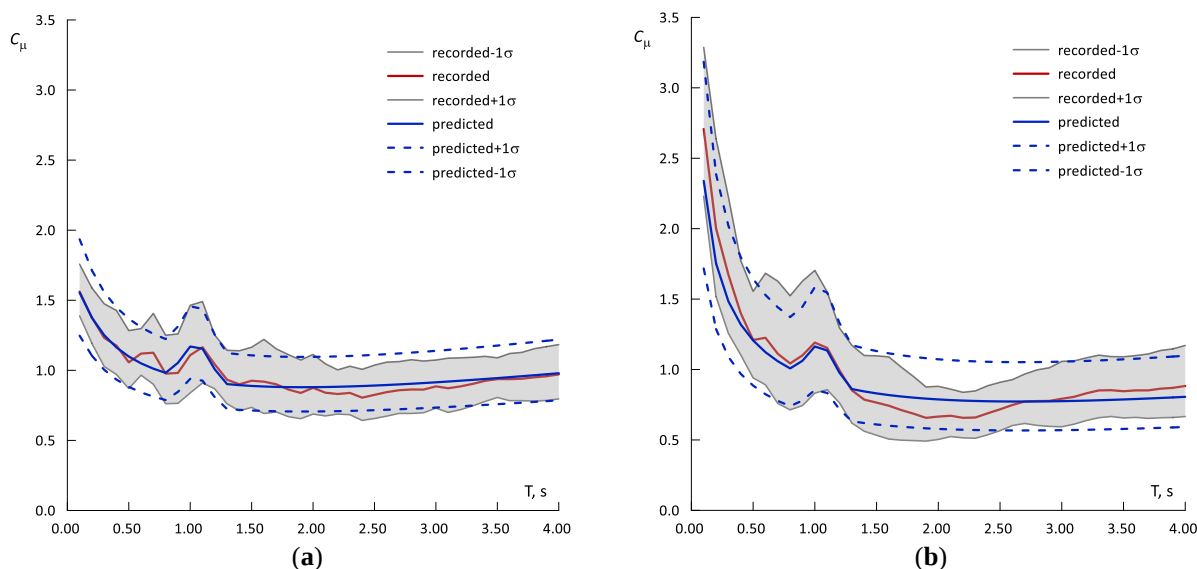


Fig. 4-5 Valoarea coeficientului de amplificare, înregistrări cu $M_W > 7$ – calculat vs. înregistrat – teren C, $\mu = 2$ (a), $\mu = 4$ (b)

Fixând valoarea abaterii standard $\sigma_{C_\mu(T)}$ la valoarea sa medie pe tot intervalul de perioade considerat, se poate obține valoarea coeficientului $C_\mu(T)$ împreună cu variabilitatea asociată, folosind doar forma funcțională și tabelele de mai sus. Examinând o reprezentare în care sunt cuprinse doar cutremure având $M_W > 7$, Figura 4-5, se poate observa un bun acord între valorile calculate folosind ecuațiile 4-4 și 4-5 și cele obținute din prelucrarea înregistrărilor. Vârful local

din jurul perioadei de 1,05s este capturat cu acuratețe, atât ca valoare medie cât și pentru valorile corespunzătoare $\pm 1\sigma_{C_{\mu}(T)}$. Pentru sisteme cu ductilitate cuprinsă între 1,5 și 6, utilizarea unei valori medii pentru abaterea standard conduce la rezultate acoperitoare pentru intervale largi de perioade spectrale. De notat faptul că forma generală a curbei, datorată termenului $C_{\mu 1}(T)$ din Ecuația 4-4, este aceeași cu cea dezvoltată pentru înregistrări din întreaga baza de date. Deci, sumând termenii $C_{\mu 1}(T)$ și $C_{\mu 2}(T)$ va genera valori ale coeficientului amplificării deplasărilor care vor fi în bună concordanță cu datele prelucrate din înregistrări atât pentru cutremure de magnitudine mare cât și pentru cutremure de magnitudine moderată, cu o variabilitate mai ridicată.

Coeficientul de amplificare al deplasărilor poate fi utilizat împreună cu un spectru elastic de deplasare relativă (SD) pentru a genera spectre inelastice de deplasare, ce joacă un rol important în DBD. Spectrul elastic poate fi un spectru de proiectare sau unul elaborat pentru un scenariu seismic. Codurile de proiectare (MDRAP 2013; CEN 2004) oferă informațiile necesare pentru a trasa SD. Pe de altă parte, cu ajutorul modelului de atenuare dezvoltat în Capitolul 3 și folosind coeficienții de amplificare se pot obține spectre inelastice de deplasare, corespunzătoare unui scenariu seismic prestabilit, descris prin magnitudinea cutremurului așteptat în amplasament, distanța epicentrală, condițiile de teren și ductilitatea de deplasare (admisibilă) pentru proiectare. Procedura de construire a spectrului inelastic pentru o ductilitate de deplasare este simplă:

- În urma dezagregării hazardului seismic, rezultă un număr de evenimente, perechi (M_w , d_{epi}) ce generează valorile cele mai mari ale amplitudinii seismice pe amplasamentul considerat, pentru intervalul mediu de revenire considerat;
- Utilizând modelul de atenuare prezentat mai sus, se generează spectrul elastic de deplasare, $SD_{el}(T)$, cu variabilitatea asociată;
- Se determină coeficientul de amplificare, $C_{\mu}(T)$, funcție de materialul din care este alcătuită structura, modelul histeretic, condițiile de teren, împreună cu variabilitatea asociată;
- Considerând că cele două variabile de mai sus, $SD_{el}(T)$ și $C_{\mu}(T)$ sunt variabile independente (valorile lor numerice nu sunt corelate), cunoscând repartițiile fiecărei variabile (ambele lognormale), se poate obține spectrul inelastic de deplasare ca:

$$SD_{inel}(T) = SD_{el}(T) \cdot C_{\mu}(T) \quad \text{Ec. 4-6}$$

- Produsul a două variabile independente lognormal repartizate este de asemenea lognormal repartizat (Lungu & Ghiocel, 1982), având media și abaterea standard:

$$\begin{aligned} m_{\ln[SD_{inel}(T)]} &= m_{\ln[SD_{el}(T)]} + m_{\ln[C_{\mu}(T)]} \\ \sigma_{\ln[SD_{inel}(T)]}^2 &= \sigma_{\ln[SD_{el}(T)]}^2 + \sigma_{\ln[C_{\mu}(T)]}^2 \end{aligned} \quad \text{Ec. 4-7}$$

Așa cum a fost menționat mai sus, una din ipotezele ce stau la baza construcției spectrului inelastic de deplasare constă în tratarea $SD_{el}(T)$ și $C_{\mu}(T)$ drept variabile independente. Analizând corelația dintre valorile numerice $SD_{el}(T)$ și $C_{\mu}(T)$ pentru mai multe perioade (și un set limitat de date – corespunzătoare cutremurelor din 1977, 1986, 1990) se poate concluziona că există o slabă corelație, ($|\rho| < 0,15$), pentru unele perioade, sau nu există corelație în cazul altor perioade. Corelația, atunci când apare, este negativă. Acest subiect a fost tratat și în studiul lui Ruiz-Garcia și Miranda, (2007), fiind pus în evidență un coeficient de corelație ce variază odată cu perioada,

este negativ, și cuprins în general între -0,25 și 0,00. Din acest motiv expresia de calcul a $SD_{inel}(T)$ ar trebui modificată în:

$$SD_{inel}(T) \approx SD_{el}(T) \cdot C_{\mu}(T) \quad \text{Ec. 4-8}$$

Mai jos sunt prezentate câteva rezultate obținute pentru înregistrarea INCERC1977.

Asocierea dintre legea de atenuare prezentată în Capitolul 3 și expresia coeficientului amplificării deplasărilor sunt în măsură să estimeze cu o precizie rezonabilă spectrele inelastice obținute prin prelucrarea setului de date înregistrate. Pentru înregistrarea din 1977, în general, ambele componente (marcate cu linii albastre și verzi) sunt cuprinse între valorile mediane (reprezentate cu linie roșie) și cele corespunzătoare $\pm 1\sigma_{SD_{inel}(T)}$, așa cum este redat în Figura 4-6.

Pentru valorile de ductilitate analizate, întotdeauna contribuitorul major pentru variabilitatea răspunsului sistemului neliniar, calculată conform ecuației 4-7, este $SD_{el}(T)$. Mai ales pentru perioade mai mari de 1,30s, cerința de deplasare inelastică este dominată de spectrul elastic calculat conform legii de atenuare, datorită regulii deplasărilor egale. Există intervale de perioade unde spectrul inelastic corespunzător componentei INCERC77NS depășește valorile mediane $\pm 1\sigma_{SD_{inel}(T)}$ calculate.

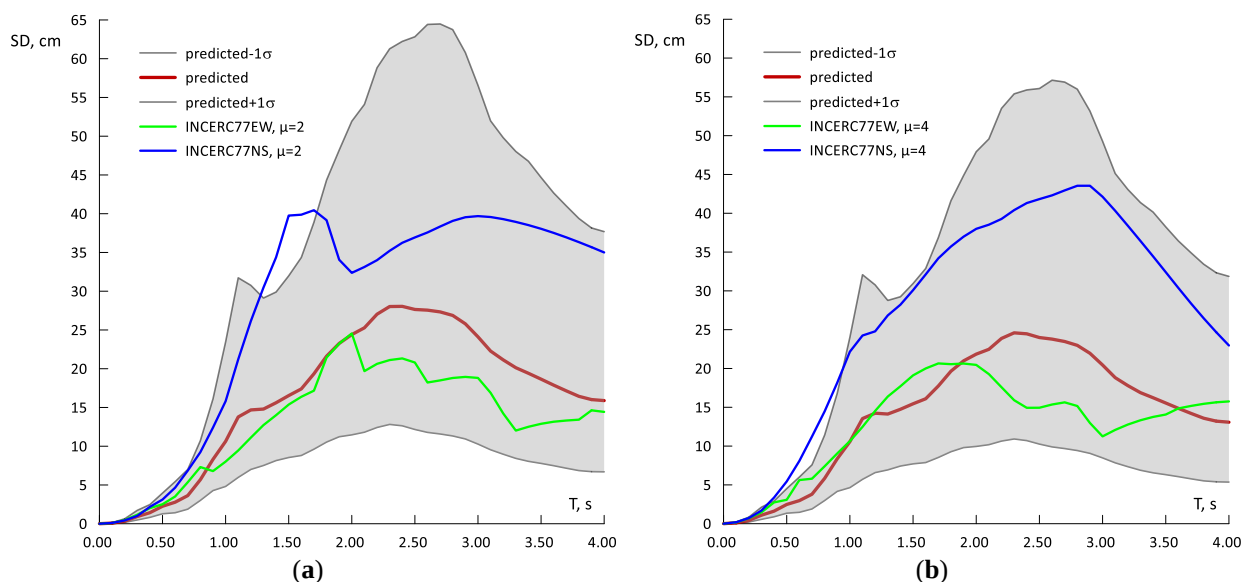


Fig. 4-6 Spectre inelastice generate pentru INCERC77NS și INCERC77EW vs. măsurat, $\mu = 2$ (a) și $\mu = 4$ (b), teren C

5 Utilizarea spectrelor supra-amortizate în analiza răspunsului seismic așteptat

Obiectivul acestui capitol este de a stabili în ce condiții se poate utiliza conceptul de amortizare histeretică echivalentă pentru a descrie comportarea complexă în timpul cutremurelor puternice a sistemelor neliniare. De asemenea, a fost investigat modul de obținere a spectrelor supra-amortizate prin transformarea celor construite pentru amortizare 5% din cea critică.

