



2008.
GODINA
LI



MATERIJALI 2 I KONSTRUKCIJE

MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
JOURNAL FOR RESEARCH OF MATERIALS AND STRUCTURES



MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
JOURNAL FOR RESEARCH IN THE FIELD OF MATERIALS AND STRUCTURES

IZDAVAČ:

Društvo za ispitivanje i istraživanje
materijala i konstrukcija Srbije

GLAVNI I ODGOVORNI UREDNIK:

Prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.,
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

REDAKCIONI ODBOR:

Prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.,
glavni i odgovorni urednik
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Doc. dr Mirjana MALEŠEV, dipl.inž.,
zamenik odgovornog urednika,
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Prof. Lazar JOVANOVIĆ, dipl.inž.,
Beograd, Vrnjačka 9

Prof. dr Aleksandar PROKIĆ, dipl.inž.,
Građevinski fakultet, Subotica

Prof. dr Žorž POPOVIĆ, dipl.inž.arh.,
Koče Kapetana 39, Beograd

Dr Ksenija JANKOVIĆ, dipl.inž.,
Institut IMS, Beograd

Dr Petar MITROVIĆ, dipl.inž.,
Institut za puteve, Beograd

Mr Radmila SINDJIĆ-GREBOVIĆ, dipl.inž.,
Građevinski fakultet, Podgorica

Mr Gordana Topličić-Čurčić, dipl.inž.,
Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

ADRESA REDAKCIJE:

Društvo za ispitivanje i istraživanje
materijala i konstrukcija Srbije
11000 Beograd, Kneza Miloša 9
Telefon: 011/3242-589

RECENZENTI:

Konačnu recenziju izvršio je Redakcioni odbor časopisa
na osnovu recenzentskih izveštaja

TEHNIČKI UREDNIK:

Stoja TODOROVIĆ

NASLOVNA STRANA: Drumski most preko reke
Visle u Plocku, Poljska - Autori: Akademik prof. dr Nikola Hajdin i doc. dr Bratislav Stipanić

TIRAŽ: 200 primeraka

Štampanje ovog broja pomogla je Inženjerska komora
Srbije.

Ovaj časopis primaju članovi Društva za ispitivanje i
istraživanje materijala i konstrukcija Srbije

PUBLISHER:

Society for Materials and Structures Testing
of Serbia

EDITOR AND CHIEF:

Prof. dr Radomir FOLIĆ, Civ.Eng.,
Faculty of Technical Science, Novi Sad

EDITORIAL BOARD:

Prof. dr Radomir FOLIĆ, Civ.Eng.,
editor and chief
Faculty of Technical Science, Novi Sad

Dr Mirjana MALESEV, Civ.Eng.,
Faculty of Technical Science, Novi Sad

Prof. Lazar JOVANOVIĆ, Civ.Eng.,
Belgrade, Vrnjaska 9

Prof. dr Aleksandar PROKIĆ Civ.Eng.,
Faculty of Civil Engineering, Subotica

Prof. dr Zorž POPOVIĆ, Civ.Eng.,
Koče Kapetana 39, Belgrade

Dr Ksenija JANKOVIĆ, Civ.Eng.,
Institute IMS, Belgrade

Dr Petar MITROVIĆ, Civ.Eng.,
The Highway Institute, Belgrade

Mr Radmila SINDJIC-GREBOVIC, Civ.Eng.,
Faculty of Civil Engineering, Podgorica

Mr Gordana Toplicic-Curcic, Civ.Eng.,
Faculty of Civil Engineering and Architecture, Nis

THE ADDRESS OF THE EDITORIAL-STAFF:

Society for Materials and Structures Testing of Serbia
11000 Belgrade, Kneza Milosa 9
Telephone: 381 11/3242-589

REVIEWERS:

The review of papers done by the Editorial Board on the
reviewer's report

TECHNICAL EDITOR:

Stoja TODOROVIĆ

COVER: Roadway Bridge Across Vistula River In Plock,
Poland - Authors: Akademik prof. dr Nikola Hajdin i doc. dr
Bratislav Stipanic

CIRCULATION: 200 examples

This number was published thanks to the financial
support of the Engineering Chamber of Serbia.

This Journal receive all the members of Society for
Materials and Structures Testing of Serbia

DRUŠTVO ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE MATERIJALA I KONSTRUKCIJA SRBIJE
 SOCIETY FOR MATERIALS AND STRUCTURES TESTING OF SERBIA

MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
 JOURNAL FOR RESEARCH IN THE FIELD OF MATERIALS AND STRUCTURES

SADRŽAJ

Miha TOMAŽEVIĆ UVOĐENJE EUROKODOVA I PRORAČUN SEIZMIČKE OTPORNOSTI ZIDANIH KONSTRUKCIJA Originalni naučni rad	3
Dorđe LAĐINOVIĆ SAVREMENE METODE SEIZMIČKE ANALIZE KONSTRUKCIJA ZGRADA Pregledni rad	25
Radomir FOLIĆ PROJEKTOVANJE SEIZMIČKI OTPORNIH BETONSKIH MOSTOVA Pregledni rad	41
Slavica RADOVANOVIĆ SEIZMOLOŠKA IZUČAVANJA U SRBIJI Pregledni rad	66
Slavko ZDRAVKOVIĆ Dragan ZLATKOV SEIZMIČKA MIKROREJONIZACIJA GRAĐEVIN- SKE POVRŠINE ZA OBJEKAT SPORTSKA DVRANA OŠ "FILIP FILIPOVIĆ" U NIŠU Stručni rad	75
Uputstvo autorima	80

CONTENTS

Miha TOMAŽEVIĆ INTRODUCING EUROCODES AND THE CALCULATION OF SEISMIC RESISTANCE OF THE MASONRY CONSTRUCTIONS.....	3
Dorđe LAĐINOVIĆ MODERN METHODS FOR SEISMIC ANALYSIS OF BUILDING STRUCTURES.....	25
Radomir FOLIĆ ASEISMIC DESIGN OF CONCRETE BRIDGES	41
Slavica RADOVANOVIĆ SEISMOLOGICAL INVESTIGATION IN SERBIA ...	66
Slavko ZDRAVKOVIĆ Dragan ZLATKOV SEISMIC MICRO-REONISATION OF THE SITE AREA FOR THE SPORT HALL BUILDING OF ELEMENTARY SCHOOL "FILIP FILIPOVIĆ" IN NISH	75
Preview Report	80

UVOĐENJE EUROKODOVA I PRORAČUN SEIZMIČKE OTPORNOSTI ZIDANIH KONSTRUKCIJA

INTRODUCING EUROCODES AND THE CALCULATION OF SEISMIC RESISTANCE OF THE MASONRY CONSTRUCTIONS

Miha TOMAŽEVIČ

ORIGINALNI NAUČNI RAD
UDK: 006.77:624.04.001.23:699.841(497.11+1) = 861

1 UVOD

Iako projektiranje zidanih konstrukcija ostaje kombinacija tradicije i savremenih saznanja, uvođenjem EurokodoVA izjednačava se sa projektiranjem drugih tipova konstrukcija. U saglasnosti sa podelom sadržaja evropskih standarda za projektiranje konstrukcija, Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija (Eurocode 6, 2003) navodi opšta pravila za projektiranje, dok Eurokod 8: Projektiranje seizmički otpornih konstrukcija (Eurocode 8, 2003) navodi dodatna pravila koja treba uzeti u obzir kod projektiranja zidanih konstrukcija u seizmičkim uslovima.

Stabilnost i nosivost zidanih konstrukcija na vertikalno opterećenje bez iznimke dokazuje se računom. Osim za takozvane jednostavne zidane zgrade, to jest zgrade koje ispunjavaju stroge uvete u pogledu visine, rasporeda i količine zidova i kvaliteta materiala, računom se dokazuje i otpornost konstrukcija na seizmičko opterećenje. Kao što je to slučaj sa drugim vrstama konstrukcija, projektiranje seizmički otpornih zidanih zgrada svih sistema prema Eurokodu 8 osnovano je na:

- zahtevu da se konstrukcija kod zemljotresa ne sruši, i

- zahtevu da se ograniči oštećenje konstrukcije.

Prema Eurokodu 8, konstrukcije zgrada treba da su projektirane tako da će biti sposobne izdržati zemljotres sa povratnim periodom od 475 godina i 10 % verovatnoćom prekoračenja u 50 godina "bez lokalnog ili totalnog rušenja, tako da će zadržati integritet konstrukcije i nosivost posle seizmičkog dejstva" (kriterijum sprečavanja rušenja). Međutim, osim toga konstrukcija treba da izdrži zemljotres sa većom verovatnoćom nastanka, n.pr. zemljotres sa povratnim periodom od 95 godina sa 10 %

Adresa autora:

Miha Tomažević, Zavod za gradbeništvo Slovenije,
Dimičeva 12, 1000 Ljubljana, Slovenija

1 INTRODUCTION

Although the projection of masonry constructions remains a combination of tradition and modern insights, by introducing Eurocodes, it becomes equalized with the projection of other construction types. In accordance with the classification of the European standards for the projection of constructions, Eurocode 6: Projection of masonry constructions (Eurocode 6, 2003) states some general rules for projecting, while Eurocode 8: Projection of seismically resistant constructions (Eurocode 8, 2003) states additional rules which should be considered when projecting masonry constructions in seismic conditions.

Stability and vertical load bearing capacity is, without exception, proven by calculation. Except for the so-called simple masonry buildings, that is, buildings that satisfy all requirements in respect to the height, arrangement, quantity of walls and quality of materials, calculation is used to prove the resistance of constructions to seismic load. As in the case of other construction types, projection of seismically resistant masonry buildings in all systems is, according to Eurocode 8, based on:

- the requirement for the construction not to collapse in case of an earthquake, and

- the requirement to limit the construction damage.

According to Eurocode 8, building constructions should be projected in such a way as to be able to resist an earthquake with the return period of 475 years and 10 percent probability of 50 year exceedance 'without local or total collapse, so that they keep the integrity of the construction and load bearing capacity after seismic effect' (criterion for collapse prevention). However, beside this the construction should be able to resist an earthquake with greater probability of emergence, for example an earthquake with the return period of 95 years and 10 percent probability of 50 years exceedance

verovatnoćom prekoračenja u 10 godina "bez nastanka oštećenja i ograničenja upotrebe, čiji bi troškovi otklanjanja bili nesrazmerno visoki u upoređenju sa cenom same konstrukcije" (kriterijum ograničenja oštećenja). Kod provere seizmičke otpornosti, za svaki element konstrukcije i za konstrukciju kako celinu projektni kapacitet otpornosti R_d , koji se izračunava uzimanjem u obzir karakteristične vrednosti čvrstoće in delimičnih faktora sigurnosti g_M materijala pojedinih elemenata, treba da bude veći od projektne vrednosti kombiniranog utecaja svih opterećenja E_d , koji uključuje i seizmičko dejstvo.

Oblik u kome se uzima u obzir seizmičko opterećenje zavisi od važnosti i kompleksnosti konstrukcije. U slučaju regularnih konstrukcija, kao što je to slučaj kod zidanih konstrukcija, proračun se pojednostavljuje, pa se uzima u obzir samo jedna komponenta seizmičkog dejstva, a konstrukcija se analizira u svakom ortogonalnom pravcu posebno. Uzimajući u obzir pravilnost rasporeda zidova većine zidanih konstrukcija po tlocrtu i visini, može se doći do zaključka, da seizmički odgovor konstrukcije nije pod uticajem viših tonova vibracija. To dozvoljava, da se za analizu upotrebljavaju jednostavne metode ekvivalentne statičke analize sa horizontalnim silama. Prema tome se projektne poprečne seizmičke sile u bazi (prizemlju) konstrukcije $F_{b,d}$ za svaki pravac dejstva horizontalnih sila izračuna na sledeći način:

$$F_{b,d} = S_d(T_1) m \lambda, \quad (1)$$

gde je:

$S_d(T_1)$ = ordinata projektnog spektra odgovora za vlastiti period vibracija konstrukcije T_1 ,

T_1 = osnovni period vibracija zgrade u posmatranom pravcu,

m = celokupna masa zgrade iznad temelja odnosno iznad krutog podruma,

λ = faktor korekcije koji uzima u obzir dejstvo da je efektivna modalna masa zgrade sa najmanje tri etaže i translatorskih stepena vibracija u oba ortogonalna pravca manja od celokupne mase zgrade.

Zidane zgrade su krute konstrukcije sa vlastitim periodom vibracija koji se uglavnom kreće u rasponu, gde je projektni spektar odgovora prema Eurokodu 8 ravan. Zbog toga se ordinata projektnog spektra odgovora može odrediti sa:

$$S_d(T) = a_g S h \frac{2,5}{q}, \quad (2)$$

gde je:

a_g = projektno ubrzanje tla za tla tipa A (stena odnosno slična čvrsta formacija),

S = faktor tla,

η = faktor korekcije prigušenja ($\eta = 1$ za 5% viskoznog prigušenja),

q = faktor ponašanja konstrukcije.

Kao što se vidi, Eurokod 8 dozvoljava, da se zbog pretpostavljenog kapaciteta da prenosi seizmičko opterećenje u nelinearnom području rada, seizmička otpornost konstrukcija proverava na projektne seizmičke sile koje su manje od odgovarajućih sila, koje bi nastale

without any damages and use limitations, the eliminating expenses of which would be out of proportion with the price of the construction itself' (criterion of damage limitation). With seismic resistance testing, for each construction element and for the construction as a whole, projective resistance capacity R_d , which is calculated by considering the characteristic value of strength and partial safety factors γ_M certain elements' materials, should be bigger than projective value of the combined influence of all loads E_d , which also includes the seismic activity.

The shape in which seismic load is being considered depends on the importance and complexity of the construction. In the case of regular constructions, like for example masonry constructions, calculation is being simplified, so that only one component of seismic activity is being considered, and the construction is being analyzed in each orthogonal direction individually. Taking into consideration the arrangement regularity of most masonry constructions by ground plan and height, it can be concluded that seismic construction response is not influenced by higher vibration tones. This allows, that for the purpose of analysis, simple methods of equivalent static analysis with horizontal forces be used. According to this, the projective shearing force in the base of construction $F_{b,d}$ for each direction of the horizontal forces activity is calculated as follows:

$$F_{b,d} = S_d(T_1) m \lambda, \quad (1)$$

where:

$S_d(T_1)$ = the projective spectrum ordinate corresponds for the own vibration period of T_1 construction,

T_1 = building's basic vibration period in the viewed direction,

m = total building mass above the foundation or above rigid basement,

λ = correction factor that considers the effect that the actual modal mass of the building with at least three storeys and translatory vibration degrees in both orthogonal directions is less than the total building mass.

Masonry buildings are rigid constructions with their own vibration period which mostly moves within a range where the projective spectrum of response is flat according to Eurocode 8. That is why the projective spectrum ordinate can be determined by:

$$S_d(T) = a_g S h \frac{2,5}{q}, \quad (2)$$

where:

a_g = projective ground acceleration for type A soils (rock i.e similar solid formation),

S = soil factor,

η = damping correction factor ($\eta = 1$ for 5% of viscous damping),

q = construction behaviour factor.

As shown, Eurocode 8 allows that, on account of the assumed capacity to carry seismic load in nonlinear work area, seismic resistance be checked for projective seismic forces which are smaller than the corresponding force, which would emerge if the construction behaved

da se konstrukcija ponaša elastično. Nelinearna dinamička analiza zameni se sa ekvivalentnom statičkom elastičnom analizom, gde se seizmičke sile izračunavaju na osnovu spektra odgovora, a konstrukcija se posmatra kao sistem sa jednim stepenom slobode. Da bi se dobile ordinate projektnog spektra odgovora, elastični spektar reducira se sa faktorom, koji uzima u obzir duktilnost konstrukcije i kapacitet disipacije energije. Taj se faktor uopšteno zove "faktor redukcije seizmičkih sila" dok ga Eurokod 8 zove "faktor ponašanja konstrukcije q ".

Osim za jednostavne zidane konstrukcije, gde u slučaju da produkt između projektnost ubrzanja tla a_g i faktora tla S nije veći od 0,2, nije potrebno računsko proveravanje seizmičke otpornosti, Eurokodovi dosta slobodno dozvoljavaju upotrebu različitih materijala i tehnologija zidanja te nemaju strogih zahteva u vezi osnove konstrukcije, ako se otpornost konstrukcije proveriti računom. Neka ograničenja ostavljaju nacionalnim dodacima pojedinih država. Eksperimentalna istraživanja su pokazala, da je vrednosti nekih parametara za projektiranje i granica za upotrebu materijala i novih tehnologija nemoguće odrediti bez dodatnih eksperimentalnih istraživanja.

Način određivanja kapaciteta otpornosti za pojedine tipove zidova i mehanizme ponašanja određuje Eurokod 6. Upoređenje računskih vrednosti nosivosti zidova, izračunatih sa jednačinama koje propisuje Eurokod 6, sa eksperimentalnim rezultatima, pokazuje na dejstvo da bi nekritička upotreba u Eurokodu 6 zahtevanih računskih procedura mogla dovesti do pogrešnih zaključaka u vezi seizmičke otpornosti analizirane konstrukcije. To naročito važi u slučaju nearmiranih zidanih konstrukcija, gde Eurokod 6 kao kritički mehanizam pretpostavlja posmik jednog dela zida prema drugom, a ne rušenje na smicanje zbog glavnih zatezućih napona koji prouzrokuju tipične diagonalne pukotine u zidovima.

U radu su prikazani rezultati nekih eksperimentalnih istraživanja i analiza koja su u zadnje vreme vršena na Zavodu za građevinarstvo Slovenije u Ljubljani sa namenom, da bi se utvrdile vrednosti nekih parametara za projektiranje i propisale granice za upotrebu materijala za zidanje u seizmičkim uslovima, no isto tako proverila i adekvatnost najvažnijih propisanih računskih metoda.

2 FAKTOR PONAŠANJA KONSTRUKCIJE q

2.1 Definicija

Prema Eurokodu 8 faktor ponašanja konstrukcije q je "aproksimacija odnosa između seizmičkih sila, koje bi nastale u konstrukciji ako bi se ona ponašala potpuno elastično sa 5 % kritičkog prigušenja, te minimalnih seizmičkih sila koje se mogu upotrebiti kod projektiranja sa konvencionalnim elastičnim računskim modelima, koje još osiguravaju zadovoljavajući odgovor konstrukcije." Eurokod 8 za svaki sistem zidanja preporučuje područje vrednosti faktora ponašanja q , pretpostavljajući kod toga relativno visoku duktilnost čak i za nearmirane zidane konstrukcije. Standard preporučuje upotrebu vrednosti na donjim granicama preporuka. Međutim konačna odluka ostavlja se nacionalnim dodacima. Područja vrednosti koje preporučuje Eurokod 8, jesu:

elastically. Nonlinear dynamic analysis is replaced with the equivalent static elastic analysis, where seismic forces are calculated on the basis of response spectrum, and the construction is viewed as a system with one degree of freedom. In order to obtain the ordinates of the projective response spectrum, elastic spectrum is reduced with the factor which takes into account ductility of construction and energy dissipation capacity. The general term for that factor is ' seismic forces reduction factor' while Eurocode calls it ' construction behaviour factor q '.

Except for the simple masonry constructions, where if product between projected ground motion acceleration a_g and soil factor S does not exceed 0.2, is not necessary to check seismic resistance by calculation, Eurocodes allow to a great extent free usage of different materials and masonry technologies, and therefore have no strict requests regarding the basis of construction, if construction resistance is checked by calculation. Some limitations are left for the national annexes of some states. Experimental research has shown that it is impossible to determine the values of some projecting parameters or limitations in material usage and new technologies without additional experimental research.

The way to determine resistance capacity for particular wall types and behaviour mechanisms is determined by the Eurocode 6. Comparison of calculated values of wall load bearing capacity, calculated with the equations prescribed by Eurocode 6, with the experimental results, points to the fact that the uncritical usage of requested calculating procedures could lead to wrong conclusions concerning seismic resistance of the analyzed construction. This is especially the case with unreinforced masonry constructions, where Eurocode 6 as a critical mechanism presupposes shear of one part of the wall to another, and not shear collapse due to main tensile strains that cause typical diagonal cracks in the walls.

The paper shows results of some experimental research and analysis which have lately been conducted at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute in Ljubljana with the purpose of establishing the values of some parameters for projecting and setting the boundaries for the usage of material for construction in seismic conditions, but also for testing the adequacy for the most important legitimate calculating methods.

2. CONSTRUCTION BEHAVIOR FACTOR q

2.1 Definition

According to Eurocode 8, the construction behaviour factor q is "an approximation of the ratio of the seismic forces that the structure would experience if its response were completely elastic with 5% viscous damping, to the seismic forces that may be used in the design, with a conventional elastic analysis model, still ensuring a satisfactory response of the structure". Eurocode 8 recommends a range of values of the behaviour factor q for every building system, assuming relatively high ductility even for the unreinforced masonry. The standard suggests the use of values at the bottom borders of the recommended ones. However, the final decision is left up to the national annexes. The ranges of values recommended by Eurocode 8 are as follows:

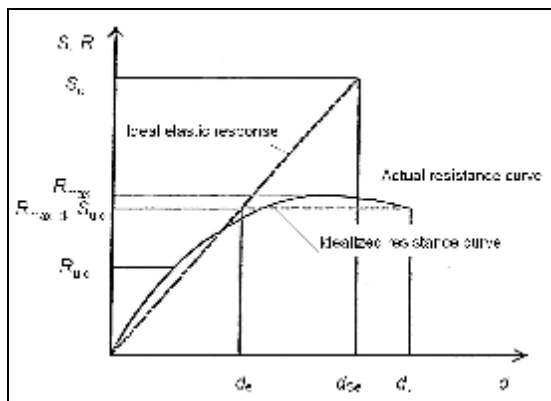
- za nearmiranu zidariju: $q = 1,5 - 2,5$,
- za zidariju sa vertikalnim serklažima: $q = 2,0 - 3,0$,
- za armiranu zidariju: $q = 2,5 - 3,0$.

Da bi se za potvrđivanje predloženih vrednosti mogli upotrebiti rezultati eksperimentalnih istraživanja, upotrebili smo poznatu pojednostavljenu definiciju faktora ponašanja, objašnjenu na slici 1 gde su upoređeni kriva otpornosti stvarne konstrukcije te odgovor ekvivalentne idealno elastične konstrukcije sa istom početnom krutošću. Stvarna kriva otpornosti idealizirana je sa idealno elastičnim - idealno plastičnim odnosom između sila i pomaka. Ako jedna regularna konstrukcija poseduje kapacitet pomaka i disipacije energije, koji se izražava sa graničnim faktorom duktilnosti $\mu_U = d_U/d_e$, gde je d_e = pomak na idealiziranoj granici elastičnosti a d_U = granični pomak konstrukcije, konstrukcija se može projektirati na granično projektno opterećenje $S_{U,d}$, koje je jednako elastičnoj seizmičkoj sili S_e nastaloj u ekvivalentnoj elastičnoj konstrukciji, koje se smanjuje sa faktorom redukcije, nazvanom faktor ponašanja konstrukcije q :

$$q = S_e / S_{U,d} \quad (3)$$

Zbog elastičnog modela konstrukcije za analizu seizmičke otpornosti i redukcije srednjih vrednosti mehaničkih osobina materijala sa delimičnim faktorima sigurnosti g_M , projektna (računska) otpornost konstrukcije $R_{U,d}$ samo je približna vrednosti stvarne, R_{max} , odnosno idealizirane maksimalne vrednosti, $R_{max,id}$. U slučaju da je projektna otpornost $R_{U,d}$ manja od $R_{max,id}$, javlja se rezerva nosivosti (overstrength), koja se izražava sa faktorom $\rho = R_{max,id}/R_{U,d}$. Ovim se faktorom može povećati vrednost faktora ponašanja konstrukcije koja se upotrebljava za određivanja projektnog seizmičkog opterećenja:

$$q_p = \rho q \quad (3a)$$



Slika 1. Definicija faktora ponašanja konstrukcije q
Figure 1. Definition of the construction behaviour factor q

Uzimajući u obzir princip konzervacije energije i izjednačujući površine ispod idealnog elastičnog i idealiziranog elasto-plastičnog odnosa između sila i deformacija konstrukcije, faktor ponašanja konstrukcije može se izraziti sa globalnim faktorom duktilnosti konstrukcije $\mu_U = d_U/d_e$ u obliku:

- for unreinforced masonry: $q = 1.5 - 2.5$,
- for vertical tie-column masonry: $q = 2.0 - 3.0$,
- for reinforced masonry: $q = 2.5 - 3.0$.

In order to be able to use the experimental research results to confirm the proposed values, we used the well-known simplified definition of the behavior factor explained in figure 1 comparing the actual resistance curve and the response of an ideal elastic construction with the same initial rigidity. The actual curve is idealized with the ideally elastic – ideally plastic ratio between the forces and drift. If a regular construction has the drift and energy dissipation capacity, which is expressed with the limit ductility factor $\mu_U = d_U/d_e$, where d_e = drift on an idealized limit of elasticity and d_U = limit drift of the construction, the construction may be projected onto the limit project load $S_{U,d}$, which is equal to the elastic seismic force S_e created in the equivalent elastic construction, which is reduced with the factor of reduction called construction behaviour factor q :

$$q = S_e / S_{U,d} \quad (3)$$

Because of the elastic construction model for seismic resistance analyses and the reduction of the average value of the mechanical properties of material with partial safety factors g_M , the projected (calculated) resistance of the construction $R_{U,d}$ is merely approximate to the value of the actual one, R_{max} , that is idealized maximum value, $R_{max,id}$. In case the projected resistance $R_{U,d}$ is lower than $R_{max,id}$, there is an overstrength, which is expressed with the factor $\rho = R_{max,id}/R_{U,d}$. With this factor, the value of the construction behaviour factor which is used for determining the projected seismic load can be increased:

$$q_p = \rho q \quad (3a)$$

Taking into consideration the principle of energy conservation and by equalizing the surfaces below the ideal plastic and the idealized elastic-plastic ratio between the forces and the construction deformations, construction behaviour factor can be expressed with a global factor of the construction ductility $\mu_U = d_U/d_e$ in the following form:

$$q = (2\mu_U - 1)^{1/2} \quad (4)$$

While equation (3) defines the construction behaviour factor q according to the basic definition given in Eurocode 8 with the ratio between the forces, equation (4) determines the minimal ductility and the capacity of energy dissipation, which the construction should have in order for it to be possible to use construction behaviour factor q with the ratio between the forces when projecting:

$$q(\text{jedn. 3}) \geq q(\text{jedn. 4}) \quad (5)$$

The same condition should be fulfilled if the influence of overstrength is taken into account. In other words, if the seismic resistance of the masonry construction is checked with the construction behaviour factor q , its global ductility must not be lower than:

$$q = (2\mu_u - 1)^{1/2}. \quad (4)$$

Dok jednačina (3) definiše faktor ponašanja konstrukcije q prema osnovnoj definiciji datoj u Eurokodu 8 sa odnosom između sila, jednačina (4) određuje minimalnu duktilnost i kapacitet disipacije energije, koju treba da ima konstrukcija da bi se kod projektiranja mogla upotrebiti sa odnosom između sila određena vrednost faktora q :

$$q(\text{jedn. 3}) \leq q(\text{jedn. 4}). \quad (5)$$

Isti uslov treba da bude ispunjen ako se uzme u obzir uticaj rezerve nosivosti. Drugim rečima, ako se seizmička otpornost zidane konstrukcije proverava sa faktorom ponašanja konstrukcije q , njezina globalna duktilnost ne sme da bude manja od:

$$\mu_{u,min} = (q^2 + 1)/2. \quad (6)$$

Pored toga treba da je ispunjen još i kriterijum za ograničenje oštećenja.

2.2 Eksperimentalna istraživanja

Da bi se potvrdile vrednosti koje predlaže Eurokod 8, na seizmičkoj platformi ispitano je šest modela zidanih zgrada. Modeli su predstavljali zgrade dve različite konfiguracije konstrukcije, koje su sazidane od dve vrste zidnih blokova. Modeli tipa M1 predstavljali su deo dvoetažne vrstne kuće sa nosivim zidovima ortogonalnim na pravac seizmičkog dejstva, dok su modeli tipa M2 predstavljali trietažnu stambenu zgradu sa zidovima ravnomerno raspoređenim u oba ortogonalna pravca. U slučaju modela vrstne kuće, zidovi dva modela delimično ili u celini povezani su sa vertikalnim serklažima. Ispitana su četiri modela prvog i dva modela drugog tipa, sazidana od dve vrste zidarije, naime blokova od kalcijevog silikata u malteru klase M15 i šupljih blokova od opeke u malteru klase M5. Tipični modeli svakog tipa zgrade prikazani su na slikama 2 i 3, dok je opis modela dat u tabeli 1.

$$\mu_{u,min} = (q^2 + 1)/2. \quad (6)$$

Apart from that, the damage limitation criterion should be met as well.

2.2 Experimental research

In order to confirm the values proposed by Eurocode 8, six models of masonry buildings have been tested. The models were buildings with two different construction configurations, made of two different types of building blocks. Models type M1 represented a part of a two-storeyed peak houses with load bearing walls orthogonal to the direction of seismic activity, whereas the M2 type models represented a three-storeyed residential building equally arranged in both orthogonal directions. In the case of the peak house, the walls of the two models are partly or completely connected with the vertical ring beams. Four type 1 models and two type 2 models were tested, made of two kinds of blocks, namely calcium silicate blocks in M15 class mortar and hollow brick building blocks in M5 class mortar. Typical models of every type of building are shown in figures 2 and 3, while the model description is given in Table 1.



Slika 2. Tipičan model vrstne kuće na početku ispitivanja
Figure 2. Typical model of a peak house at the start of testing

Tabela 1. Opis modela

Oznaka modela	Tip	Vrsta zidarije
M1-1	Vrstna kuća, P+1	Blokovi od kalcijevog silikata
M1-2	Vrstna kuća, P+1	Šuplji blokovi od opeke
M1-1c	Vrstna kuća sa serklažima kod stepeništa, P+1	Blokovi od kalcijevog silikata
M1-1d	Vrstna kuća sa vertikalnim serklažima, P+1	Blokovi od kalcijevog silikata
M2-1	Stambena kuća, P+2	Blokovi od kalcijevog silikata
M2-2	Stambena kuća, P+2	Šuplji blokovi od opeke

Table 1. Model description

Model label	Type	Building block type
M1-1	Peak house, P+1	Calcium silicate
M1-2	Peak house, P+1	Hollow brick
M1-1c	Peak house with ring beams at the staircase, P+1	Calcium silicate
M1-1d	Peak house with vertical ring beams, P+1	Calcium silicate
M2-1	Residential house, P+2	Calcium silicate
M2-2	Residential house, P+2	Hollow brick



Slika 3. Tipičan model stambene kuće na početku ispitivanja

Figure 3. Typical model of a residential house at the start of testing

Svi su modeli ispitani na seizmičkoj platformi sa intenzitetom kretanja platforme koji se potepeno povećavao sve do konačnog rušenja. Simulirana je 27 sekundi dugačka jaka faza N-S komponente akcelerograma crnogorskog zemljotresa od 15. aprila 1979, registriracije kod Petrovca sa maksimalnim ubrzanjem kretanja tla $a_{g,max} = 0,43$ g. Za vreme ispitivanja mereni su odgovori pomeranja i ubrzanja modela u nivou stropnih konstrukcija. Posle svake faze ispitivanja, modeli su pregledani, dokumentirana su oštećenja, a izmerene su bile i promene dinamičkih karakteristika. Registriran je odgovor slobodnih vibracija modela na udarac sa plastičnim čekićem.

Kao što se očekivalo, modeli su se porušili na smicanje. Bez obzira na tip konstrukcije i material, u zidovima prizemlja u pravcu seizmičkog pobuđivanja nastale su kose pukotine, koje su dovele do upadanja krutosti i nosivosti, pa i konačnog rušenja konstrukcije modela. Nearmirani modeli vrstne kuće M1-1 i stambene kuće M2-1 iz materijala, koji je predstavljao blokove od kalcijevog silikata, srušili su se odmah nastanka prvih oštećenja u zidovima, dok su odgovarajući modeli M2-1 i M2-2, izrađeni iz materijala, koji je predstavljao šuplje blokove od opeke, izdržali dodatna seizmička opterećenja. Sa delimičnom ili potpunom ugradnjom armiranobetonskih vertikalnih serklaža na modelima M1-1c i M1-1d postiglo se bitno poboljšanje. Tipična oštećenja modela pre rušenja prikazana su na slikama 4 i 5.

Vidi se da je u sva slučaja prevladavao mehanizam na smicanje, pa su oštećenja skoncentrirana u prizemlju. Kod svih modela, pa i kod modela vrstne kuće sa vertikalnim serklažima, u gornjim spratovima praktični nije bilo oštećenja. Kao posledica tog mehanizma, relativna pomeranja u gornjim spratovima veoma su mala u poređenju sa pomeranjem prvog sprata. Pošto su pomeranja mala a ni oštećenja nisu velika, samo 5 % od

All the models were tested on a seismic platform with the intensity of movement increasing gradually to the point of final collapsing. We simulated the 27 second long phase of the accelerogram N-S component of the April 15, 1979 earthquake in Montenegro, registered near Petrovac with the maximum ground motion acceleration of $a_{g,max} = 0,43$ g. During the testing the responses of motion and acceleration of the models were measured at the level of floor constructions. After each phase of testing, the models were inspected, the damage documented, and the changes of dynamic characteristics were measured. The number of free vibrations response to the blow of a plastic hammer was measured.

As expected, the models collapsed due to shearing. Regardless of the type of the construction or the material, in the walls of the ground floor there were slantwise cracks in the direction of the seismic drive, which led to deterioration in rigidity and load bearing capacity and in turn to the final construction model collapse. The unreinforced models of the peak house M1-1 and the residential house M2-1 from the material, which were the calcium silicate blocks, collapsed immediately after the initial damage in the walls, whereas the corresponding models M2-1 and M2-2, made from the material which was representing hollow brick blocks resisted the additional seismic stress. With a partial or complete installation of the reinforced concrete vertical ring beams on models M1-1c and M1-1d there was a significant improvement. The typical model damage prior to collapsing are shown on figures 4 and 5.