Un număr important de proceduri DBD sunt centrate pe conceptul de amortizare histeretică. Metodele de liniarizare echivalentă aproximează răspunsul maxim al sistemului cu comportare neliniară cu răspunsul maxim al unui sistem liniar echivalent, cu perioadă proprie de vibrație și amortizare vâscoasă mai mari decât ale sistemului inițial. Cercetătorii au depus eforturi în direcția problemei liniarizării deoarece aceasta permite analiza sistemului real, cu comportare neliniară complexă, utilizând instrumentul analizei dinamice liniare, făcând răspunsul sistemului mai ușor de înțeles. În plus, liniarizarea permite analiza sistemelor cu comportare neliniară în domeniul frecvență, excitația seismică fiind specificată în codurile de proiectare în domeniul frecvență printr-un spectru de răspuns netezit (Iwan, 2005).

Conceptul de amortizare vâscoasă echivalentă este utilizat în prezent în procesul de evaluare a clădirilor existente (MBIE, 2017) și la proiectarea construcțiilor noi în Noua Zeelandă și Statele Unite (Goel, 2018). Este de subliniat că evaluarea seismică a clădirilor existente în Noua Zeelandă se face utilizând o metodă simplă de analiză la forțe laterale (SLaMA) a capacității sistemului constructiv ce implică calculul cerinței de deplasare prin liniarizare echivalentă, conform metodologiei descrise în Priestley, Calvi & Kowalsky, (2007).

În continuare vor fi descrise și apoi evaluate două modele mai noi de liniarizare echivalentă: cea prezentată în (ATC-55, 2005), care utilizează metodologia de liniarizare propusă de Iwan și Guyader, și modelul descris în (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007). Este de subliniat faptul că, deși noțiunea de amortizare echivalentă datează încă din anii 30 ai secolului trecut și a cunoscut dezvoltări importante în ultimele trei decenii ai aceluiași secol, este încă un subiect de interes, tratat în lucrările lui Wijesundara et al, (2011), Sullivan, (2016) și Grammatikou et al. (2018).

Conceptul de bază al metodei de liniarizare echivalentă utilizată în ATC-55, (2005) este de a selecta, în urma unei analize statistice, parametrii echivalenți optimi pentru perioadă și amortizare. Acești parametri minimizează probabilitatea de a avea diferențe mari între răspunsul seismic în deplasări al sistemului neliniar și a celui echivalent (ATC-55, 2005). Această abordare dezvoltă studiile anterioare ale lui Iwan și Gates (1979) și Iwan (1980). Rezultatele studiului din urmă au fost evaluate în comparație cu alte metode de obținere a răspunsului maxim în deplasări a sistemelor neliniare în (Miranda & Ruiz-Garcia, 2002). Metodologia propusă de Iwan a dat unele din cele mai bune rezultate, valorile mediane fiind apropiate de cele determinate prin analiză dinamică neliniară și având valori reduse ale abaterii standard. Modelul neliniar folosit în studiul din 1980 a fost obținut din înserierea unor elemente elastice și a unora descrise prin frecare Coulomb.

Parametrii optimi de liniarizare echivalentă din (ATC-55, 2005) au fost obținuți pentru trei modele histeretice: biliniar, cu degradare de rigiditate și cu degradare de rezistență. Calibrarea acestor parametri a fost făcută în urma unei analize statistice care a urmărit obținerea unui răspuns maxim în deplasări apropiat de cel al sistemului cu comportare neliniară. Majoritatea studiilor anterioare s-au concentrat pe minimizarea erorii definite ca diferența absolută a deplasării maxime a celor două sisteme: neliniar și echivalent elastic. Iwan (1980) a argumentat că această abordare nu conduce neapărat la rezultatele cele mai bune. Aceasta se datorează faptului că rezultatele unui studiu statistic concentrat pe minimizarea diferenței absolute poate conduce la repartiții statistice ale erorii care au medie nulă dar abatere standard foarte mare. Iwan propune obținerea unor valori de perioadă și amortizare echivalentă care să conducă la maximizarea probabilității ca eroarea să se afle într-un ecart considerat acceptabil din punct de vedere ingineresc. Perioadele echivalente obținute astfel sunt semnificativ mai mici decât cele obținute folosind rigiditatea secantă corespunzătoare răspunsului maxim.

Pe de altă parte, procedura de liniarizare echivalentă descrisă în Priestley, Calvi & Kowalsky (2007), este o componentă de bază a metodologiei de proiectare bazată pe deplasare elaborată de cei trei autori ai lucrării și a beneficiat de studiile cercetătorilor H. Dwairi și D. Grant. Abordarea constă în calibrarea valorilor de amortizare vâscoasă în așa fel încât să se obțină deplasări maxime egale pe sistemul echivalent și pe cel cu comportare neliniară. Perioada sistemului echivalent este obținută din rigiditatea secantă în momentul deplasării maxime. Au fost determinați parametri ce guvernează valoarea amortizării pentru mai multe modele histeretice (elasto-plastice, biliniare, Takeda, Ramberg – Osgood). Au fost efectuate două studii, unul pe un număr mare de accelerograme naturale condus de Dwairi și unul în care s-au utilizat accelerograme artificiale compatibile cu un spectru efectuat de Grant. În primul studiu s-a calculat amortizarea vâscoasă pentru fiecare înregistrare, ductilitate de deplasare și model histeretic și apoi valorile obținute s-au mediat pentru tot setul de înregistrări. Al doilea studiu a urmărit obținerea unei valori de amortizare pentru care răspunsul maxim al sistemului echivalent și a celui neliniar sunt egale. Mediarea s-a făcut separat pe sistemele elastic, respectiv inelastic, comparându-se rezultatele. Cele două studii au fost făcute considerând inițial amortizarea vâscoasă “elastică” nulă. Rezultatele au fost foarte apropiate pentru modelul Takeda și ușor diferite (până la 20%) pentru cel elasto-plastic (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007).

Merită menționat că sistemele în care disiparea de energie histeretică este modelată cu bucle „thin”, cum era de așteptat, au deplasări mai mari decât sistemele modelate cu bucle “fat”. Raportul dintre deplasări este cuprins între 1,04 și 1,08, cu o valoare medie de 1,06, indiferent de perioada sistemului.

De subliniat că în procedurile de evaluare seismică a structurilor existente din Noua Zeelandă (MBIE, 2017), valorile pentru amortizarea histeretică utilizate în calculul bazat pe deplasare sunt foarte apropiate de cele din lucrarea Priestley, Calvi & Kowalsky, (2007).

În continuare, sunt evaluate două metode de liniarizare echivalentă, una prezentată în documentul FEMA440, bazată pe studiile lui Iwan și Guyader, și cealaltă, fundamentată de studiile lui Kowalsky, Dwairi și Grant, descrisă în (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007).

Baza de date pentru acest studiu a fost construită pornind de la înregistrările utilizate în studiul descris în Capitolele 3 și 4, ce au avut drept scop obținerea unui model de atenuare pentru spectrul de deplasare, respectiv construirea spectrelor inelastice de deplasare. A fost impusă o valoare minimă pentru valoarea PGA (acclerația maximă a terenului) pentru acest set de înregistrări deoarece unele caracteristici ale înregistrărilor mișcărilor mai slabe ale terenului diferă semnificativ de înregistrările mișcărilor puternice. Limita variază între 40cm/s^2 (Miranda & Ruiz Garcia, 2003) și $50\text{-}100\text{cm/s}^2$. Pentru acest studiu valoarea PGA limită a fost selectată la 75cm/s^2 , corespunzătoare valorii mediei geometrice a celor două componente orizontale, conform recomandărilor din (Goda & Atkinson, 2009).

Baza de date include 71 perechi de componente orizontale (142 înregistrări) provenite de la cutremure cu $6,0 \leq M_w \leq 7,40$ de adâncime intermediară produse în România, generate de sursa de adâncime intermediară Vrancea. Au fost incluse și două înregistrări ale unui cutremur cu magnitudinea 5,2 (6.10.2013), ce satisfac limita de PGA impusă. După selecția în funcție de PGA, înregistrările au fost grupate în funcție de tipul de teren pe care se găsește amplasamentul, conform clasificării Eurocode 8. Din totalul de 71 de perechi de componente, 38 provin de pe teren de tip C, restul de 33 de pe teren de tip B.

Pentru ambele proceduri, metodologia de evaluare constă în următoarea succesiune de pași (Miranda & Ruiz-Garcia, 2002):

1. Determinarea ductilității de deplasare și a perioadei de vibrație a sistemului original, pentru care se dorește aflarea deplasării maxime.
2. Se calculează perioada sistemului liniar echivalent folosind ecuațiile corespunzătoare fiecărei proceduri de liniarizare echivalentă.
3. Se calculează amortizarea vâscoasă echivalentă a sistemului liniar, în funcție de ductilitatea de deplasare și modelul histeretic urmărit de sistemul neliniar original.
4. Calculul dinamic liniar al sistemului liniar echivalent cu perioada și amortizarea calculate în pașii de mai sus și obținerea deplasării maxime (absolute), D_{lin} .
5. Compararea deplasării astfel obținute cu cea calculată prin calcul dinamic neliniar al sistemului original, D_{inel} .
6. Determinarea erorii relative, $\varepsilon_d = \frac{D_{lin} - D_{inel}}{D_{inel}}$ (ATC-55, 2005), și compararea acesteia în raport cu ecartul acceptabil din punct de vedere ingineresc: $-10\% \div +20\%$.

O altă variantă de exprimare a preciziei predicției este $\varepsilon_r = \frac{D_{lin}}{D_{inel}}$, raportul dintre deplasarea

sistemului liniar echivalent și cea a celui inelastic. Valori supraunitare ale acestui indicator semnifică supraestimări ale deplasărilor, în timp ce valorile subunitare implică subestimarea deplasărilor sistemului original.