Slika 4. Model vrstne kuće M1-1c u fazi rušenja

Figure 4. Model of a peak house M1-1c in collapsing phase

It can be seen that in these two cases the prevailing factor was the shearing mechanism, so the damages are mainly on the ground floor. With all models, and so with the peak house model with the vertical ring beams, there was practically no damage on higher floors. As a consequence of that mechanism, the relative movements on the upper floors were small in comparison with the move-

celokupne disipirane energije disipirano je u gornjim spratovima. Uzimajući sve to u obzir može se zaključiti da kriva otpornosti prvog sprata (prizemlja) definiše ponašanje ispitanih konstrukcija u seizmičkim uslovima.



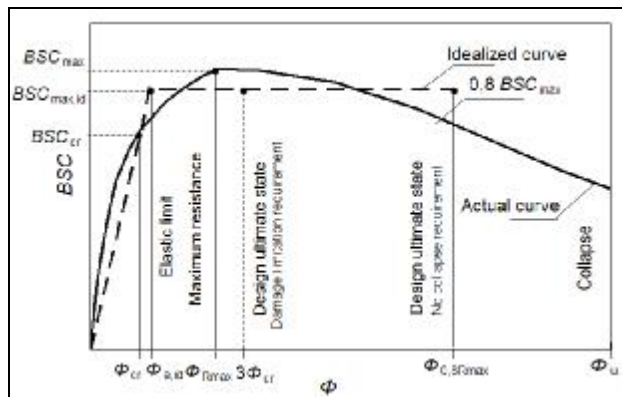
Slika 5. Model stambene kuće M2-2 u fazi rušenja
Figure 5. Model of a residential house M2-2 in collapsing phase

2.3 Kriva spratne otpornosti i definicija graničnih stanja

Na osnovu izmerenih vremenskih historija pomaka i ubrzanja te uzimajući u obzir mase modela, koncentrisane u visini stropnih konstrukcija, mogu se u svakom trenutku vremena izračunati odnosi između sile smicanja u prizemlju i pomeranja, pa tako i maksimalne vrednosti izmerene u svakoj fazi ispitivanja. Vrednosti sile su izražene bezdimenzionalno u obliku koeficijenta sile smicanja u bazi (base shear coefficient, BSC), to jest odnosa između sile smicanja i težine modela: $BSC = BS/W$, gde je BS = sila smicanja i W = težina modela iznad posmatranog preseka. Vrednosti pomeranja, međutim, izražene su sa uglom spratne rotacije, odnosa između relativnog pomeranja etaže i visine etaže: Φ u % = $(d/h) 100$, gde je d = relativno spratno pomeranje dok je h = spratna visina. Tipičan odnos između sile i deformacija, koji predstavlja krivu spratne otpornosti, prikazan je na slici 6.

Na krivi otpornosti mogu se definirati četiri granična stanja koja određuju granice upotrebljivosti zgrade, ali se upotrebljavaju i za proveru seizmičke otpornosti konstrukcije:

- granica pukotina (oštećenja), koju definišu sila i deformacija kod pojave prvih pukotina u zidovima, koje prouzrokuju očite promene krutosti sistema konstrukcije (BSC_{cr} , Φ_{cr}). Granica pukotina ponekad se izjednačava sa granicom upotrebljivosti konstrukcije;
- maksimalna otpornost, koju definišu sila i deformacija kod postignute maksimalne otpornosti (BSC_{max} , Φ_{Rmax});
- granica projektnog stanja rušenja, koju definišu sila i deformacija, gde se otpornost sistema smanji ispod



Slika 6. Idealizacija krive spratne otpornosti i definicija graničnih stanja (po Tomažević, 2007)

Figure 6. Idealization of floor resistance curve and definition of limitation states (Tomažević, 2007)

ment of the first floor. Since there was little movement, and damage was not significant either, only 5 % of the entire dissipated energy was dissipated on the upper floors. Taking all of this into account, it can be concluded that the resistance curve of the first floor (ground floor) defines the behaviour of the tested constructions in seismic conditions.

2.3 Floor Resistance Curve and Definition of Limit States

Based on the measured time histories of drift and acceleration and taking into consideration the model mass concentrated at the height of floor constructions, at any moment in time the ratio between the shearing force on the ground floor and movement, and so the maximum values measured in every phase of the testing. The values of the forces are expressed undimensionally in the form of a shearing force coefficient at the base (base shear coefficient, BSC), that is the ratio between the shear force and the weight of the model: $BSC = BS/W$, where BS = shear force and W = model weight above the viewed cross-section. Movement values, however, are expressed with the angle of the floor rotation, the ratio between the relative floor movement and floor height: Φ u % = $(d/h) 100$, where d = relative floor movement, and h = height of the floor. The typical ratio between the forces and deformations, which represents a curve of floor resistance is shown in figure 6.

On the resistance curve, four limitation states can be defined which determine the limitations of the building usage, but they are also used to check the seismic resistance of the construction:

- Damage limitation, which is defined by the force and deformation with the emergence of the first cracks in the walls, which cause obvious changes in the construction system rigidity (BSC_{cr} , Φ_{cr}). The crack limitation is sometimes equal to the limitation of the construction usage;
- maximum resistance, which is defined by the force and deformation at achieved maximum resistance (BSC_{max} , Φ_{Rmax});
- projected collapse state limitation, which is defined by the force and deformation, where the resistance is

prihvatljivog nivoa ($0,8 BSC_{max}$, $\Phi_{0,8Rmax}$). Prema dogovoru, koji je prihvatio Eurokod 8, 20 % degradacije maksimalne otpornosti konstrukcije predstavlja prihvatljivu granicu, pa se deo krive otpornosti, gde se otpornost smanji ispod 80 % maksimalne, ne uzima u obzir u računskim analizama. Taj deo daje informaciju o dodatnoj duktilnosti i kapacitetu disipacije energije konstrukcije, dakle o dodatnoj sigurnosti konstrukcije;

– granica rušenja, koju definišu sila i deformacija kod delimičnog ili totalnog rušenja konstrukcije (BSC_u , Φ_u).

Novije studije pokazale su (Tomažević, 2007) da u slučaju predominantnog ponašanja konstrukcije na smicanje, tipičnog za zidane konstrukcije, pojedinim graničnim stanjima odgovaraju kategorije oštećenja, koje definiše evropska EMS-98 skala seizmičkog intenziteta (EMS, 1998):

– 2. stepen ("laka oštećenja konstrukcije, pukotine u mnogim zidovima" prema EMS-98): nastanak prvih, jedva vidljivih diagonalno usmerenih pukotina u srednjem delu zida. Taj tip oštećenja odgovara granici pukotina;

– 3. stepen ("umerena oštećenja konstrukcije, pukotine u mnogim zidovima" prema EMS-98): povećani broj tankih pukotina ograničene širine (manje od 0,2 mm) u oba diagonalna pravca zida. Umerena oštećenja, koja se lako mogu sanirati pa se obično smatraju kao prihvatljiva oštećenja na granici upotrebljivosti. Ova oštećenja obično nastanu nešto posle postignute maksimalne otpornosti;

– 4 stepen ("teška oštećenja konstrukcije, ozbiljno rušenje zidova" prema EMS-98): povećani broj diagonalno usmerenih pukotina širine veće od 1 mm i manje od 10 mm. Drobljenje pojedinih zidnih blokova. Teška oštećenja, koja se uglavnom mogu sanirati, međutim sanacija u većini slučajeva nije ekonomski opravdana. Oštećenja 4. stepena nastanu blizu granice, koja se definiše kao projektno granično rušno stanje, gde se stvarna otpornost konstrukcije smanji na 80 % maksimalne;

– 5. stepen ("totalno odnosno skoro totalno rušenje" prema EMS-98): povećana širina pukotina (više od 10 mm), drobljenje zidnih blokova uzduž obe diagonale zidova. Jako opadanje nosivosti i konačno rušenje. Očito 5. stepen oštećenja definiše granično stanje rušenja konstrukcije.

Uzimajući ovo u obzir, može se ustanoviti, da se područje gde je zidana zgrada još sigurna i upotrebljiva kreće između početka do maksimalne nosivosti odnosno čak i nešto dalje (od stanja bez oštećenja do oštećenja 3. stepena), dok se područje, gde još nema opasnosti za rušenje, međutim zgrada bez dodatnih mera nije više upotrebljiva, nalazi između maksimalne otpornosti i projektnog graničnog stanja rušenja, dakle između 3. i 4. stepena oštećenja. Projektno granično stanje rušenja zapravo definiše zahtev da se konstrukcija kod zemljotresa ne sruši (no collapse requirement).

Analiza kriva spratne otpornosti ispitanih modela pokazuje, da su spratna pomeranja kod postignute granice oštećenja i maksimalne otpornosti relativno blizu (tabela 2). Analiza isto tako pokazuje, da se oštećenja 3. stepena javljaju nešto nakon postignute maksimalne otpornosti. U većini slučajeva to se dogodi kad spratno pomeranje postigne vrednost približno jednaku 3-strukoј vrednosti na granici pukotina. Pošto sanacija oštećenja

decreased below the acceptable level ($0,8 BSC_{max}$, $\Phi_{0,8Rmax}$). According to the agreement accepted by Eurocode 8, 20 % degradation of the maximum construction resistance is the acceptable limit, so the part of the resistance curve, where the resistance decreases below 80% of the maximum, is not taken into account in the projecting analyses. That part provides information on additional ductility and the capacity of the construction's energy dissipation, that is to say about the additional safety of the construction;

– collapse limit, which is defined by the force and deformation with the partial or complete construction collapse (BSC_u , Φ_u).

More recent studies have shown (Tomažević, 2007) that in case of predominant behaviour of the shear construction, typical of the masonry construction, certain limitation states correspond to damage categories as defined by the European EMS-98 scale of seismic intensity (EMS, 1998):

– Grade 2 ("slight structural damage, cracks in many walls," according to EMS-98): the occurrence of the first, barely visible diagonally directed cracks in the middle part of the wall. That type of damage corresponds to the crack limitation;

– Grade 3 ("moderate structural damage, extensive cracks in most walls " according to EMS-98): increased number of thin cracks of limited width (less than 0.2 mm) in both diagonal directions of the wall. Moderate damages, which could be easily repaired and, therefore, are considered as acceptable damages at the limit of usage. These damages usually appear somewhat after the achieved maximum resistance.;

– Grade 4 ("heavy structural damage, serious failure of walls" according to EMS-98): increased number of diagonally directed cracks of the width that exceeds 1 mm and is less than 10 mm. Fracture of building blocks. Heavy damage, which can mostly be repaired, however, restoration in most cases is not economically justified. Grade 4 damage appear close to the limit, which is defined as a projected collapse limit, where the actual resistance decreases to 80% of the maximum;

– Grade 5 ("total or near total collapse" according to EMS-98): increased width of the cracks (more than 10 mm), fracture of building blocks alongside both diagonals of the walls. Heavy loss of load bearing capacity and final collapse. Clearly, Grade 5 damage defines the limit state of collapse.

Taking all this into consideration, it can be established that the area where the building was built, is still safe and can be utilized between the beginning and maximum load bearing capacity and even further (from the state without damage to the Grade 3 damage), while the area where there is still no danger of collapsing, but the building is no longer usable without additional measures, is between the maximum resistance and the projected collapse limitation state, so between Grade 3 and Grade 4. The projected collapse limitation state, in fact, defines the requirement in order for the construction not to collapse due to earthquake (no collapse requirement).

Floor resistance curve analysis of the tested models shows that the floor movements at the achieved limit of damage and maximum resistance are relatively close (Table 2). The analysis also shows that the Grade 3

4. stepena više puta neće biti ekonomski opravdana, za određivanje projektnih parametara odlučeno je, da se pored granice koja određuje granicu nosivosti, uzme u obzir i granica prihvatljivosti oštećenja. Analiza eksperimentalnih rezultata pokazuje, da je ova granica određena spratnim pomeranjem približno jednakim 3-strukom pomeranju na granici nastanka oštećenja. Drugim rečima, uzimajući u obzir prihvatljivi nivo oštećenja, projektno granično stanje nosivosti definiše se pomeranjem, čija je vrednost jednaka manjoj od vrednosti pomeranja gde se otpornost smanji na 80 % maksimalne ili 3-struke vrednosti pomeranja na granici nastanka pukotina:

$$\Phi_{d,u} = \min \{ \Phi_{0,8R_{max}}; 3\Phi_{cr} \}. \quad (7)$$

Tabela 2. Parametri seizmične otpornosti ispitanih modela kod karakterističnih graničnih stanja

Model	Granično stanje	BSC	Φ (%)
M1-1	Granica oštećenja	0,336	0,26
	Maksimalna otpornost	0,474	0,82
	Pre rušenja	0,389	0,91
M1-2	Granica oštećenja	0,444	0,60
	Maksimalna otpornost	0,444	0,60
	Pre rušenja	0,241	3,43
M1-1c	Granica oštećenja	0,900	0,28
	Maksimalna otpornost	0,900	0,28
	Pre rušenja	0,390	4,20
M1-1d	Granica oštećenja	1,225	0,27
	Maksimalna otpornost	1,693	1,39
	Pre rušenja	0,734	2,80
M2-1	Granica oštećenja	0,529	0,20
	Maksimalna otpornost	0,659	0,35
	Pre rušenja	0,452	0,46
M2-2	Granica oštećenja	0,399	0,33
	Maksimalna otpornost	0,463	0,71
	Pre rušenja	0,336	1,77

Granica vezana na smanjenje otpornosti predstavlja zahtev za sprečavanje rušenja konstrukcije, dok granica vezana na pomeranje kod nastanka pukotina predstavlja uzimanje u obzir prihvatljivog nivoa oštećenja. Ako se vrednosti projektnih parametara, kao što je to faktor ponašanja konstrukcija q , odrede na osnovu granice nastanka oštećenja, u isto vreme će biti ispunjena oba zahteva. Razlika između tipa i obima oštećenja kod oba granična stanja prikazana je na slikama 7 i 8.

Korelacija između obima oštećenja i pomeranja kod pojedinih graničnih stanja, koja je izrađena na osnovu podataka ispitivanja opisanih u tom radu i nekih drugih ispitivanja (Tomažević i Weiss, 1994; Tomažević i Klemenc, 1996) pokazuje, da se pomeranja kod pojedinih graničnih stanja nalaze u sledećim rasponima:

- kod granice pukotina: $\Phi_{cr} = 0,2-0,4$ %;
- kod maksimalne otpornosti: $\Phi_{R_{max}} = 0,3-0,6$ %, i
- kod graničnog stanja rušenja: $\Phi_u = 2,0-4,0$ %.

damages occur somewhat after achieved maximum resistance. In most cases it happens when floor movement reaches a value approximately equal to three times the value at the limit of the cracks. Since the restoration of the Grade 4 damages will not be economically justified, for determining projected parameters it was decided, apart from the load bearing capacity limit, to take into account the limit of damage acceptability. The analysis of the experimental results shows that this limit is determined by floor movement approximately equal to three times the movement at the limit of damage emergence. In other words, taking into consideration the acceptable level of damage, the projected load bearing capacity limit state is defined by movement, whose value is equal to less than the value of movement where the resistance is decreased to less than 80% of the maximum or the triple value of the movement at the limit of crack emergence:

$$\Phi_{d,u} = \min \{ \Phi_{0,8R_{max}}; 3\Phi_{cr} \}. \quad (7)$$

Table 2. Parameters of seismic resistance of the tested models with characteristic limitation states

Model	Limitation State	BSC	Φ (%)
M1-1	Damage limitation	0.336	0.26
	Maksimum resistance	0.474	0.82
	Prior to collapsing	0.389	0.91
M1-2	Damage limitation	0.444	0.60
	Maksimum resistance	0.444	0.60
	Prior to collapsing	0.241	3.43
M1-1c	Damage limitation	0.900	0.28
	Maksimum resistance	0.900	0.28
	Prior to collapsing	0.390	4.20
M1-1d	Damage limitation	1.225	0.27
	Maksimum resistance	1.693	1.39
	Prior to collapsing	0.734	2.80
M2-1	Damage limitation	0.529	0.20
	Maksimum resistance	0.659	0.35
	Prior to collapsing	0.452	0.46
M2-2	Damage limitation	0.399	0.33
	Maksimum resistance	0.463	0.71
	Prior to collapsing	0.336	1.77

The limit related to the decrease of resistance is the requirement for preventing the construction collapse, while the limit related to the movement with the emergence of cracks represents taking into consideration the acceptable level of damage. If the values of the projected parameters, such as construction behaviour factor q , are determined based on limitation of emergence damage, both requirements will be fulfilled at the same time. The difference between the type and the extent of the damage with both limitation states is shown in figures 7 and 8.

The correlation between the extent of the damage and movement with certain limitation states, which was done based on the data from the testing described on that paper and some other research (Tomažević i Weiss, 1994; Tomažević i Klemenc, 1996) shows that the move-

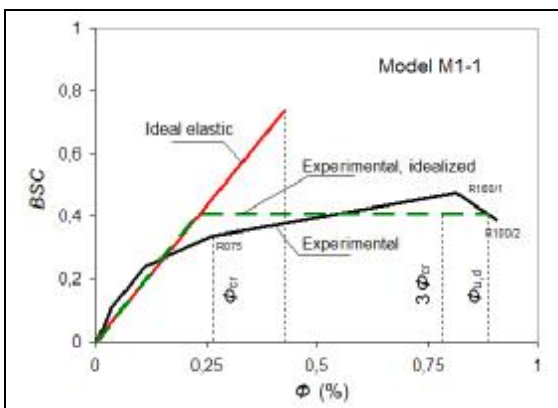
Vrednosti kod graničnog stanja rušenja nisu toliko relevantne pošto mnogo zavise od vrste i zasnova sistema konstrukcije te samog materijala.



Slika 7. Oštećenja 3. stepena kod graničnog stanja maksimalne otpornosti (Model M1-1c, $\Phi=0,9\%$)
Figure 7. Grade 3 damages with the limitation state of the maximum resistance (Model M1-1c, $\Phi=0.9\%$)

2.4 Određivanje vrednosti faktora ponašanja konstrukcije q

Upotrebljena je jednostavna definicija faktora ponašanja q prema slici 1 i jednačini (3). Da bi mogli izračunati odgovor ekvivalentne elastične konstrukcije u fazi ispitivanja gde je postignuta maksimalna otpornost pojednog modela, vrednosti efektivnih spratnih krutosti K_e određene su na osnovu spratnih kriva otpornosti u početnim fazama ispitivanja, dok je odgovor idealno elastičnog modela izračunat sa programom EAVEK (Fajfar i Kilar, 1992). Uzimajući u obzir jednačinu (3), izračunate vrednosti maksimalnog idealnog elastičnog koeficienta sile smicanja u bazi (BSC_e) bile su upoređene sa maksimalnim izmerenim vrednostima (BSC_{max}). Iste su vrednosti upoređene još i tako, da je eksperimentalna kriva idealizirana sa bilinearnim odnosom između sila i deformacija ($BSC_{max,id}$). Tipičan način određivanja vrednosti faktora q prikazan je na slikama 9 i 10, dok se izračunate vrednosti navode u tabeli 3.



Slika 9. Određivanje faktora ponašanja q za model vrstne kuće M1-1
Figure 9. Determination of behavior factor q for the peak hose model M1-1

ments with some limitation states are found within the following ranges:

- Crack limitations: $\Phi_{cr} = 0.2-0.4\%$;
- Maximum resistance: $\Phi_{Rmax} = 0.3-0.6\%$, and
- Collapse limitation state: $\Phi_u = 2.0-4.0\%$.

The values at the collapse limitation state are not as relevant because they are very dependent on the kind and the idea of the construction system and, in turn, on the material itself.



Slika 8. Oštećenja 4. stepena pre rušenja (Model M2-2, $\Phi = 1,77\%$)
Figure 8. Grade 4 damages prior to collapse (Model M2-2, $\Phi = 1.77\%$)

2.4 Value determination of behavior construction factor q

A simple definition of behavior factor q is used according to figure 1 and equation (3). In order to calculate the elastic construction response in the phase of testing where maximum resistance of an individual model is achieved, the values of effective floor rigidity K_e are determined on the basis of floor resistance curves in the initial stages of testing, while the ideal elastic model response is calculated with the EAVEK program (Fajfar and Kilar 1992). Considering equation (3), the calculated values of the maximum ideal elastic coefficient of shear force in the base (BSC_e) were compared to maximum measured values (BSC_{max}). Same values have also been compared so as to make the experimental curve idealized with bilinear relation between forces and deformations ($BSC_{max,id}$). Typical way of determining the value factor q is shown in figures 9 and 10, while the calculated values are shown in table 3.

Tabela 3. Vrednosti faktora ponašanja konstrukcije q dobivene iz eksperimentalnih rezultata
Table 3. Values of construction behaviour factor q obtained from experimental results

Model	$q = BSC_e/BSC_{max}$	$q = BSC_e/BSC_{max,id}$	$q = (2\mu_u - 1)^{1/2}$
M1-1	1,56	1,81	2,35
M1-2	2,05	2,18	2,32
M1-1c	2,43	2,53	2,98
M1-1d	1,65	1,92	2,92
M2-1	1,59	1,97	3,32
M2-2	1,78	1,95	3,37

nosivosti ("overstrength", jednačina 3a). Na osnovu analize više od 40 nearmiranih zidanih zgrada, Magenes (2007) je dobio vrednosti faktora rezerve otpornosti, ρ , čak između 1,8 i 2,4.

U slučaju nearmiranih zidanih konstrukcija seizmička otpornost se izračuna na osnovu pretpostavke spratnog mehanizma te upotrebom jednačine, koju su za račun otpornosti na smicanje predložili Turnšek i Čačovič (1971). Upotrebu jednačine preporučuju jugoslovenski propisi iz 1981. godine:

$$R_{w,d} = 0,9 A_w \frac{f_{tk}}{g_M b} \sqrt{\frac{S_d g_M}{f_{tk}} + 1}, \quad (8)$$

gde je $R_{w,d}$ = projektna otpornost zida na smicanje, A_w = površina horizontalnog preseka zida, f_{tk} = karakteristična vrednost čvrstoće zida na zatezanje, σ_d = prosečni napon na pritisak u zidu zbog vertikalnog opterećenja, b = koeficijent raspodele napona na smicanja (kod uobičajenog odnosa h/l , $b = 1,5$). Prema filozofiji proveravanja otpornosti u Eurokodu karakteristična vrednost čvrstoće zida na zatezanje reducira se sa delimičnim faktorom sigurnosti γ_M . Da bi se ocenila razlika između stvarne otpornosti i izračunate vrednosti odnosno diapazon moguće rezerve u nosivosti, otpornost ispitanih modela izračunata je sa uzimanjem u obzir dve različite vrednosti delimičnog faktora sigurnosti. Naime $\gamma_M = 1,5$, koja predstavlja projektnu situaciju u slučaju dobre kontrole kvaliteta i nadzora na gradilištu, te $\gamma_M = 2,0$, koja predstavlja neke prosečne uslove gradnje. Rezultati računa za ispitane modele u obliku vrednosti koeficijenta sile smicanja u bazi (base shear coefficient) $BSC_{d,max}$, upoređeni su sa ekperimentalno dobijenim vrednostima, $BSC_{exp,max}$, u tabeli 4. Neočekivano velike razlike između ekperimentalnih i računskih vrednosti u slučaju modela vrstne kuće sa vertikalnim serklažima posledica su dejstva, da Eurokod ne dozvoljava da se serklaži uzimaju u obzir kao noseći elementi konstrukcije.

Na osnovu te analize ocenjene vrednosti faktora rezerve nosivosti ρ i rezultirajuće vrednosti faktora ponašanja q navode se u tabeli 5. Međutim, da bi se ostalo u granicama prihvatljivog obima oštećenja zidane konstrukcije, za upotrebu se predlažu nešto manje vrednosti, koje se isto tako navode u tabeli 5. Pored preporučenih vrednosti faktora ponašanja q za pojedine sisteme navode se i vrednosti globalnog faktora duktilnosti koji se traži od konstrukcije, da bi kod upotrebe faktora q seizmička sigurnost konstrukcije bila na traženom nivou.

Kao što se vidi, na osnovu ispitivanja predloženo je, da se za proveru seizmičke otpornosti zidanih konstrukcija upotrebljavaju vrednosti faktora ponašanja konstrukcije q , koje se nalaze na gornjoj granici vrednosti koje preporučuje Eurokod 8.

value of wall shear strength is reduced by partial safety factor γ_M . In order to estimate the difference between the real resistance and the calculated resistance that is, the diapason of the possible reserve in load bearing capacity, the resistance of the tested models is calculated with taking into account two different kinds of the partial security factor. Namely $\gamma_M = 1,5$, which represents the projected situation in case of good control quality and supervision at the building site, and so $g_M = 2,0$, which represents some average conditions of construction work. The results of the calculation for the tested models in the form of coefficient values of the shear force at the base (base shear coefficient) $BSC_{d,max}$, were compared with the experimentally produced values, $BSC_{exp,max}$, in Table 4. The unexpectedly big differences between the experimental and calculated values in the case of the peak house model with vertical ring beams are the consequence of the activity that Eurocode does not permit ring beams to be taken into account as the bearing elements of the construction.

Tabela 4. Upoređenje između maksimalnih ekperimentalnih i izračunatih (projektnih) vrednosti otpornosti ispitanih modela

Table 4. Comparison between the maximum experimental and calculated (projected) resistance values of the tested models

Model	Ekperimentalno Experimental $BSC_{exp,max}$	Računato Projected $BSC_{d,max}$	
		$g_M = 1,5$	$g_M = 2,0$
		M1-1	0,474
M1-2	0,444	0,348	0,312
M1-1c*	0,900	0,321	0,318
M1-1d*	1,693	0,321	0,318
M2-1	0,659	0,419	0,401
M2-2	0,463	0,326	0,288

* Napomena: Prema Eurokodu vertikalni serklaži nisu elementi konstrukcije koji prenose horizontalno opterećenje

* N.B: According to Eurocode, vertical ring beams are not the elements of the construction which transfer horizontal load

Based on that analysis, the evaluations of the overstrength factor ρ and the resulting values behavior factor q are listed in Table 5. However, in order to remain within the boundaries of the acceptable extent of the masonry construction damage, it is suggested that slightly smaller values be used, which are also listed in Table 5. Apart from the recommended values of the behavior factor q for certain system are listed the values of the global factor of ductility which is required of the construction in order for the seismic safety of the construction with the usage of the factor q to be at a required level.

Tabela 5. Preporučene vrednosti faktora ponašanja konstrukcije q za ispitane tipove zidanih zgrada
 Table 5. The recommended values of the behavior factor q for the tested types of masonry buildings

Model	q_{exp}	ρ		ρq_{exp}		q preporučeno recommended	$\mu_{d,u}$ traženo required	μ_u raspoloživo available
		g_M		g_M				
		1,5	2,0	1,5	2,0			
M1-1	1,56	1,48	1,49	2,31	2,32	2,00	2,50	3,25
M1-2	2,05	1,28	1,42	2,62	2,91	2,00	2,50	3,20
M1-1c	2,43	2,80	2,83	6,80	6,88	2,50	3,62	4,94
M1-1d	1,65	5,27	5,32	8,70	8,78	2,50	3,62	4,76
M2-1	1,59	1,57	1,64	2,50	2,61	2,00	2,50	6,00
M2-2	1,78	1,42	1,61	2,53	2,87	2,00	2,50	6,19

3 OTPORNOST ZIDOVA NA SMICANJE: ČVRSTOĆA NA SMICANJE ILI ČVRSTOĆA NA ZATEZANJE

Zidarija je material, koji dobro podnosi opterećenje na pritisak, međutim ima mali kapacitet nosivosti na zatezanje i smicanje. Dok vertikalno opterećenje obično ne stvara problema, otpornost zidane konstrukcije na horizontalno seizmičko opterećenje treba da se proveri računom. Zbog nehomogenosti i neizotropnosti materijala odnosi između čvrstoće na pritisak i čvrstoće na smicanje, pa i modula elastičnosti i modula smicanja bitno se razlikuju od odnosa kod homogenih i izotropnih materijala. Istraživanja pokazuju, da u najboljem slučaju čvrstoća na smicanje odnosno modul smicanja zidarije postignu 10 % čvrstoće na pritisak odnosno modula elastičnosti. Pošto su nosivi elementi zidovi, kod opterećenja sa horizontalnim seizmičkim silama u njihovoj ravni dominira smicanje: savijanje kod običnih zidanih konstrukcija retko dolazi u obzir. Zbog toga je od bitne važnosti kako i na koji način se definiše parametar koji određuje otpornost zida na smicanje. To je još posebno važno kod nearmiranih zidanih konstrukcija, gde Eurokod 6 uopšte ne poznaje mehanizma savijanja, već traži samo proveru nosivosti na smicanje. Prema Eurokodu 6 na savijanje računaju se samo armirani zidovi.

3.1 Mehanizam ponašanja zida kod smicanja

Mehanizam ponašanja zida kod dejstva horizontalnog opterećenja zavisi od geometrijskih uslova (odnosa visina/dužina), mehaničkih osobina materijala te uslova ukleštenosti. Istraživanja su pokazala, da mehanizam zavisi još i od odnosa između vertikalnog i horizontalnog opterećenja, a naravno i od pravca dejstva horizontalnog opterećenja (u ravni ili van ravni zida). Na tom čemu se mestu ograničiti samo na dejstvo horizontalnog opterećenja u ravni zidova.

Ako su naponi na pritisak mali, seizmičke sile kod dugačkih zidova lošeg kvaliteta maltera mogu da prouzrokuju posmik gornjeg dela zida prema donjem po jednoj od horizontalnih spojnica (slika 11a). Zidovi se ponekad posmiču u gornjim delovima zgrada ispod krute krovne konstrukcije gde su ubrzanja najveća a vertikalna

As it can be seen, based on the testing it is recommended to use construction behavior factor q values which are found at the top limitation of the values recommended by Eurocode 8 in order to check the seismic resistance.

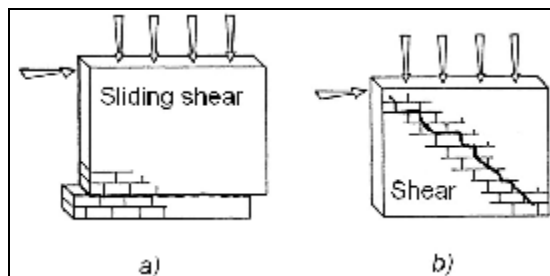
3 WALL SHEAR RESISTANCE: SHEAR STRENGTH OR TENSILE STRENGTH

Building blocks are material which sustains compressive stress well, but has a low tensile and shear strength. While vertical load usually does not cause problems, the masonry resistance to horizontal seismic stress should be checked by calculation. Because the material is not homogenous and isotropic, the ratios between the compressive strength and shear strength, and even between elasticity modules and shear modules, differ significantly from the homogenous and isotropic materials. Research shows that, at best, shear strength that is to the shear module of building blocks reach 10% of the compressive strength, that is of the elasticity module. Since walls are supporting elements, in case of the horizontal seismic forces, their plane is dominated by shearing: flexure is rarely considered with ordinary masonry structures. Because of that, it is of great importance how and in what way the parameter which determines the wall shear resistance is defined. It is also especially important with unreinforced masonry constructions, where Eurocode 6 does not acknowledge the flexure mechanism, but only requires checking the load bearing shear capacity. According to Eurocode 6 only reinforced walls are evaluated for flexure.

3.1 Shear walls behaviour mechanism

The behaviour mechanism of walls under horizontal stress depends on geometrical conditions (height/length ratio), mechanical properties of the material and restraint conditions. Research has shown that the mechanism also depends on the vertical to horizontal stress ratio and, of course, on the horizontal stress direction (in plane or out of the plain of the wall). We will focus only on the horizontal stress in plain of the walls.

opterećenja najmanja. Mehanizam rušenja se zove mehanizam na posmik ("sliding shear failure").



Slika 11. Mehanizmi rušenja zidova na smicanje
Figure 11. Sliding shear failure mechanism

U normalnoj situaciji seizmičke sile prouzrokuju rušenje na smicanje koje karakterišu diagonalne pukotine. To je zapravo mehanizam rušenja koji u velikoj većini slučajeva određuje seizmičku otpornost zidanih konstrukcija i koji se zbog uzroka za nastanak pukotina ponekad zove i rušenje kod diagonalnog zatezanja ("diagonal tension failure"). U slučaju zida od opeke ili blokova, kose pukotine mogu da prolaze pravo po zidnim blokovima ili pak delimično po blokovima i delimično po spojnicama, odnosno cik-cak po spojnicama u diagonalnom pravcu (slika 11b). Tipični primeri pukotina zbog smicanja u nosivim zidovima posle zemljotresa prikazani su na slikama 12 i 13.



Slika 12. Budva, 1979: rušenje zidova od opeke na smicanje
Figure 12. Budva, 1979: Brick wall failure due to shear

Iako je otpornost, to jest kapacitet nosivosti najvažniji parametar, za ocenu ponašanja zidane zgrade kod dejstva zemljotresa važni su i drugi, kao što su krutost zidova, kapacitet pomeranja i duktilnost, kapacitet disipacije energije i slično. Zbog toga se ispitivanja zidova vrše na način, koji što moguće bolje simulira uslove cikličkog opterećenja u kojima se zidovi u zgradi nalaze za vreme zemljotresa. Zid se ispituje bilo kao simetrično uklješten na oba kraja bilo kao konzola na armiranobetonskom temelju, dok se horizontalno i vertikalno opterećenje nanosi preko zaključnog serklaža na gornjoj strani zida. Vertikalno opterećenje obično je konstantno i drži se u granicama očekivanog opterećenja zbog vlastitog i korisnog vertikalnog opterećenja u



Slika 13. Umbrija, 1998: kose pukotine u zidovima zgrade od kamena
Figure 13. Umbrija, 1998: diagonal cracks in the stone walls of a building

If compressive stress is low, the seismic forces in long walls with poor mortar quality can cause shear of the upper part of the wall towards the lower part along one of the horizontal joints (Figure 11a). There is sometimes shearing of walls in the upper parts of buildings under a rigid roof structure where the accelerations are the highest and vertical stress the lowest. Collapse mechanism is called "sliding shear failure".

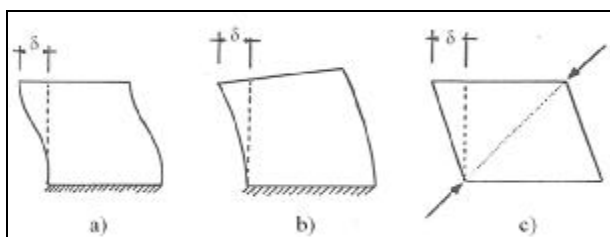
In a normal situation, seismic forces cause shear failure characterised by diagonal cracks. It is, in fact, failure mechanism which in most cases determines seismic resistance of masonry structures and which is sometimes, due to the cause of crack emergence, sometimes referred to as "diagonal tension failure". In the case of a brick wall or a building block wall, diagonal cracks can go straight across the building blocks or partly across the blocks and partly along the joints, that is, zig-zag along the joints in a diagonal direction. (Figure 11b). Typical examples of cracks due to shearing in supporting walls after an earthquake are shown in Figures 12 and 13.

Although resistance, that is, the load bearing capacity, is the most important parameter, for the evaluation of the behaviour of the masonry building during earthquakes, there are other relevant ones as well, such as the rigidity of walls, displacement capacity and ductility, energy dissipation capacity and the like. For that reason the wall testing is conducted in such a way as to simulate the conditions of cyclic stress under which walls in a building find themselves for the duration of an earthquake. A wall is tested whether as symmetrically restrained on both ends or as an overhanging wall on reinforced concrete foundation, while the horizontal and vertical stress are applied through the final ring beam on the upper side of the wall. Vertical stress is usually continual and is kept within the limits of expected stress due to the own and useful vertical load in buildings, whereas the horizontal stress is applied in the form of horizontal displacements.

If the rotation of unreinforced walls at the base connection is not prevented by using steel anchors, the shear mechanism at the start of testing is followed by signs of wall flexure activity: horizontal cracks in joints and building block fractures appear. That, however, does not mean that the wall collapses due to flexure. Although the effective compressed wall cross-section surface at

zgradama, dok se horizontalno opterećenje nanosi u obliku horizontalnih pomeranja.

Ako se pomoću čeličnih zatega ne spreči rotacija nearmiranog zidu kod priključka na temelj, mehanizam smicanja u početku ispitivanja prate znakovi rada zida na savijanja: javljaju se horizontalne pukotine u spojnici i drobljenje blokova. To, međutim, ne znači da se zid ruši na savijanje. Iako se efektivna pritisnuta površina preseka zida kod temelja smanjuje, zid se u konačnoj fazi ruši na smicanje zbog nastanka diagonalnih pukotina. Tih problema nema ako se zid ispituje in-situ u zgradi. Prema preporukama CIB (CIB, 1987) ponašanje zidova u uslovima seizmičkog opterećenja može se ispitati na tri načina, koja su prikazana na slici 14. Zid se ispituje kao simetrički uklešten, kao konzola ili na diagonalni pritisak.



Slika 14. Shematski prikaz načina ispitivanja zidova na seizmičko opterećenje. a) ciklično ispitivanje simetrično ukleštenog zida, b) ciklično ispitivanje konzolnog zida, c) ispitivanje sa diagonalnom silom na pritisak (CIB, 1987)

Figure 14. Schematic representation of the ways of testing walls for seismic stress. a) cyclic test of a symmetrically restrained wall, b) cyclic test of an overhanging wall c) diagonal compression force test (CIB, 1987)

3.2 Čvrstoća zidarije na smicanje

Parametri koji definišu ponašanje zidova kod smicanja zavise od fizikalnih modela koji opisuju moguće mehanizme rušenja. U tom ćemo se radu ograničiti samo na dva, gore opisana mehanizma, pa se čitalac za detalje upućuje na literaturu (n.pr. Drysdale i sar. 1999). Kod klasičnog mehanizma smicanja, koji se karakteriše nastankom kosih, diagonalno usmerenih pukotina, pukotine su posledica glavnih zatezućih napona, koji nastanu u ravni zida zbog kombiniranog delovanja opterećenja na pritisak i horizontalnog opterećenja u ravni zida koje prouzrokuje smicanje. U trenutku kada glavni naponi na zatezanje dostignu vrednost, koja se zove "čvrstoća zida na zatezanje", u zidu nastaju pukotine u diagonalnom pravcu. Kod posmičnog mehanizma, međutim, gornji deo zida sklizi po donjem po jednoj od horizontalnih spojnica nakon što posmični naponi postanu veći od vrednosti, koju zovemo "čvrstoća zida na smicanje" (analogija sa trenjem). Kao što dokazuju analize ponašanja zidanih zgrada za vreme zemljotresa, seizmička otpornost zidanih zgrada praktički nikad ne zavisi od rušenja zidova na posmicanje.

Dok većina standarda i propisa pravi razliku između oba mehanizma (vidi npr. Drysdale i sar., 1999), Eurokod 6, koji daje osnovna uputstva za proračun zidanih konstrukcija, poznaje samo mehanizam posmicanja.

the foundation decreases, a wall collapses in the final phase due to shearing and diagonal cracks. There are no such problems if the walls are tested in-situ in a building. According to the recommendations of CIB (CIB, 1987) the behaviour of walls in the conditions of seismic stress can be tested in three ways, which are shown in Figure 14. The wall is being tested as symmetrically restrained, as a overhanging wall or to diagonal compression.

3.2 Masonry shear strength

The parameters which define the shear wall behaviour depend on the physical models which describe the possible failure mechanisms. We will focus on only two above-stated mechanisms and the reader is further referred to the references (e.g. Drysdale et.al. 1999). In the classic shear mechanism, which is characterised by the emergence of diagonally directional cracks, the cracks are a result of the main tensile stress, which come about in plane of the wall due to combined effect of the compression stress and horizontal stress inplane of the wall caused by shear. At the moment when the main tensile stresses reach the value referred to as "tensile strength", diagonally directed cracks occur. In shear mechanism, however, the upper part of the wall slides along the bottom part along one of the horizontal joints after shear stress becomes stronger than the value we refer to as "shear strength" (analogy with friction). As the analyses of masonry buildings behavior during earthquakes show, the seismic resistance of masonry buildings virtually never depend on the shear wall failure.

While most standards and regulations differentiates between the two mechanisms (see e.g. Drysdale et.al, 1999), Eurocode 6, which provides the basic instructions on the masonry structures calculations, knows only of the shear mechanism. According to Eurocode 6, shear wall resistance is determined only with the shear failure mechanism, so that based on the physical model of the mechanism, the calculation equations are imposed as well as the standards for determining basic parameter values through tests. Further on we will critically analyse the requirements by Eurocode 6 for the calculation of seismic stress wall resistance.

With an assumption that the wall is a panel made of elastic, homogenous and isotropic material, the basic equation of classic shear failure is obtained through the basic theory of elasticity. If the wall panel remains elastic, homogenous and isotropic up to the point of the highest achieved force H_{max} , that is, the highest resistance R_{max} , the idealised main tensile stress at that moment is called "tensile" or "referential tensile strength" of the masonry f_t :

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau_{max})^2} - \frac{\sigma_o}{2}, \quad (9)$$

where: f_t = tensile masonry strength, t_{max} = average shear stress in the horizontal cross-section of the wall with the maximum achieved force H_{max} that is, resistance R_{max} (Turnšek i Čačovič, 1971). In the last

Prema Eurokodu 6, otpornost zidova na smicanje određuje se samo sa mehanizmom rušenja na posmik, pa su na osnovu fizikalnog modela mehanizma propisane tako jednačine za proračun kako i standardi za određivanje vrednosti osnovnih parametara ispitivanjima. U daljem kritički ćemo analizirati zahteve koje daje Eurokod 6 za proračun otpornosti zida kod seizmičkog opterećenja.

Sa pretpostavkom, da je zid panel iz elastičnog, homogenog i izotropnog materijala, osnovna se jednačina klasičnog mehanizma rušenja na smicanje dobije pomoću elementarne teorije elastičnosti. Ako zidni panel ostaje elastičan, homogen i izotropan sve do najveće postignute sile H_{max} , odnosno najveće otpornosti R_{max} , idealizirani glavni zatezući napon u tom trenutku naziva se "zatezuća" odnosno "referentna zatezuća čvrstoća" zidarije f_t .

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b r_{max})^2} - \frac{\sigma_o}{2}, \quad (9)$$

gde je: f_t = čvrstoća zidarije na zatezanje, t_{max} = prosečni napon smicanja u horizontalnom preseku zida kod postignute maksimalne horizontalne sile i H_{max} odnosno otpornosti R_{max} (Turnšek i Čačovič, 1971). U poslednjih nekoliko deset godina sa jednačinom (9) analiziran je veći broj ispitanih zidova. Tipične vrednosti čvrstoće na zatezanje, koje su dobivene na različitim vrstama zidarije, navode se i u jugoslovenskim propisima iz 1981 godine.

Eurokod 6, međutim, čvrstoću zidarije na smicanje definiše kao zbir početne čvrstoće na smicanje (čvrstoće na smicanje kod nultog napona na pritisak) i doprinosa čvrstoće koji je funkcija napona na pritisak u zidu. Karakteristična čvrstoća zidarije na smicanje f_{vk} prema Eurokodu 6 određuje je jednačinom:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 s_d. \quad (10)$$

Jednačina važi za bilo koji malter kod uslova da su sve vertikalne i horizontalne spojnice zapunjene u celini. U jednačini znači f_{vko} = karakterističnu početnu čvrstoću na smicanje kod nultog napona na pritisak, a s_d = projektni (računski) napon na pritisak u preseku zida upravnom na silu smicanja. Čvrstoća na smicanje dakle ne zavisi samo od materijala, nego i od naponskog stanja u zidu, pa se za isti tip zidarije određuje za svaki zid posebno. Karakteristična početna čvrstoća na smicanje kod nultog napona na pritisak f_{vko} određuje se prema standardu EN 1052-3 sa ispitivanjima uzoraka od tri bloka, međusobno zalepljenih malterom (slike 15 i 16), na čisto smicanje.

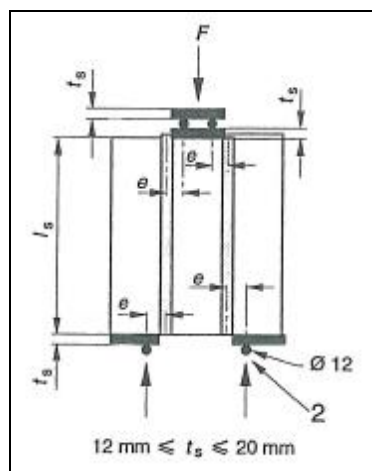
Da bi se proverile vrednosti koje za karakterističnu početnu čvrstoću na smicanje preporučuje Eurokod 6, nedavno je po standardu EN 1502-3 ispitivan veći broj uzoraka za šest različitih vrsta šupljih blokova od opeke. Rezultati se navode u tabeli 6.

couple of decades, with equation (9), a great number of tested walls has been analysed. The typical tensile strength values, obtained on different kinds of masonry, are stated in the Yugoslav regulations since 1981.

Eurocode 6, however, defines shear masonry strength as the summation of the initial shear strength (shear strength at zero compression stress) and contribution of strength which is the function of compression stress in the wall. The characteristic shear strength of masonry f_{vk} according to Eurocode 6 is determined by the following equation:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 s_d. \quad (10)$$

The equation is valid for any mortar on the condition that all vertical and horizontal joints are completely filled. In the equation f_{vko} = characteristic initial shear strength at zero compression stress, a s_d = projected (calculated) compression stress at the cross-section of the wall perpendicular to shear force. Shear strength, therefore, does not depend only on the material, but on the stress condition on the wall as well, and it must be determined for each wall individually. The characteristic initial shear



Slika 15. Shematski prikaz ispitivanja uzorka na čisto smicanje prema EN 1052-3

Figure 15. Schematic representation of sample testing according to EN 1052-3



Slika 16. Ispitivanje uzorka na čisto smicanje prema EN 1052-3 u laboratoriji

Figure 16. Sample testing for pure shear according to EN 1052-3 in a laboratory

Tabela 6. Karakteristična početna čvrstoća zidarije na smicanje f_{vko} prema EN 1502-3 (vrednosti u MPa)

Blok	Čvrstoća bloka na pritisak ⁽¹⁾	Klasa maltera	
		M5 ⁽²⁾	M10 ⁽²⁾
		f_{vko}	f_{vko}
B1	20,7	0,17	0,19
B2	13,0	0,19	0,21
B3	14,6	0,16	0,16
B4	12,2	0,26	0,22
B5	11,5	0,50	0,55
B6	30,3	0,28	0,28
Blok od opeke	bilo koja	0,20*	0,30*

Napomena: ⁽¹⁾ normalizirana prosečna vrednost, ⁽²⁾ stvarna prosečna vrednost čvrstoće maltera na pritisak $f_m = 17,9$ MPa, ⁽³⁾ stvarna prosečna vrednost čvrstoće maltera na pritisak $f_m = 23,2$ MPa,* vrednosti prema preporukama Eurokoda 6.

Vidi se da rezultati ispitivanja u tabeli 6 nisu u saglasnosti sa preporučenim vrednostima. Eksperimentalno dobivene vrednosti slične su preporučenim samo u slučaju maltera manje nominalne čvrstoće. Ako bi čvrstoća na smicanje i čvrstoća na zatezanje definirali istu osobinu zidarije odnosno zida, dakle otpornost na smicanje, među njima trebala bi postojati jednolična korelacija. Ako se uporede jednačine (9) i (10), može se videti, da bi zajednički parametar mogao biti prosečni napon smicanja kod rušenja na smicanje. Ako je t_{max} u jednačini (9) stvarno ekvivalent čvrstoći na smicanje f_{vk} iz jednačine (10):

$$t_{max} = f_{vk}, \quad (11)$$

zamenom u jednačini (9) dobiva se:

$$f_{tk} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_d}{2}\right)^2 + (bf_{vk})^2 - \frac{S_d}{2}}. \quad (12)$$

Ako se uzme u obzir preporučena vrednost za f_{vko} ($f_{vko} = 0,2$ MPa) i niz projektnih vrednosti napona na pritisak, koje se izraze sa odnosom između stvarnog projektnog napona i čvrstoće zidarije na pritisak, dobiju se vrednosti koje su navedene u tabeli 7. Iako se teoret-

Tabela 7. Korelacija između početne čvrstoće na smicanje f_{vko} i čvrstoće zidarije na zatezanje f_{tk} kod različitih vrednosti projektnih napona na pritisak u zidovima σ_d (vrednosti u MPa)

Table 7. Correlation between the initial shear strength f_{vko} and the masonry tensile strength f_{tk} at different values of projected compression stress in the walls σ_d (values in MPa)

σ_d	0,1 f_k^*	0,2 f_k^*	0,3 f_k^*	0,4 f_k^*	0,5 f_k^*
f_{vko}	f_{tk}	f_{tk}	f_{tk}	f_{tk}	f_{tk}
0,20	0,400	0,530	0,665	0,803	0,941
0,30	0,541	0,663	0,794	0,929	1,066

* Napomena: $f_k = 5,0$ MPa

strength at zero copression stress f_{vko} is determined according to EN 1052-3 standard by testing samples of three blocks, joined together by mortar (Figures 15 and 16), for pure shear.

In order to check the values recommended by Eurocode 6 for characteristic initial shear strength, not long ago, according to EN 1502-3 standard, a great number of samples of six different hollow brick building blocks was tested. The results are listed in Table 6.

Table 6. Characteristic initial shear strength of masonry f_{vko} according to EN 1502-3 (values in MPa)

Block	Compression strength of the block ⁽¹⁾	Mortar Class	
		M5 ⁽²⁾	M10 ⁽²⁾
		f_{vko}	f_{vko}
B1	20.7	0.17	0.19
B2	13.0	0.19	0.21
B3	14.6	0.16	0.16
B4	12.2	0.26	0.22
B5	11.5	0.50	0.55
B6	30.3	0.28	0.28
Brick block	any	0.20*	0.30*

Note: ⁽¹⁾ normalized average value, ⁽²⁾ actual average value of the compression strength of mortar $f_m = 17.9$ MPa, ⁽³⁾ actual average value of the compression strength of mortar $f_m = 23.2$ MPa,* values according to recommendations of Eurokoda 6.

It can be seen that the test results in Table 6 are not in compliance with the recommended values. Experimentally obtained values are similar to the recommended ones only in the case of mortar with nominal strength. If the shear strength and tensile strength defined the same characteristic of masonry or wall, so the shear resistance, there should be a uniform correlation between them. If equations (9) and (10) are compared, it can be seen that a common parameter could be the average shear stress in shear failure. If t_{max} in equation (9) is actually the equivalent of the shear strength f_{vk} in equation (10):

$$t_{max} = f_{vk}, \quad (11)$$

by replacing it in equation (9) we get:

$$f_{tk} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_d}{2}\right)^2 + (bf_{vk})^2 - \frac{S_d}{2}}. \quad (12)$$

If we take the recommended value for f_{vko} ($f_{vko} = 0,2$ MPa) and a series of projected values of compression stress, which are expressed through the rate between the actual projected stress and masonry compression strength, we get the values listed i Table 7. Even though in theory the rate between these two values seems correct, it essentially is not so, since it is about two different failure mechanisms and so each strength has a different physical significance. Transforming one into another is not possible.

ski odnos između obe veličine čini korektan, to u suštini nije tako, pošto se radi o dva različita mehanizma rušenja pa tako svaka od čvrstoća ima različiti fizikalni značaj. Pretvaranje iz jedne u drugu nije moguće.

3.3 Otpornost zida na smicanje

Da bi se ocenila razlika između računa otpornosti na smicanje prema zahtevima Eurokoda 6, koji kao merodavan pretpostavlja mehanizam na posmik, te računa otpornosti na smicanje na osnovu u proteklim godinama proverene metode osnovane na mehanizmu smicanja gde su kritični diagonalni zatezući naponi, upotrebili smo rezultate nedavno vršenih ispitivanja zidova (Tomažević i Weiss, 2008). Zidovi su izrađeni od šupljih blokova od opeke, koji su upotrebljeni za gore opisana ispitivanja početne čvrstoće na smicanje prema EN 1502-3.

Dok je čvrstoća na smicanje f_v (jednačina 10) definisana na osnovu pretpostavke posmika jednog dela zida prema drugom po horizontalnim spojnica, čvrstoća zidarije na zatezanje f_t (jednačina 12) definisana je kao glavni napon na zatezanje u zidu kao elastičnom, homogenom i izotropnom panelu u trenutku, kada se postiže najveća otpornost (Turnšek i Čačovič, 1971). Zbog toga se razlikuju i jednačine sa račun otpornosti na smicanje u slučaju jednog i drugog mehanizma rušenja. Prema Eurokodu 6 otpornost zida na smicanje izračuna se kao produkt efektivne površine preseka zida i čvrstoće na smicanje. Da bi se dobila projektna vrednost $R_{ds,w}$, karakteristična čvrstoća na smicanje reducira se sa delimičnim faktorom sigurnosti za materiale g_M :

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{g_M} t l_c, \quad (13)$$

gde je t = debljina zida dok je l_c = dužina pritisnug dela zida koja se izračuna sa pretpostavkom linearne raspodele napona na pritisak po preseku sa jednačinom:

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right). \quad (14)$$

e = ekscentricitet vertikalnog opterećenja, dok je l = dužina zida.

Kao što se vidi, da bi se izračunala otpornost zida na smicanje prema jednačini (13), treba poznavati rubne uslove pa i vertikalno te horizontalno opterećenje koje deluje na pojedine zidove.

Otpornost zida na smicanje na osnovu mehanizma smicanja zbog diagonalnih zatezućih napona izračuna se pomoću jednačine (8). Dok je račun otpornosti na smicanje jednačinom (8) jednoznačan, rezultat kod upotrebe jednačine (13) zavisi od dužine pritisnug dela preseka zida, znači od odnosa između vertikalnog i horizontalnog opterećenja i geometrije zida. U konkretnom slučaju zidovi su ispitani kao konzole, pa su zbog toga posmatrana dva kritična preseka: presek iznad temelja, gde je u nekoliko slučajeva ekscentricitet vertikalne sile bio neprihvatljivo veliki (prema računu došlo bi do prevrtanja zida), te presek u sredini visine zida. Za upoređenje, otpornost na smicanje upotrebom

3.3 Shear Wall Resistance

In order to evaluate the difference between the calculation of shear resistance according to the requirements of Eurocode 6, which as the authority assumes the shear mechanism and calculates shear resistance based on the proven methods in recent years based on the shear mechanism where the critical diagonal stress is tensile stress, we used the results of recent research on walls (Tomažević i Weiss, 2008). The walls which were used in the mentioned research are made of hollow brick bulding blocks with the initial shear strength according to EN 1502-3.

While the shear strength f_v (equation 10) is defined based on the assumption of shear of one part of the wall in relation to another along the horizontal joints, masonry tensile strength f_t (equation 12) is defined as the main tensile stress in the wall as an elastic, homogenous and isotropic panel at the time when highest resistance is achieved (Turnšek i Čačovič, 1971). For that reason, the equations for the calculation of shear resistance in case of both failure mechanisms. According to Eurocode 6, shear wall resistance is calculated as a product of effective cross-section surface of the wall and shear strength. In order to obtain the projected value $R_{ds,w}$, characteristic shear strength is reduced with the partial material safety factor g_M :

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{g_M} t l_c, \quad (13)$$

where t = wall thickness, whereas l_c = length of the compressed part of the wall which is calculated with the assumption of the linear distribution of compression stress on the cross section with the following equation:

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right). \quad (14)$$

e = verical stress eccentricity, while l = length of the wall.

As can be noticed, in order to calculate the shear wall resistance according to equation (13), one should know the marginal conditions treba poznavati rubne uslove, even the vertical and horizontal stress affecting some of the walls.

Shear wall resistance based on shear mechanism due to diagonal tensile stress is calculated with equation (8). While the calculation of shear resistance is with equation (8) unambiguous, the result using equation (13) depends on the length of the compressed part of the cross-section of the wal, that is to say on the ratio between vertical and horizontal stress abd the geometry of the wall. In the specific case the walls were tested as overhanging walls and that is why two critical cross-sections were observed: the cross-section above the foundation where in several instances the vertical force eccentricity was unacceptably high (according to the calculation the wall would topple) and the cross-section in the middle of the height of the wall. For comparison, shear resistance was calculated with the use of equation (13) with the assumption that the entire wall cross-section is under pressure.

jednačine (13) izračunata je i sa pretpostavkom, da je celokupni presek zidu u pritisku.

Prema očekivanjima ocena otpornosti na smicanje sa jednačinom (8) dosta je blizu eksperimentalnim rezultatima. To je u najvećoj meri posledica dejstva, da je bio mehanizam rušenja zidova kod ispitivanja sličan mehanizmu, na osnovu koga je razvijena jednačina. Međutim, pošto Eurokod 6 kao merodavan predpostavlja mehanizam posmika, razlike između eksperimentalnih i izračunatih vrednosti u tom su slučaju veoma velike, u nekim slučajevima čak i veće od 100 %.

Nešto manje razlike javljaju se kod analize seizmičke otpornosti zidanih konstrukcija. Pošto Eurokod 6 propisuje i vrednost modula na smicanje G na 40 % vrednosti modula elastičnosti E zidarije, pogrešna je i raspodela seizmičkih sila po zidovima u pojedinim spratovima. Analize koje su rađene na ograničenom broju objekata pokazuju, da može biti, ako je sračunata po zahtevima Eurokoda 6, projektna seizmička otpornost obične zidane zgrade i do 50 % veća od otpornosti, koju konstrukcija stvarno može postignuti. Treba analizirati veći broj zgrada, da bi se doneli tačniji zaključci. Jasno je, međutim, da način proveravanja otpornosti na smicanje zidova, koji traži Eurokod 6, nije prihvatljiv.

4 ZAKLJUČAK

Iako Eurokodovi na području projektiranja seizmički otpornih zidanih konstrukcija donose ne samo prihvatljive, već i dugo očekivane principe, u radu je prikazano, da u njima ima i manje prihvatljivih odnosno čak i neprihvatljivih preporuka i zahteva, koje traže promene ili u najmanju ruku dodatna eksperimentalna i analitička istraživanja pre konačnog stupanja na snagu.

As was expected, the evaluation of shear resistance with equation (8) is fairly close to the experimental results. It is mostly a consequence of the fact that the wall failure mechanism while testing was similar to the mechanism based on which the equation was developed. However, since Eurocode 6 as the authority assumes the shear mechanism, the differences between the experimental and calculated values are in that case vast ones, in some cases even bigger than 100%.

Somewhat smaller differences appear when analysing seismic resistance of wall constructions. Since Eurocode 6 also imposes the shear modulus value G on 40% of elasticity modulus value E , the distribution of seismic forces in the walls on some floors is incorrect as well. Analise done on a limited number of objects show that, if calculated according to requirements of Eurocode 6, seismic resistance of an ordinary masonry building can be up to 50 % bigger than the resistance which the structure can actually achieve. A larger number of buildings need to be analysed in order to reach more accurate conclusions. It is clear, however, that the method of checking shear wall resistance required by Eurocode 6 is not acceptable.

4 CONCLUSION

Although Eurocodes in the field of designing seismically resistant masonry structures bring not only acceptable, but also long awaited principles, the paper shows that there are some less acceptable, even unacceptable recommendations and requirements which are in need of a change or at least additional experimental and analytical research before eventually coming into effect.

Tabela 8. Upoređenje eksperimentalno dobijenih vrednosti seizmičke otpornosti zidova sa izračunatim. $R_{max,ftk}$ - rušenje zbog diagonalnog zatezanja, $R_{max,fvk}$ - rušenje zbog posmika prema Evrokodu 6-1

Table 8. Comparison of the experimentally obtained values of seismic wall resistance with the calculated $R_{max,ftk}$ - failure due to diagonal tensile stress, $R_{max,fvk}$ - failure due to shear according to Eurocode 6-1

Blok	$R_{max,exp}$ (kN)	A_w (m ²)	$R_{max,ftk}$ (kN)	$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right)$		$l_c = l$	
				$R_{max,fvk}^{(1)}$ (kN)	$R_{max,fvk}^{(2)}$ (kN)	$R_{max,fv}^{(1)}$ (kN)	$R_{max,fv}^{(2)}$ (kN)
B1	140,6	0,281	120,75	274,39	266,20	277,00	268,43
	92,0		89,24	155,03	148,31	167,38	158,80
B2	133,7	0,287	117,53	246,28	243,73	252,38	249,53
	90,9		90,72	149,67	147,55	164,20	161,36
	118,0		106,48	203,20	200,85	213,27	210,42
B3	128,7	0,294	109,13	251,99	240,68	253,98	242,27
	84,2		82,67	151,34	141,80	162,22	150,50
B4	141,7	0,287	116,90	223,91	237,54	233,62	250,16
	93,9		95,11	148,79	160,45	165,08	181,63
B6	131,0	0,270	114,56	263,65	284,87	264,40	285,93
	91,6		85,78	152,77	170,25	162,90	184,43

Napomena: ⁽¹⁾ $f_{vk} = 0,2 + 0,4 \sigma_o$, ⁽²⁾ $f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_o$ (f_{vko} iz table 6)

Note: ⁽¹⁾ $f_{vk} = 0,2 + 0,4 \sigma_o$, ⁽²⁾ $f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_o$ (f_{vko} from Table 6)

Određivanje mehaničkih karakteristika, koje u slučaju zidarije nisu jednolično zavisne od mehaničkih osobina konstitutivnih materijala, blokova za zidanje, maltera i armature, sa standardiziranim ispitivanjima, sigurno je važan deo projektiranja odnosno proveravanja nosivosti i stabilnosti zidanih konstrukcija. Sa stupanjem na snagu evropskih standarda za projektiranje, Eurokodova, i produktnih standarda većina postupaka već je određena, međutim ne uvek na adekvatan način.

U Eurokodovima još ima opštih, kvalitativnih stavova i preporuka, koji, da bi se u nacionalne dodatke mogli doneti kvantitativno, još traže brojna dodatna ispitivanja i istraživanja. Dok se većina zahteva, među kojima su i neki ne toliko opravdani, može rešiti na nacionalnom nivou sa nacionalnih dodacima, neki se zahtevi ne mogu menjati. Kao što je u radu prikazano, na žalost je među njima definicija mehanizma, koji je kritičan za seizmičku otpornost većine zidanih zgrada. Eurokod 6 je kao merodavan odabrao mehanizam posmika, koji u velikoj većini slučajeva nije kritičan. Ako se kod provere otpornosti nearmiranih zidanih konstrukcija na smicanje nekritički preuzme taj stav Eurokoda 6, zidanoj konstrukciji bi se pripisala dovoljna sigurnost, iako bi njezina stvarna seizmička otpornost bila daleko ispod tražene. Tako se preporučuje, da se unatoč pravnim ograničenjima, otpornost zidanih zgrada na smicanje proverava na način, koji je u zadnjih nekoliko deset godina proveren eksperimentalno, čak i u brojnim zemljotresima.

Istraživanja su pokazala, da je redukcija elastičnih seizmičkih sila sa faktorom ponašanja konstrukcije q , adekvatno rešenje. Vrednosti, koje se preporučuju za zidane konstrukcije, su realne, naročito ako se uzme u obzir ne samo zahtev da se sa aseizmičkim projektiranjem spreči rušenje zgrada nego i zahtev, da se obim oštećenja zadrži na prihvatljivom nivou. Jasno je, da redukcija elastičnih seizmičkih sila ima smisla samo u slučaju, kada se seizmička otpornost konstrukcije oceni na adekvatan način.

5 ZAHVALNOST

U radu su prikazani u zadnje vreme već objavljeni ili još neobjavljeni rezultati istraživačkih programa i projekata, koja su finansirani sa strane Agencije Republike Slovenije za nauku i udruženja proizvođača opekarskih proizvoda iz Slovenije (Wienerbeger Opekarna Ormož i Goriške opekarne), Austrije (Verband Österreichischer Ziegelwerke), Nemačke (Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau), Italije (Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi) i Švajcarske (Verband Schweizerische Ziegelindustrie).

Determining the mechanical characteristics, which in case of masonry are not uniformly dependant on the mechanical properties of constitutive materials, building blocks, mortar, reinforcing, with standard tests, it is surely an important part of projecting, that is, checking load-bearing and stability of masonry structures. With coming into effect of the European designing standards, Eurocodes, and product standards, most processes are already set. However, not always adequately.

In Eurocodes there are still general, qualitative attitudes and recommendations, which, in order for it to be possible to bring them to national annexes quantitatively, still require additional tests and research. While most of the requirements, among which there are some not as justified, can be solved at a national level with national annexes, some requirements cannot be changed.

As presented in the paper, unfortunately, among them is the definition of mechanism, which is crucial for seismic resistance of most masonry buildings. Eurocode 6 has chosen shear mechanism as standard, which in most cases is not critical. If the attitude related to the checking of shear resistance of the unreinforced masonry structures by Eurocode 6 is uncritically accepted, masonry structures will be evaluated as safe, even though its actual seismic resistance will be far below the required standard. Therefore, it is recommended that, in spite of the legal boundaries, the shear resistance of masonry buildings be checked by a method which has been proven experimentally over the past decades, even in numerous earthquakes.

Research has shown that the reduction of elastic seismic forces with the construction behavior factor q is an adequate solution. The values, recommended for masonry structures, are actual, especially if it is taken into consideration not only that the building failures be prevented by aseismic design, but also the requirement to keep the extent of the damage to an acceptable level. It is clear that the reduction of elastic seismic forces makes sense only in the case when seismic resistance of a structure is evaluated properly.

5 ACKNOWLEDGEMENTS

This paper discusses the results, some published before, some not, of the research programs and projects financed by the Slovenian Research Agency for Science and associations of brick masonry producers from Slovenia (Wienerbeger Opekarna Ormož i Goriške opekarne), Austria (Verband Österreichischer Ziegelwerke), Germany (Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau), Italy (Associazione Nazionale Degli Industriali dei Laterizi), and Switzerland (Verband Schweizerische Ziegelindustrie).

6 LITERATURA

- [1] Drysdale, R.G., Hamid, A.A. in Baker, L.R. Masonry structures. Behavior and design. The Masonry Society, Boulder Colorado, 1999.
- [2] Eurocode 6: Design of masonry structures, Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. prEN 1996-1-1, CEN, Brussels, 2003.
- [3] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. prEN 1998-1, CEN Brussels, 2003
- [4] Magenes, G. Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a European point of view. *The First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. CD-ROM, Geneva, 2006; Keynote Address K9, paper 4009.
- [5] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima Zv. list SFR Jugoslavije br. 31. Beograd. 1981.
- [6] Tomažević, M. and Weiss, P. Seismic behavior of plain and reinforced-masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120 (2), 1994, pp. 323-338.
- [7] Tomažević M, Klemenc I. Verification of seismic resistance of confined masonry buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1997; 26: 1073-1088.
- [8] Tomažević M. Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structures: Slovenian experience. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2007; 34 (11): 1403-1412.
- [9] European Macroseismic Scale 1998. 1998. Grünthal, G., Ed. European Seismological Commission, Luxemburg.
- [10] Fajfar P, Kilar V. *EAVEK: dodatek k verziji 3.0*. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, IKPIR: Ljubljana, 1992.
- [11] Turnšek V, Čačovič F. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *Proceedings 2nd International Brick-Masonry Conference*. British Ceramic Society: Stoke-on-Trent: 1971; 149-156.

6 REFERENCES

- [1] Drysdale, R.G., Hamid, A.A. in Baker, L.R. Masonry structures. Behavior and design. The Masonry Society, Boulder Colorado, 1999.
- [2] Eurocode 6: Design of masonry structures, Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. prEN 1996-1-1, CEN, Brussels, 2003.
- [3] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. prEN 1998-1, CEN Brussels, 2003
- [4] Magenes, G. Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a European point of view. *The First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. CD-ROM, Geneva, 2006; Keynote Address K9, paper 4009.
- [5] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima Zv. list SFR Jugoslavije br. 31. Beograd. 1981.
- [6] Tomažević, M. and Weiss, P. Seismic behavior of plain and reinforced-masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120 (2), 1994, pp. 323-338.
- [7] Tomažević M, Klemenc I. Verification of seismic resistance of confined masonry buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1997; 26: 1073-1088.
- [8] Tomažević M. Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structures: Slovenian experience. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2007; 34 (11): 1403-1412.
- [9] European Macroseismic Scale 1998. 1998. Grünthal, G., Ed. European Seismological Commission, Luxemburg.
- [10] Fajfar P, Kilar V. *EAVEK: dodatek k verziji 3.0*. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, IKPIR: Ljubljana, 1992.
- [11] Turnšek V, Čačovič F. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *Proceedings 2nd International Brick-Masonry Conference*. British Ceramic Society: Stoke-on-Trent: 1971; 149-156.