Așa cum s-a arătat, metodele de liniarizare echivalentă prezentate comparativ în acest studiu conduc la valori diferite de perioade efective și amortizări ale sistemului echivalent. Prin urmare, nu se pot face predicții asupra rezultatelor oferite de metodele de liniarizare examinând doar perioada efectivă și amortizarea echivalentă. Compararea rezultatelor furnizate de metodele de

liniarizare echivalentă prin evaluarea erorilor ε_d și ε_r este eficientă pentru că urmărește direct deplasarea sistemului.

Cele două cantități, ε_r și ε_d , și indicatorii lor statistici sunt legate (Lungu & Ghiocel, 1982) prin:

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \varepsilon_d + 1 \\ m_{\varepsilon_r} &= m_{\varepsilon_d} + 1 \\ \sigma_{\varepsilon_r} &= \sigma_{\varepsilon_d}\end{aligned}\tag{Ec. 5-1}$$

unde m_{ε_r} și σ_{ε_r} reprezintă media și abaterea standard a variabilei ε_r . Aceste relații permit calculul indicatorilor statistici ai ε_r din cei calculați pentru ε_d .

Intervalul de perioade al oscilatorilor pentru care se face studiul este cuprins între 0,05 și 2,00s. Acest lucru decurge din faptul că multe din înregistrările cutremurelor puternice sunt analogice, și prin prelucrarea lor se pot obține rezultate de încredere până la perioade de 4,0s. Baza de date conține doar înregistrări analogice pentru cutremurele cu $M_w > 6,0$. Prin liniarizare, perioadele echivalente pot depăși cu ușurință dublul perioadei sistemului inițial, în special pentru valori mari de ductilitate. De exemplu, în cazul liniarizării Kowalsky – Priestley, translatarea perioadei, pentru un sistem cu ductilitatea de deplasare egală cu cinci rezultă $T_{eq} = T_0\sqrt{5} = 2,23T_0$. Deci pentru un sistem cu perioada inițială $T_0 = 1,7s$ rezultă $T_{eq} = 2,23 \times 1,70 = 3,79s$. Pentru a determina deplasarea maximă a sistemului, trebuie extras din spectrul de deplasare (corespunzător amortizării echivalente) valoarea de deplasare din dreptul perioadei de 3,79s. Din cauza limitării superioare a perioadei echivalente la 4s, perioadele sistemelor originale trebuie să fie limitate superior la aproximativ 2,0s.

Pașii enumerați mai sus au fost efectuați pentru sisteme descrise de modelul histeretic Takeda cu bucle pline (Takeda „fat”) cu valori de ductilitate de deplasare: 1,5, 2,0, 3,0, 4,0, 5,0 și 6,0. Perioada sistemelor inițiale (T_0) a fost cuprinsă între 0,05 și 2,00s. Pentru fiecare nivel de ductilitate și fiecare model de amortizare, s-au calculat parametrii sistemelor liniare echivalente: perioada de vibrație, T_{eq} și fracțiunea din amortizarea critică, ξ_{eq} .

Analizele dinamice neliniare au fost efectuate cu programul USDP (Akkar, 2016) utilizat într-un studiu anterior ce a urmărit determinarea deplasării maxime a sistemelor neliniare prin metoda coeficientului (FEMA356), descris în Capitolul 4. Parametrii analizei: model histeretic Takeda “fat” cu rigiditatea la descărcare $\alpha = 0,3$ și panta post-elastică $r = 2\%$, amortizare 5% din cea critică, proporțională cu masa.

Figura 5-1 prezintă conceptual procesul de determinare a deplasării maxime folosind liniarizarea echivalentă, pentru un sistem cu ductilitate de deplasare egală cu patru și înregistrarea EREN86, componenta N162E.

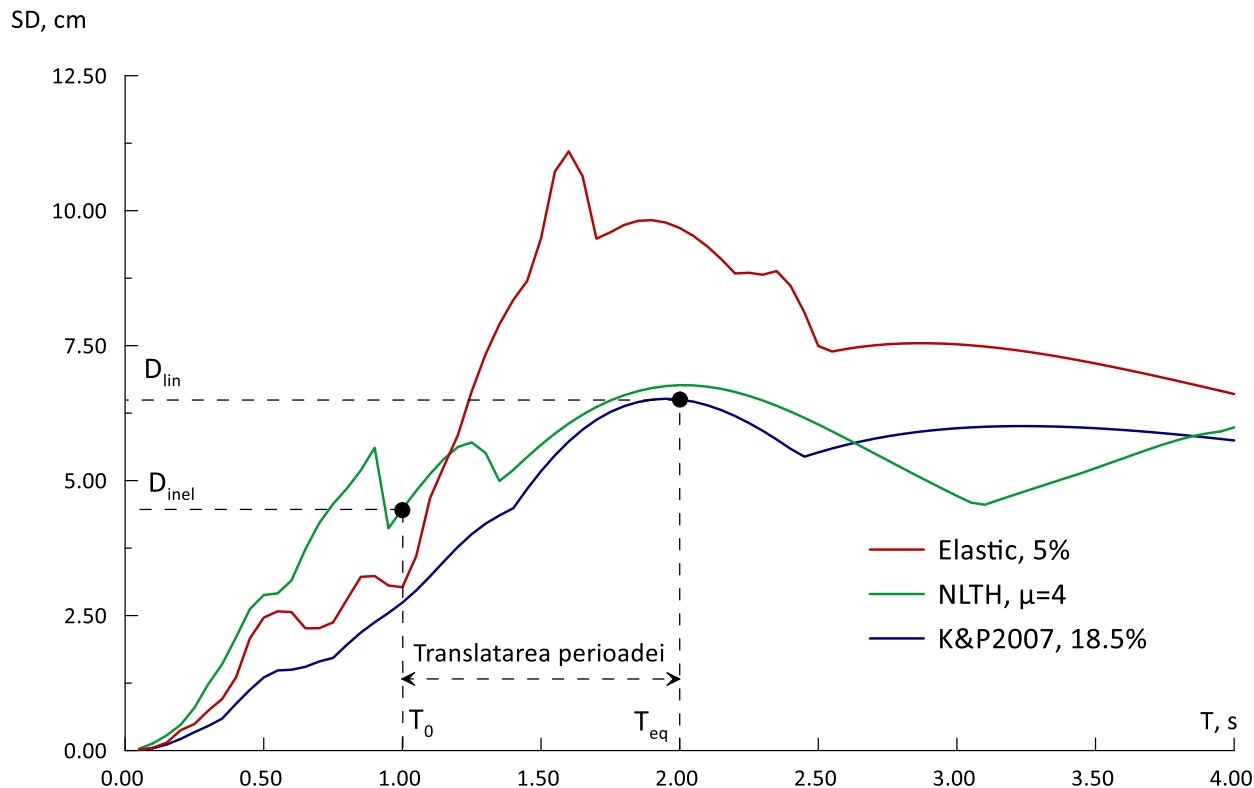


Fig. 5-1 Ilustrarea metodologiei de evaluare pentru proceduri de liniarizare echivalentă

Se pot reprezenta pe același grafic, spectrul de deplasare elastic, cel inelastic și cel obținut prin liniarizare echivalentă. Primele două au aceleași perioade pe abscisă (perioadele nu sunt translate). În schimb spectrul de deplasare obținut prin liniarizare echivalentă, corespunde unui sistem cu perioada mai mare decât a celui original (din cauza fenomenului de translată a perioadei). Deci, pentru a putea fi exprimat în aceleași coordonate (aceeași perioadă, perioada inițială – a sistemului original), spectrul de deplasare obținut prin liniarizare echivalentă trebuie raportat la valorile de perioadă inițială.

De exemplu, să considerăm un sistem neliniar cu perioada proprie de vibrație $T_0 = 1,0s$, cu ductilitate de deplasare egală cu patru și pantă post-elastică nulă. Folosind perioada corespunzătoare rigidității secante, vom obține $T_{eq} = T_0\sqrt{4} = 2,0s$. Deplasarea sistemului echivalent ($T_{eq} = 2,0s$) o notăm cu D_{max} . Deși D_{max} a fost înregistrată pe sistemul echivalent cu $T = 2,0s$, ea corespunde sistemului neliniar cu perioada $T_0 = 1,0s$.

În acest mod se pot compara direct cerințele de deplasare elastică, inelastică și cea aproximativă obținută prin liniarizare echivalentă, pentru orice valoare de perioadă.

Metoda de liniarizare prezentată în FEMA440 este o extindere a procedurii dezvoltate de Iwan în anii 80 ai secolului trecut. Pentru sistemele cu degradare de rigiditate sunt intabulați parametrii necesari calculării caracteristicilor sistemului echivalent. Documentul oferă date și pentru sistemele pentru care nu se cunoaște sau nu se poate stabili cu precizie tipul de model histeretic după care evoluează.

Este important de menționat că această metoda de liniarizare echivalentă poate fi utilizată în proiectarea sau evaluarea seismică bazată pe deplasare împreună cu o variantă îmbunătățită a metodei spectrului de capacitate, spectrul modificat de accelerații și deplasări (MADRS), (ATC-55, 2005).

Metoda prezentată în Priestley, Calvi & Kowalsky (2007), denumită în continuare K&P2007, consideră ca perioadă echivalentă pe cea corespunzătoare rigidității secante în punctul de răspuns seismic maxim. Perioada obținută astfel este în majoritatea cazurilor mai mare decât cea obținută în urma aplicării procedurii de liniarizare din FEMA440. Metoda prezintă avantajul integrării în metodologia proiectării bazate pe deplasare în formularea Priestley, Calvi & Kowalsky (2007), ocupând un rol esențial în cadrul acesteia.

Pentru sisteme descrise de modelul histeretic Takeda cu bucle pline (Takeda “fat”), parametrii de liniarizare sunt prezentați în Capitolul 1.

Cu acești parametri au fost efectuate analizele dinamice liniare pentru tot setul de înregistrări din baza de date și rezultatele au fost comparate cu cele provenite din analiza dinamică neliniară a sistemului 1GLD.

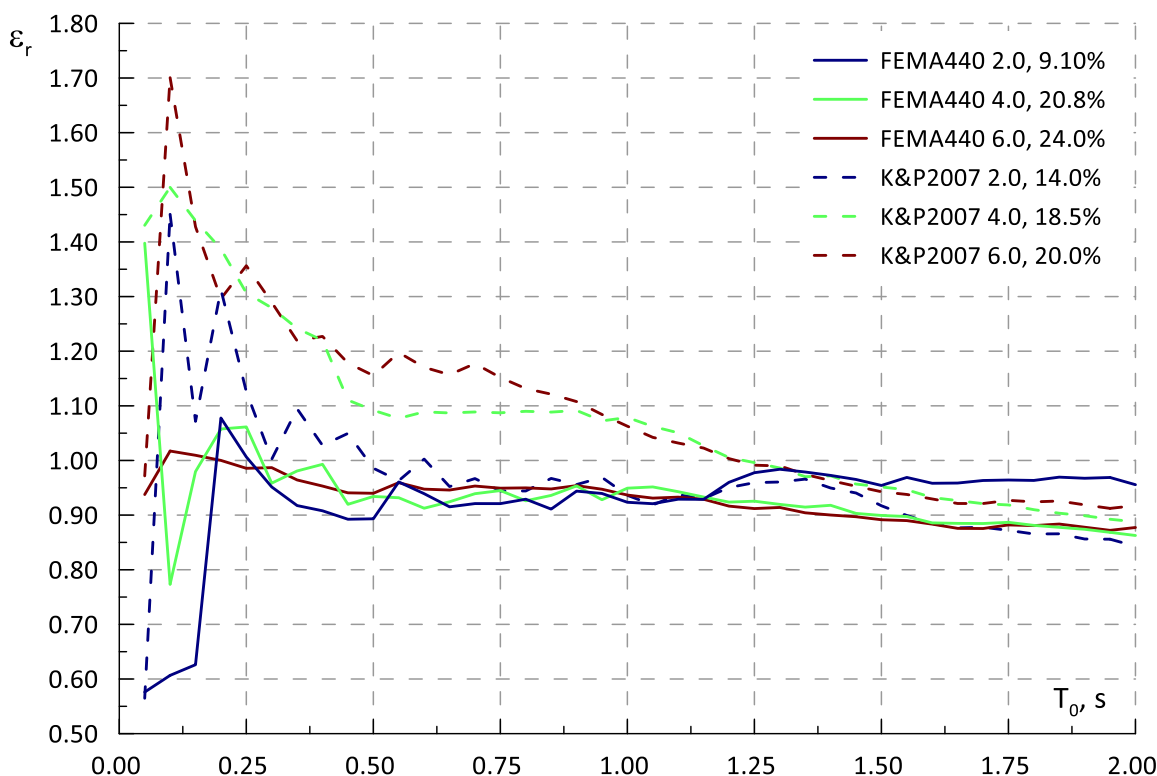


Fig. 5-2 Valori medii ale $\epsilon_r = D_{lin}/D_{inel}$, FEMA440 vs. K&P 2007

Cele două metode de liniarizare echivalentă prezentate mai sus sunt utilizate în prezent la proiectarea construcțiilor noi și la evaluarea construcțiilor existente. Liniarizarea adoptată în FEMA440 este folosită la construirea spectrului de capacitate pentru estimarea deplasărilor

maxime ale sistemelor neliniare. Abordarea descrisă în Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) a fost preluată de codurile de evaluare neozeelandeze (MBIE, 2017).

Pentru a ușura analiza datelor celor două metode, se reprezintă grafic pentru trei valori de ductilitate de deplasare, valorile medii ale raportului $\varepsilon_r = D_{lin}/D_{inel}$, și abaterea standard a acestuia, reprezentându-se simultan rezultatele ambelor modele de amortizare.

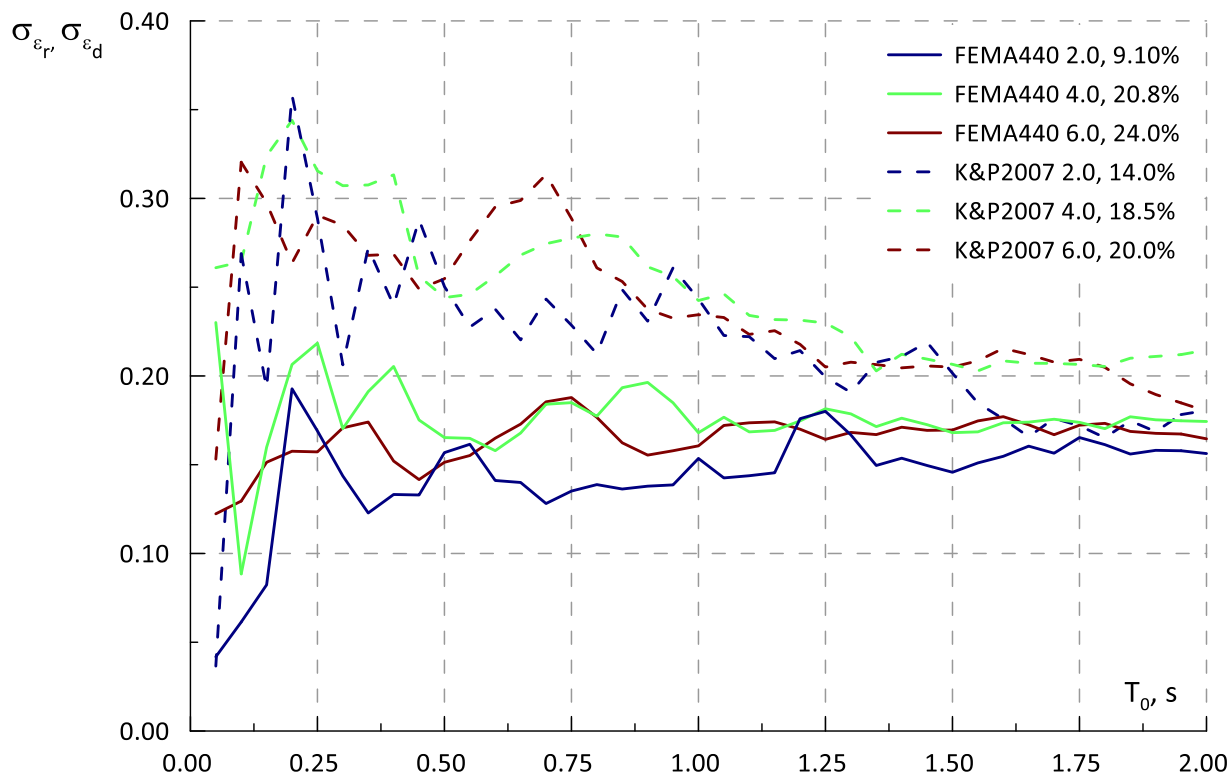


Fig. 5-3 Abaterea standard a $\varepsilon_r = D_{lin}/D_{inel}$, FEMA440 vs. K&P 2007

Din examinarea vizuală a Figurilor 5-2 și 5-3 se pot trage câteva concluzii. Valorile medii ale deplasărilor obținute prin liniarizarea descrisă în FEMA440 sunt foarte apropiate de cele ale calculului dinamic neliniar pentru perioade mai mici de 2,0s. Se poate observa că erorile, ε_r , sunt foarte mici, situate între +5% și -10%, pentru toate ductilitățile și pentru perioade cuprinse între 0,20s și 2,00s, care este și domeniul de valabilitate ale expresiilor perioadei și amortizării echivalente din (ATC-55, 2005). De menționat că verificarea abilității metodei de liniarizare echivalentă se face prin raportarea la rezultatele calculului dinamic neliniar. Modelul histeretic utilizat în acest studiu este asemănător (dar nu identic) cu cel folosit pentru dezvoltarea relațiilor pentru liniarizarea echivalentă. O parte a diferențelor între valorile obținute prin liniarizare și cele rezultate din calcul dinamic neliniar pot fi cauzate de acest fapt.

Valorile furnizate de modelul K&P supraestimează deplasările sistemului neliniar cu aproximativ 10 – 30% pentru perioade cuprinse între 0,25 – 1,00, după care se apropie, dar rămân întotdeauna mai mari decât cele date de FEMA pentru ductilități mai mari ca 2. Se observă o distincție clară între răspunsul sistemelor având $\mu \leq 2$ și al celor cu ductilitate moderată-mare, sistemele cu $\mu = 3$ având o comportare intermediară. Primele au un răspuns seismic mai predictibil, cu erori ε_r

cuprinse între $\pm 10\%$ pe intervalul de perioade 0,25-1,60s. Cele din urmă au un răspuns omogen, caracterizat de erori ε_r cuprinse între $+30\%$ și $+10\%$ pe intervalul 0,25-1,00s, și în general $\pm 10\%$ între 1,00 și 2,00s. Cu excepția sistemelor cu $\mu = 1,5$, care prezintă o abatere standard mai redusă, sistemele sunt caracterizate de o valoare cvasi-constantă a abaterii standard a erorii, independent de ductilitate. Abaterea standard este cuprinsă între 0,20 și 0,40, valori mai mari înregistrându-se în intervalul 0,20 – 0,80s. Valorile sunt apropiate de cele obținute de Miranda într-un studiu efectuat (Miranda & Ruiz-Garcia, 2002) pe un model de amortizare elaborat de Kowalsky în 1994.

Variabilitatea asociată modelului K&P 2007 este cu aproximativ 50% mai mare decât cea a FEMA pentru perioade până la 1,0s, după care începe să se apropie de cele furnizate de codul de evaluare american.

Rezultatele sunt în bună concordanță cu cele ale studiului (Miranda & Ruiz-Garcia, 2002), unde erau evaluate variante mai vechi (Iwan, 1980), (Kowalsky, 1994) ale celor două modele de liniarizare. Acest studiu indica pentru sisteme ce urmează modelul histeretic Takeda și liniarizare echivalentă cu parametrii optimizați (Iwan, 1980) valori corespunzătoare ε_r egale cu unitatea pentru perioade spectrale mai mari de 0,5 – 0,6s. Modelul Kowalsky supraestima la perioade scurte cu până la 40% răspunsul sistemului, situându-se într-un ecart de $\pm 10\%$ față de valoarea deplasării maxime obținute prin calcul dinamic neliniar pentru sisteme cu perioade mai mari de 1,0s.

În ceea ce privește abaterea standard a erorii relative, pentru sisteme elasto-plastice (singurul model histeretic pentru care este afișată variabilitatea), modelul Iwan arăta o abatere standard cuprinsă între 0,2 și 0,3 în timp ce modelul Kowalsky era creditat cu valori situate între 0,25 și 0,40. Este posibil ca o parte consistentă a tendinței de supraestimare a metodei K&P 2007 să se datoreze ignorării unui termen dependent de perioadă al amortizării echivalente prezent în studiile lui Dwairi, care ar fi condus la valori mai mari de amortizare echivalentă pentru sisteme cu perioade mai mici de 1,0s, deci la deplasări mai mici și mai puțin acoperitoare.