REZIME

UVOĐENJE EUROKODOVA I PRORAČUN SEIZMIČKE OTPORNOSTI ZIDANIH KONSTRUKCIJA

Miha TOMAŽEVIČ

U referatu su pretstavljeni rezultati istraživanja koja su vršena za rešavanje problema, koje uz uvođenje inovativnih tehnologija zidanja donose novi evropski standardi za projektiranje zidanih konstrukcija na seizmičkim područjima. U seizmičkom proračunu konstrukcije duktilitet i kapacitet disipacije energije uzimaju se u obzir sa faktorom ponašanja konstrukcije q . Ispitivanja na seizmičkoj platformi pokazala su, da vrednost faktora q ne zavisi samo od sistema zidanja, nego i od kvaliteta materiala i konfiguracije konstrukcije. Evrokod pretpostavlja čisto smicanje kao merodavni mehanizam za proračun otpornosti zidova na smicanje a ne mehanizam, gde je rušenje zida posledica nastanka diagonalnih pukotina zbog glavnih zatezućih napona. Analize ponašanja zgrada kod zemljotresa i eksperimentalna istraživanja pokazuju, da je pretpostavka pogrešna, pa se preporučuje da se otpornost zida na smicanje i nadalje određuje kako se to tražilo u jugoslovenskim propisima iz 1981. godine.

Ključne reči: zidane konstrukcije, seizmička otpornost, faktor ponašanja konstrukcije, otpornost na smicanje.

SUMMARY

INTRODUCING EUROCODES AND THE CALCULATION OF SEISMIC RESISTANCE OF THE MASONRY CONSTRUCTIONS

Miha TOMAŽEVIČ

The paper discusses the results of a research conducted for dealing with the problems which, with the introduction of innovative masonry technologies, have been posed by the new European standards for projecting masonry constructions in seismic zones. In the seismic construction design, ductility and dissipation capacity are taken into consideration together with the construction behavior factor q . The research on the seismic platform has shown that the value of the q factor depends not only on the masonry system, but also on the quality of the material and the construction configuration. Eurocode presupposes shear force to be a reliable mechanism for calculating shear wall resistance force, and not the mechanism where collapsing of the walls is a consequence of the diagonal wall crack which appeared due to tensile strain. Wall behavior analysis in cases of earthquakes, and the experimental research show that the assumption is wrong, so it is therefore recommended that the seismic masonry resistance still be determined according to the 1981 Yugoslav regulations.

Key words: masonry constructions, seismic resistance, construction behavior factor, shear force resistance.

SAVREMENE METODE SEIZMIČKE ANALIZE KONSTRUKCIJA ZGRADA

Đorđe LAĐINOVIĆ

PREGLEDNI RAD
UDK: 624.01.04.001.23:699.841 = 861

1 UVOD

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

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

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

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

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

2 TEORIJSKE OSNOVE SEIZMIČKE ANALIZE KONSTRUKCIJA ZGRADA

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\mathbf{S}_i = \Gamma_i \cdot \mathbf{m} \cdot \mathbf{f}_i \quad (7)$$

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

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

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

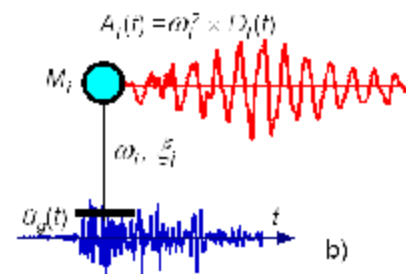
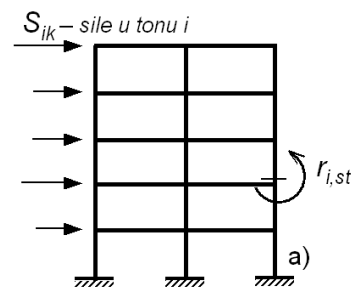
Doprinos svakog pojedinačnog tona i u ukupnom dinamičkom odgovoru konstrukcije, prikazan je kao proizvod rezultata dve analize [7]:

1) statičke analize razmatrane višespratne zgrade sa modalnim "silama" \mathbf{S}_i (sl. 1a); i

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

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

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



Slika 1 – Koncept proračuna primenom modalne analize

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\mathbf{u}_{i,\max} = \Gamma_i S_{di} \mathbf{f}_i \quad (13)$$

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

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

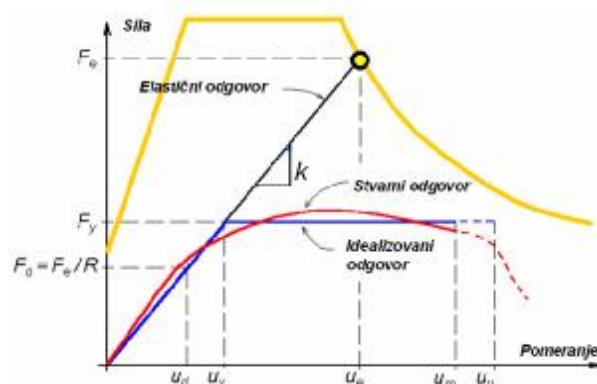
gde je S_{ai} vrednost u spektru pseudoubrzanja za period vibracija T_i i prigušenje x_i . Sa poznatim silama $\mathbf{F}_{i,\max}$, maksimalni uticaji za svaki ton vibracija određuju se uobičajenim metodama statike. Pri tome se mora voditi računa da se maksimalni uticaji za pojedine tonove javljaju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

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

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

3 AKTUELNI KONCEPT PROJEKTOVANJA SEIZMIČKI OTPORNIH KONSTRUKCIJA

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

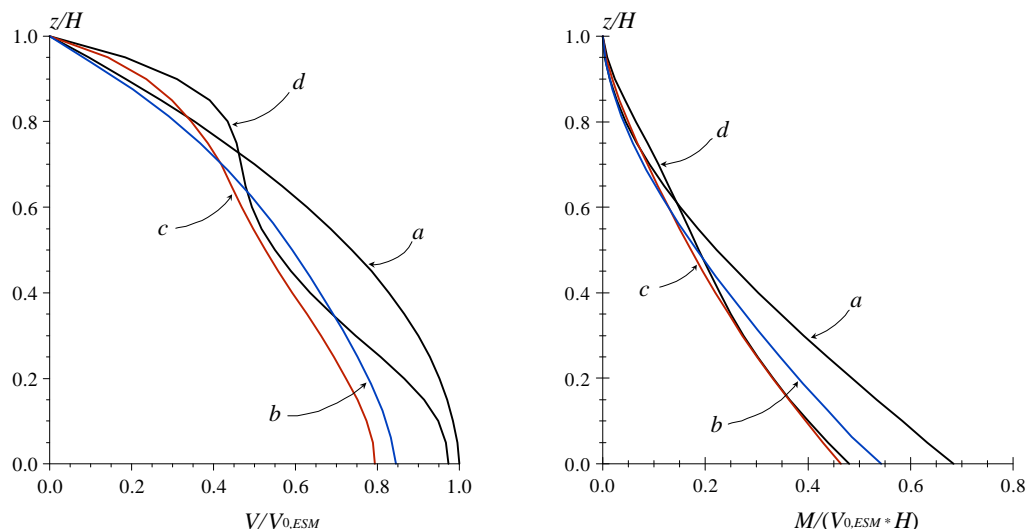
3.1 Numerički primeri

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

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

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

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

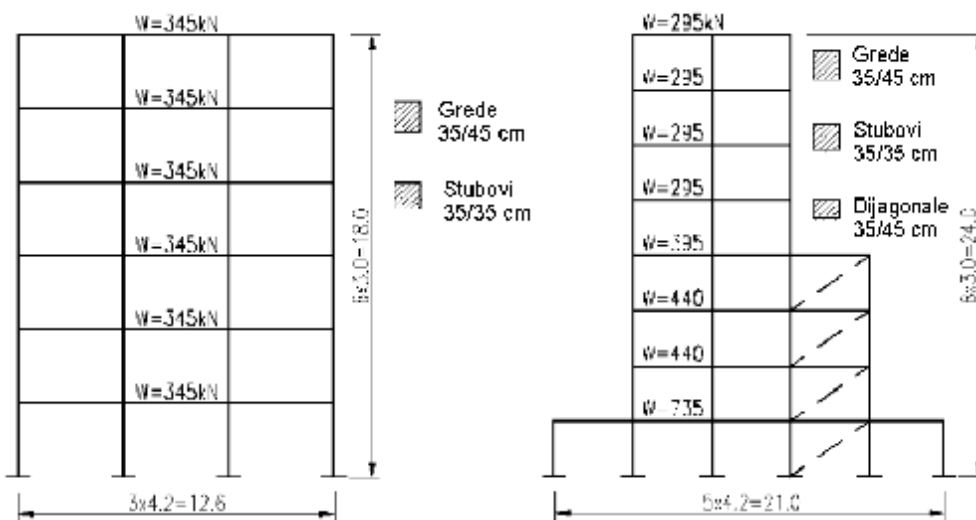


Slika 3. Anvelope smičućih sila i momenata preturanja

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

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

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



Slika 4. Regularna i neregularna okvirna konstrukcija

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

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

4 NELINEARNE METODE ANALIZE

4.1 Metoda faktora duktilnosti

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

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

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

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

Tabela 1. Karakteristični uticaji za regularnu konstrukciju

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

Tabela 2. Karakteristični uticaji za neregularne konstrukcije

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

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

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

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

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

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

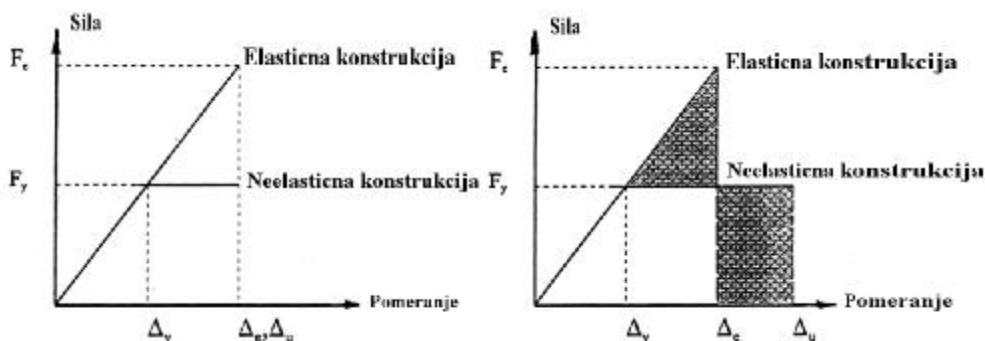
Proračun zasnovan na konceptu jednakih pomeranja (ili jednakih energija) samo je gruba aproksimacija procene stvarne reakcije konstrukcije na dejstvo realnih

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

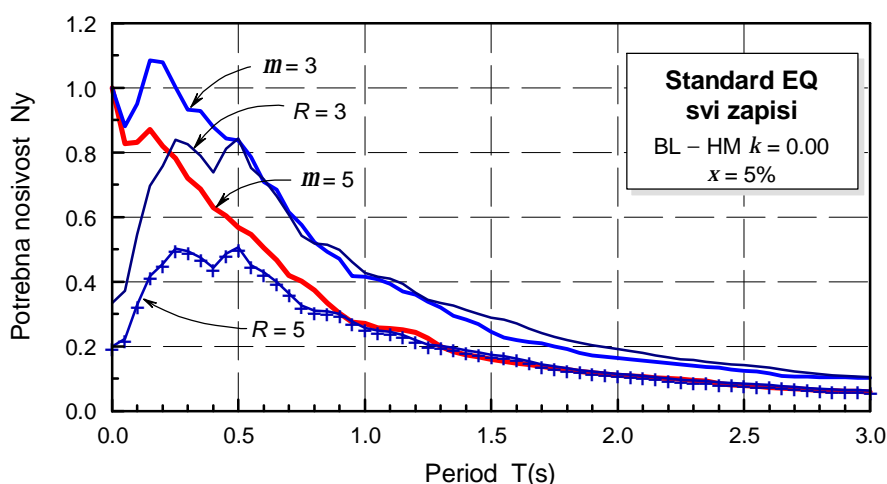
Primenom principa jednakih pomeranja i konstantnog faktora redukcije, što je uobičajeno u inženjerskoj praksi, dobija se nedovoljna nosivost za krute objekte [29]. To je posebno izraženo kod slabih konstrukcija, tj. pri primeni većeg faktora redukcije R (sl. 5). Zbog toga se kod konstrukcija projektovanih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

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

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



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



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

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

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

4.2 Nelinearna statička analiza

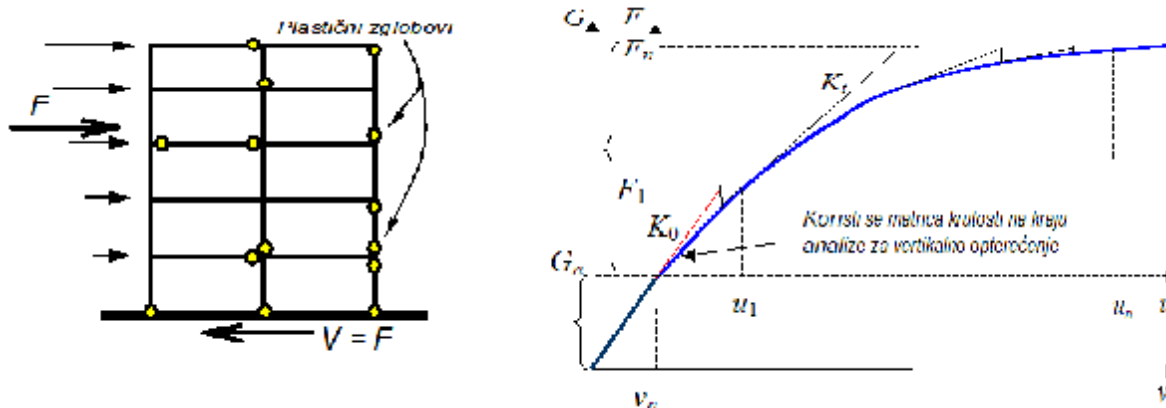
Metode analiza konstrukcija na seizmička dejstva mogu se podeliti na statičke i dinamičke, a modeli konstrukcija na linearne i nelinearne. Shodno tome, moguće su četiri kombinacije ovih analiza. Stvarno ponašanje konstrukcije za vreme zemljotresa može se najbolje simulirati primenom nelinearne dinamičke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

Noseća konstrukcija višespratnih zgrada može se analizirati dekompozicijom na određene podkonstrukcije

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

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

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



Slika 7 – Konvencionalna "pushover" analiza

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

4.3 N2 metoda

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

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

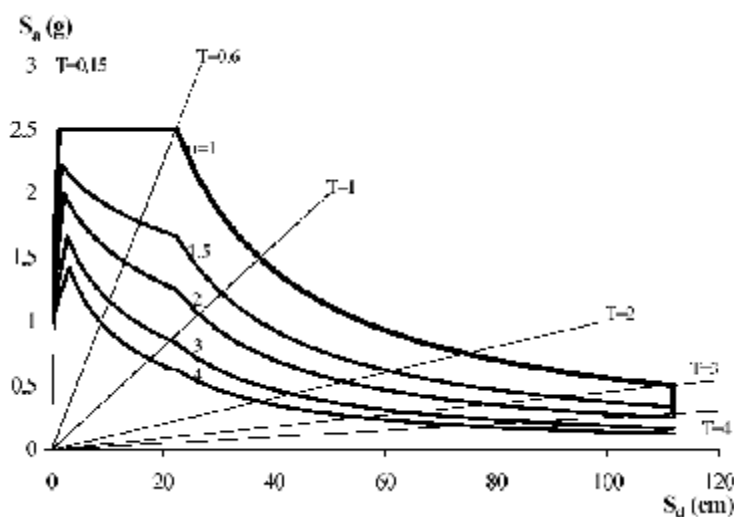
Seizmički zahtevi za ekvivalentni sistem sa jednim stepenom slobode mogu se odrediti pomoću nelinearnih spektara ili primenom nelinearne dinamičke analize. Rezultati određeni iz nelinearnog odgovora sistema sa jednim stepenom slobode, mada relevantni kao osnovni podaci, moraju se modifikovati za projektovanje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

Korak 1 – Ulazni podaci. U analizi se koristi MDOF proračunski model, pri čemu se pored podataka potrebnih za linearnu analizu, mora odrediti i zavisnosti sila-deformacija za sve noseće elemente (grede i stubove). Seizmičko dejstvo se prikazuje putem elastičnog spektra ubrzanja koji reprezentuje seizmičko dejstvo na razmatranoj lokaciji za usvojeni projektni nivo seizmičkog hazarda (uobičajeno se uzima povratni period zemljotresa od $T_r = 475$ god.).

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

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

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



Slika 8. Spektar zahteva

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

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

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

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

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

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

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

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

Konstanta Γ predstavlja faktor participacije:

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

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

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

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

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

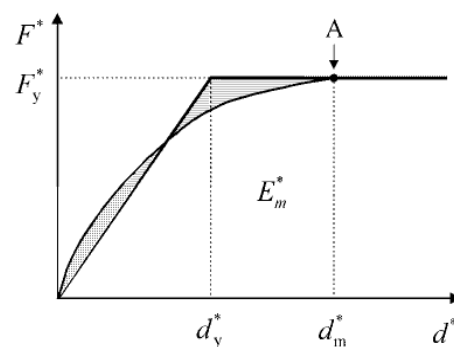
Usvajajući elastoplastičnu zavisnost sila-pomeranje, mogu se odrediti masa m^* , krutost k^* i period vibracija T^* ekvivalentnog SDOF sistema:

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

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

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

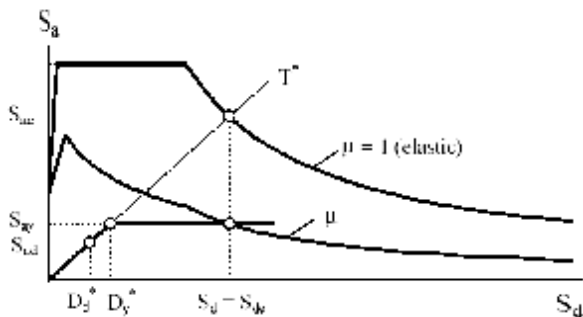
Ova kriva ima veliku primenu i u nekim drugim postupcima proračuna koji se zasnivaju na ekvivalentnom SDOF sistemu, npr. u CSM (Capacity Spectrum Method).



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

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

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



Slika 10. Određivanje ciljnog pomeranja za ekvivalentni SDOF sistem

Faktor redukcije R_μ određuje se putem izraza:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.4 Numerički primer

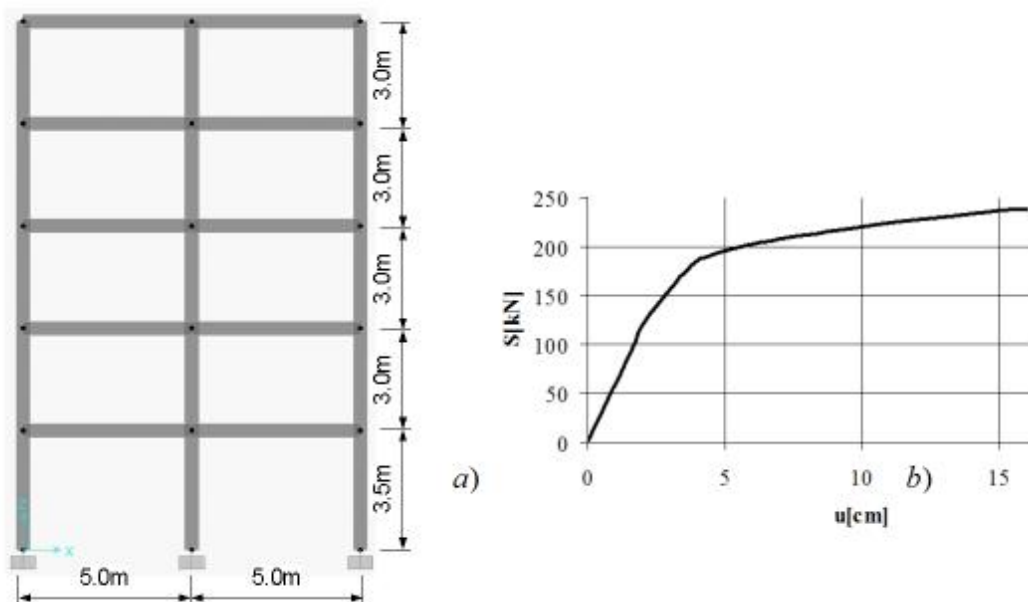
Analiziran je petospratni AB okvir [39] sa jednakim koncentrisanim masama $m = 20,4$ t u nivou svih etaža (sl. 11a). Armatura u gredama i stubovima određena je na osnovu preliminarne analize, pri čemu su seizmički uticaji određeni primenom ekvivalentne statičke metode. Elastični spektar odgovora za horizontalno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

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

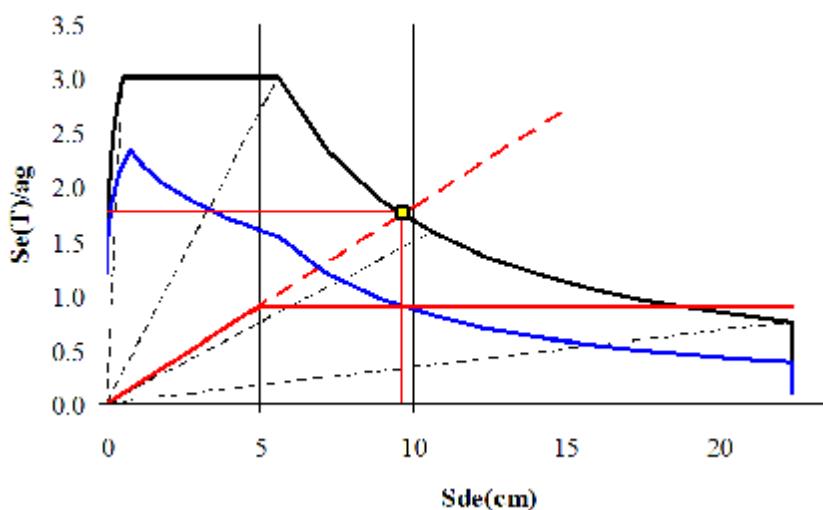
Faktor participacije (29) i ekvivalentna masa (31)₁ idealizovanog SDOF sistema iznose $G = 1.36$ i $m^* = 62.52$ t, respektivno. Prema jednačini (28), određene su sila i pomeranje u trenutku formiranja mehanizma rušenja: $F_y^* = 175$ kN; $d_m^* = 11.54$ cm. Na osnovu određene površine $E_m^* = 1614.5$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

sistema iznosi $T^* = 0.81$ s, a ubrzanje na granici tečenja $S_{ay} = 2.8$ m/s². Na osnovu spektra zahteva i dijagrama kapaciteta konstrukcije (sl. 12), određene su vrednosti $S_{de} = 5.45$ m/s² i $S_{de} = 9.04$ cm. Faktor redukcije (33) iznosi: $R_m = 1.95$. Pošto je period idealizovanog SDOF sistema T^* veći od $T_c = 0.5$ s, primenjuje se pravilo "jednakih pomeranja": $m = R_m = 1.95$ i $S_d = S_{de} = 9.04$ cm.

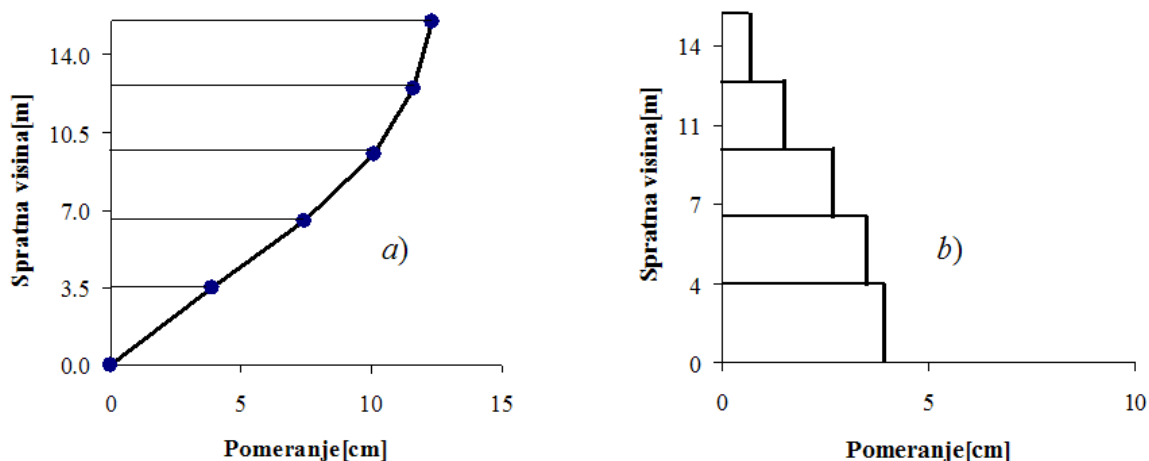
Zahtevano pomeranje SDOF sistema transformiše se u pomeranje vrha zgrade (37), koje za razmatranu konstrukciju iznosi: $d_i = 12.3$ cm. Nakon toga, ponovo je sprovedena nelinearna statička analiza, pri čemu je višespratna konstrukcija postupno "gurana" sve dok nije dostignuta vrednost zahtevanog pomeranja.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



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

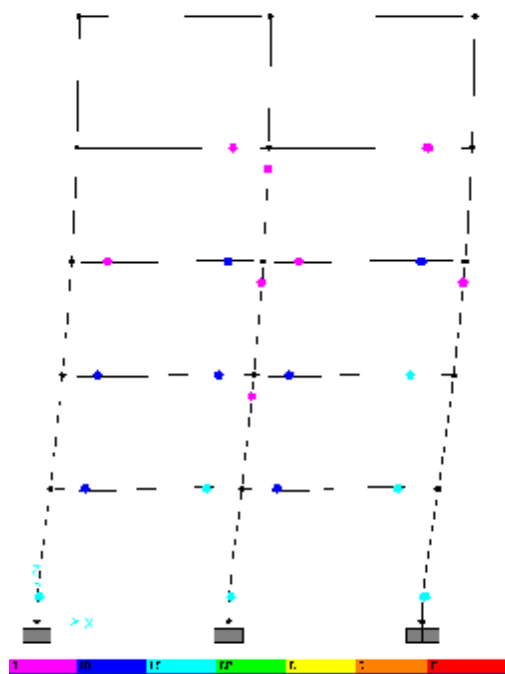


Slika 12. Elastični i neelastični spektar zahteva i dijagram kapaciteta idealizovane konstrukcije



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

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



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

5 ZAKLJUČAK

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

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

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

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

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

6 LITERATURA

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

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

Napomena:

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

REZIME

SAVREMENE METODE SEIZMIČKE ANALIZE KONSTRUKCIJA ZGRADA

Đorđe LAĐINOVIĆ

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

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

SUMMARY

MODERN METHODS FOR SEISMIC ANALYSIS OF BUILDING STRUCTURES

Đorđe LAĐINOVIĆ

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

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

PROJEKTOVANJE SEIZMIČKI OTPORNIH BETONSKIH MOSTOVA

Radomir FOLIĆ

PREGLEDNI RAD
UDK: 624.21.03:699.841 = 861

1 UVODNE NAPOMENE

U prošlosti su posledice snažnih i katastrofalnih zemljotresa bitno uticale na tretman objekata pri njihovom projektovanju i građenju. Različiti konstrukcijski sklopovi mostova i zgrada, kao i industrijskih objekata uslovljavaju njihov različit tretman pri projektovanju njihove seizmičke otpornosti (aseizmičnosti), kao i njihovoj zaštiti. Ta različitost uslovljava njihovo veoma različito ponašanje na dejstvo zemljotresa [19]. Uprkos tome, kada se u prošlosti govorilo o projektovanju seizmički otpornih objekata, najčešće se mislilo na zgrade i da se isti koncept, kao kod njih, može primeniti i na druge objekte. Pored toga, okolnost da je koncentracija ljudi u zgradama dominantna, njihovom aseizmičkom projektovanju i građenju poklanjala se znatno veća pažnja, nego mostovima, sem u Japanu.

Od interesa je komentar razlika u ponašanju konstrukcije zgrada i mostova. Kod zgrada je po pravilu u konstrukciji veliki broj vertikalnih nosećih elemenata (zidova i stubova), a kod mostova mali broj stubova i oporaca, što zavisi od odabranog konstrukcijskog sistema i od vrste prepreke. Horizontalni noseći elementi zgrada su, uglavnom, malih raspona (oko 6m), a kod mostova većih raspona što uslovljava da se kod grednih mostova, raspona većih od 15m, primenjuje prethodno napregnuti beton. Kod zgrada se teži uravnoteženom rasporedu vertikalnih elemenata u podužnom i poprečnom pravcu, pa je i ponašanje u dva pravca slično. Za razliku od toga, kod mostova postavljenih na ležišta i zglobove, u podužnom i poprečnom pravcu ponašanje pod seizmičkim dejstvima je bitno različito.

Posebno je kompleksno ponašanje kosih i mostova u horizontalnoj krivini, a zgrade se uglavnom sastoje od pravougaonih delova, često odvojenih dilatacijama. Kod zgrada je fundiranje uobičajeno na istoj dubini, a kod mostova najčešće na različitim kotama, čak i na podlozi različitih

karakteristika. Pored toga, na seizmički opterećene stubove mostova deluje i masa vode. Dužine seizmičkih talasa su bitno veće od dimenzija zgrade u osnovi, ali ne i od dužine mostova. Kod zgrada su mase skoncentrisane u nivou međuspratnih konstrukcija, a kod mostova uglavnom u jednom nivou-težištu rasponske konstrukcije. Sve navedenu značajno utiče na različito ponašanje zgrada i mostova u zemljotresima, što uslovljava i različiti tretman pri projektovanju..

U Japanu su već 1924. g. posle Kanto zemljotresa prvi put uvode uticaji od zemljotresa pri projektovanju mostova na autoputevima [20]. U periodu do 1990.g. je više od 10 manjih i većih korekcija je uvedeno pre nego što su doneti Tehnički uslovi (TU) koji su bili na snazi do Zemljotresa Kobe 1995.godine. Ti TU uključili su proveru duktilnosti armirano betonskih (AB) stubova, likvefakcije tla (prvi je objasnio Seed sa Berklija posle Niagata zemljotresa 1964. g.), analiza dinamičkog odgovora i anti-seizmički detalji, kao npr. uređaji za sprečavanje iskliznuća iz ležišta. To je bio razlog da su mostovi u Japanu manje rušeni nego u drugim zemljama. I pored toga, pri serijama pregleda mostova na autoputevima Japana 1971. g. od 18.000 pregledanih mostova procenjeno je da je za 3.200 potrebno pojačavanje; od 40.000 pregledanih mostova 1986. g. 11.800 je uslovljavalo pojačavanje, a 1991. g. 18.000 od pregledanih 60.000 mostova. Od interesa je pomenuti da je u Kobe zemljotresu 1995. g. srušeno mnoštvo vijadukta i mostova, ali bi posledice bile mnogo veće da u toku 1994. godine nije izvedeno pojačavanje oko 32.000 mostova [20].

Koliko je Japan bo ispred ostalih zemalja u ovoj oblasti može se sagledati iz činjenice da su u SAD prvi detaljniji TU za aseizmičko projektovanje mostova su doneti 1971. godine, a metod provere duktilnosti AB stubova prvi put, u TU, su uvedeni 1990. g. Izuzetak, donekle, Novi Zeland koji je prednjačio u oblasti regulative, o čemu će kasnije biti reči.

Za konstrukcije mostova veoma je značajna analiza seizmičkih dejstava jer se ostali potresi (od saobraćaja), uglavnom, uključuju u dinamički faktor. Zbog toga, i njihovog značaja za odvijanje saobraćaja, seizmičkoj analizi i pouzdanosti ovih objekata treba poklanjati veliku

Adresa autora:
Prof. dr Radomir Folić, Fakultet tehničkih nauka,
Univerzitet u Novom Sadu, Trg D.Obradovića 6, 21000
Novi Sad, Srbija, e-mail: folic@uns.ns.ac.yu

pažnju, jer prognoza njihove povredljivosti je veoma teška, zato što u toku svog eksploatacionog veka mogu nastati okolnosti, u kojima se pojedine pojave ispoljavaju kao opterećenja delova njihovih konstrukcija. Mnoge takve pojave i uslovi su nepredvidljivi, nezavisno od naših nastojanja, jer zemljotres kao prirodna pojava obično se javlja sasvim iznenada i sa nepredvidljivim karakteristikama. Zbog toga, odgovor ovih konstrukcija na potres predstavlja svojevrsan problem. Predviđanje ponašanja konstrukcije pri zemljotresu je otežano zbog stohastičke promene zemljotresnih pokreta tla na kojoj se objekat temelji, kao i stohastičke prirode materijala i same konstrukcije [8] i [33].

Primarni cilj projektovanja objekata u seizmički aktivnim područjima je obezbeđenje odgovarajuće sigurnosti i performansi u toku i nakon dogođenih zemljotresa. Kada su u pitanju gradski i mostovi na vitalnim saobraćajnicama aseizmičkim projektovanjem treba obezbediti adekvatnu funkcionalnost posle zemljotresa, tj. seizmičkog događaja [11]. Stepent funkcionalnosti zavisi, u prvom redu, od snage/ozbiljnosti događaja, filozofije i kvaliteta projekta u svim fazama izrede i kriterijuma performansi. Uobičajeno je da se saglasno njihovom značaju mostovi klasifikuju u odgovarajuće kategorije i određuje faktor rizika zavisno od povratnog perioda događaja. To određuje ekvivalentni proračunski zemljotres kao hazard, tj. odgovarajuće opterećenje [33].