6 Studii de caz

Obiectivul capitolului constă în aplicarea, și apoi validarea prin analiză dinamică neliniară, a unor metodologii de proiectare bazată pe controlul deplasărilor în condițiile particulare de hazard seismic din țara noastră (cutremure de adâncime intermediară, amplificări mari ale cerinței de deplasare pe terenuri de tip C, cerințe mari de deplasare laterală). În acest capitol sunt, în principal, utilizate spectre de deplasare derivate din cele de cod, dar orice spectre de deplasare relevante pot fi utilizate în proiectarea seismică a structurilor bazată pe deplasare. Motivul principal pentru alegerea spectrelor de cod ca date de intrare a fost acela de a compara rezultatele furnizate de proiectarea în termeni de forțe stabilite prin cod cu cele obținute prin utilizarea metodelor de proiectare ce urmăresc controlul deplasărilor laterale.

Se subliniază că pentru aplicarea metodologiilor de proiectare bazate pe deplasare nu este necesar un calcul conform codului al structurii. Totuși, trebuie avut în vedere că structura trebuie să fie înzestrată cu o capacitate de rezistență cel puțin egală cu cea rezultată din dimensionarea conform (MDRAP, 2013).

În vederea ilustrării etapelor de calcul corespunzătoare proiectării bazate pe deplasare sunt prezentate în continuare câteva studii de caz. Acestea sunt realizate pe trei tipologii de structuri, des întâlnite în practica curentă de proiectare, pe amplasamente caracterizate conform MDRAP (2013) prin valori de proiectare a accelerației orizontale a terenului de 0,20g și 0,30g și perioade de colț de 0,7s, 1,0s și 1,6s. Pentru determinarea deplasărilor corespunzătoare curgerii și stadiului ultim au fost folosite idealizarea biliniară moment-curbură, deformațiile unitare limită ale materialelor și lungimile convenționale ale articulațiilor plastice conform (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007), în timp ce criteriile pentru limitarea deformațiilor au fost cele din codurile de proiectare seismică în vigoare. Se pot folosi și relațiile corespunzătoare din EN1998-3 (CEN, 2005), rezultatele celor două abordări putând fi diferite.

Structurile alese ca studii de caz permit în mod direct și transparent aplicarea și verificarea procedurilor de calcul seismic bazat pe deplasare. În literatura de specialitate, (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007), (FIB, 2003), sunt disponibile exemple de calcul ce tratează structuri mai des întâlnite în practica de proiectare seismică curentă: structuri cu pereți de lungimi diferite sau dispuși neregulat și sensibilitate la torsiune, structuri cu retrageri, structuri pentru care interacțiunea cu terenul de fundare nu poate fi neglijată.

Au fost investigate trei tipuri de structuri: hale parter cu stâlpi în consolă, clădire cu pereți structurali de beton armat și clădire cu structură duală (pereți și cadre de beton armat). Au fost studiate două tipologii de hale parter, una având înălțime liberă mare ($H = 12.90\text{m}$), cealaltă având stâlpi cu înălțime moderată ($H = 6.00\text{m}$). Prima tipologie de hale a fost amplasată pe terenuri descrise de codul P100-1/2013 prin $a_g = 0,30\text{g}$ și $T_C = 1,6\text{s}$, respectiv $T_C = 0,7\text{s}$. A doua tipologie este constituită de hale cu înălțime moderată situate pe amplasamente cu $a_g = 0,20\text{g}$ și $T_C = 1,0\text{s}$, respectiv $T_C = 0,7\text{s}$. Clădirea cu pereți structurali și cea duală sunt amplasate într-o zonă cu $a_g = 0,30\text{g}$ și $T_C = 1,6\text{s}$. Pentru toate structurile a fost efectuat un calcul seismic de cod pentru a crea un cadru de referință. Structurile proiectate conform codului au fost evaluate cu ajutorul DBD și confirmate apoi prin analiză dinamică neliniară. Au fost propuse îmbunătățiri utilizând

metodologia DBD Chopra & Goel. Acestea au fost implementate, soluția fiind, din nou, verificată prin calcul dinamic neliniar.

Structurile de tip hală cu înălțime mare au fost modelate în Perform-3D (CSI, 2013) pentru evaluarea răspunsului seismic prin analiză statică, respectiv dinamică neliniară. Modelarea caracteristicilor materialelor și a zonelor plastice au urmat recomandările din Zamfirescu & Damian, (2019). Au fost modelați doar stâlpii, încărcarea provenită din greutatea structurii acoperișului și a zăpezii fiind aplicată ca forțe și mase concentrate pe capetele stâlpilor. Stâlpii au fost modelați cu elemente finite de tip bară, compuse dintr-o zonă plastică și una elastică. Rigiditatea zonei elastice a fost calculată în urma analizei secționale și corespunde inițierii curgerii (pentru calculul la SLU), conform recomandărilor Eurocode 8 (CEN, 2004). Modelarea zonei plastice de la baza stâlpilor a fost făcută în două moduri: articulație plastică punctuală (“P-M2-M3 hinge”), respectiv modelare cu fibre inelastice pe lungimea articulației plastice. Rezultatele celor două modelări au fost apropiate, ambele conducând la rezultate (deplasări la vârf și eforturi în bare) similare. Amortizarea vâscoasă a fost considerată de tip Rayleigh, coeficienții fiind calibrați pentru a asigura o valoare de 5% din amortizarea critică.

Calcululele statice și dinamice neliniare au fost efectuate utilizând valorile medii ale rezistențelor materialelor (MDRAP, 2013), ținând cont de efectul confinării betonului.

Accelerogramele utilizate în calculul dinamic al structurii sunt accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul de proiectare (Postelnicu, Damian, Zamfirescu & Morariu, 2013). În afara acestora, a mai fost utilizată accelerograma INCERC77NS.

În urma efectuării studiilor de caz pentru structuri de tip hală parter, cu acoperiș ce formează o diafragmă rigidă, se pot desprinde următoarele concluzii:

1. Aplicarea metodologiei de proiectare bazată pe deplasare Chopra & Goel (2001) conduce la o dimensionare a stâlpilor de beton armat care asigură respectarea condițiilor de rigiditate laterală impuse de cod, atât pentru SLS, cât și pentru SLU. Pentru cazurile considerate, a fost decisivă condiția de limitare a deplasărilor la SLS.
2. Cerința de ductilitate de deplasare pentru SLU conform P100-1/2013 este redusă, în toate cazurile fiind situată sub 1,60, rar depășind 1,50. Pentru halele cu înălțime mare situate pe amplasamente pe terenuri tari (tip B conform clasificării EN1998-1, respectiv $T_C = 0,70s$ conform P100-1/2013), cerința de ductilitate este și mai redusă, sub 1,20, structurile având un răspuns seismic cvasi-elastic la acțiunea cutremurului SLU.
3. Suprarezistența structurilor, calculată cu rezistențe medii ale materialelor, este situată în general în intervalul 2,00 – 2,50. Valorile ridicate sunt cauzate de armarea minimă necesară secțiunilor de beton care să satisfacă cerințele de limitare a deplasărilor.
4. Rotirile ultime capabile ale stâlpilor obținute conform Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) și cele furnizate de EN1998-3 sunt apropiate pentru stâlpii cu secțiuni mari (peste 1000mm) în timp ce pentru stâlpii de dimensiuni medii (sub 650mm) diferențele sunt de peste 50%, rotirile conform EN1998-3 fiind mai reduse în toate cazurile.
5. Efectele de ordinul II nu influențează hotărâtor răspunsul structurilor la cutremurul corespunzător SLU, atâta timp cât sunt respectate limitările deplasării laterale impuse de

cod. În cazul nerespectării acestora sau pentru evenimente seismice ce depășesc nivelul stabilit de cod pentru SLU, efectele de ordin II devin importante și pot conduce la deformații remanente semnificative.

6. Secțiunile și armările stâlpilor obținute în urma aplicării metodologiei DBD (Chopra & Goel, 2001) sunt identice cu cele obținute din calculul conform codului pentru amplasamente situate pe terenuri tari (tip B conform clasificării EN1998-1, respectiv $T_C = 0,70s$ conform P100-1/2013), iar în unele cazuri pot fi mai reduse. Pentru celelalte tipuri de amplasament, secțiunile stâlpilor rezultate în urma calculului de cod au trebuit ajustate ca dimensiuni și/sau ca armare pentru a respecta cerințele de limitare a deplasărilor impuse de codul de proiectare seismică. Diferența este cauzată în mare măsură de ipoteza adoptată de codul de proiectare conform căreia rigiditatea la încovoiere a stâlpilor este jumătate din cea a secțiunii brute, indiferent de detalieri, geometrie sau nivel de solicitare, în timp ce aplicând metodologia DBD rigiditatea se evaluează ținând cont de variabilele menționate anterior.

Eficiența metodologiei DBD față de cea bazată pe forță impusă prin cod trebuie apreciată în funcție de nivelul de îndeplinire a cerințelor codului de proiectare seismică și a costului structurii, o comparație a forțelor tăietoare de bază nefiind concludentă (din cauza folosirii rezistențelor medii în DBD, respectiv a celor de proiectare utilizate în proiectarea conform codului).

În ceea ce privește valoarea rigidității la încovoiere a stâlpilor în analizele neliniare, este important de menționat că, pentru calculele la SLU a fost utilizată rigiditatea secantă în punctul de curgere conform cerințelor codurilor de proiectare seismică, în timp ce pentru SLS a fost considerată rigiditatea secantă corespunzătoare deplasării așteptate pentru SLS.

Rigiditatea secantă în punctul de curgere a fost determinată în urma analizelor secționale, conform recomandărilor din (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2007). Valorile obținute au fost comparate cu valori din literatura de specialitate. Au fost calculate rigiditățile efective la încovoiere ale stâlpilor conform Fardis (2009), ACI (2019), Elwood & Eberhard (2009), Paulay & Priestley (1992).

Clădirea cu pereți structurali are regim de înălțime P+7E, înălțimea parterului fiind 4,00m, iar etajele curente 3,40m, înălțimea totală supraterană fiind 27,80m. Placa este de tip dală cu grosimea 25cm, În direcție longitudinală are cinci deschideri de 8,00m și 4,50m, iar pe direcția transversală sunt trei deschideri de 8,00m, dimensiunile totale în plan fiind 33,00x24,00m. La intersecția axelor sunt prevăzuți stâlpi 600x600mm. Aceștia sunt încorporați ca bulbi în pereții structurali. În direcția longitudinală sunt patru pereți cu lungimea totală de 5,10m (inclusiv bulbii) și înălțimea de 300mm grosime. În direcția transversală sunt dispuși doi pereți cu lungimea totală de 8,60m, având înălțimea de 300mm grosime. Betonul este de clasă C30/37 iar armătura este BST500C.