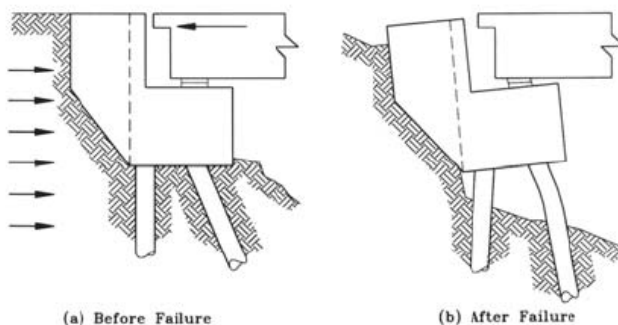
Da bi se ublažile posledice zemljotresa mnoge zemlje unapređuju tehničke propise za projektovanje i građenje seizmički otpornih konstrukcija (aseizmičko građenje). Nažalost, zemljotresi koji su se desili poslednjih godina svedoče da ni to nije dalo adekvatne rezultate pa se sve više, za zaštitu ljudi, građevinskih objekata i dobara koristi pasivna, polu-aktivna i aktivna zaštita objekata (upravljanje konstrukcijama). Naročito je poslednjih trideset godina u ekspanziji upravljanje konstrukcijama za seizmička dejstva. Upravljanje konstrukcijama u zemljotresnom inženjerstvu je alternativa za konvencionalne metode projektovanja zaštite od seizmičkih dejstava i koristi se u mnogim zemljama izražene seizmičnosti. Zbog toga će se neke od tih mogućnosti prikazati i u ovom radu. Za šire analize o svim razmatranim aspektima u ovim radu čitaoci se upućuju na odgovarajuću literaturu datu na kraju rada.

2 OŠTEĆENJA BETONSKIH MOSTOVA

Da mostovi pri pojavi zemljotresa ne bi bili teško oštećeni ili se srušili, potrebno je preduzeti što efikasnije mere za njihovu zaštitu u toku projektovanja i građenju. Ipak, u određenim okolnostima ne mogu se sprečiti štete i rušenja usled snažnih zemljotresa. Širom sveta zabeležen znatan broj ozbiljno oštećenih ili srušenih klasično projektovanih mostova usled inercijalnih sila izazvanih zemljotresom. Oštećenja, zavisno od kvaliteta konstrukcije i uslova tla, mogu varirati u širokim granicama. Ona mogu biti veoma ozbiljna sa velikim posledicama, za odvijanje saobraćaja, naročito kada za pravac na kome se nalazi oštećeni most ne postoje alternativni putevi. Prema [22] oštećenja se dele na dve klase: primarna oštećenja izazvana pokretima tla i velikim deformacijama čak i lomom, i sekundarna oštećenja mosta izazvana preraspodelom sila u presecima za koje konstrukcija nije bila proračunata. Ponekada je teško uočiti razlike primarnih i sekundarnih oštećenja naročito ako je geometrija mosta kompleksna. Prema [32] osnovni oblici rušenja/ozbiljnih oštećenja, zbog kojih je nemoguće most koristiti posle zemljotresa su:

- Rušenje stubova pri dnu i vrhu, tj. u oblasti veze stuba sa temeljima i gornjom – rasponskom konstrukcijom, gde se očekuje pojava plastičnih zglobova,
- Rušenje kratkih stubova koji kao kruti navlače velike sile koje izazivaju kruti lom (dijagonalne prsline).
- Rušenje oporaca fundiranih plitko ili na šipovima (slika 1).
- Rušenje temelja usled „otkaza“ u tlu, loma u temeljima ili velikih sleganja.
- Rušenje usled gubitka oslonca rasponske konstrukcije (slika 2). Ispadanje rasponske konstrukcije iz oslonaca ili neadekvatnog uklještenja, naročito kod prosto oslonjenih nosača u polju (Gerberovi nosači) javlja se usled relativnih pomeranja u odnosu na oslonačke tačke. Posebno su povredljivi kosi mostovi i mostovi u krivini.

Uzroci navedenih oštećenja mogu biti pojedinačni ili kombinacija više uzroka, kao što su: netačne seizmološke procene, osobenosti projektne konstrukcijskih rešenja i greški u građenju.



Slika 1. Izgled oporca: pre oštećenja a), i posle oštećenja b)



Slika 2. Oštećenja usled gubitka oslonca (Kobe, 1995), prema [7]

Veća slabljenja svojstava kolovozne ploče i gornje konstrukcije, ležišta i donje konstrukcije se superponiraju pa utiču na ponašanje konstrukcije mosta u zemljotresima. Oštećenja ležišta su takođe česta naročito ako je most slabo održavan i ona nisu menjana blagovremeno. Naknadne intervencije takođe utiču na performanse mosta pa se one procenjuju u svakom konkretnom slučaju. Posebno kritično je smanjenja dužine stubova zbog efekta kratkog stuba koji izaziva smičući - krti lom.

U donjoj konstrukciji i temeljima naročito kod mostova u krivini i kosih mostova, se javljaju veća oštećenja, kao i u oblasti dilatacionih razdelnica. Mostovi u krivini imaju nesimetrični odgovor slično kosim mostovima. Uticaj lokalnih uslova tla je naročito veliki kada se oni bitno menjaju po dužini mosta. Za peskovita zemljišta zasićena vodom, potrebno je proceniti mogućnost pojave likvefakcije.

Zemljotresi izazivaju povratna ili nepovratna pomeranja tla koja dovode do pomeranja rasponske konstrukcije, a u slučaju prosto oslonjenih nosača i do rušenja naročito kod starijih mostova zbog male dužine naleganja. Kod kosih mostova dolazilo je do sudara elemenata rasponske konstrukcije i obalnih stubova. U takvim slučajevima javlja se rotacija mosta oko vertikalne ose [2] i [20]. Obalni stubovi mogu da preuzmu veće sile pritiska, ali ne i zatezanja.

Da bi se sprečila oštećenja treba obezbediti da se disipacija energije unete zemljotresom obavlja u plastičnim zglobovima stubova koji moraju imati adekvatnu duktilnost. Kod starih mostova česti su slučajevi smičućeg loma stubova, pre pojave velikih deformacija u podužnoj armaturi, zbog deficita poprečne armature, tj. neadekvatno oblikovani detalji. To izaziva i lom na mestima nastavaka armature, lom sidrenja ili smičući lom. Razlog je što je po starim propisima, čak i onih u SAD, predviđena mala količina poprečne armature. Za sprečavanje ove vrste loma u novijim propisima se zahteva gusto postavljanje poprečne armature [29] i [33].

Različita oštećenja se javljaju i na obalnim stubovima, kao i na temeljima zavisno od načina fundiranja i kvaliteta tla. Stanje se komplikuje zbog interakcije krilnih zidova, temelja i okolnog tla. Ipak, o oštećenjima temelja nema dovoljno podataka sem u slučaju klizišta i likvefakcije tla. Razlog je što su temelji pod zemljom nedostupni za pregled. Stariji mostovi na šipovima oštećeni su zbog nedovoljnog utezanja šipova, a i druge vrste temelja zbog neadekvatnog armiranja za

prijem savijanja i smicanja. Zbog toga su za procenu stanja konstrukcije mosta potrebna obimna istraživanja stanja temelja. Kod mostova sistema proste grede, najopasnija su oštećenja temelja izazvana velikim sleganjima reda veličine 30 cm i više, prouzrokovana nepovoljnim karakteristikama tla. Važno je i stanje pristupnih konstrukcija, prelaznih ploča i nasipa.

Kod analize nosivosti konstrukcije postojećih mostova na seizmička dejstva pri razmatranju gornjeg stroja polazi se od klasifikacije konstrukcije, širine mosta, raspona, tipa gornjeg stroja - rasponske konstrukcije i metode njenog građenja. Za donji stroj mosta važan je način prenosa opterećenja sa rasponske konstrukcije na rečne i obalne stubove, dopuštena pomeranja oslonaca, proračunsko opterećenje, kvalitet materijala i način fundiranja. Pri pregledu i oceni stanja postojećih mostova od interesa su i uslovi okruženja i klimatski uslovi. Vreme građenja je jedan od važnih indikatora performansi konstrukcije mosta. Zbog toga se između oštećenja mosta i vremena gradnje može uspostaviti korelacija. Smatra se da su noviji objekti projektovani prema inoviranim tehničkim propisima povoljnije ponašaju. Kod nas je to teško uzeti u obzir jer su prvi tehnički propisi iz 1964. godine predviđali veoma grube analize, a Pravilnik za inženjerske objekte je kasno inoviran [26]. Više o oštećenjima i rušenju mostova, i proceni šteta od toga, dato je u radovima [7], [10], [14] i [33].

3 KONCEPTUALNO ASEIZMIČKO PROJEKTOVANJE BETONSKIH MOSTOVA

Pri projektovanju se razmatraju: statički sistem mosta, materijal, dimenzije, fundiranje, duktilnost i uklapanje mosta u okruženje. Od značaja je regularnost konstrukcije mosta, jer su zavisno od značaja mosta i regularnosti njihove konstrukcije (konfiguracija), razvijene odgovarajuće metode analize i metoda projektovanja kao što su metoda zasnovana na pomeranjima, performansama i oštećenjima. Konceptualnim projektovanju treba rešiti konflikt između konfiguracije i seizmičkih performansi u [6], [7] i [14] preporučuje se da se:

- tip mosta, dimenzije i izgled biraju sa ciljem redukcije seizmičkih zahteva,
- postigne balans masa i krutosti kako u podužnom tako i u poprečnom pravcu, čiji značaj se sagledava iz primera prikazanog na slici 3.

- teži projektovanju pravih mostova koliko je to moguće, a za mostove u krivini sa što blažom zakrivljenošću, da bi što manje remetili seizmički odgovor,

- gornji stroj-rasponska konstrukcija bude kontinualna konstrukcija, sa dovoljnim brojem oslonaca između pojedinih delova i obezbeđenjem oslonaca od ispadanja iz ležišta,

- projektuje most sa što manjim uglom zakošenosti, a rečne i obalne stubove orijentisati što upravnije na podužnu osu čak i pri poskupljenju mosta zbog produženja mosta. Kosi rečni i obalni stubovi su veoma povredljivi usled rotacije i povećavaju zahteve po pomeranjima,

- susedni okviri odaberu tako da razlika njihovih perioda vibracija bude minimalni i izbegne nagla promena krutosti i nosivosti u poprečnom i podužnom pravcu. Obično su oštećenja krućih okvira ili stubova znatno veća. Preporučuje se da razlika efektivne krutosti susednih okvira ili stubova tog okvira bude najviše dva puta. Odnos osnovnih perioda vibracija za podužni i poprečni pravac treba da bude veća od 0,7.

- naprave postaviti na odgovarajućim mestima da bi se neutralisali nepovoljni seizmički efekti. Izolacione naprave postavljene na mestima ležišta produžavaju osnovni period vibracija pa je konstrukcija izložena manjoj seizmičkoj sili,

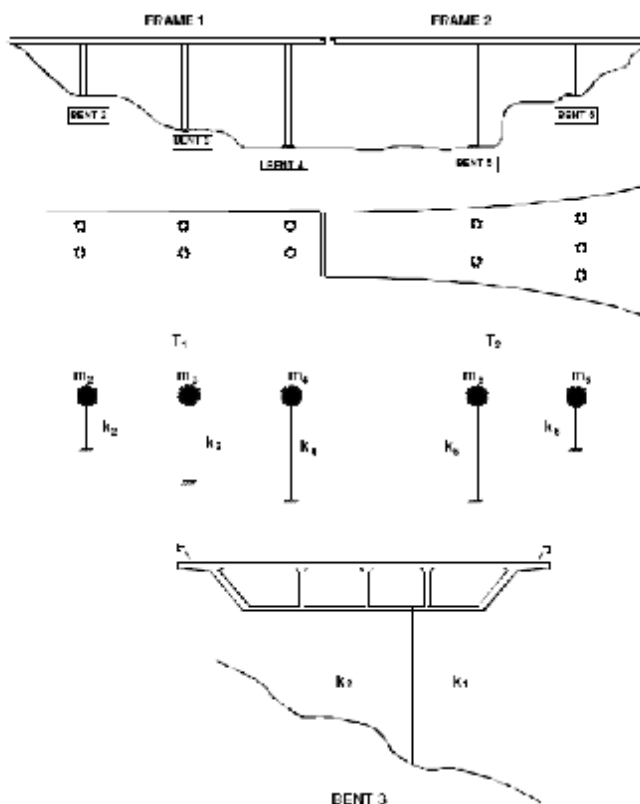
- zglobni "stubni mehanizam" koji se kod okvirnih sistema zgrada izbegava, kod tipičnih mostova se ne može izbeći i ne-elastične deformacije se planiraju u srednjim stubovima/zidovima i obalnim stubovima, uz uslov da rasponska konstrukcija pri tome ima rezervu nosivosti i ostane u elastičnom području rada. Pošto se, primarno, disipacija energije obavlja u zglobovima

integritet zglobova i oblikovanje zone oko njih je od posebnog značaja.

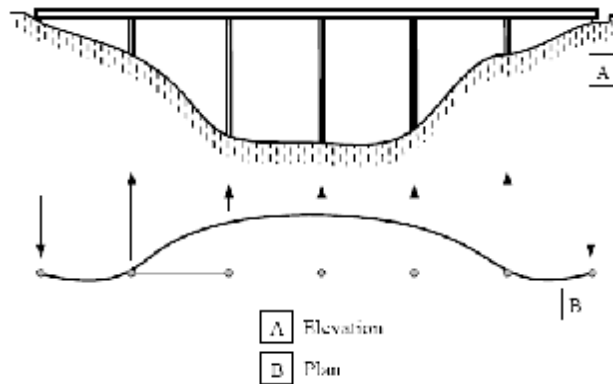
- veze gornjeg i donjeg stroja projektuju se tako da popuste pre dostizanja ne-elastičnog odgovora gornjeg stroja, a nosači se projektuju tako da minimiziraju napone u čvorovima, odabrane dimenzije, grubo se proveravaju na izvijanje, a potrebno je obezbediti i adekvatan kapacitet deformisanja (duktilnost),

Zone za disipaciju energije treba izabrati tako da budu pristupačna kako za proveru stanja (inspekciju) tako i za popravke. Kod izrazito dugačkih mostova koji se nalaze na nehomogenim slojevima tla, kao i kod mostova koji prelaze preko potencijalno aktivnih tektonskih raseda, moguća je pojava efekata od diferencijalnih pomeranja i diskontinuiteta u tlu, koji se moraju ublažiti odgovarajućom fleksibilnošću konstrukcije i/ili uvođenjem dodatnih razdelnica (slika 3). Time se postiže veća regularnost delova konstrukcije.

Kontinualni mostovi se bolje ponašaju od mostova sa većim brojem pokretnih oslonaca. Optimalno post-elastično ponašanje se postiže ako se plastični zglobovi razviju simultano u što većem broju stubova. Potrebno je uravnotežiti zahteve za ostvarenje fleksibilnosti i krutosti horizontalnih oslonaca. Kod kontinualnih mostova sa izrazito velikom razlikom u poprečnim krutostima između obalnog i srednjih stubova (u daljem tekstu stubova), moguća je pojava nepovoljne raspodele poprečnih horizontalnih seizmičkih sila (slika 4). Ovo se javlja kod dolina sa stepenastim padinama. Preporučuje se postavljanje transverzalno pomerljivih ili fleksibilnih ležišta na krućim stubovima [6].



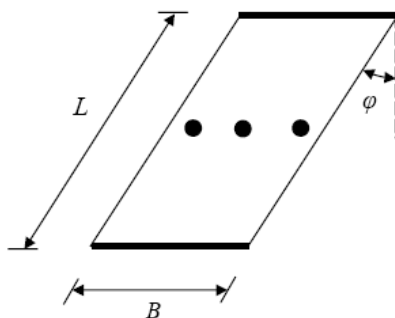
Slika 3. Balans masa i krutosti, prema [3]



Slika 4. Nepovoljna konfiguracija za poprečni pravac u preseku (A) i u osnovi (B), prema [6]

Prema EN 1998-deo 2 [6] broj obalnih i srednjih stubova koji preuzimaju horizontalne seizmičke sile treba odrediti imajući u vidu potrebu prijema seizmičkih sila u podužnom i poprečnom pravcu. Njihov broj se može redukovati korišćenjem fleksibilnih veza na mestu spoja sa rasponskom konstrukcijom. Fleksibilnija ležišta smanjuju seizmičke uticaje u stubovima, ali zato omogućuju velika pomeranja koja mogu dovesti do neželjenih efekata drugog reda.

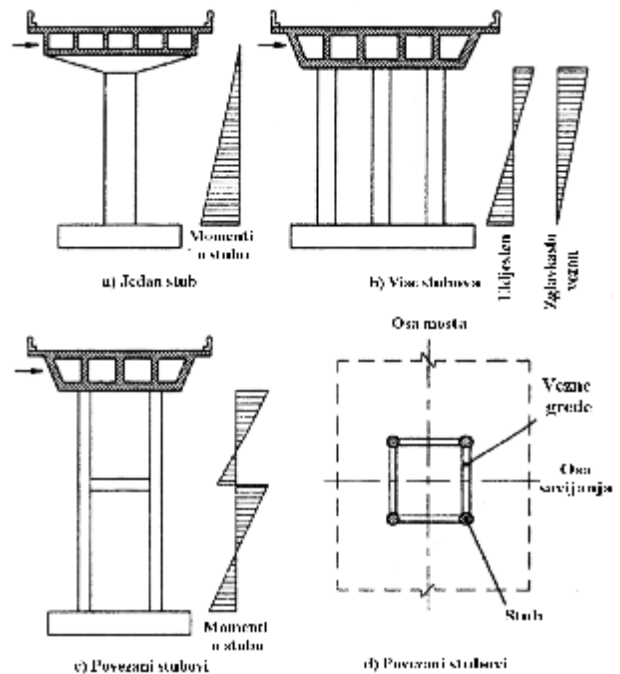
Regularni su mostovi sa manje od sedam raspona, bez diskontinuiteta i naglih promena u masama, krutostima, ili geometriji i manjim promenama pomenutih parametara između susednih polja. Za mostove sa više raspona najveći odnos je 1.5. Za mostove u krivini dopušta se najveći ugao od 90° . Maksimalni odnos krutosti poprečnih okvira prema rasponima izuzev obalnih stubova, je 4 za 3 i 4 raspona, najviše 3 za 5 raspona, a najviše 1.5 za 6 raspona. Mostovi sa više raspona, a ne ispunjavaju navedene uslova smatraju se neregularnim.



Slika 5. Kosi most

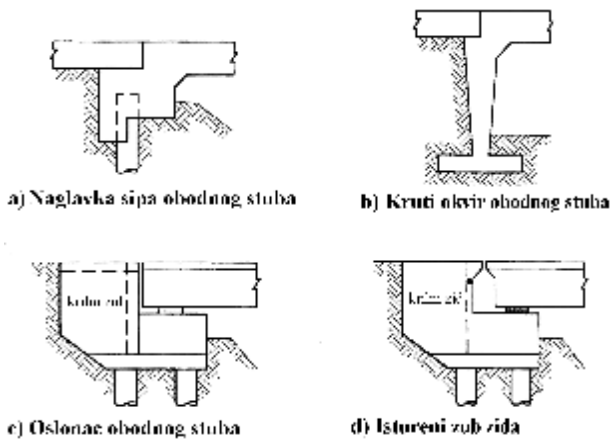
Kosi mostovi (slika 5.) u slučaju ugla presecanja $\varphi < 70^{\circ}$ i sa odnosom $L/B < 2,0$ (L -dužina, B -širina) i pored poklapanja centra krutost i centra masa, teže rotaciji oko vertikalne ose, tj. izloženi su nepovoljnim efektima torzije. Mostove sa zakošenošću ($\beta < 45^{\circ}$) izbegavati u zonama visokog seizmičkog intenziteta. Ako je to

neophodno treba ležišta posebno postaviti imajući u vidu koncentraciju vertikalnog opterećenja kod tupog ugla. U suprotnom treba koristiti incidentni ekscentricitet [6].

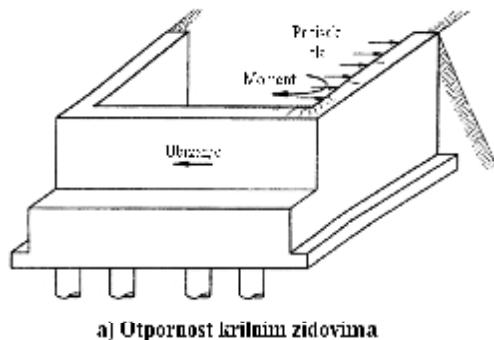


Slika 6. Različiti načini prenosa bočnog opterećenja na temelje

Koncept izbora donjeg stroja utiče na prenos horizontalnih sila na temelje što je očigledno sa slike 6, prema [10]. Od značaje je i adekvatan izbor načina povezivanja obalnih stubova i rasponske konstrukcije (sl. 7) i način prenosa sila na oporce (sl. 8). Zone za disipaciju energije treba izabrati tako da budu pristupačna za proveru (inspekciju) i popravke.



Slika 7. Veza obalnih stubova i gornjeg stroja, prema [10]



a) Otpornost krilnim zidovima



b) Zid sa kontraforima

Slika 8. Konstrukcija za prijem seizmičkih dejstava na kraju mosta, prema [10]

4 MODELIRANJE I ELASTIČNA ANALIZA GREDNIH MOSTOVA

Analizi konstrukcije betonskih mostova prethodi izbor proračunskog modela. U procesu modeliranja potrebno je razumevanje osnovnih polazišta i pretpostavki, kao i poznavanje ponašanja konstrukcije pod seizmičkim dejstvima. Model se kreira nakon analize materijala, regularnosti konstrukcije i dejstava kojima ona može biti izložena. Pri izboru modela nužna su odgovarajuća uprošćenja i idealizacije. Preporučuje se da se nikada ne koriste kompleksniji modeli nego što je to nužno. Greške u modeliranju rastu sa složenošću konstrukcije.

Iako su konstrukcije mostova prostorne, u praksi, radi jednostavnije statičke i/ili dinamičke analize, aproksimiraju se linijskim ili ravanskim podsistemima. Složenost konstrukcije često uslovljava primenu složenijih modela. Uprošćeni modeli su ponekad najprihvatljiviji. Takođe u

početnim fazama preporučuje se korišćenje jednostavnijih "grubljih" modela, a zatim, postupno analiza na složenijim modelima. Poslednjih godina se korišćenje metoda i modela uslovljava, u tehničkim propisima i preporukama pojedinih udruženja, zavisno od kompleksnosti/regularnosti konstrukcije mosta.

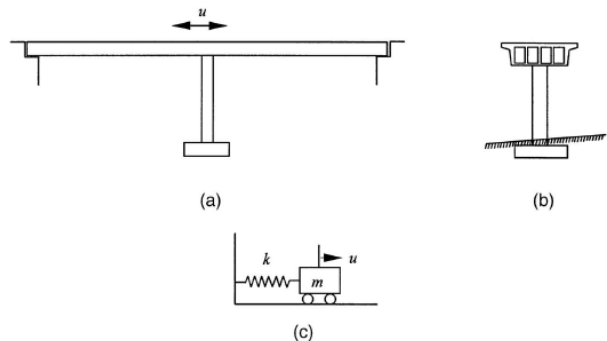
Iako su konstrukcije mostova kontinuumi one se u analizama zamenjuju koncentrisanim masama. Za dinamičke analize ponašanja pod različitim pobudama koriste se modeli sa jednim stepenom slobode (SDOF), sa jednim tomom vibracija (slika 9a), koji je jednostavniji za analizu. Za okvirni most sa tri polja prikazan na slici 9b, ne može se usvojiti SDOF model već je potrebna analiza na modelu sa više stepeni slobode (MDOF) što se vidi iz grafičke predstave različitih stepeni i oblika pomeranja (slika 9b). Ipak, mnogi mostovi mogu se analizirati SDOF modelom sa koncentrisanom masom (M) na vrhu, ako se radi o pravim mostovima. On se koristi za analizu stuba na koji je gornji stroj oslonjen na nepokretna ležišta. Masi na vrhu stuba se pridružuje pola mase stuba. Kada je ispunjen ovaj uslov za podužni pravac, može se upotrebiti SDOF model i za kontinualnu konstrukciju, a period slobodnih vibracija se može dobiti iz izraza:

$$T = 2p \sqrt{\frac{M}{K}} ; \quad (1)$$

gde je M -masa celog gornjeg stroja uvećana za polovinu mase stubova, a

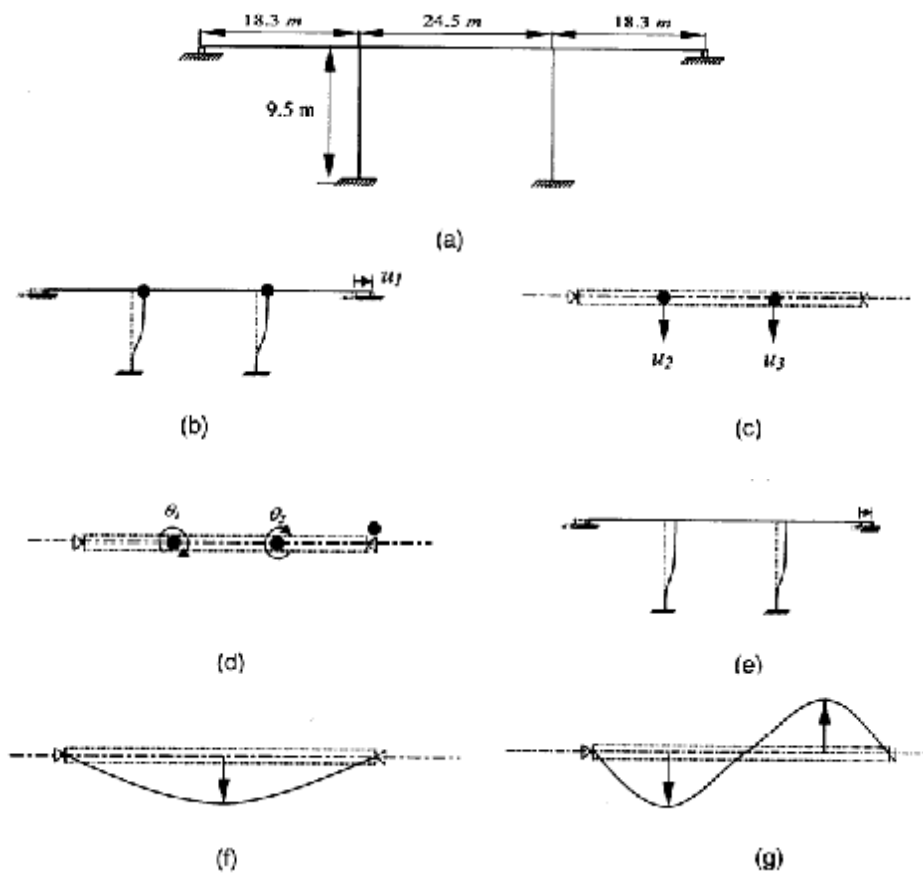
K - suma elastičnih krutosti svih stubova, tj.

$$K = SK_i = 3EI_i / L_i^3 \quad (2)$$

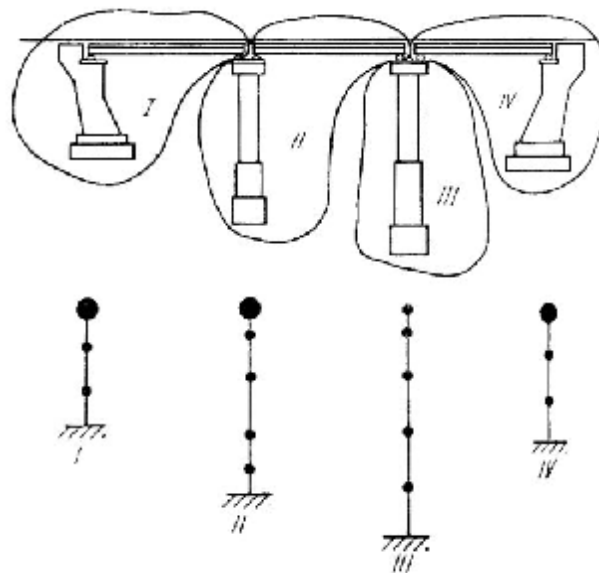


Slika 9a. Gredni most sa dva raspona kao primer za primenu SDOF modela u dinamičkoj analizi

Kako je naglašeno u odeljku o Konceptualnom projekovanju ležišta i zglobovi dozvoljavaju ili ograničavaju pomeranja i/ili rotacije [9] i dilatacione fuge odvajaju na „vibracione delove“ koji se u dinamičkoj analizi razmatraju samostalno, što daje značajno pojednostavljenje (sl. 10). Dilatacione fuge su granice vibracionih delova. Ako je masa stuba velika (iznad 20% pripadajuće mase gornjeg stroja) mora se, prema [6], uvesti MDOF model za stubove (sl. 10). U EN 1998-deo 2 Za izračunavanje masa moraju se razmatrati srednje vrednosti stalnih masa i kvazi-stalne vrednosti masa koje odgovaraju promenljivim dejstvima. Raspodeljene mase se mogu koncentrisati u čvorovima u skladu sa izabranim stepenima slobode. Za potrebe proračuna srednje vrednosti stalnih dejstava su predstavljene njihovim karakterističnim



Slika 9b. Okvirni most sa tri raspona kao primer za analizu na MDOF modelu: a)šematski prikaz mosta; b)stepeni slobode u podužnom pravcu; c)stepeni slobode u poprečnom pravcu; d) rotacioni stepeni slobode; e) prvi oblik; f) drugi oblik; i g) treći oblik vibracija, prema [1]



Slika 10. Vibracioni delovi i modeliranje stubova MDOF modelom za dinamičku analizu

vrednostima; kvazi-stalne vrednosti promenljivih dejstva su date sa:

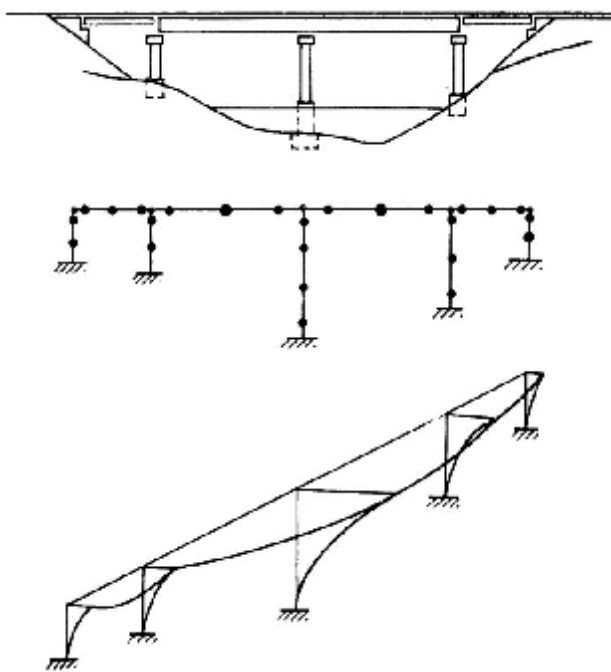
$$\psi_{21} \cdot Q_{1k} \quad (3)$$

gde je Q_{1k} karakteristična vrednost opterećenja od saobraćaja.

Za pešačke mostove i mostove sa normalnim saobraćajem $\psi_{21}=0$, a sa intenzivnim saobraćajem: za drumske mostove uzima se $\psi_{21} = 0,2$, a za železničke $\psi_{21} = 0,3$ [6].

Pri postavljanju različitih tipova ležišta menja se i vibracioni oblik delova. Npr. na sl. 10. postavljanjem za obe grede nepokretnih ležišta iznad stuba 2. delovi I i II bi bili jedna vibraciona jedinica [19]. Ako se gornja konstrukcija osloni samo na elastomerna ležišta nad stubovima onda cela konstrukcija formira jednu vibracionu jedinicu. Ove jedinice u podužnom i poprečnom pravcu mogu se razlikovati, što se vidi na sl. 11 (poprečni pravac). To se dešava zbog razlike u krutostima i ograničenjima i pomeranjima u ležištima u dva upravna pravca. Zbog toga se koriste dva posebna modela pri analizi, jedan za modeliranje ponašanja u podužnom pravcu, a drugi za poprečni pravac.

U većini slučajeva dovoljno je uticaj vertikalnih komponenti, na ležišta i veze, proceniti u svim slučajevima korišćenjem metode osnovnog tona i modela fleksibilne kolovozne ploče, što se zahteva i u EC8.



Slika 11. Modeliranje mosta MDOF modelom i odgovor u poprečnom pravcu

U Građevinskom kalendaru 2007. autor ovog rada je prikazao jedan primer primene uprošćene analize grednog mosta na SDOF sistemu prema [1]. Analiza uticaja zemljotresa sprovodi se na osnovu teorije prinudnih vibracija usled proizvoljnog pomeranja osnove. Sa poznatim pomeranjem sistema za vreme zemljotresa, može se odrediti i vremenski tok indukovanih seizmičkih sila $F_s(t)$. Sa ovim seizmičkim silama, sile u preseccima

konstrukcije u bilo kojem trenutku t_k , mogu se odrediti uobičajenim metodama statike konstrukcija. Za sisteme sa više stepeni slobode (MDOF) verovatna maksimalna vrednost uticaja od dejstava sračunava se kao kvadratni koren zbira kvadrata modalnih odgovora (SRSS-pravilo). Kada su dva tona imaju bliske sopstvene periode upotrebljava se kompletna kvadratna kombinacija [6]. Maksimalni uticaji od dejstava usled simultane pojave seizmičkih dejstava duž horizontalnih X i Y i vertikalne ose Z može se proceniti iz maksimalnih uticaja nezavisnih seizmičkih dejstava duž svake ose ili najnepovoljniju od kombinacija zbira cele vrednosti u korespondentnom pravcu i po 0,30 za ostala dva pravca [6] i [14].