Structura a fost modelată în Perform-3D (CSI, 2013) pentru evaluarea răspunsului seismic prin analiză statică, respectiv dinamică neliniară. Modelarea caracteristicilor materialelor și a zonelor plastice au urmat recomandările din Zamfirescu & Damian, (2019). Au fost modelați pereții și stâlpii, încărcarea provenită din greutatea structurii fiind aplicată ca forțe și mase concentrate pe capetele stâlpilor și bulbilor. Stâlpii au fost modelați cu elemente finite de tip bară, compuse din zone plastice la capete separate printr-un segment elastic. Rigiditatea zonei elastice a fost

considerată jumătate din cea corespunzătoare secțiunii brute, datorită nivelului ridicat de solicitare axială. Modelarea zonei plastice de la baza stâlpilor a fost făcută prin articulație plastică punctuală ("P-M2-M3 hinge"). Bulbii au fost modelați ca bare alcătuite din fibre inelastice iar inima pereților structurali a fost modelată cu macroelemente de suprafață. Acestea sunt alcătuite din trei componente: una pentru încovoiere în planul peretelui cu comportare inelastică descrisă prin fibre, o a doua ce modelează comportarea în afara planului peretelui cu comportare elastică și a treia ce descrie comportarea peretelui la forfecare, considerată elastică. Macroelementele din care sunt alcătuiți pereții sunt dispuse câte unul pe înălțimea unui etaj cu excepția zonei plastice, unde, pe înălțimea parterului, sunt modelate două macroelemente, cel inferior fiind extins pe lungimea articulației plastice a peretelui. Rotirile în zonele plastice de la baza pereților au fost monitorizate cu ajutorul unui element de tip extensometru ("rotation gage, wall type 4-node") disponibil în programul de calcul. Amortizarea vâscoasă a fost considerată de tip Rayleigh, coeficienții fiind calibrați pentru a asigura o valoare de 5% din amortizarea critică.

Calcululele statice și dinamice neliniare au fost efectuate utilizând valorile medii ale rezistențelor materialelor (MDRAP, 2013), ținând cont de efectul confinării betonului.

Accelerogramele utilizate în calculul dinamic al structurii sunt accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul de proiectare (Postelnicu, Damian, Zamfirescu & Morariu, 2013), aceleași din studiul de caz pentru hale parter cu înălțime înaltă. În afara acestora, a mai fost utilizată accelerograma INCERC77, cu cele două componente orizontale scalate.

Evaluarea structurii prin metodologia DBD a fost efectuată pornind de la câteva ipoteze simplificatoare: planșeul dală nu contribuie semnificativ la rigiditatea laterală, asigură efect de șaibă iar pe fiecare direcție în parte doar pereții situați în lungul acelei direcții asigură rigiditatea și rezistența seismică a structurii.

Calcululele efectuate au condus la câteva concluzii mai importante. Se distinge cu ușurință un avantaj al proiectării DBD, faptul că procedura de calcul pornește de la stabilirea unei stări de avariere acceptabile pentru structură și corelată cu nivelul de hazard, forțele tăietoare de bază rezultând în urma acestei alegeri. Din aplicarea metodologiei DBD în studiul de caz de mai sus se poate concluziona că sunt de dorit pereți structurali lungi care să nu fie dimensionați de cerința de limitare a driftului, ci de limitele impuse de deformațiile unitare ale betonului și armăturii. Pereții transversali din acest studiu de caz aveau un aspect înălțime/lungime de 3,25 și, pentru SLU, erau dimensionați de limitarea deformațiilor unitare, în timp ce pereții longitudinali aveau un aspect de 5,45 și erau guvernați de limita de drift impusă de cod pentru SLU. Un alt avantaj al pereților lungi este că sunt mai rigizi și, la aceeași deplasare de proiectare, prezintă o ductilitate de deplasare mai mare, cu impact pozitiv asupra forțelor tăietoare de bază ale structurii. Cu cât deformațiile unitare acceptabile sau rotirile ultime capabile sunt mai mari, cu atât structura se poate deforma mai mult și cerința de deplasare ar fi atinsă la perioade mai mari, ceea ce se traduce în forțe tăietoare de bază mai mici. Raportul înălțime/lungime limită pentru care un perete este dominat de limita de drift sau cea de limitare a deformațiilor unitare este funcție de cerința de deplasare asociată hazardului seismic din amplasament.

Clădirii cu pereți structurali prezentate mai sus i-au fost adăugate grinzi pentru a diminua deplasările relative, în special pentru SLS. Astfel, se formează cadre care pot prelua o fracțiune semnificativă din forța tăietoare de bază. Paulay a demonstrat că, pentru sisteme formate din pereți cuplați, se poate alege în faza de proiectare un mod avantajos de repartizare a eforturilor între componentele sistemului (Paulay, 2002). Sullivan a extins domeniul de aplicare a procedurii elaborate de Paulay la sistemele duale formate din pereți structurali conectați, fie numai la nivelul planșelor, fie prin grinzi de cuplare („link beams”), cu cadre de beton armat sau metalice (Sullivan, Priestley & Calvi, 2006).

Procedura de calcul descrisă în Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) începe prin atribuirea unei fracțiuni din forța tăietoare de bază cadrelor, $V_F = \beta_F V_{total}$. Aceasta se alege în funcție de dimensiunile pereților și proporția pereți-cadre prezentă pe planul de structură. Este cuprinsă între 15% - 50%, dar în mod uzual este 30% - 35%. Tot în faza inițială se alege distribuția pe verticală a capacității de rezistență a grinzilor. Paulay indică drept favorabilă o repartitie constantă a forței tăietoare preluate de cadre, adică impunerea unor momente încovoietoare capabile egale la toate nivelurile, cu excepția ultimului nivel unde ar trebui să fie jumătate din cea corespunzătoare unui nivel curent. Forța aferentă acestora este aplicată la ultimul nivel al structurii. Forțele tăietoare repartizate pereților se obțin ca diferența între forțele tăietoare totale de nivel și forța aferentă cadrelor.

Structura a fost modelată în Perform-3D (CSI, 2013) pentru evaluarea răspunsului seismic prin analiză statică, respectiv dinamică neliniară. Modelarea caracteristicilor materialelor și a zonelor plastice au urmat recomandările din Zamfirescu & Damian, (2019). Pereții, bulpii și stâlpii au fost modelați ca în cazul structurii cu pereți. Grinzile au fost modelate ca elemente finite de tip bară, alcătuite dintr-un segment elastic prevăzut cu articulații plastice de moment la capete. Rigiditatea la încovoiere a segmentului elastic a fost considerată 30% din valoarea corespunzătoare secțiunii nefisurate, conform recomandărilor din (ASCE, 2017). Zona de intersecție grindă-stâlp a fost considerată infinit rigidă. Rotirile în zonele plastice de la baza pereților au fost monitorizate cu ajutorul unui element de tip extensometru (“rotation gage, wall type 4-node”) disponibil în programul de calcul. Amortizarea vâscoasă a fost considerată de tip Rayleigh, coeficienții fiind calibrați pentru a asigura o valoare de 5% din amortizarea critică.

Calcululele statice și dinamice neliniare au fost efectuate utilizând valorile medii ale rezistențelor materialelor (MDRAP, 2013), ținând cont de efectul confinării betonului.

Accelerogramele utilizate în calculul dinamic al structurii sunt accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul de proiectare (Postelnicu, Damian, Zamfirescu & Morariu, 2013), aceleași din studiul de caz de la subcapitolul 6.1.1. În afara acestora, a mai fost utilizată accelerograma INCERC77, componenta orizontală NS, scalată.

Prin aplicarea metodologiilor DBD se pot obține distribuții avantajoase ale forței tăietoare de bază între pereții structurali și cadrele de beton armat. Prin stabilirea unor rigidități adecvate, cadrelor li se pot atribui fracțiuni semnificative (30% - 40%) din forța tăietoare de bază totală. Totodată, cadrele reduc drastic deplasările relative de nivel, atât pentru SLU cât și pentru SLS.

Profilul deplasărilor pe înălțimea clădirii este apropiat de cel estimat la inițializarea procedurii DBD, calculul dinamic neliniar utilizând accelerograme compatibile cu spectrul de proiectare confirmând limitarea drifturilor la valorile propuse.

Este de menționat că cerința de rotire înregistrată la capetele grinzilor ce conectează pereții structurali (grinzi de cuplare) este importantă și că poate constitui un factor important în conformarea structurii duale.

Redistribuția forțelor tăietoare de la pereți la cadre, după atingerea stadiului de curgere a pereților, a fost pusă în evidență prin calcule statice neliniare și este în acord cu alocarea forțelor între cele două subsisteme aleasă prin metodologia DBD. Prin aplicarea metodologiei Chopra & Goel (2001) se pot obține soluții mai economice decât cele rezultate din calculul cu forțe seismice de cod.

7 Concluzii

7.1 Contribuții personale

În urma studiilor efectuate se evidențiază următoarele contribuții semnificative:

- a) Dezvoltarea unei relații de atenuare pentru spectrul de deplasare a seismelor vrâncene subcrustale. Realizată în urma unui studiu asupra spectrelor de deplasare ale seismelor crustale (Banat) și de adâncime intermediară (Vrancea), relația de atenuare permite obținerea ordonatelor pentru perioade spectrale cuprinse între 0,10s și 4,00s cunoscând trei parametrii cheie: magnitudinea cutremurului, tipul de teren (clasificare conform EN1998) și distanța epicentrală. Legea de atenuare este aplicabilă zonelor din exteriorul Arcului Carpatic: Moldova, Muntenia și Dobrogea, pentru amplasamente situate la distanțe epicentrale între 30 și 300km, pe terenuri de tip B sau C. Descrie cu succes evenimente seismice petrecute iar pentru scenariile seismice date poate furniza datele de intrare pentru a aplica metodologiile de proiectare bazate pe controlul deplasărilor.

Modelul de atenuare a fost elaborat utilizând o bază de date ce conține 272 de înregistrări (544 componente orizontale) generate de 15 cutremure de adâncime intermediară. Studiul a relevat influența importantă a magnitudinii și condițiilor de teren asupra formei și amplitudinii deformațiilor. Cutremurele cu magnitudini mari produc amplificări mari pe terenuri de tip C, mai ales pentru perioade spectrale ce depășesc 1,20s. Distanța epicentrală are un efect mai redus asupra ordonatelor, în general amplitudinea scăzând cu 1/3 pentru fiecare 50km. Creșterea magnitudinii, sau micșorarea distanței epicentrale, duce la îngustarea zonei cu amplificări mari, pentru magnitudini moderate ($M_w < 7,0$) existând tendința de formare a unei zone de platou pentru perioade mai mari de 2,00s.

Legea de atenuare a fost testată cu succes, conform literaturii de specialitate relevante, prin evaluarea reziduurilor inter-eveniment și intra-eveniment.

Acest studiu a fost diseminat prin participarea la o conferință europeană de inginerie seismică, un workshop internațional și publicarea unui articol într-o revistă cotate ISI.

- b) Dezvoltarea unei expresii empirice a coeficientului de amplificare a deplasării elastice, $C_d(T)$, pentru structuri noi de beton armat, obținute în urma efectuării unui studiu asupra cerinței de deplasare a sistemelor inelastice din beton armat supuse acțiunii cutremurelor de adâncime intermediară. A fost preferată determinarea directă a coeficientului în funcție

de ductilitatea de deplasare pentru a evita introducerea unor aproximații suplimentare. Coeficientul $C_{\mu}(T)$ poate fi utilizat și împreună cu spectre de deplasare de proiectare pentru a genera spectre inelastice de proiectare.

Au fost considerate efectele magnitudinii, distanței epicentrale și a tipului de teren asupra cerinței inelastice de deplasare a structurilor noi de beton armat a căror comportare histeretică poate fi descrisă cu ajutorul modelului Takeda, cu degradarea rigidității. Din nou, magnitudinea cutremurului și tipul de teren, au cea mai mare influență asupra amplificărilor inelastice ale răspunsului în deplasări. A fost identificat în jurul perioadelor 0,90 – 1,20s un vârf local al amplificărilor, prezent pentru cutremure cu $M_w > 7,0$ pentru amplasamente situate pe terenuri de tip C. Acest vârf a putut fi pus în legătură cu conținutul de frecvențe al cutremurelor vrâncene puternice și este încorporat în expresia empirică a $C_{\mu}(T)$.

Prin utilizarea modelului de atenuare pentru deplasări spectrale și a expresiei coeficientului de amplificare a deplasărilor se pot obține spectre inelastice de deplasare, pentru un scenariu seismic dat, ce conțin atât variabilitatea asociată modelului de atenuare cât și pe cea datorată comportării inelastice. În general, incertitudinea ce ține de modelul de atenuare (cerința de deplasare elastică) este cea care determină variabilitatea răspunsul sistemului inelastic (totală). Incertitudinea cauzată de amplificările inelastice are o pondere mai importantă doar pentru sisteme cu ductilitate mare, $\mu_{\Delta} > 4$, și perioada proprie de vibrație mai mică de 1,5s.

Acest studiu a fost diseminat prin publicarea unui articol într-o revistă cotate ISI.

- c) Efectuarea unui studiu asupra modelării disipării de energie prin amortizare histeretică, urmând dezvoltarea istorică, pornind de la vibrații armonice și adaptarea modelelor existente pentru descrierea răspunsului seismic. Motivația a fost determinată de utilizarea acestui mod de cuantificarea a disipării de energie în procedurile proiectării bazate pe deplasare (Priestley, Calvi & Kowalsky 2007) sau a evaluării seismice bazată pe deplasare (ATC40, 1996) (MBIE, 2017).

Au fost evaluate două modele de liniarizare echivalentă pentru sisteme inelastice cu model histeretic Takeda cu degradarea rigidității: Iwan & Guyader în FEMA440 (ATC-55, 2005) și Kowalsky & Priestley (Priestley, Calvi & Kowalsky 2007). Prima metodă de liniarizare echivalentă conduce la estimări precise ale răspunsului seismic în deplasări, erorile fiind în general sub 10%. Fiind o metodă ce își propune să ofere valori optime de amortizare și perioadă echivalentă, este mai greu de integrat în cadrul clasic al proiectării bazate pe deplasare, putând fi utilizată în cadrul metodei modificate a spectrului de capacitate (MADRS) (ATC-55, 2005), ce depășește scopul acestei lucrări.

Metoda de liniarizare Kowalsky & Priestley conduce la estimări precise ale deplasărilor sistemului inelastic pentru sisteme cu $\mu_{\Delta} \leq 2$. Pentru sisteme cu ductilitate moderată sau ridicată, metoda oferă rezultate acoperitoare (+10%...+30%) pentru perioade de cel mult 1,0s, după care rezultatele sunt apropiate de cele ale analizei dinamice neliniare ($\pm 10\%$).

A fost evaluat și modul de conversie al spectrelor de răspuns de la valoarea convențională de amortizare vâscoasă de 5% la valori mai mari de amortizare. S-a constatat că modelele propuse în EN1998 (CEN, 2004) și FEMA440 (ATC-55, 2005) conduc la rezultate foarte

apropiate pentru perioade mai mari de 0,25s, și că datele observate sunt bine aproximate de cele două modele.

- d) Aplicarea metodologiei DBD Chopra & Goel (2001) unui număr de tipologii de structuri, situate în zone descrise conform P100-1/2013 prin $a_g = 0,20g$ sau $a_g = 0,30g$.

Fiecare structură a fost dimensionată conform codului de proiectare seismică P100-1/2013 pentru a crea un cadru de referință, apoi, au fost propuse dimensiuni sau armări conform metodologiei DBD, având ca date de intrare spectrul de proiectare corespunzător fiecărui amplasament. Performanța seismică a celor două soluții a fost evaluată prin analiză dinamică neliniară, utilizând în acest scop o suită de accelerograme compatibile cu spectrul de proiectare.

Pentru primul tip structural analizat, cel al halelor parter cu înălțime ridicată având stâlpi în console situate în zone seismice cu $a_g = 0,30g$, au fost puse în evidență cerințe reduse de ductilitate de deplasare, în general sub 1,50. Condiția de limitare a deplasărilor la SLS a dictat dimensiunile stâlpilor, rezultând un nivel de compresiune redus ce a condus în calculele conform procedurilor DBD la valori de rigiditate în stadiul fisurat mai reduse decât cele stabilite în cod. Acest lucru conduce la diferențe între armarea secțiunilor efectuate conform codului, respectiv conform DBD cu considerarea rigidității secante corespunzătoare driftului așteptat la SLS. Diferențele sunt importante pentru terenuri situate în zone descrise prin $T_C = 1,6s$ și sunt nesemnificative pentru terenuri amplasate pe terenuri cu $T_C = 0,7s$. Pentru amplasamente cu $T_C = 0,7s$, aplicarea DBD poate conduce la soluții de armare mai reduse decât cele cerute de cod. Pentru această tipologie de structuri efectele de ordin II pot fi importante și trebuie să fie evaluate în cazul stâlpilor zvelți. A fost investigată și o situație anormală de proiectare, cazul în care nu sunt impuse niciun fel de restricții privind limitarea deplasărilor laterale la SLS sau SLU, singura condiție impusă a fost limitarea rotirilor în articulațiile plastice la valorile premise pentru nivelul de performanță "limitarea degradărilor". Structura astfel dimensionată a prezentat o sensibilitate crescută la efecte de ordin II și a înregistrat deformații remanente importante pentru unele mișcări seismice considerate.

Structurile de tip hală parter cu înălțime moderată, amplasate în zone seismice cu $a_g = 0,20g$, au o comportare similară cu a celor cu înălțime ridicată. Halele localizate pe amplasamente descrise prin $T_C = 1,0s$, analizate prin proceduri DBD necesită secțiuni mai mari sau armări mai puternice decât cele stabilite conform calculului de cod, în vederea satisfacerii cerințelor de limitare a deplasărilor la SLS. Cum a fost menționat și pentru halele de înălțime ridicată, pentru amplasamente cu $T_C = 0,7s$, aplicarea DBD poate conduce la soluții de armare mai reduse decât cele cerute de cod.

În cazul structurilor cu pereți structurali în consolă analizate, proiectarea conform DBD conduce la soluții mai economice în cazul pereților lungi decât calculul seismic de cod. Pentru pereții scurți, armarea necesară îndeplinirii condițiilor de limitare a deplasărilor la SLU este superioară celei stabilite conform codului. Pereții clasificați drept lungi au raportul între înălțimea peretelui și înălțimea secțiunii (aspectul) stabilit în așa fel încât să dicteze limitele corespunzătoare limitării deformațiilor unitare ale materialelor și nu limita de drift impusă de cod pentru SLU. În condițiile seismice de amplasament studiate

($a_g = 0,30g$, $T_c = 1,6s$) și folosind deformațiile unitare limită din Priestley, Calvi & Kowalsky (2007), valoarea acestui raport este situată în intervalul 3,0 – 3,5.

În cazul structurilor duale, situate în aceleași condiții de amplasament ca structurile cu pereți descrise mai sus, prin aplicarea metodologiilor DBD se pot obține distribuții avantajoase ale forței tăietoare de bază între pereții structurali și cadrele de beton armat. Prin stabilirea unor rigidități adecvate, cadrelor li se pot atribui, fracțiuni semnificative din forța tăietoare de bază totală, încă de la începutul procesului de proiectare, chiar dacă analiza elastică indică o repartizare diferită a forțelor între cadre și pereții structurali. Astfel se pot obține soluții mai economice decât cele obținute în urma calculului seismic de cod. Cadrele astfel conformate reduc drastic deplasările relative de nivel, atât pentru SLU cât și pentru SLS. Redistribuția forțelor tăietoare de la pereți la cadre, după atingerea stadiului de curgere a pereților, a fost pusă în evidență prin calcule statice neliniare și este în acord cu alocarea forțelor între cele două subsisteme aleasă prin metodologia DBD.

În afara acestor contribuții se mai adaugă, pentru toate capitolele 1 – 5, studii bibliografice și investigații asupra stadiului actual al cunoașterii.

Ținând cont de toate acestea, se pot considera îndeplinite obiectivele majore ale programului de cercetare științifică.

7.2 Direcții viitoare de cercetare

În urma parcurgerii tuturor etapelor cercetării s-au distins câteva direcții viitoare pentru cercetare:

- Dezvoltarea unei relații de atenuare pentru spectrul deplasărilor care să includă ca variabilă predictivă adâncimea de focar, incluzând noua clasificare a condițiilor de amplasament propusă în Ptilakis, Riga & Anastasiadis (2013);
- Determinarea valorilor coeficientului $C_\mu(T)$ pentru alte modele histeretice, caracteristice unor sisteme structurale de beton armat (pile de pod, cadre precomprimate, izolatori) sau structurilor metalice;
- Analiza din perspectiva proiectării bazate pe deplasare a structurilor sensibile la torsiune;
- Investigarea modului optim de repartizare a forței tăietoare de bază în cazul pereților de lungimi diferite;
- Dezvoltarea unei proceduri de calcul bazat pe controlul deplasărilor destinate evaluării seismice a structurilor existente.