Primenjeni metod analize zavisi od složenosti konstrukcije mosta i geotehničkih uslova lokacije. Za obične mostove preporučuje se provera sigurnosti primenom ekvivalentne statičke analize, a za složene mostove preporučuje se elastična dinamička analiza. Pri dinamičkim analizama uvodi se dinamičko dejstvo na konstrukciju koje zavisi i od njenih dinamičkih karakteristika: period svojstvenih vibracija, oblika vibracije i koeficijenta prigušenja, kao i od: brzina kretanja tla u toku zemljotresa, puteva i svojstava seizmičkih talasa. Zemljotresno opterećenje zadaje se najčešće u obliku spektra odgovora sa najvećim vrednostima pomeranja tla $d_g(t)$, brzinu tla $v_g(t)$, i ubrzanje tla $a_g(t)$ vrednosti koje se dobijaju iz vremenskog zapisa zemljotresa. Spektri odgovora imaju prag za duži period (ATC-SAD i NZ) a ostale su iz više linija. Predlog ATC ima odvojene krive za pomeranja i sile, samo NZ propisi daju ne-elastične spektre odgovora [31]. Šire je o projektovanju i elastičnoj analizi mostova pisano u radovima [1], [7] i [14].

Kao što je poznato, AB konstrukcije se proračunavaju po Teoriji elastičnosti iako se ponašaju kao nelinearni modeli zbog:

- obrazovanja normalnih i kosih prslina,
- plastičnih deformacija betona,
- izduženja armature pri višim fazama opterećenja.

Pomenuti fenomeni dovode do smanjenja krivine AB elemenata, povećanja periode svojstvenih vibracija i disipacije energije čime se smanjuju seizmičke sile. Međutim, to može rezultirati značajnim povećanjem deformacija što uslovljava tačniju, tj. nelinearnu analizu ako su u pitanju značajni mostovi većih raspona. Ova analiza se ovde neće šire prikazivati zbog obima rada ali se ona pojavljuje u mnogim radovima poslednjih godina.

Za FIB Simpozijum 2007, održan u Dubrovniku, V. Bardakis i M. Fardis su pripremili rad: Linear vs nonlinear seismic response analysis of concrete bridges (str. 513-520). U njemu je prikazano nelinearno modeliranje za 3D analizu seizmičkog odgovora AB mosta sa kontinualnom prethodno napregnutom rasponskom konstrukcijom, monolitno vezanom sa stubovima. Program obuhvata, pune ili šuplje pravougaone i kružne stubove koji su posmatrani sa koncentracijom elastičnih deformacija na krajevima, a efektivne elastične krutosti da su jednake sekantnoj krutosti pri tečenju krajnjih preseka. Rasponska konstrukcija je diskretizovana podužno kao serija nelinearnih elemenata sa odnosom moment-krivina prethodno napregnutih preseka. Analiziran je most regularne konstrukcije sa pet raspona sa kružnim

stubovima i sa tri polja sa slobodnim konzolama sa šupljim pravougaonim stubovima izložene su vršnim akceleracijama od 0,25g, 0,35g i 0,45g u podužnom i poprečnom pravcu.

Deformacije kolovozne table i stubova dobijene iz elastične modalne analize upoređene su sa ne-elastičnim deformacijama iz nelinearne direktne dinamičke analize (vremenske istorije). pokazalo se da elastična spektralna analiza sa 5% prigušenja daje zadovoljavajuće rezultate za procenu zahtevane rotacije plastičnih zglobova u stubovima. Ovaj zaključak je od praktičnog značaja za projektantsku praksu kojoj je elastična analiza dostupnija i lakša, a daje zadovoljavajuće rezultate za mostove sa regularnom konstrukcijom. Ipak, rezultati elastične analize donekle potcenjuju deformacije rasponske konstrukcije posle dekompresije, što nije od osobite praktične važnosti jer se tečenje armature i kablova u kolovoznoj konstrukciji javlja samo kod veoma snažnih deformacija, kod kojih su deformacije relativno manje od onih određenih nelinearnom dinamičkom analizom.

Iako se AB konstrukcije ponašaju kao fizički nelinearni modeli zbog degradacije krutosti (uticaj prslina) koja doprinosi povećanju perioda svojstvenih vibracija i disipaciji energije, što doprinosi smanjenju seizmičkih sila. Zbog naizmjenične promene znaka zavisnost sila – pomeranje se predstavlja histerezisnim petljama, koje se mogu uvesti uprošćenim modelima (linearna promena umesto krivolinijske) [6] i [19].

U Pravilniku za inženjerske objekte [26] mostovi i vijadukti raspona preko 50 m i visina stubova preko 30m svrstavaju u objekte van kategorije. Ostali mostovi spadaju u objekte I kategorije. Konstrukcija se proračunavaju za zemljotrese Z_1 i Z_2 . Projektni zemljotres Z_1 je najjači očekivani zemljotres koji može da se dogodi u eksploatacionom periodu mosta. On se može dogoditi jedanput u 100 godina sa verovatnoćom pojave od 70%, za objekte van kategorije. Zemljotres Z_2 je onaj zemljotres koji može pogoditi objekat u bilo kom vremenskom periodu i koji se može dostići jedanput u 1000 godina sa verovatnoćom pojave od 70%.

Za mostove I kategorije zahteva se proračun spektralnom metodom, kao i za objekte van kategorije za fazu idejnog projekta. Za postelastičnu analizu za objekte van kategorije zahteva se korišćenje vremenske istorije ubrzanja tla očekivanog zemljotresa na lokaciji objekta koji se projektuje. Za ove konstrukcije sprovodi se analiza i za idejni i glavni projekat za dejstvo zemljotresa Z_1 i Z_2 . Za zemljotres Z_1 zahteva se da konstrukcija ostane u operativnom stanju bez oštećenja konstrukcije, ali sa malim oštećenjima na nekonstrukcijskim delovima. Za zemljotres Z_2 dozvoljena je pojava oštećenja konstrukcije ali se ne dopušta ni delimično rušenje, a komponente odgovorne za nesmetano funkcionisanje mosta moraju biti operativno sposobne. Stepem seizmičke zaštite se određuje na osnovu dopuštenih napona ili koeficijenata sigurnosti za određenu kombinaciju.

Posle donošenja dokumenta EN 1998-deo 2 [6] koji se odnosi na mostove i u zemljama Evropske unije počelo je donošenje Nacionalnih dokumenata sa parametrima što i nas očekuje ukoliko se želi uključivanje za rad na tom tržištu. Prema EC8-2 pri analizi mostova uvodi se faktor značaja mosta prema sledećim kategorijama: Veći od prosečnog (1,30);

Prosečan (1,0), i manji od prosečnog 0,85 (u Predstandardu je bilo 0,70). U većini slučajeva koriste se dva posebna modela u analizi jedan za podužni a drugi za poprečni pravac. Vertikalnu komponentu seizmičkog dejstva neophodno je razmatrati u slučaju prethodno napregnutih kolovoznih ploča većih raspona. Uticaj vertikalnih komponenti na ležišta i veze moraju se proceniti metodom osnovnog tona i modela fleksibilne kolovozne ploče [12].

Okvirni sistem mosta mora biti sposoban da apsorbuje i disipira energiju bez degradacije pri podvrgavanju brojnim cikličnim deformacijama. Disipacija energije odvija se u zonama plastičnih zglobova povezana sa ne-elastičnim svojstvima iskazanih putem duktilnosti.

5 DUKTILNOST I METODA PROGRAMIRANOG PONAŠANJA SA ASPEKTA KAPACITETA

U tehničkim propisima N. Zelanda je prvo uveden metod duktilnosti i projektovanja metodom programiranog ponašanja (MPP) sa aspekta kapaciteta, i među prvima su uveli i metodu performansi. U knjizi Bridge Manual [2] navodi se da je na Novom Zelandu već 1992. godine zahtevano se da se most povoljno ponaša i da zadrži funkciju posle seizmičkog događaja što se smatra početkom primene metode projektovanja zasnovane na performansama. To je uticalo da kasnije i druge zemlje uvedu ovaj koncept o kojem će kasnije biti reči.

U istom dokumentu uslovljava se da se pri analizi od dejstvima uvedu: odnos horizontalna sila-ukupno pomeranje centra mase, silu i pomeranje pri granicu tečenja/popuštanja, i duktilnost pomeranja (μ), tj. obezbedi razvoj plastičnog mehanizma. Zahteva se da duktilne konstrukcije moraju obezbediti faktor duktilnosti bar šest kroz najmanje četiri ciklusa do maksimalnog proračunskog pomeranja, sa ne više od 20% redukcije horizontalne otpornosti. U cilju određivanja proračunskog opterećenja, duktilnost se ograničava na najviše šest.

Delimično duktilne konstrukcije su one gde se plastični mehanizam formira samo na delu konstrukcije, tako da se posle popuštanja javi veće ojačanje (značajan nagib na krivu sila-pomeranje). Za I tip se prava produžava do proračunskog pomeranja, a za II tip mehanizam se formira sa drugim pomeranjem, ali se opterećenje ne može predvideti ako je pod uticajem zglobova u stubovima.

Konstrukcije sa ograničenom zahtevanom duktilnošću klasifikuju se kao duktilne i delimično duktilne ali su takve da čvrstoća pri popuštanju prekoračuje proračunsko opterećenje, a konsekventno tome zahtevana duktilnost manja je od šest. Konstrukcije sa ograničenom duktilnošću se mogu klasifikovati kao duktilne i delimično duktilne ali su takvih dimenzija ili detalja da je kapacitet duktilnosti manji od šest. Proračunsko opterećenje se određuje iz krivih spektra odgovora za seizmički hazard.

Elastične konstrukcije ostaju elastične do ili iznad proračunskog opterećenja. Mogu imati ili nemati malu rezervu duktilnosti posle dostizanja kapaciteta nosivosti, što iako nepoželjno može biti neizbežno. U ovom slučaju oblikovanje detalja može biti nižeg stepena nego kod

post-elastičnog ponašanja, a rizik od loma nije veći nego kod duktilnih konstrukcija.

Konstrukcije sa mehaničkim uređajima za disipaciju energije, mogu biti duktilne, delimično duktilne ili sa ograničenom zahtevanom duktilnošću, zavisno od tipa disipatora ili obima korišćenja. Konstrukcije „zatvorene u tlu“ su elastične - koje se odnose na integritet pristupnog materijala oporcima, obično za podužnu seizmičku otpornost. Pretpostavlja se da se kreće pod ubrzanjem tla.

Konstrukcije na stubovima koji se ljuljaju su duktilne konstrukcije u kojima se širenje temeljne stope teži podizanju ka suprotnoj ivici a deformacije tla i efekti udara obezbeđuju disipaciju energije. U nedostatku eksperimentalnih podataka ili iskustva sa ovim sistemom primenjuje se maksimalna vrednost $\mu=3$, a uvođenje većih vrednosti se moraju posebno opravdati.

Pojedine odredbe tehničkih propisa i preporuka dopuštaju da se vrednosti dobijene iz elastičnog odgovora konstrukcije mosta, dele se faktorom ponašanja q prema EC 8, ili faktorom R u SAD, da bi se procenio njen nelinearni odgovor. Vrednosti za ove faktore dati su u [6], [12] i [14]. Zavisno od elementa koji se posmatra i ponašanja (ograničeno duktilno ili duktilno) vrednost $q \leq 3,5$. Prema odredbama ATC-32 prikazanim u [12], koriste se analitičke metode: elastična statička analiza (ESA), elastična dinamička analiza (EDA), ne-elastična statička analiza (ISA), i ne-elastična dinamička analiza (IDA). U EN 1998-2 [6] dopušta se primena ESA, uz upotrebu pomenutog faktora ponašanja q , za procenu njenog nelinearnog odgovora. U tu svrhu mora biti obezbeđena adekvatna duktilnost elemenata koja se procenjuje na osnovu duktilnosti

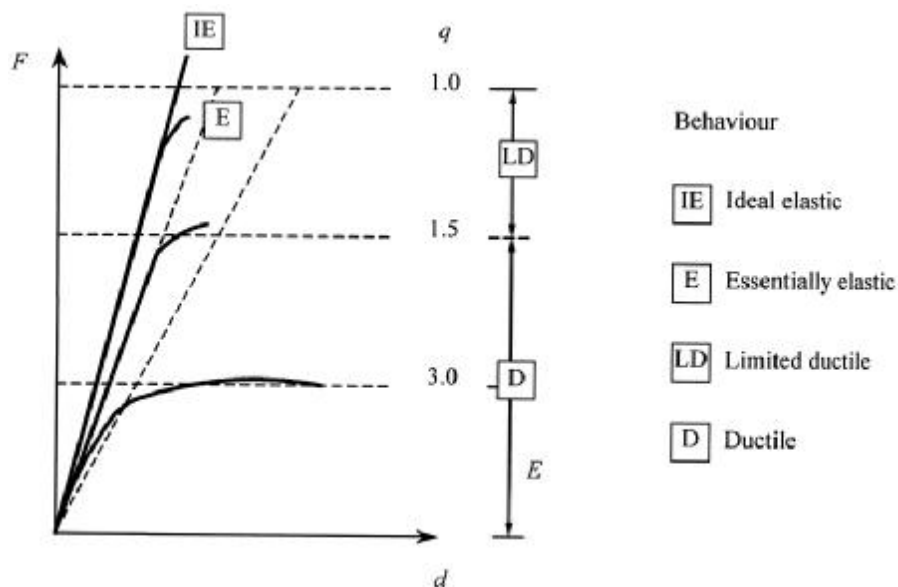
pomeranja (odnos pomeranja pri lomu i početku tečenja). U takvim okolnostima konstrukcija se može projektovati po metodi programiranog ponašanja sa aspekta kapaciteta (MPP). U tom smislu može se planirati redosled formiranja plastičnih zglobova u stubovima (kod mostova nije dopušteno u rasponskoj konstrukciji).

U SAD zahtevani nivoi tačnosti analize se menjaju saglasno kategoriji mosta, tipu konfiguracije i nivou procene. Konfiguracija Tipa I uključuje mostove sa jednostavnim karakteristikama i kontinualne mostove, uravnoteženih raspona, oslonačke stubove sa ujednačenim krutostima, dok se vertikalni odgovor mosta može zanemariti. Konfiguracija Tipa II uključuje mostove sa kompleksnijim karakteristikama i složenim odgovorom, uključivši i mostove sa zglobovima u polju, neregularne konfiguracije, mostove izražene zakosenosti i velikih raspona kod kojih je moguća i vertikalna pobuda. EDA i ESA primenjuje se za modele sa krutom kolovoznom pločom, savitljivim pločama i za pojedinačne modele stubova, a koriste se i u EC 8-deo 2.

U Japanu a i u većini razvijenih zemalja za analizu konstrukcije mostova koriste se sledeće metode analize: Linearna statička analiza (ESA); Linearna modalno spektralna analiza; Nelinearna statička analiza-ISA (poznata pod imenom "pushover" analiza), EDA i Nelinearna dinamička-IDA (vremenska analiza). Nelinearna analiza koristi se samo za izuzetno značajne mostove specijalnih sistema i velikih raspona. Metode se biraju prema konceptualnom rešenju (tabela 1), tj. kompleksnosti konstrukcije mosta, kao primer navode se minimalni zahtevi za izbor metode analize. U tom smislu koristiti i preporuke drugih zemalja analizirane u [12].

Tabela 1. Minimum zahtevanih analiza prema JRA (Japansko društvo za puteve)

Kategorija mosta	Funkcionalnost	Sigurnost
Mostovi sa jednostavnim karakteristikama odgovora	ESA	ISA
Mostovi sa kompleksnim odgovorom	Ekvivalentna statička analiza(ESA) primenljiva	ESA i EDA
	ESA nije primenljiva	EDA i IDA



Slika 12. Seizmičko ponašanje: elastično (E), idealno elastično (IE), ograničeno duktilno (LD) i duktilno (D), prema [6]

Tabela 2. Maksimalne vrednosti faktora ponašanja q , prema [6]

Duktilni elementi	Seizmičko ponašanje	
	Ograničeno duktilno	Duktilno
Armiranobetonski međustubovi (stubovi)		
Vertikalni stubovi pri savijanju	1.5	$3.5\lambda (\alpha_s)$
Kosi podupirači pri savijanju	1.2	$2.1\lambda (\alpha_s)$
Čelični stubovi		
Vertikalni stubovi pri savijanju	1.5	3.5
Kosi podupirači pri savijanju	1.2	2.0
Stubovi sa normalnim ukrućenjem	1.5	2.5
Stubovi sa ekscentričnim ukrućenjem	–	3.5
Obalni stubovi		
– uopšte	1.5	1.5
– integrisani sa konstrukcijom	1.0	1.0
Lukovi	1.2	2.0

* $a_s=L / h$ je odnos smicanja stuba, gde je L rastojanje plastičnog zgloba od nulte tačke M , a h visina poprečnog preseka u pravcu savijanja plastičnog zgloba.

Za $a_s \geq 3.5$ $I (\alpha_s)=1.0$

$3 > a_s \leq 1.0$ $I (\alpha_s)=\sqrt{a_s/3}$

Napomena: Za stubove pravougaonog preseka, gde pod seizmičkim dejstvom u globalnom pravcu koji se razmatra, pritisnuta zona ima trougaoni oblik, minimalna vrednost a_s koja korespondira dvema stranama preseka, se mora uvesti.

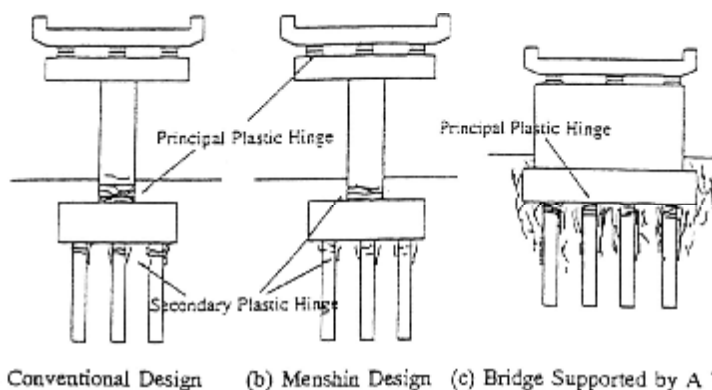
U Novom Zelandu se koriste ESA, EDA i IDA. Slično je i u normama Caltrans samo se umesto IDA koristi ISA. U Japanu se takođe koriste analitičke metode zavisno od konfiguracije konstrukcije, a prema ATC - otpornost mostova se proverava preko duktilnosti i maksimalne nosivosti.

U zonama visoke seizmičnosti radi racionalnosti projektuju se konstrukcije sa duktilnim ponašanjem [6], a u ostalim zonama sa ograničenom duktilnošću (slika 12). Vidi se da je na vertikalni naznačena granica ograničene duktilnosti i duktilnih konstrukcija. Ovaj dijagram [6] je znatno jednostavniji od nekih drugih tehničkih propisa, kao npr. N. Zelanda [2]. Vrednosti faktora ponašanja prema EN 1998-deo 2 za pojedine elemente su dati u tabeli 2. Samo kada se sva seizmička aktivnost prenosi na elastomerna ležišta fleksibilnost ležišta uslovljava elastično ponašanje stubova $q=1,0$, kao i kod mostova sa krutim osloncima [27]. Za duktilne i ograničeno duktilne konstrukcije redukcija torziona krutosti kolovozne ploče u odnosu na krutost neisprskalog preseka: za otvorene preseke i ploče može se zanemariti; za prethodno napregnute sandučaste preseke uvodi se sa 50% , a za AB sandučaste preseke 30% one neisprskalog preseka.

Mostovi čija konstrukcija sledi ekscentrično horizontalne seizmičke sile bez značajne amplifikacije horizontalnih pokreta tla i imaju niske vrednosti svojstvenih perioda $T \leq 0.03$ s. Inercijalni odgovor ovakvih konstrukcija u horizontalnom pravcu može se proceniti koristeći proračunsku vrednost akceleracije tla i $q=1.0$. Oporci fleksibilno povezani sa kolovoznom tablom ne spadaju u ovu kategoriju.

Konstrukcije mostova sa ekscentričnom horizontalnom kolovoznom tablom kruto vezanom na oba oporca (monolitno izvedeni ili nepokretno oslonjena ili vezana) mogu se svrstati u prethodnu kategoriju, bez provere svojstvene periode, ukoliko su poprečno obuhvaćen sa najmanje 80% njene površine na krutu formaciju tla. Ako ovaj uslov nije ispunjen, interakcija sa tlom, na oporcima se uvodi u proračunski model, sa realnim parametrima krutosti tla. Kada je $T > 0.03$ s uvodi se normalni spektralni odgovor ubrzanja sa $q=1.5$ [6].

U Japanu su uslovi za projektovanje mostova potpuno izmenjeni 1996. g. (posle razornog zemljotresa Kobe 1995.) a zatim 2000. g. [12], tako da se sa pristupa zasnovanog na seizmičkom koeficijentu, prešlo na metodu zasnovanu na duktilnosti. Osnovna razlika je u eksplicitnom uvođenju dva nivoa projektovanja koji se



Slika 13. Mesta formiranja plastičnih zglobova, a) konvencionalna metoda, b) sa seizmičkom izolacijom, c) most sa zidom umesto stuba

sastoje i od seizmičkog koeficijenta i duktilnosti. U metodi zasnovanoj na duktilnosti razmatraju se dva tipa zemljotresa. Tip I se odnosi na pokrete tla za zemljotres sa magnitudom oko 8, dok se Tip II odnosi na zemljotrese sa magnitudom od oko 7 do 7.2 na malom odstojanju. U metodi seizmičkog koeficijenta, koji varira između 0.2 i 0.3 koristi se metod dopuštenih napona. Uključen je i metod projektovanja zasnovan na pomeranjima, uz pretpostavku da se plastični zglobovi prvo formiraju u podnožju stubova, za razliku od zgrada kod kojih je to dopušteno na krajevima greda, kod mostova nije dopušteno formiranje plastičnih zglobova u rasponskoj konstrukciji. U ovu regulativu uključen je metod projektovanja zasnovan na pomeranjima, uz pretpostavku da se plastični zglobovi prvo formiraju u podnožju stubova kako je to pokazano na slici 13a i na primeni principa jednakosti energija. Ostala objašnjenja su data ispod slike.

U poređna analiza nekih propisa sa Evrokodom i našom regulativom data je u radovima [16] i [17]. Ovde se navode neke od tih odredbi. U EC 8 predviđeno je za određivanje proračunskog seizmičkog dejstva duktilno ponašanje ili ograničeno duktilno (u suštini elastično). Za duktilno ponašanje faktor ponašanja q iznosi 1.0-3.5, 1.0 i 2.0 za AB stubove, obalne stubove i lukove, respektivno. U AASTHO, ovaj faktor zavisi od tipa stubova i važnosti mosta - 1.5, 1.5-3.5, i 2.0-5.0 za kritične mostove, mostove od osobite važnosti i ostale mostove, respektivno. Međutim, za vezu rasponske konstrukcije i obalnih stubova vrednost ovog faktora uzima se da je 0.8. Drugim postupkom određuju se odgovori po pomeranjima, momentima ili ubrzanjima, u različitim tačkama konstrukcije, za svaki ton za određeni spektar i određeno prigušenje za različite tonove, a zatim se superponiraju vrednosti različitih tonova da bi dobili zadovoljavajuću tačnost.

U tehničkim propisima Novog Zelanda zahteva se primena MPP sa aspekta kapaciteta za sve konstrukcije kod kojih se seizmički uticaji određuju usvajajući faktor duktilnosti veći od 3.0. Seizmički proračunski koeficijent uzima u obzir faktor duktilnosti, uslove tla i period vibracija konstrukcije. Odgovor mostova oslonjenih na vertikalne stubove i povezanih kolovoznom pločom zavisi od stepena povezanosti. Može biti potrebno da se odgovor ovakvih mostova određuje korišćenjem MDOF modela čak i kada je svaki stub prikazan kao sistem sa jednim stepenom slobode. U slučaju slabog sprejanja

stubova, svaki od njih se može nezavisno tretirati i analizirati na SDOF modelu. Odgovor mostova u poprečnom pravcu je, po pravilu, znatno kritičniji nego u podužnom pravcu.

U radu [28] prikazan je način razvoja realnije procene faktora ponašanja q . Maksimalna vrednost se zadaje razmatrajući duktilnost pomeranja „nominalnog“ stuba uklještenog u osloncu (dnu) i kruto povezan sa kolovoznom konstrukcijom, koja predstavlja proizvod tabelarnih vrednosti i redukcionog faktora koji se dobija iz izraza:

$$(K_{tot}/K_{nom})^{2/3} \quad (4)$$

gde su K_{tot} - ukupna horizontalna krutost stuba u posmatranom pravcu, a K_{nom} nominalna horizontalna krutost.

Za duže periode vibracija $T > 1$ sec kojima pripada većina mostova uvodi se faktor redukcije $q = m_D$. Za nominalne stubove konstrukcijska duktilnost pomeranja jednaka je duktilnosti pomeranja stubova m_D . Fleksibilnost naglavne grede osloničkih okvira sa više stubova, efekti stope ili osloničke fleksibilnosti dodatno utiču na duktilnost okna šipa. Nosivost se određuje sa elastičnim pomeranjima pod malim krutostima na smicanje:

$$m_D = 1 + (m_D - 1)/(1 + f_a) \text{ ili } m_D = (m_D - 1)(1 + f_a) + 1 \quad (5)$$

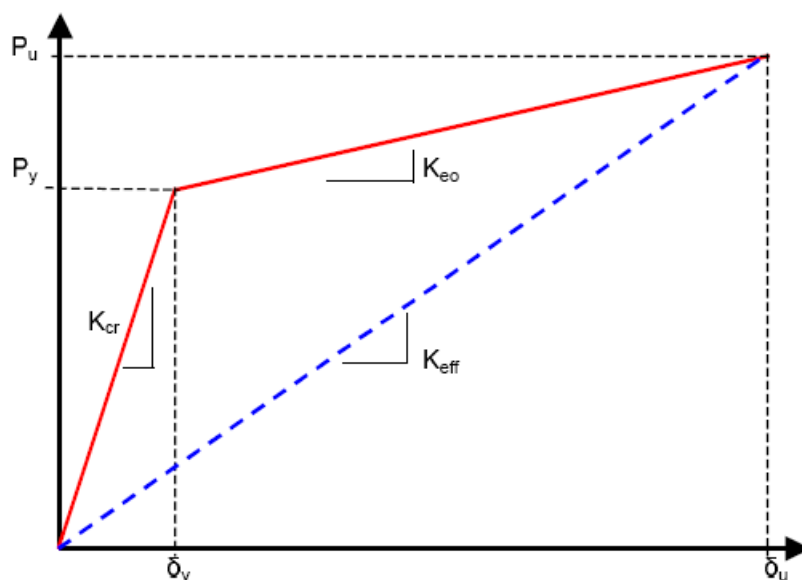
gde je: $f_a = d_a/d_c$ faktor usled dodatnih elastičnih komponenti pomeranja pri tečenju, izazvano bilo gde u krutim vezama stubova; d_a je pomeranje pri tečenju pod dodatnim elastičnim komponentama, a d_c pomeranje na granici tečenja u stubovima.

Kada je $d_c = d_a$, $f_a = 1$ i $m_D = m_D$ javlja se za nominalne stubove.

Krutost nominalnog stuba je isti kao kod uklještenog stuba koji „radi“ kao konzola u poprečnom pravcu u odnosu na osu mosta. Kada su to fleksibilne komponente, krutost se menja prema:

$$1/K_{tot} = 1/K_{stubova} + 1/K_{ležišta} + 1/K_{temelja} \quad (6)$$

gde su K_{tot} je ukupna krutost stuba; $K_{stubova}$ je krutost stubova okvira (rama); $K_{ležišta}$ je ukupna krutost ležišta na smicanje, a $K_{temelja}$ je krutost temelja, temelja na šipovima ili okna šipova.

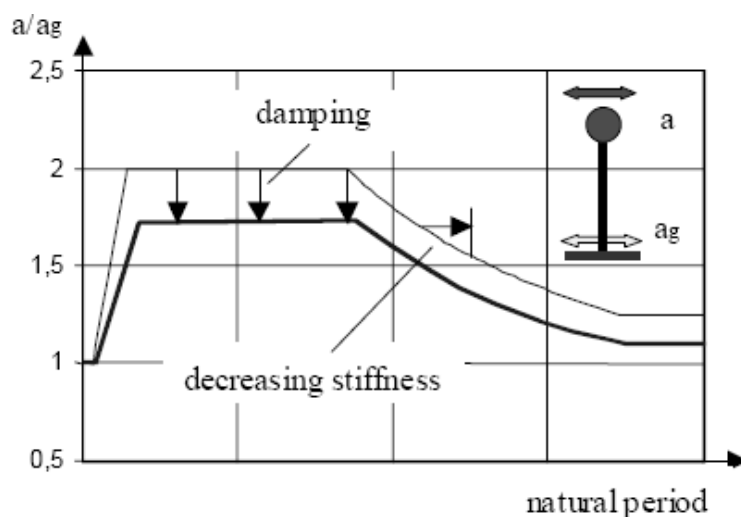


Slika 14. Zamenjujuća konstrukcijska svojstva za faktor ponašanja [28]

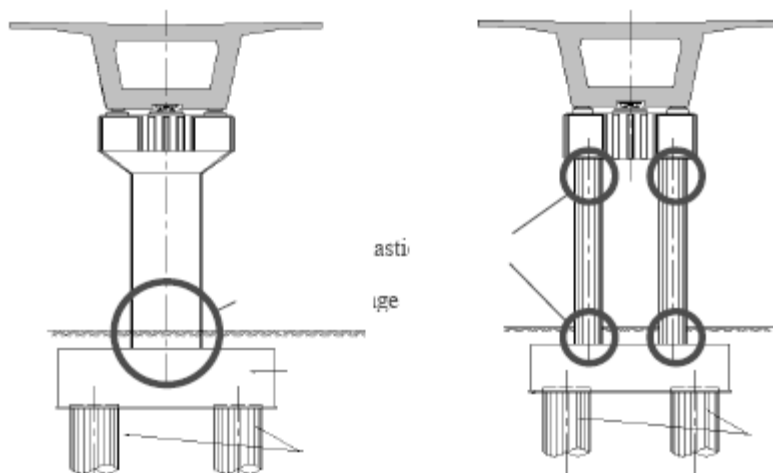
Krutost naglavice (stope) šipa se određuje prema [6] ili postavljanjem opruga u konstrukcijski model. Gornja jednačina se koristi za razvoj metode projektovanja, zasnovano na pomeranjima, i dobijanje odgovarajućih rezultata. U tom cilju mogu se upotrebiti softverski paketi, kao npr. SAP 2000 uz korišćenje dijagrama zavisnosti horizontalne sile i pomeranja prikazanom na slici 14. Pri tome indeks „u“ se odnosi na graničnu vrednost, a „y“ na granicu tečenja (popuštanja). Primer analize prikazan je u radu [28].

Provera prslina je dodatni zahtev provere graničnog stanja upotrebljivosti (GSU) da bi se izbegla prekomerna oštećenja pod umerenim zemljotresima i produžio vek upotrebljivosti. U radu [29] istraživana su dva tipa stubova za prosto oslonjene mostove: prvi je pojedinačni

stub sa umerenim stepenom duktilnosti (1,5), a drugi sa više stubova sa visokim stepenom duktilnosti veće od 3,0 (slika 16). Uprkos opadanju ukupne mase kojima su proporcionalne seizmičke sile, dve mogućnosti su naznačene na slici 15 sa tipičnim spektrima odgovora koji se zadaju u tehničkim propisima. Povećanje svojstvene periode konstrukcije kroz redukciju ukupne krutosti (uvodeći u analizu fleksibilnost temelja) dovodi do smanjenja ubrzanja konstrukcije. Međutim, donja granica krutosti konstrukcije se zadaju sa posebnim graničnim uslovima tla, zahtevima po pomeranjima ili dimenzijama konstrukcije. Drugi način je ugrađivanje uređaja za redukciju unosa seizmičkih sila ili unutrašnje prigušenje usled nelinearnih svojstava materijala.



Slika 15. Ponašanje konstrukcije pod zemljotresnom pobudom sa opadajućom krutošću [29]



Slika 16. Tipovi donjeg stroja: pojedinačni stub (levo) i sa više stubova (desno) sa naznačenim mestima za formiranje plastičnih zglobova, prema [29]

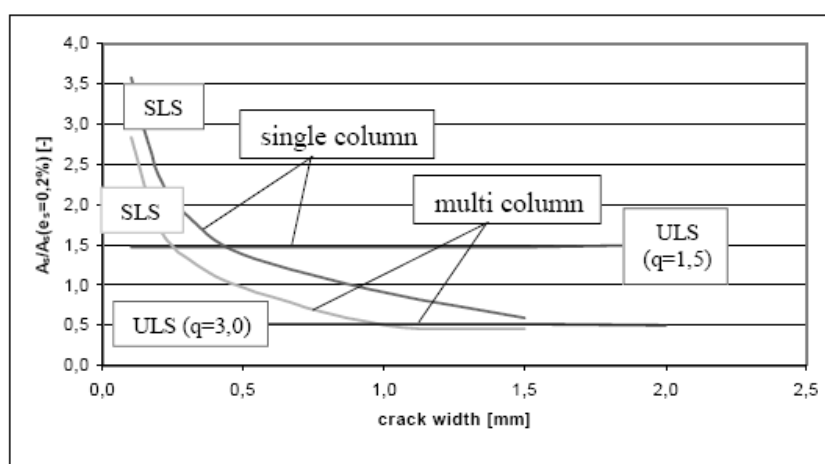
Uobičajeno je da se za graničnu deformaciju armature usvaja tačka sa 0,2% dilatacija i ispod nje je armatura zaštićena od tečenja. Uticaj zahtevane armature za dva tipa donjeg stroja (sl. 16) prikazan je na slici 17, za granično stanje nosivosti, za različite vrednosti duktilnosti, i za GSU usvajajući pomenutu graničnu dilatacija u čeliku od 0,20%.

Zaključeno je da je sistem sa više stubova definiše GSU kada duktilnost postane veća od 2,0. Za duktilnost od 3,0 zahtevana armatura dobija dvostruku vrednost od one za graničnu nosivost iako je pobuda slična ($EQ_{SLS}=1/3 EQ_{ULS}$, redukcija EQ_{ULS} do 1/3 zbog razlika duktilnosti). Armatura pojedinačnog stuba određena je graničnom nosivošću sve do duktilnosti od 2,0. Za istu duktilnost pojedinačni stub uslovljava manju količinu armature nego za donji stroj sa više stubova. Međutim, za umerenu duktilnost (1,5) jednog stuba i 3,0 za više stubova, za donji stroj, GSU određuje količinu sa više stubova koja je veća nego kod jednog stuba koji se definiše graničnom nosivošću. Više o ovom problemu dato je u [29]. Poslednjih godina sve više se primenjuje metoda projektovanja zasnovana na performansama, naročito za mostove na značajnim saobraćajnicama.

6 PROJEKTOVANJE ZASNOVANE NA PERFORMANSAMA

Kako je ranije naglašeno već 1992. g. je u propisima N. Zelanda uveden aspekt performansi. Ponašanje konstrukcija zavisi od snage zemljotresa i povratnog perioda, a mostovi se kategorišu prema njihovom značaju i naznačenom riziku. To je ustvari početak primene metode performansi u projektovanje mostova. Seizmičke performanse su:

- da posle proračunskog zemljotresa most bude upotrebljiv za interventni saobraćaj, a privremena oštećenja popravljiva. Trajnom sanacijom se obezbeđuje nosivost za vozila i zemljotres,
- za zemljotres slabiji od proračunskog dozvoljavaju se mala oštećenja i ne sme biti prekinut saobraćaj,
- posle zemljotresnog događaja jačeg od proračunskog most se ne sme srušiti, a oštećenja mogu biti znatna, ali se uslovljava da omogući interventni saobraćaj posle kratkotrajne sanacije, kao i stalnu sanaciju.



Slika 17. Zahtevana armatura prema dopuštenim širinama prslina/granične dilatacije, za samostalni stub i više stubova, [29]

U seizmičkom području podložnom likvefakciji ili blizu aktivnog raseda sa povratnim intervalom do 2000 godina, mora se računati sa velikim pomeranjima i sleganjima, rotacijom i translacijom stubova. Pored praktičnih i ekonomskih potrebno je razmatrati i sociološke konsekvence radi smanjenja njihovih uticaja.

Noviji tehnički propisi uvode proveru performansi koje se povezuju sa upotrebljivošću i fizičkim oštećenjem mostova. U SAD se u [3], [4] i [11] zahtevi za performanse izražavaju preko kriterijuma:

1. Upotrebljivost (funkcionalnost)
 - trenutna upotrebljivost posle zemljotresa, ili
 - ograničena upotrebljivost (redukovanje saobraćajnih traka ili ograničenje samo na interventna vozila), a puni saobraćaj je moguće uspostaviti u roku koji nije duži od mesec dana od zemljotresa.
2. Oštećenja
 - minimum oštećenja-elastično ponašanje,
 - popravljiva oštećenja sa minimalnim rizikom gubitka funkcionalnosti,
 - značajna oštećenja sa minimalnim rizikom od rušenja ali zahteva brzu sanaciju.

Zahtevani nivo performansi zavisi od značaja - ranga mosta. Aseizmičkim projektovanjem se obezbeđuje odgovarajući nivo funkcionalnosti bez prekoračenja dopuštenog nivoa oštećenja. To se može postići obezbeđenjem odgovarajuće nosivosti i kapaciteta deformisanja konstrukcije i njenih elemenata. U tehničke uslova za projektovanje Caltrans [3], za jedan nivo zaštite "sprečavanje loma," uključuju se:

1. Seizmičke sile nivoa definisanog elastičnim spektrima odgovora (ARS),
2. Analiza uticaja od multimodalnih spektara odgovora razmatrajući krute obalne stubove,
3. Faktor duktilnosti i rizika (za elemente projektovane za neelastične uticaje),
4. Adekvatno oblikovanje detalja.

Preporučuje se da skup elastičnih projektnih spektralnih (krivih ARS) uključe ubrzanje na steni normalizovanih sa 5% prigušenja i faktorom amplifikacije. Za obične mostove sa dobro izbalansiranim rasponima i krutostima stubova, koristi se ekvivalentna statička analiza sa ARS pomnoženih težinom mosta nanete u težištu kompletne konstrukcije. Za obične mostove sa izraženom neregularnošću geometrije, preporučuje se dinamička multi-modalna analiza.

Pristup sa duktilnošću pomeranja u Caltrans-u [3] sadrži četiri projektna kriterijuma:

1. Zahtevana duktilnost mora biti manja od raspoložive,
2. Raspoloživo zahtevano lokalno pomeranje svakog elementa je ograničeno na vrednost određene iz laboratorijskih rezultata i beleženja ranijeg ponašanja,
3. Da bi se redukovao rizik od lokalnog loma zahteva se minimalni kapacitet duktilnosti na svim mestima gde se mogu javiti ne-elastična deformacije usled zemljotresa.
4. Mora se obezbediti adekvatna nosivost da bi se eliminisao neduktilni oblik loma.

Uobičajeni zahtevi za aseizmičko projektovanje mostova su [15]:

- za slabe i srednje zemljotrese odgovor konstrukcije mora biti u elastičnom domenu bez velikih oštećenja,
- za snažne zemljotrese mora se sprečiti delimični i/ili potpuni lom ali se dozvoljava pojava oštećenja na mestima koja su dostupna za pregled i popravke,
- u projektovanju koristiti realne podatke o intenzitetu i seizmičkim pokretima tla.

U EC8-2 filozofija projektovanja seizmički otpornih mostova ima za cilj da se za projektni zemljotres, očuva komunikacija posle zemljotresnog događaja. Granično stanje nosivosti (loma) proverava se kroz mogućnost da most u proračunskom zemljotresu očuva integritet konstrukcije, pri tome neki delovi mogu biti oštećeni ali da to ne ugrožava saobraćaj nakon zemljotresa i da ti delovi budu dostupni pregledu i lako popravljivi. Dopušta se formiranje plastičnih zglobova u stubovima/ zidovima, a zahteva se da se u kolovoznoj konstrukciji ne formiraju plastični zglobovi i da pri ekstremnim pomeranjima nema ispadanja iz ležišta.

Granično stanje upotrebljivosti ispunjava se ograničenjem oštećenja. Za seizmička dejstva sa velikom verovatnoćom pojave u toku eksploatacionog veka mosta potrebno je obezbediti normalno odvijanje saobraćaja pa mogu biti samo sa malim oštećenjima. Koncept projekta usklađuje se sa funkcijom saobraćaja, a oblik konstrukcije uglavnom sa topografskim i/ili saobraćajnim zahtevima. Potrebno je uvažavati specifična pravila za obezbeđenje lokalne i ukupne duktilnosti konstrukcije. I duktilne i ograničeno duktilne konstrukcije moraju se proračunati linearnom analizom koristeći redukovani spektar odgovora. Vertikalna komponenta se, u principu, može zanemariti ako most nije posebno osetljiv na vibracije u ovom pravcu. Pored toga, rotacione komponente kretanja tla obično nisu značajne pa se i one mogu zanemariti.

Za infrastrukturne objekte je u Japanu posle zemljotresa Kobe 1995. g. uveden zahtev da se obezbede performanse i ne dozvoli rušenje ili oštećenja koja je teško sanirati čak ni pri retkim zemljotresima. To je važno za objekte koji treba da ostanu u funkciji radi pružanja pomoći područjima pogođenim zemljotresom [4], [7] i [10]. Konstrukcije ovih objekata moraju se sanirati u kratkom roku ako je snažnim udarom prekinuta. To se može sagledati iz konstrukcijskih zahteva sa sl. 18, kao savremen pristup projektovanju [8].

	U PUNOJ FUNKCIJI	U FUNKCIJI	ZASTITA ŽIVOTA	BLIZU RUŠENJA
CESTI (T=43 god)	●	×	×	×
PROJEKTI NIVO (T=72 god)		●	×	×
ZEMLJOTRESA RETKE (T=475 god)		●	×	×
VRLO RETKE (T=970 god)		●	×	×

NEODPOZITIVNE PERFORMANSE
(ZA NOVE OBJEKTE)

Slika 18. Performanse mostova za različite zemljotrese, prema preporukama u Japanu

U novim tehničkim propisima Japana i Japanskog udruženja za puteve (JRA) mostovi su klasifikovani u dve grupe zavisno od njihove važnosti-obični mostovi (Tip A) i važni mostovi (Tip B). Za srednje snažne zemljotrese sa velikom verovatnoćom pojave, oba tipa mostova moraju se ponašati elastično, bez većih oštećenja konstrukcije. Za najjače očekivane zemljotrese sa malom verovatnoćom pojave, lom konstrukcije mostova Tipa A mora se sprečiti, dok se za mostove Tipa B ograničava stepen oštećenja. Kriterijumi performansi, za Japan, dati su u tab. 3, a u SAD date su u tabeli 4.

7 UPOREDNI PREGLED NEKIH ODREDBI ZA ASEIZMIČKO PROJEKTOVANJE

U [12] i [31] je dat uporedni pregled nekih odredbi u propisima i preporukama EC 8, SAD, Novog Zelanda i Indije. Uporedni pregled nekih odredbi Kalifornijskih - SAD, Evrokoda 8 iz 2004. i Japana date su u tabeli 5 rada [31]. Tu se razmatraju novi dokumenti: AASHTO LRFD-2002, CALTRANS 2004/ACT-32 (SAD) Japana (JSCE-2000), NZS 4203-2004. Indijski propisi definišu tri stepena zemljotresa manji od proračunskog osnovnog-srednjeg (DBE) i snažni čija je magnituda jednaka maksimalnom razmatranom zemljotresu (MCE). U SAD definišu se dva nivoa prema verovatnoći pojave. Slabi, sa malom verovatnoćom da će biti premašen tokom eksploatacionog veka mosta. Snažni zemljotresi sa malom verovatnoćom pojave u eksploatacionom veku mosta.

U EC 8 uvode se dva nivoa zemljotresa. Slabi sa velikom verovatnoćom pojave i veliki sa malom verovatnoćom pojave u eksploatacionom veku mosta. U Indiji je pristup projektovanju da se most odupre slabim zemljotresima u elastičnom području, a za srednje i snažne sa rezervom nosivosti i duktilnosti. To je jedan nivo dok se ne proverí duktilnost bez rušenja. Norme AASHTO, CALTRANS, N. Zeland i EC 8 imaju isti pristup projektovanju, a ATC-32 i Japan nešto drukčiji. Značajni mostovi se projektuju sa seizmičkim koeficijentom, a proverava se duktilnost i menja se u projektovanju (dva nivoa projektovanja). Za obične mostove željene performanse su da za manja zemljotresna opterećenja obuhvata elastično. Za veće zemljotrese oblikovanjem detalja se mora obezbediti duktilnost.

Da bi se obezbedila duktilnost, tj. sprečio krti lom neophodno je zonu plastičnih zglobova posebno oblikovati armaturom. Najbolje je utegnuti je spiralama, za kružne preseke, ili gušćim uzengijama da bi se smanjio Poisson-ov efekat, tj. poprečne deformacije pri pritisku, pa se moraju ispuniti zahtevi za količinu poprečne armature i najveći razmak prema EC8-2 ili ATC i dr. Pored toga ova poprečna armatura sprečava izvijanje podužne armature. Graničnici preko kojih se deo ili ukupno seizmičko dejstvo može preneti nazivaju se seizmičke veze. Kada se koriste u kombinaciji sa ležištima treba da imaju odgovarajući zazor tako da se

aktiviraju samo u slučaju kada je prekoračeno proračunsko seizmičko pomeranje.

Oslonački elementi (međustubovi ili obalni stubovi) vezani za kolovoznu ploču preko klizajućih ili pomerljivih podmetača (klizna ležišta ili fleksibilna elastomerna ležišta) treba da ostanu u elastičnoj oblasti. Deformacija običnih elastomernih ležišta je uglavnom elastična i ne dovodi do duktilnog ponašanja. Kada se ne razvijaju plastični zglobovi, može se razmatrati neduktilno ponašanje. Elastomerna ležišta upotrebljena preko nekih oslonaca mogu izazvati određeno povećanje sile nosivosti, pri povećanju pomeranja, nakon formiranja plastičnih zglobova u ostalim oslončkim elementima. Međutim, stepen povećanja sile nosivosti trebalo bi značajno da se smanji nakon formiranja plastičnih zglobova [7].

Da bi sistem imao dovoljnu nosivost i duktilnost tako da konstrukcija može apsorbovati seizmičku energiju mora se obezbediti ne-elastično ponašanje ali tako da se ne desi da konstrukcija posle dejstva zemljotresa ne može funkcionisati ili da nije isplativa njena sanacija. U suprotnom za objekte koji treba da ostanu u funkciji posle zemljotresa primenjuje se zaštita primenom bazne izolacije i/ili dinamičke kontrole-upravljanja. Elastomerna ležišta povećavaju horizontalna pomeranja gornjeg stroja.

Temelji koji nisu na čvrstoj steni se sležu a za ekscentrično opterećenje i rotiraju. Ako se pretpostavi da su ta pomeranja elastična za dinamičko rešenje sistema uvode se konstante opruga. Iz analize deformabilnosti podloge i ležišta koja doprinosi povećanju pomeranja koja moraju biti primljena dovoljnim kapacitetom dilatacionih fuga, da bi se sprečilo ispadanje pomeranja gornjeg stroja. Fundiranje se više tretira u propisima SAD, Japana i NZ nego u ostalim propisima [31].

Za opštu stabilnost mostova od značaja je obezbeđenje dovoljnog naleganja ležišta. To se može postići dodatnim konstruktivnim merama, kao npr. formiranjem specijalnog zuba na stubu. Zub je u eksploatacionim uslovima pasivan, a u zemljotresima smicanje u ravni radne fuge doprinosi trošenju energije [19]. Opšta filozofija aseizmičkog projektovanja je slična u razmatranim propisima ali je različit pristup performansama (princip koji je nedavno usvojen), kao i MPP sem u Indiji.

U nekim slučajevima dužina seizmičkih talasa može biti reda veličine dužine mosta što može izazvati asinhronu vibraciju, tj. da susedni stubovi vibriraju u suprotnim pravcima, kako u poprečnom, tako i u podužnom pravcu. To je nepovoljnije od sinhronih vibracija posebno kod dugačkih mostova ili jednog velikog raspona, kao i u složenim geotehničkim uslovima (različitim pod susednim temeljima). Torzione efekte usled obrtanja gornje konstrukcije treba analizirati kod mostova čija je širina relativno velika u odnosu na dužinu ili kod kosih mostova. Kod kontinualnih mostova torzija izaziva na jednom delu otvaranje dilatacionih fuga, a u nekim i zatvaranje, kao i sile potiska u pravcu dijagonala.

Tabela 3. Seizmički kriterijumi performansi Japanskog društva za puteve, prema [8]

Seizmički događaj (SD)		Obični mostovi	Značajni mostovi
SD sa velikom verovatnoćom pojave		Funkcionalni	Funkcionalni
SD sa malom verovatnoćom pojave	Tip I SD	Sprečiti kritična oštećenja	Sprečiti ograničena oštećenja
	Tip II SD		

Tabela 4. Kriterijumi seizmičkih performansi prema ATC 32 (SAD) i CALTRANS (Kalifornija)

Zemljotres – Nivo seizmičkog dejstva (NSD)	Nivo eksploatacije		Nivo oštećenja	
	Obični mostovi	Važni mostovi	Obični mostovi	Važni mostovi
NSD za procenu funkc.	Trenutan	Trenutan	Popravljiva oštećenja	Minimalna oštećenja
NSD za procenu sigurnosti	Ograničen	Ograničen	Znatna oštećenja	Popravljiva oštećenja

Tabela 5. Uporedni pregled nekih odredbi za aseizmičko projektovanje

Odredbe	Caltrans (SAD)	EN 1998: 2004	Japan
1. Kriterijumi performansi	Očuvati integritet konstrukcije a za snažne zemljotrese sprečiti rušenje	Kontrola graničnog stanja loma a za snažne zemlj. i gran. stanja upotrebljiv. za česte zemljotrese	Održati stanja upotrebljiv. za male i umerene zemljotr. i sprečiti rušenje za snažne.
2. Filozofija projektovanja	Obezbeđenje kapaciteta duktilnosti a ošteć. nedukt. i nedostupnih el. sprečiti.	Dovoljna nosiv. elast. konstr. da spreči ošteć. Krti lom izbeći za sve elemente/konstrukciju	Kompon. se elast. ponašaju za česte zemljotrese. Adekv. Detaljima sprečiti oštećenja
3. Pristup projektovanju	Projektov. u jednom stepenu. Zahtevane perform. obezbed. za slabe zemljotrese	Proj. u jednom stepenu. Zahtevane performanse obezbediti za slabe zemljotrese	Uobičajeni zemljotresi i dopušteni naponi. Adekv. detaljiranjem sprečiti oštećenja
4. Seizmičko dejstvo	Elastični projektni spektri. Povratni period prema kriv. na mapama ARS bira se max. kredib. zemlj. 4 kat. tla	Norm. elast. spektri sa promenlj. periodom pojave. dop. se spektri snage. Povr. per. 475 g. sa Poiss. rasp. za razl. per. u ž. veku 5 k. tla	Elastični projektni spektri za magnitudu $8 \pm$ događaj. Povr. period nije definisan. Tri tipa tla.
5. Prigušenje	5% kritičnog.	Spektri normalizov. sa 5%.	5% kritičnog.
6. 1. Analiza-smernice	Na osnovu kompleksn. kons. Kons. za $T > 3.0s$ razm. se kao specij. slučaj	Tri tipa k. prema performansama: duktilno, ogr. duktil. i elastično	Na osnovu kompleksnosti.
6.2. Ekvivalen statička anal.	Za jedn. pod. bočno opter. i zglavkaste veze	Primenljiva za regularne mostove.	Metod reakt. sila stat. prorač. pod statič. optereć.
6.3. Elastična dinamička analiza	Multi modalna sa spektr. odgovora. 3-D, a sa konc. mas. za prost. okvire	Multi modalna sa spektrima odgovora. 3-D analiza sa koncent. mas. za prostor. okvire	Razmatraju se specijalni slučajevi.
6.4. Neelastič. statička analiz	Ne zahteva se.	Metod program. ponašanja (MPP) za duktilne konstrukcije	Razmatraju se specijalni slučajevi.
6.5. Neelastič. dinam. analiza	Nema smernica.	Dopušt. uz obavezu analize elast. spektra odg. sem za izolov. most.	Razmatraju se specijalni slučajevi.
6.6. Kombin. pravaca dejstva	Sl.1=L+0.3T Sl.2=0.3L+T	Slučaj 1=0.3L+T+0.3V Slučaj 2=L+0.3T+0.3V Slučaj 3=0.3L+0.3T+V	Podužno i poprečno opterećenje se razmatraju posebno.
7. 1. Seizmič. sile	Razmatra se duktilnost i rizik	Razmatra se klasa duktilnost i pokreta tla	Elast. sile za funkc. zem. uz podeš. duktil. za duktil. konstr.
7.2. Seiz. Pomeranja	Koristi se krutost isprskalnih elemenata.	Koristi se sekantna krutost za poč. tečenja za elem. sa plast. zglobov.	-
8.1. Betonski stub-savijanje	Gran. stanje. loma sa čvrst. mat. i popr. fakt. 1.0-1.2, zav. od aksijalnog napona	Granično stanje loma sa faktorima redukcije kapaciteta.	Poračunski dopušteni naponi uvećavaju se za 50%.
8.2. Betonski stub-smicanje	Zahtevi zasn. na MPP (30%). Doprinos smic. popr. arm. i betona. Za male aks. sile se zanem. dopr. bet. plast. zgl.	Zahteva se provera nosivosti pritisnute dijagonale, armature za prijem smicanja i klizanje.	Poračunski dopušteni naponi uvećavaju se za 50%.
9. Temelji	MPP za seiz. dejstvo i granične prorač. črstoće	Data su detaljna uputstva u delu 5. 8.	Porač. dopušt. naponi uvećani za 50%.

8 SEIZMIČKA OTPORNOST INTEGRALNIH MOSTOVA

Specijalna klasa mostova su integralni mostovi (IM), tj. mostovi bez dilatacija koji iskazuju veću trajnost od klasičnih mostova. Od interesa je i proučavanje dinamičkog ponašanja ovih mostova uz uključivanje interakcije konstrukcija – tlo i fleksibilnosti nasipa. Interakcija ima naročito značajan uticaj kod IM malih raspona sa oporcima koji podupiru zemljani nasip. Za njihovo seizmičko ponašanje jedan od najbitnijih problema je vrednovanje dinamičkog odgovora IM malih raspona sa obalnim stubovima (oporcima) koji su izloženi zemljanom pritisku nasipa iza njih. Post-zemljotresna registracija instrumenata IM ukazuju da interakcija konstrukcija-tlo i fleksibilnost nasipa može bitno modifikovati odgovor konstrukcije mosta pod uticajem srednjih ili snažnih pokreta tla [22].

Mobilizacija nasipa i ne-elastično ponašanje zemljanog materijala pod velikim smičućim deformacijama utiču na odgovor mostova sa krutom kolovoznom tablom koji dominantno zavisi od ponašanja nasipa pod podužnim i poprečnim pobudama, pa je uveden analitički dvodimenzionalni model izveden iz diferencijalne jednačine kretanja. Za aproksimaciju realnih vrednosti modula smicanja i prigušenja saglasno stepenu oštećenja može se izraziti preko magnitude dilatacija nasipa. Postupak za procenu kritične dužine nasipa iziskuje procenu mobilizacije nasipa usled interakcije sa mostom.

U radu [22] izvršena je elastična analiza uz uvođenje omekšavanja materijala i fleksibilnosti nasipa da bi se odredio dinamički odgovor pristupnog nasipa i cele konstrukcije mosta. Takođe je moguće odrediti kritičnu dužinu mobilizacije nasipa. Rezultati dobijeni primenom predloženog modela upoređeni su sa registrovanim vrednostima na instrumentima postavljeni na integralnim mostovima i pomeranjima tla u graničnim uslovima kojima se uvodi interakcija konstrukcija-tlo. Zadovoljavajuća saglasnost rezultata izmerenih pomeranja je postignuta i pri njihovom upoređenju sa detaljnom analizom na 3D modelu korišćenjem metode konačnih elemenata sprovedenih od strane (Kotsoglou, 2006) i ranije. Korišćenje aproksimacija na SDOF sistemu može se analizirati dinamički odgovor postupkom vremenske integracije.

Da bi se postigla stabilizacija mase tla oko oporaca, poslednjih godina koristi se armirana zemlja primenom geotekstila. Istraživanje seizmičke otpornosti (Nayeri, i dr. 2006)- [25] izvedeno je primenom nelinearne dinamičke analize metodom konačnih elemenata koristeći program PLAXIS. Kao ulazni podaci korišćeni su zapisi zemljotresa Kobe 1995. Pri tome je istražen odgovor mosta, na dejstvo zemljotresa blizu epicentra, uvodeći interakciju konstrukcija-tlo, tj. oporca i geosintetske zategnute armature postavljene u nasipu uz upoređenje sa nearmiranim nasipom. Istražen je simetrični integralni most bez zakošenosti i sa oporcima fundiranim na plitkim temeljima. Analizirani su rezultati za četiri tačke levo od oporca sa povećanjem dubine, u odnosu na površinu terena, za po jedan metar. Analiza je obavljena za slučaj I bez geotekstila i slučaj II. Naponi, za maksimalnu akceleraciju blizu epicentra, u zadnjem nasipu sa geotekstilom u poređenju sa onim bez armature (slučaj I) su manji nego u slučaju II.

Upoređenje vrednosti pomeranja pokazuje da su ona manja za slučaj I. Na kraju analize plastična deformacija je jednaka nuli, a za slučaj II na kraju analize plastična pomeranja povećavaju se sa povećanjem dubine tačke u odnosu na površinu terena. Usled interakcije geotekstila sa tлом dilatacije su zatežuće u slučaju II, a za slučaj I je dobijena pritiskujuća dilatacija.

Kod integralnih mostova oporci se izvode na različite načine. U SAD se primenjuju integralni oporci sa fleksibilnim H-čeličnim šipovima, ali se primenjuju i oporci fundirani na mikro-šipovima koji obezbeđuju fleksibilnost oporaca i pokretljivost usled termičkih dilatacija, i efekata tečenja i skupljanja betona glave oporaca. Ovi efekti se mogu obuhvatiti prema metodologiji prikazanoj u radu (Nicholson, 1994) prema [25]. Istraživanja alternativnih oporaca, koji se mogu primeniti kako za kratke tako i za duge integralne mostove, istraženo je i prikazano u (Mitoulou, 2006)-[24]. Alternativno rešenje kombinuje s jedne strane punu visinu rebra, čija debljina se određuje iz eksploatacionih zahteva kolovozne table i s druge strane temeljenje na mikro-šipovima koje doprinosi fleksibilnosti tankih rebara oporca i njegovih temelja. Primenjuju se odgovarajuće mere protiv efekata sprečavanja kretanja. Za dugačke mostove se takođe mogu primeniti a zahtevana pomerljivost se postiže pomenutim fundiranjem na mikro-šipovima i izborom debljine rebra. Šira analiza IM u seizmičkim područjima prikazana je u radovima [22], [24] i [25]. Pošto se očekuje njihova šira primena očekuje se da će oni biti intenzivnije istraživani u narednom periodu.

9 ZAŠTITA KONSTRUKCIJE MOSTOVA I PRIMERI PRIMENE

Konstrukcije mostova za vreme zemljotresa ponašaju se kao prostorni sistemi usled interakcije među njihovim elementima. Međutim, interakcija između nosive kolovozne konstrukcije i donjeg stroja mosta, koja se odvija preko ležišta, kako je ranije naglašeno, jedan je od glavnih fenomena koje treba analizirati. Treba proceniti koje se sile i deformacije očekuju u ležištima preko kojih se oslanja nosiva kolovozna konstrukcija na donji stroj. Takođe, od posebnog interesa za seizmičku stabilnost konstrukcije je interakcija temelja i tla. U tom cilju kod matematičkog modeliranja treba uključiti i deo tla na kojem se temelji konstrukcija mosta. U tom cilju na kontaktu između temelja i tla treba da se inkorporira tzv. „kontaktni element" sa ciljem da se simuliraju što realniji fenomeni pojave zatežućih napona ili napona usled klizanja temelja po osnovi tla.

Kontrola dinamičkog odgovora je nova filozofija u aseizmičkom projektovanju koja omogućava da se konstrukcije transformišu, iz pasivnih objekata, čije se ponašanje u potresu ne može predvideti, u aktivne subjekte sposobne da podešavaju svoje karakteristike u toku seizmičkog dejstva i na taj način da redukuju oštećenja [33]. Ovo predstavlja veliki napredak u projektovanju i zaštiti ovih važnih konstrukcija od seizmičkih dejstava uz smanjenje oštećenja na samim objektima i, što je još važnije, obezbeđenje nesmetanog odvijanja saobraćaja. Postoje dve strategije u razvoju sistema za seizmičku kontrolu:

- Strategija koja polazi od koncepta adaptibilnosti same konstrukcije i oslanja se više ili manje na klasične konstruktivne elemente, koji se kao dopunski sistem ugrađuje u osnovni konstruktivni sistem. Ovi elementi se aktiviraju u slučaju prevazilaženja unapred propisanih parametara pobude, odnosno odgovora konstrukcije, povećavaju njenu otpornost i kapacitet apsorpcije energije. Ovi sistemi nazivaju se sistemi za pasivnu kontrolu.

- Druga strategija, u kojoj je konstrukcija opremljena sa meračima i kompjuterskim sistemom, kojima se prati stanje naprezanja i deformacija u njenim elementima u toku zemljotresa i pomoću tog kompjutera i ugrađenih generatora sila snabdeveni sa spoljnim izvorom energije, preuzimaju odgovarajuće mere za kontrolu odgovora, tj. ponaša se kao „inteligentna konstrukcija“.

Poslednjih godina u porastu je zaštita konstrukcija korišćenjem pasivnih, aktivnih i hibridnih (polu-aktivnih) sistema. Sa aspekta upravljanja dele se na pasivne sisteme koji ne koriste dodatnu spoljnu energiju, i aktivno upravljive sisteme koji uslovljavaju dodatnu spoljnu energiju. Rešenja koja koriste oba sistema aktivni i pasivni nazivaju se hibridni sistemi. Koristi se i parcijalno upravljanje polu-aktivno upravljanje konstrukcija sa kontrolisanom veličinom dodatne energije kojom se povećava kapacitet apsorpcije energije sistema. Svi ovi sistemi obuhvataju više načina zaštite [3] i [34]:

- *Pasivni sistem* koristi: prigušenja podešenim masama, disipacijom energije i seizmičkom izolacijom.

- *Hibridni sistem* obuhvata: aktivnu izolaciju, polu-aktivnu izolaciju i polu-aktivno prigušenje masa.

- *Aktivni sistemi* realizuju se: aktivnim prigušenjem masa, aktivnim spregovima i prilagodljivim upravljanjem. Njima se obezbeđuje kontrolisano ponašanje objekata u zemljotresima. Relativno kretanje definiše amplitudu i pravac sila upravljanja (kontrolnih sila).

Pasivno upravljanje vibracijama konstrukcije koristi samo hardver bez senzora i upravljačkih signala:

Pobuda→Konstrukcija sa baznom izolacijom→Odgovor

Kod pasivnih sistema sile upravljanja razvijaju se na mestima instaliranja mehanizma i oni ne zahtevaju dodatnu spoljnu energiju, a efekat upravljanja koristi potencijalnu energiju generisane dinamičkim odgovorom same konstrukcije, tj. energija za generisanje sila obezbeđuje se kretanjem mehanizma za vreme dinamičke pobude. Pasivni sistemi pored korišćenja bazne izolacije, kojom se postiže povećanje perioda vibracije i filtrira kretanje pre nego ga propusti u konstrukciju, koriste se i sistemi za pasivno upravljanje konstrukcije koje disipira ulaznu energiju, a prigušenje se podešava za optimalno ponašanje konstrukcije [13], [17] i [18]. Sistemi za baznu izolaciju deluju u serijskoj vezi sa konstrukcijom, a sistem za pasivno upravljanje deluje paralelno.

Osnovna frekvencija mostova manjih raspona se kreće između 2,0 i 5,0 Hz i poklapa se sa područjem predominantnih frekvencija više zemljotresa. To prouzrokuje izražene efekte dinamičke amplifikacije, tj. odgovor blizak rezonanci - dejstvo velikih seizmičkih sila na konstrukciju. Ova pojava može da se izbegne izolacijom konstrukcije u osnovi. Kod mostova se postavljanjem izolacije na vrhu stubova izoluje gornji stroj od unošenja energije seizmičkih pokreta menjajući ponašanje što se vidi, kroz promenu perioda svojstvenih vibracija neizolovane i izolovane konstrukcije mosta, na slici 19.

Aktivni sistemi upravljanja, koriste senzore, upravljački deo, i aktuatore - kontrolne pokretače. Senzori se koriste za merenje spoljne pobude i/ili odgovora konstrukcije. Aktuatori se koriste da proizvedu potrebne zahtevane sile i snabdevaju se energijom iz spoljnih izvora. Aktivno upravljanje zavisno od upravljačkog mehanizma dele se na sisteme: sa zatvorenom petljom (povratna veza), otvorena petlja (modifikacija upravljanja prema predvidljivom efektu), i kombinovano – koje obuhvata oba prethodna načina [5], [18] i [30]. Kada se mere samo promenljive odgovora konstrukcije to je upravljanje sa zatvorenom petljom. Pri tome se kontinualno nadgleda odgovor konstrukcije i daju informacije koje se koriste za neprestanu korekciju sile upravljanja [15]. Otvorena petlja koristi se kada se sile upravljanja regulišu samo merenjem pobude. Otvoreno-zatvoreni sistem se koristi za upravljanje uz merenje i odgovora i pobude.

U poređenju sa pasivnom kontrolom sistema aktivni sistemi imaju niz prednosti:

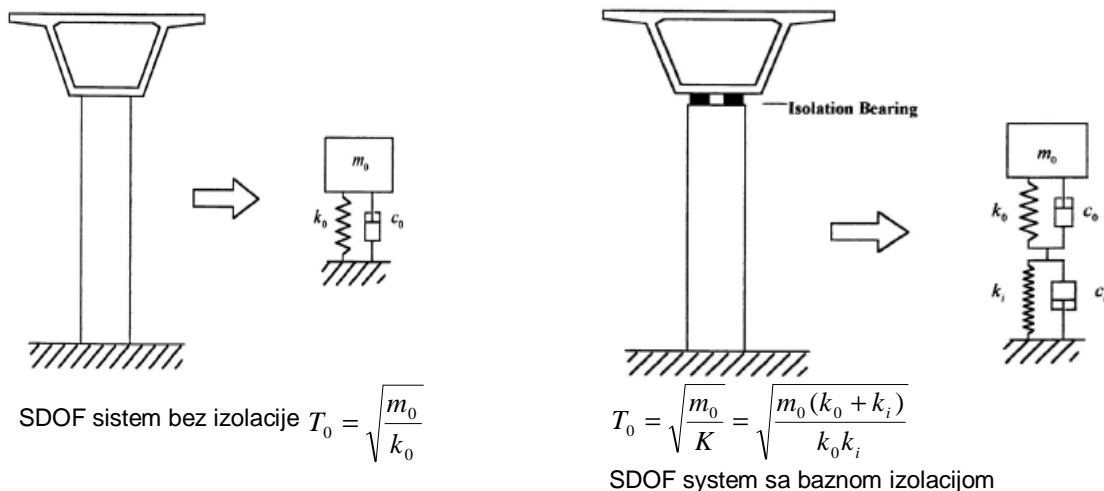
- povećanje efektivnosti upravljanja odgovorom, u skladu sa upravljačkim sistemom,

- relativna neosetljivost na uslove lokacije i pokrete tla, jer bazna izolacija na mekom tlu nije korisna već je štetna [17],

- aktivni sistemi primenljivi su za ublaženje pokreta usled snažnih vetrova i zemljotresa,

- povećanje sigurnosti konstrukcije tokom snažnih dinamičkih opterećenja.