8 Lista lucrări

Vacareanu, R., Olteanu, P., Chesca, A. (2006). Seismic Fragility of High-Rise RC Moment-Resisting Frames. Estimation of Drift Hazard. Proceedings of The First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006;

Kope, F., Onofrei, C., Olteanu, P. (2012) - Hazard Seismic si Performanta. AICPS Review 1-2/2012, 88-102;

Kope, F., Onofrei, C., Olteanu, P. (2012) - Statistical Distributions for Probabilistic Seismic Hazard Analysis. *Revue Roumaine des Sciences Techniques - Série de Mécanique Appliquée*, Tome 57, N° 1, P. 85–99, Bucharest, 2012;

Kope, F., Onofrei, C., Olteanu, P. (2014) - Determinarea fragilităților seismice considerând moduri de cedare multiple prin calcul static neliniar multimodal. *AICPS Review* 1-2/2014, 162-171;

Olteanu, P., Colibă, V., Văcăreanu, R., Pavel, F., Ciuiu, D. (2016). Analytical seismic fragility functions for dual RC structures in Bucharest. În R. Văcăreanu & C. Ionescu. (Ed.), *The 1940 Vrancea Earthquake. Issues, Insights and Lessons Learnt. Proceedings of the Symposium Commemorating 75 Years from November 10, 1940 Vrancea Earthquake* (pg. 463-480). Springer Natural Hazards Book Series. doi:10.1007/978-3-319-29844-3;

Olteanu, P., Vacareanu, R. (2018). Spectral Displacement Prediction Equations For Vrancea Intermediate-Depth Seismic Source. *Proceedings of The 16th European Conference of Earthquake Engineering*, Thessaloniki 18 – 21 June 2018;

Olteanu, P., Vacareanu, R. (2020). Ground Motion Model for Spectral Displacement of Intermediate-Depth Earthquakes Generated by Vrancea Seismic Source. *Geosciences MDPI*, 10(8). doi.org/10.3390/geosciences10080282;

Olteanu, P., Vacareanu, R. (2021). Inelastic displacement demand of RC buildings subjected to earthquakes generated by intermediate-depth Vrancea seismic source. *Natural Hazards*, 109, 2509-2534. doi:10.1007/s11069-021-04930-3;

Olteanu, P., Vacareanu, R. (in press). Seismic input for displacement-based design of RC buildings in Romania. *3rd European Conference on Earthquake Engineering & Seismology*, Bucharest, Romania, 2022.

Bibliografie

- ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
- Akkar, S. (2016, Noiembrie 28). *Utility Software for Data Processing*. Preluat de pe USDP: <http://web.boun.edu.tr/sinan.akkar/usdp1.html>
- Aldea, A. (2013). *Seismic motions - Examples of application in earthquake engineering*. (A. Aldea, Ed.) Bucharest: Matrix Rom.
- ASCE. (2017). *ASCE/SEI, 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC-55, A. T. (2005). *FEMA440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Blandon, C. A. (2004). *Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement Based Design*. Pavia: European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk.
- Boore, D., Joyner, W., & Fumal, T. (1997). Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work. *Seismological Research Letters*, 128-153.
- Cauzzi, C., & Faccioli, E. (2008). Broadband (0.05 to 20 s) prediction of displacement responsespectra based on worldwide digital records. *Journal of Seismology*, 12, 453-475.
- CEN. (2004). *European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: Comite Europeen de Normalisation.
- CEN. (2005). *European Standard EN 1998-3:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. (ed. 2005). Brussels: Comite Europeen de Normalisation.
- CEN. (2005b). *European Standard EN 1998-3:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 2: Bridges*. Brussels: Comite Europeen de Normalisation.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2001). Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra Versus Elastic Design Spectra. *Earthquake Spectra*, 17(1), 47-64. doi:10.1193/1.1586166
- CSI. (2013). Perform-3D Version 5.0.1. Computers and Structures, Berkeley, California.
- Damian, I. (2014). *Aplicarea metodelor bazate pe deplasare la proiectarea seismică a structurilor de hale parter cu stâlpi în consolă de beton armat*. București: Teză de doctorat, UTCB.

- Elwood, K., & Eberhard, M. (2009). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal*, 106(4), 476-484.
- Fardis, M. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode 8*. Dordrecht: Springer Netherlands.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston.
- FIB. (2003). *Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete (FIB).
- Goda, K., & Atkinson, G. (2009). Seismic Demand Estimation of Inelastic SDOF Systems for Earthquakes in Japan. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 3284–3299.
- Goel, R. (2018). Evaluation of a Substitute Structure Method to Estimate Seismic Displacement Demand in Piers and Wharves. *Earthquake Spectra*, 34(2), 759-772.
- Grammatikou, S., Fardis, M., & Biskinis, D. (2018). Hysteretic Damping in Reinforced Concrete Members and Structures. *16th European Conference on Earthquake Engineering 18-21 June 2018*. Thessaloniki.
- Hassani, N., Amiri, G., Bararnia, M., & Sinaeian, F. (2017). Ground motion prediction equation for inelastic spectral displacement in Iran. *Scientia Iranica*, 24, 164-182.
- Iwan, W. (1980). Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8, 375-388.
- Iwan, W., & Gates, N. (1979). The Effective Period and Damping of a Class of Hysteretic Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, 199-211.
- Joyner, W., & Boore, D. (1993). Methods for Regression Analysis of Strong-Motion Data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 469-487.
- Joyner, W., & Boore, D. (1994). Errata - Methods for Regression Analysis of Strong-Motion Data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 955-956.
- Kanno, T., Narita, A., Morikawa, N., Fujiwara, H., & Fukushima, Y. (2006). A new attenuation relation for strong ground motion in Japan based on recorded data. *Bulletin of Seismological Society of America*, 96, 879-897.
- Lungu, D., & Ghiocel, D. (1982). *Metode Probabilistice în Calculul Construcțiilor*. București: Editura Tehnică.
- MBIE. (2017). *The Seismic Assessment of Existing Buildings. Technical Guidelines for Engineering Assesments*. Ministry of Business, Innovation and Employment, Earthquake Commission, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Structural Engineering Society and the New Zealand Geotechnical Society. Retrieved from [ww.EQ-Assess.org.nz](http://www.EQ-Assess.org.nz)

- MDRAP. (2013). *P100-1/2013*. București, România: Ministerul Dezvoltării Regionale și a Administrației Publice.
- Miranda, E. (2001). Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems. *Journal of Structural Engineering*, 127(9), 1005-1012.
- Miranda, E., & Ruiz Garcia, J. (2003). Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 1237-1258.
- Miranda, E., & Ruiz-Garcia, J. (2002). Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 539-560.
- Neagu, C., Arion, C., Aldea, A., Văcăreanu, R., & Pavel, F. (2017). Ground Types for Seismic Design in Romania. *6th National Conference on Earthquake Engineering & 2nd National Conference on Earthquake Engineering and Seismology - Proceedings* (pg. 345-352). București: Publishing Conspress.
- Olteanu, P., & Vacareanu, R. (2020). Ground Motion Model for Spectral Displacement of Intermediate-Depth Earthquakes Generated by Vrancea Seismic Source. *Geosciences MDPI*, 10(8). doi:<https://doi.org/10.3390/geosciences10080282>
- Olteanu, P., & Vacareanu, R. (2021). Inelastic displacement demand of RC buildings subjected to earthquakes generated by intermediate-depth Vrancea seismic source. *Natural Hazards*, 109, 2509-2534. doi:<https://doi.org/10.1007/s11069-021-04930-3>
- Paulay, T. (2002). The displacement capacity of reinforced concrete coupled walls. *Engineering Structures*, 24, 1165-1175.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc. doi:10.1002/9780470172841
- Pitilakis, K., Riga, E., & Anastasiadis, A. (2013). New code site classification, amplification factors and normalized response spectra based on a worldwide ground-motion database. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(2013), 925–966. doi:10.1007/s10518-013-9429-4
- Postelnicu, T., Damian, I., Zamfirescu, D., & Morariu, E. (2013). *Proiectarea structurilor de beton armat în zone seismice*. (T. Postelnicu, Ed.) București: MarLink.
- Priestley, M. (2003). *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering Revisited* (ed. The Ninth Mallet Milne Lecture, 2003). Pavia, Italia: Rose School.
- Priestley, M., & Kowalsky, M. (2000). Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings. *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(4), 421-444.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design Of Structures*. Pavia, Italy: IUSS Press.

- Priestley, N., & Calvi, M. (1997). *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*. (P. Fajfar, & H. Krawinkler, Ed.) London. doi:10.1201/9780203740019
- Ruiz-Garcia, J., & Miranda, E. (2007). Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1235–1254.
- Shibata, A., & Sozen, M. (1974). *The Substitute-Structure Method For Earthquake-Resistant Design of RC Concrete Frames*. Urbana, Illinois: Engineering Studies, University of Illinois.
- Strong Motion Seismograph Networks (K-NET, KiK-net)*. (2017, Ianuarie 30). Preluat de pe National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience: <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/>
- Sullivan, T. (2016). Guidance on the use of equivalent viscous damping for seismic assessment. *Proceedings of the 2016 New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference, Christchurch, 1-3 April 2016*, (pg. Paper No. O-27).
- Sullivan, T., Priestley, N., & Calvi, G. (2006). Direct Displacement-Based Design of Frame-Wall Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(Special Issue 1), 91-124.
- Takeda, T., Sozen, M., & Nielsen, N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of Structural Division*, 96(12), 2257-2273.
- Vacareanu, R., Demetriu, S., Lungu, D., Pavel, F., Arion, C., Iancovici, M., . . . Neagu, C. (2014). Empirical ground motion model for Vrancea intermediate-depth seismic source. *Earthquakes and Structures*, 6, 141-161.
- Vacareanu, R., Radulian, M., Iancovici, M., Pavel, F., & Neagu, C. (2015). Fore-Arc and Back-Arc Ground Motion Prediction Model for Vrancea Intermediate Depth Seismic Source. *Journal of Earthquake Engineering*, 19:3, 535-562.
- Văcăreanu, R., Pavel, F., Aldea, A., Arion, C., & Neagu, C. (2015). *Elemente de analiză a hazardului seismic*. București: Conspress.
- Wijesundara, K., Nascimbene, R., & Sullivan, T. (2011). Equivalent viscous damping for steel concentrically braced frame structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, 1535–1558. doi:doi.org/10.1007/s10518-011-9272-4
- Zamfirescu, D., & Damian, I. (2019). Verificarea prin calcul a comportării neliniare pentru structuri cu pereți de beton armat. *Curs online, Asociația Inginerilor Constructori Proiectanți de Structuri*.