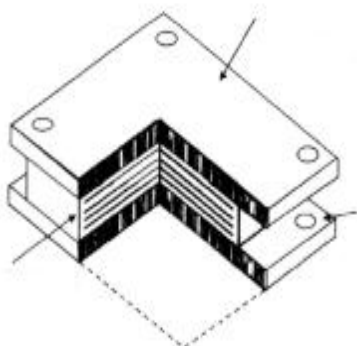
- Izolacija mosta prikazana na sl. 19 sprečava spregnute vibracije donjeg i gornjeg stroja konstrukcije. Deformisanje u horizontalnom pravcu omogućuju elastomerna ležišta (sl. 20) produžavajući period vibracija. Za obezbeđenje potrebne krutosti za prijem eksploatacionih opterećenja za vetar i manje zemljotrese i ublaženje velikih pomeranja ležištima se dodaju olovni klinovi (sl. 21.) koji se često primenjuju u SAD i N. Zelandu [34]. Smičuće sile se prenose na gornju konstrukciju preko izolacionog sloja koji ograničava statičke sile trenja. Potrebna fleksibilnost konstrukcije može se postići klizećim ležištem ili trenjem na površini između temelja i podnožja konstrukcije (slika 22). Pri tome se koriste sferne konkavne površine. Koeficijent trenja se



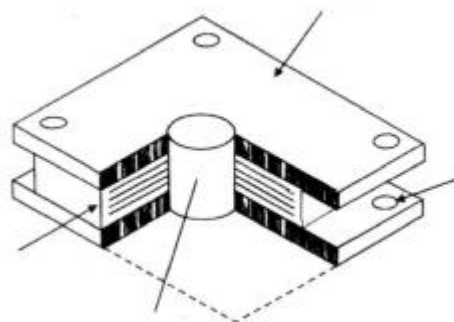
Slika 19. Sistem sa jednim stepenom slobode bez (levo) i sa izolacijom (desno)

usvaja sa najmanjom vrednošću koja se praktično može pojaviti. Ponašanje izolovane konstrukcije je, shematski, prikazano na slici 23. Za baznu izolaciju koriste se: ležišta od prirodne gume, ležišta sa velikim prigušenjem, lamelirana-elastomerna ležišta (sl.20) i laminarna

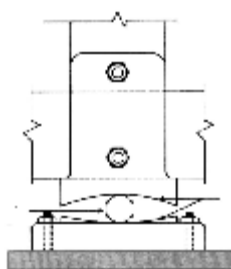
(uslojena) ležišta sa olovnim jezgrom (sl. 21), koriste dodatne sisteme za pasivnu disipaciju energije (klizeća ležišta od teflona ili frikcionni pendel tipovi), kombinacija opruga i viskoznih i visko-elastičnih sistema prigušivača.



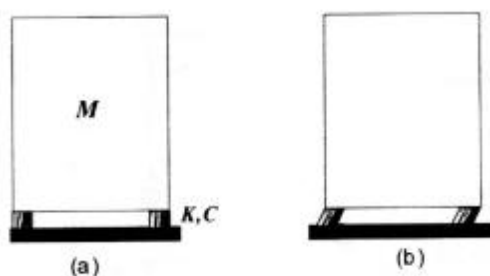
Slika 20. Elastomerno ležište, prema [35]



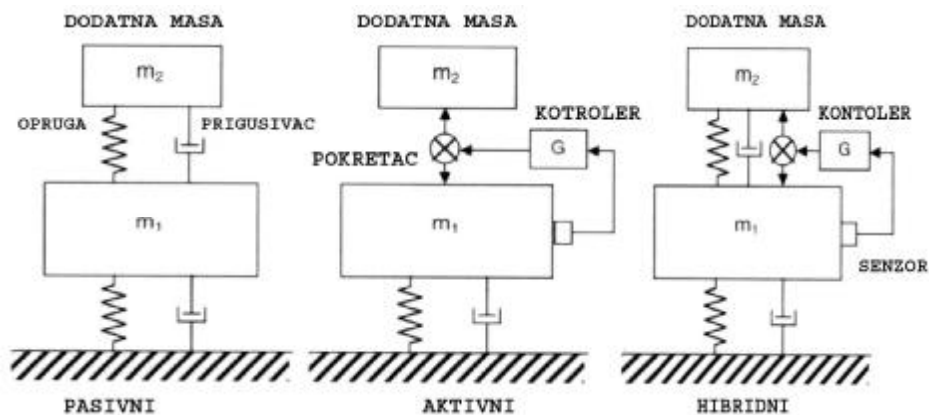
Slika 21. Ležište sa olovnim jezgrom [35]



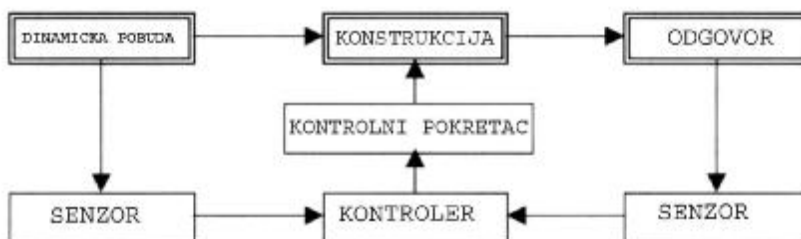
Sl. 22. Klatno sa trenjem, prema [35]



Sl. 23. Izolovana konstrukcija a) početni i b) deformisani oblik



Slika 24. Shematski prikaz modela pasivne, aktivne i hibridne zaštite [34]



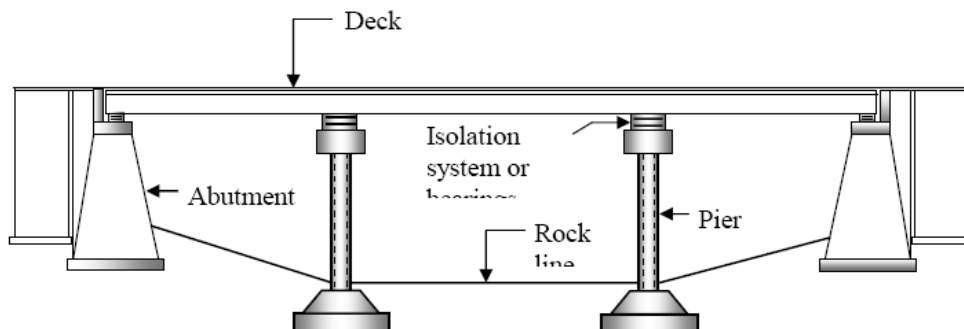
Slika 25. Shema aktivnog upravljanja konstrukcija

Prema [13] kod mostova se za upravljanje, tj. kontrolu vibracija, koriste: aktivni spregovi ili aktivni kablovi, aktivni prigušivači mase, pokretna ležišta - upravljanje trenjem, fluidni prigušivači, i dr. Shematski prikaz modela različitih metoda zaštite prikazan je na sl. 24, a shema upravljanja na sl. 25.

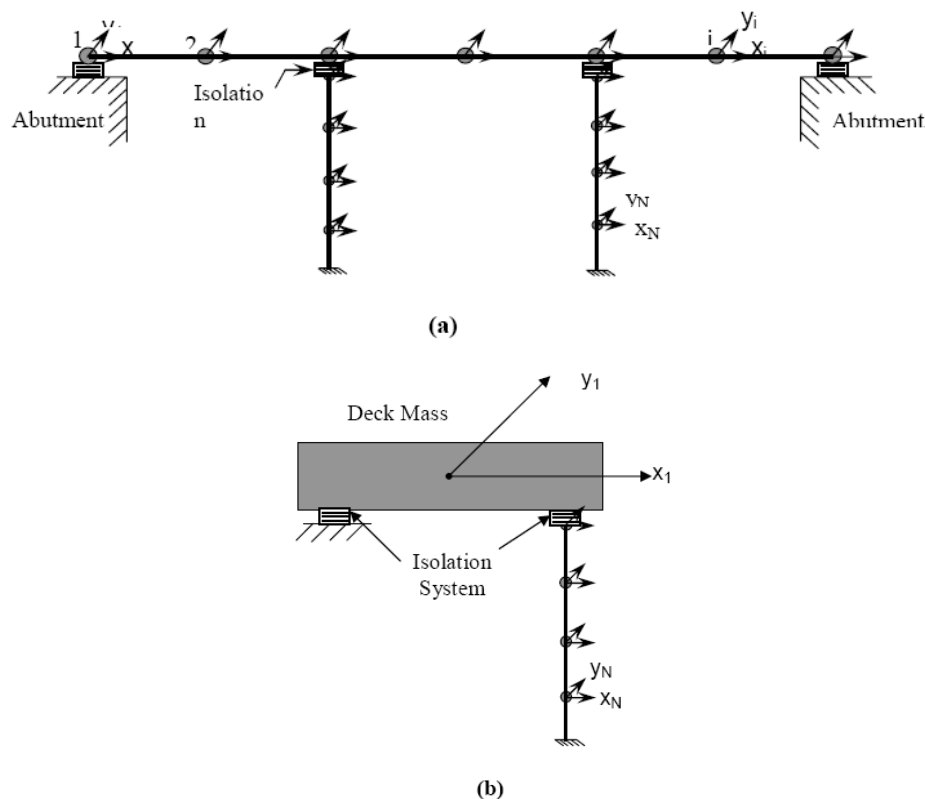
Za regularan most kod kojeg je primenjen izolacioni sistem na stubovima, prikazan na slici 26, u radu [23] je analizirano tri proračunska modela. Prvi je prikazan na slici 27a, drugi na slici 27b, a treći se razlikuje od drugog samo po tome što je sa obe strane oslonjen na ležišta i nema stuba ispod. On podražava ponašanje srednjeg polja mosta. U radu su upoređeni odgovori ova tri modela sa različitim parametrima i različitim pobudama-akceleracijama tla. Promenljivi parametri su bili: fleksi-

bilnost kolovozne konstrukcije, stubovi i način izolacije sistema. Ustanovljeno je da su odgovori za različite matematičke modele slični čak i za nesimetrične konstrukcije mostova. Rezultati na SDOF modelu su bili zadovoljavajući pri razmatranju kolovozne table i stubova kao krute oslonjene na izolacioni sistem u dva pravca.

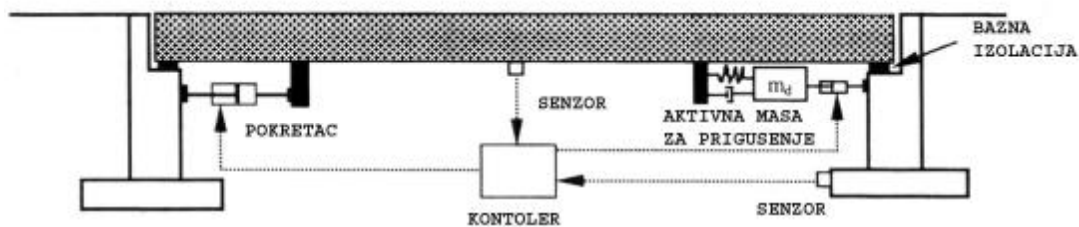
Većina mostova je sa svojevnom periodom između 0,2 i 1,0 sec, a u tom opsegu je blizu predominantnih perioda izazvanih zemljotresom. Smanjenje seizmičkih sila postiže se produženjem svojstvene periode postavljanjem specijalnih uređaja za disipaciju energije, na mestima konvencionalnih ležišta. Oni štite donji stroj ograničavajući horizontalne akceleracije i disipiraju seizmičku energiju prigušenjem. Na ovaj način se štiti konstrukcija mosta i za podužni i za poprečni pravac.



Slika 26. Most sa tri polja seizmički izolovan



Slika 27. Modeli za analizu izolovanog mosta, prema [23]

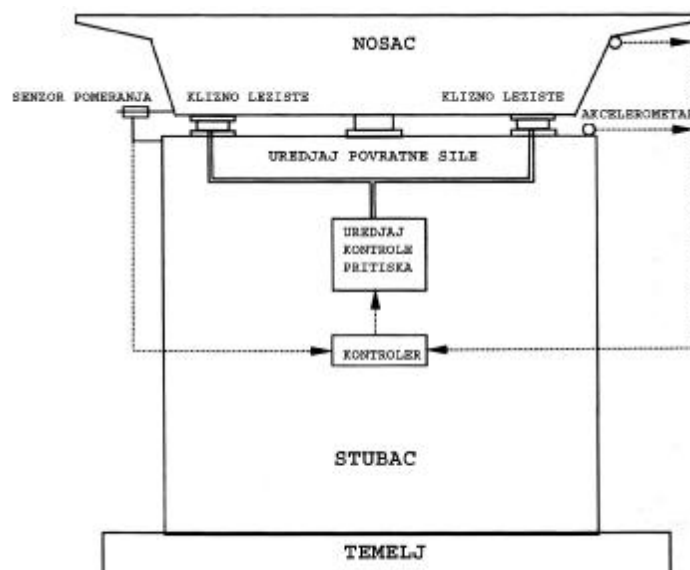


Slika 28. Bazno izolovani most sa dodatkom aktivnog upravljivog sistema [35]

Pomenuti modeli 1. i 2. su kompleksniji za proračun, a 3. model je znatno jednostavniji. U njemu se pretpostavlja da su kolovozna tabla i stubovi kruta tela i da je fleksibilnost koncentrisana u izolacioni sistem. Pokazalo se da je ovaj jednostavan model dovoljno tačan i da je znatno efikasniji od ostalih modela. Razlike maksimalnih – vršnih odgovora tri modela rastu sa porastom fleksibilnosti kolovozne table. Slično tome pomeranja ležišta na oporcima može se potceniti ako se zanemari fleksibilnost stubova. Relativna razlika odgovora je manja za ekvivalentni linearni model izolatora, koji se u tehničkim propisima uslovljava u poređenju sa nelinearnim modelom izolatora. Sva tri modela su uporedivi i mogu se preporučiti, sem kod nesimetričnih mostova.

Za povećanje dinamičkih performansi koriste se uređaji za pasivnu disipaciju energije kao što su: viskozni fluidni prigušivači, visko-elastični prigušivači ili prigušivači sa trenjem. Sistem upravljanja aktivnim spregovima i dodatnim prigušivačem mase postavljen na oba obalna stuba, koji su, prema [17] bazno izolovani, prikazan je na slici 28.

Ovaj aktivni sistem ima nesumnjive prednosti. Zasniva se na promeni odgovora konstrukcije i spoljne pobude, ovi inteligentni sistemi mogu aktivno adaptirati njihova svojstva i sile upravljanja za minimiziranje efektivnosti izolacionog sistema povećavajući eksploatacioni vek mosta i omogućuju da se konstrukcija odupre ekstremnim opterećenjima. Nažalost aktivno upravljanje zahteva veći utrošak energije za generisanje potrebnih sila, a čisti aktivni sistemi nisu potpuno pouzdani. Zbog toga kombinacija aktivnog upravljanja sistema sa baznom izolacijom na oporcima (hibridno upravljanje) daje pouzdanije rešenje nego čisto aktivno upravljanje jer pasivni sistem štiti most od ozbiljnih oštećenja ako se aktivni uređaji oštete tokom zemljotresa. Održavanje dva različita sistema je osnovna mana zbog koji se hibridni sistemi ne koriste češće. Ako se trenje na ležištima ili pritisak koji vlada u njima mere aktivno preko odgovora mosta tada se i ovaj vid ležišta smatra polu-aktivnim uređajima. U njima je utrošak energije za izvršenje signala i mehaničkih operacija mali [13].



Slika 29. Pokretno ležište kombinovano sa sistemom za upravljanje

Korišćenje trenja umesto pasivne zaštite kod mostova daje zadovoljavajuće rezultate. Elastomerna ležišta sa horizontalnom fleksibilnošću mogu zaštititi konstrukciju mosta od snažnih seizmičkih udara pomeranjem svojstvene frekvencije i njenim smanjenjem i izmeštanjem iz frekventnog opsega gde je prisutna dominantna energija kretanja tla. Kombinovani sistem prikazan, prema [13], na slici 29. koristi se kada je konstrukcija mosta izložena velikim pomeranjima, između baze i tla. Ako su koeficijent trenja ili normalni pritisak veliki most se izoluje samo za snažne zemljotrese a pokretni-klizni sistem se ne aktivira pod slabim i srednje jakim zemljotresima koji se češće javljaju. Za jake zemljotrese aktivira se sistem upravljanja trenjem i klizanjem. Sile u ležištima se kontrolišu preko pritiska fluida koji se meri uređajem postavljenim pored ležišta.

Viskozni prigušivači za kontrolu kretanja kolovoza za vreme zemljotresa primenjeni su na mostu Rion Antririon na Poloponezu u Grčkoj. Most je izgrađen 2004. godine, sa glavnom konstrukcijom od pet raspona od po 560 m i pristupnim poljima od po 286 m. U radovima [5], [19], [30], [33] i [34] prikazan je niz primera primene seizmičke izolacije i upravljanja kojim se povećava utrošak energije.

10 ZAVRŠNE NAPOMENE

U uvodnim napomenama podvučene su razlike konstrukcija zgrada i konstrukcije mostova sa aspekta njihovog ponašanja u zemljotresima, a saglasno tome, i u pristupu projektovanju. Kod projektovanja u seizmičkim područjima od posebnog značaja je izbor sistema konstrukcije i načina preuzimanja i prigušenja energije zemljotresa, kao i primena različitih mera zaštite (pasivna, poluaktivna i aktivna) konstrukcije mostova. Komentarisani su i analizirani aspekti modeliranja i analize konstrukcije grednih mostova kao najmasovnije zastupljene klase ovih konstrukcija. Planirani razvoj i ulaganje u putnu infrastrukturu i gradnju mostova kao

najvažnijim objektima i „odgovornim“ za odvijanje saobraćaja posle seizmičkog događaja uslovljava da se pri projektovanju mostova, u seizmički aktivnom područjima treba koristiti savremene metode kao što su metoda programiranog ponašanja i metodu zasnovanu na performansama. U tom smislu koristiti preporuke analizirane u [12].

Za određivanje sila u preseccima, koje nastaju pri dejstvu zemljotresa, često je dovoljan i sasvim jednostavan proračun zasnovan na linearno elastičnom modelu. Oni su zbog svoje jednostavnosti vrlo pogodni za praktičnu primenu, a pomoću njih je često moguće dovoljno tačno proceniti globalno ponašanje konstrukcije. Ipak, primenjeni metod analize zavisi od složenosti konstrukcije mosta i geotehničkih uslova lokacije. Za složene mostove preporučuje se elastična dinamička analiza.

U analiziranim propisima se, uglavnom, zahteva da za slabe i srednje snažne zemljotrese odgovor konstrukcije mora biti u elastičnom domenu bez velikih oštećenja, a za snažne zemljotrese mora se sprečiti delimični i/ili potpuni lom. Pri tome se dozvoljava pojava oštećenja na mestima koja su dostupna za pregled i popravke. U Evrokodu 8-2 filozofija projektovanja seizmički otpornih mostova ima za cilj da se za proračunski zemljotres, očuva komunikacija posle zemljotresnog događaja.

Granično stanje nosivosti proverava se kroz mogućnost da most u proračunskom zemljotresu očuva integritet konstrukcije, pri tome neki delovi mogu biti oštećeni ali da to ne ugrožava saobraćaj nakon zemljotresa i da ti delovi budu dostupni pregledu i lako popravljivi. Dopušta se formiranje plastičnih zglobova u stubovima/zidovima, a ne dozvoljava se u rasponskoj konstrukciji. Uslovljava se da se u projektu obezbedi da i pri ekstremnim pomeranjima nema ispadanja konstrukcije iz ležišta. Granično stanje upotrebljivosti ispunjava se ograničenjem oštećenja.

Pretpostavlja se da su oslonački elementi koji prenose seizmičko dejstvo sa tla na most uklešteni u

temeljno tlo. Međutim, uticaji interakcije tlo-konstrukcija se mogu razmotriti u skladu sa EC8-5, korišćenjem odgovarajućih impendanci ili odgovarajuće definisanih rotacionih opruga. Uticaje interakcije tlo-konstrukcija treba koristiti kada je pomeranje usled deformabilnosti tla veće od 30% ukupnog pomeranja u centru mase kolovozne ploče.

Ukazano je na potencijalne mogućnosti seizmičke zaštite konstrukcija, naročito onih od vitalnog značaja kod kojih je nužno osigurati njihovu upotrebljivost neposredno nakon dejstva jakog zemljotresa. To se može postići primenom seizmičke izolacije sa značajnom redukcijom seizmičkih sila, što omogućuje da konstrukcija ostane u elastičnom području ponašanja. Tome doprinose posebni elementi za izolaciju i apsorpciju energije i elemenata za kontrolu vibracija, koji

se ugrađuju u konstrukciju. Razvoj novih materijala, sistemskog inženjerstva i automatike, dinamike konstrukcija i zemljotresnog inženjerstva omogućuje značajno unapređenje ove oblasti, tj. povećanja sigurnosti građevinskih objekata uvođenjem upravljanja (kontrola) konstrukcija. U radu [17] ističe se da je iz dosadašnjih iskustava sa aktivnom, hibridnom i polu-aktivnom zaštitom poželjno raditi na pojačanju, tj. modifikaciji konstrukcije postojećih mostova, a takođe ih primenjivati i kod novih mostova za popravljavanje njihovih performansi.

NAPOMENA: Napomena: Ovaj rad je deo istraživanja na projektima 16017 i 16018 koje finansira Ministarstvo za nauku Republike Srbije.

11 LITERATURA

- [1] Bavisetty, R. et al., Dynamic Analysis, in Bridge Engineering-Seismic Design (BESD), (p. 3.1-3.35), Ed. W. F. Chen and L. Duan, CRC, Boca Raton, 2003
- [2] Bridge manual, Ch. 5: Earthquake Resistant Design, TRANSIT-NZ, 1992.
- [3] CALTRANS (California Department of Transportation) Seismic design criteria, 2004.
- [4] Calvi, G. M., Performance-Based Approaches for Seismic assessment of Existing Structures, Proceedings of the 11th European Conf. on Earthquake Eng.-Invited Lectures, p. 3-19, A. A. Balkema, Rotterdam, 1999.
- [5] Chu, S. Y. et. al. Active, Hybrid, and Semi-active Structural Control, J.Wiley, Chichester, 2005.
- [6] CEN- EN 1998-1 and 2: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, 2004, 2003, Brussels.
- [7] Duan, L., Chen, W. F. Bridges, in Handbook of Earthquake Engineering, Ch. 18. pp. 18.1-18.56
- [8] Duan, L., Li, F., Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria, (p. 5.1-5.35) in BESD, Ed. W. F. Chen and L. Duan, CRC, Boca Raton, 2003
- [9] Eggert, H., Kauschake, W.: Structural Bearings, Ernst&Sohn, Berlin, 2002.
- [10] Elnashai, A., Seismic Response and Design of Bridges, in Manual of Bridge Eng., 2002.
- [11] FEMA-368/369: NEHRP Recommend./ Commentary Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1 and 2: Provisions. Building Seismic Safety Council & FEMA, 2001.
- [12] Folić, R., Lađinović, Đ. (2004): Nove metode analize i projektovanja mostova u seizmičkim područjima, Tehnika - Naše građevinarstvo, br. 6, Beograd, str. 9-23.
- [13] Folić, R.: Aktivno, hibridno i polu-aktivno upravljanje konstrukcija pod seizmičkim dejstvima, Beograd, Tehnika-Naše građevinarstvo br. 6, 2005, str. 1-14.
- [14] Folić, R. Lađinović, Đ.: Konceptualno projektovanje i elastična analiza putnim mostova, Put i saobraćaj, br. 2, 2005. Beograd, str. 20-42.
- [15] Folić, R.: Stanje i trendovi u zemljotresnom inženjerstvu- Novi i postojeći objekti, Uvodni referat U7, septembar, V. Banja, 2006, Knj. 1. str. 115-130.
- [16] Folić R.: Pasivna kontrola konstrukcija – Zaštita od seizmičkih dejstava, Ed. D. Stojić i T. Igić, Monografija posvećena Miliću Milićeviću, GF, Niš, 2006, str. 125-139.
- [17] Folić, R.: Conceptual design, base isolation and control bridge structures in seismic regions, The 6th Intern. Conference of Danube Bridges, Budapest, 12-14 September 2007, Ed. M. Ivanyi&R. Banchila, pp. 463-478.
- [18] Iemura, H., Pradono, M. H.: Structural Control, Earthquake Engineering Handbook, ED. Wai-Fah, C. and Scawthorn, C., CRC Press, Boca Raton, 2003.
- [19] Ivančev, I.I., Topurov, K.H.: Stomanobetonni mostove, Tehnika, Sofija, 2004.
- [20] Katayama, T.: Earthquake disaster risk mitigation before and after the 1995 Kobe earthquake, 13th WCEE, Vancouver, Canada, August, 2004. Paper No. 5005, p. 21
- [21] Kawashima, K.: An analysis on the seismic performance levels of bridges, in Performance-Based Seismic Design-Proc. of the Intern. Workshop, Bled, 28 June-1 July 2004, pp. 77-88.
- [22] Kotsoglou, A., Pantazopoulou, S.: Modelling of embankment flexibility and soil-structure interaction in integral bridges, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (ECEES), Geneva, 3rd September 2006. PN: 125, p. 10.
- [23] Kunde, M.C., Jangid, R.S.: Effects of pier and deck flexibility on the seismic response of isolated bridges, ASCE, Jour. of Bridge Eng. January/February, 2006, pp. 109-121.
- [24] Mitoulis, S.A., Tegos, A., Sextos, A.: An alternative proposal for a „movable“ abutment for integral bridges, First ECEES, Geneva, 3rd September 2006. PN: 1377, p. 10.
- [25] Nayeri, S. et al.: The performance of integral-abutment bridges and the geotextile tensile reinforcement back-fill systems under near field earthquake loading, First ECEES, Geneva, 3rd September 2006. PN: 152.

- [26] PTP 12 iz 1964. g. i Pravilnik o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmički aktivnim područjima, Sl. list SFRJ br. 07, 1987.
- [27] Radić, J., Mandić, A., Puž, G.: Konstruiranje mostova, JADRING, Zagreb, 2005.
- [28] Sapountzais, E.J., Exarchopoulos, D.N.: A displacement method approach to define the behaviour factor in bridge seismic analysis, 12th Eur. Conf. On Earthq. Eng. London, 2002, Paper 779.
- [29] Seiler, C. Et al.: Serviceability check of bridge in seismic regions, 12th Eur. Conf. On Earthq. Eng. London, 2002, Paper 759.
- [30] Soong, T.T., Spenser, B. F.: Active, semi-active and hybrid control of structures, 12th WCEE, Auckland, New Zealand, 30 Jan/Febr. 2000. pp. 2834
- [31] Thakkar, S.K., Sadaqat, A.: A comparative study of seismic codes for earthquake resistant design of bridges, Advances in Bridge Engineering, March 24-25, 2006.
- [32] Topurov, K.: Seizmično osiguryavane na mostove, Sofiya, 2004.
- [33] Vučinić, M., Folić, R., Ristić, D.: Savremeni pristup aseizmičkom projektovanju konstrukcija-Primena bazne izolacije, DIMK, Materijali i konstrukcije, Vol. 49, Beograd, 2006. godine, pp. 21 - 34.
- [34] Wu, Z.: Active control in Bridge Engineering, in Bridge Engineering – Seismic Design, Ed. Wai-Fah Chen and L. Duan, CRC Press, Boca Raton, 2003.
- [35] Zhang, R.: Seismic Isolation and Supplemental Energy Dissipation, in Bridge Engineering – Seismic Design, Ed. Wai-Fah Chen and L. Duan, CRC Press, Boca Raton, 2003.

REZIME

PROJEKTOVANJE SEIZMIČKI OTPORNIH BETONSKIH MOSTOVA

Radomir FOLIĆ

Sigurnosti mostova za seizmička dejstva, pri projektovanju obezbeđuje se u više faza, kroz: adekvatan izbor konstrukcije u fazi idejnog projekta, izbor modela za analizu konstrukcije i sama analiza, kao i oblikovanjem detalja. Na početku rada su sažeto prikazana najčešća oštećenja betonskih mostova u dogođenim zemljotresima uz osvrt na regulativu za njihovo projektovanje. Istaknut je opšti pristup metodama projektovanja. Prikazani su i analizirani neki aspekti metodologije projektovanja u konceptualnoj fazi i u izboru modela za analizu, uobičajenih betonskih mostova na seizmička dejstva. Pri tome su korišćeni tehnički propisi i preporuke pojedinih zemalja i međunarodnih udruženja, kao i Evropske norme EN 1998 za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija. Ukazano je na potrebu da se odgovarajuća normativna akta, usklađena sa evropskim propisima, donesu i kod nas. Uporedno su analizirane neke odredbe za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija mostova date u: Evrokodu 8-2, našoj regulativi, normama u SAD, Japanu, Indiji i Novom Zelandu. Obuhvaćeni su i integralni mostovi koji sve više dobijaju na značaju zbog veće trajnosti u odnosu na klasične mostove. Komentarisane su teorijske osnove približnih i tačnijih metoda analize konstrukcije betonskih mostova, kao najviše zastupljenih u nas. Analizirane su neke osnove postizanje seizmičke otpornosti korišćenjem pasivne, aktivne i hibridne zaštite. Naznačene su razlike u teorijskom tretmanu konstrukcije betonskih mostova sa i bez pasivne zaštite. Navedene su mogućnosti i dati primeri primene zaštite kod betonskih mostova.

Cljučne reči: Betonski mostovi, konceptualno projektovanje, preporuke, seizmička otpornost, modeliranje, duktilnost, analiza, oblikovanje detalja, izolacija u osnovi, pasivna zaštita, aktivno upravljanje

SUMMARY

ASEISMIC DESIGN OF CONCRETE BRIDGES

Radomir FOLIĆ

During designing, the safety of bridges in case of seismic actions is provided through several phases: adequate selection of the structure in the initial design phase, selection of a model for the analysis of the structure and the analysis itself, as well as detailing. In the beginning of the paper, a concise survey of the most frequent damage in concrete bridges during actual earthquakes is given in relation to the regulations for their designing. A general approach to design methods is pointed out. Furthermore, some aspects of design methodology concerning the conceptual phase and selection of the model for the analysis are presented and analysed regarding common concrete bridges and seismic actions. Technical codes and recommendations of some countries and associations with European norms EN 1998 for designing seismically resistant structures have been used in the process. The necessity to adopt certain normative acts in compliance with European regulations is pointed out. A comparative analysis of some provisions about seismic bridge structures from Eurocode 8-2, domestic regulations, and codes in the USA, Japan, India and New Zealand is presented. Integral bridges that are becoming more important due to their greater durability in comparison to the classic ones are also included. Theoretic bases of approximate and other more precise methods of analyses dealing with concrete bridge structures are discussed since they are quite frequently used here. Some elements of achieving seismic resistance are analysed by use of the passive, active and hybrid control. In addition, the differences in theoretical treatment of the structure of concrete bridges with and without passive protection are indicated. Finally, possibilities to apply protection in concrete bridges are mentioned and illustrated with examples.

Key words: Concrete bridges, conceptual design, recommendations, seismic resistance, modelling, ductility, analysis, detailing, base isolation, passive protection, active control

СЕИЗМОЛОШКА ИЗУЧАВАЊА У СРБИЈИ

Славица РАДОВАНОВИЋ

ПРЕГЛЕДНИ РАД
UDK: 534.647(497.11) = 861

1 УВОД

Геодинамичка еволуција простора Западног Балкана одвија се у контексту генералног сучељавања Афричке и Евроазијске плоче у простору Медитерана. Субдукциони процеси у простору Хеленског трога, Тиренског мора и Вранче, као и транскурентна кретања на северно Анадолијском раседу, чине геодинамички оквир којим су условљена кретања земљине коре на простору Западног Балкана и Србије као његовог дела. Фрагментација и деформација литосфере која се манифестује хоризонталним и вертикалним кретањима и сеизмичком активношћу, директна је последица актуелног стања напона насталог посредним и непосредним утицајем ових процеса на Земљину кору на простору Западног Балкана. Сложеност ових процеса огледа се у комплексности тектонских карактеристика нашег простора и високој сеизмичкој активности. Србија као и суседне земље Западног Балкана једна је од сеизмички најактивнијих земаља Европе па сходно томе и простор највише сеизмичког хазарда. (Слика 1).

Догођени земљотреси у Србији (1874/Голубац $M=5$; 1893/Свилајнац $M=5.8$; 1921/Урошевац $M=5.3$; 1922/Лазаревац $M=5.9$; 1927/Рудник $M=5.9$; 1980/Копаоник $M=5.7$; 1998/Мионица $M=5.7$; 1999/Трстеник $M=5.1$) одраз су релативног кретања блокова литосфере, па стога, ништа није могло нити се може учинити да се спречи њихово догађање. С друге стране, пажљивим проучавањем догађања земљотреса сеизмологија је у стању да поуздано процени вероватноћу дистрибуције будућих земљотреса у домену: простор-време и додатно да квантификује одговарајући сеизмички хазард, као статистичку величину за задати простор. Ова информација је круцијална за планирање одговарајућих мера заштите у прописима за градњу.

Адреса аутора:
Славица Радовановић, Републички сеизмолошки
завод, Ташмајдан бб, Београд,
s.radovanovic@seismo.sr.gov.yu

Повећани потенцијал штетности од земљотреса у свету па и на простору Западног Балкана може се објаснити:

- сталним растом урбанизације сеизмички активних простора,
- све већом заступљеношћу комплесне индустријске инсталације (електране, рафинерије...)
- често недовољним надзором примене противтрусних правила пројектовања,
- тенденцијом занемаривања опасности од земљотреса нарочито у просторима у којима се сеизмичка активност обнавља са повратним периодом од пар и више стотина година.

Дефинисање сеизмичког хазарда и усвајање савремених правила противтрусне градње у оваквим околностима, постаје један од императива за смањење сеизмичког ризика не само на Западном Балкану већ и у читавом свету, а основ за сва сеизмолошка изучавања су регистрације земљотреса.

Разнообразна сеизмолошка истраживања се изводе у циљу дефинисања сеизмичког хазарда на простору Србије : макросеизмичка (дефинисање макросеизмичког интензитета, израда карата изосеиста актуелних, савремених и историјских земљотреса), сеизмички мониторинг слабих и јаких земљотреса (регистрација, размена, аутоматско лоцирање и публикавање података) израда билтена и каталога, дефинисање фокалних механизма земљотреса, дефинисање сеизмичких модела брзина простирања таласа и сеизмотектонских модела, изучавање индуковане сеизмичности, дефинисање модела поновљивости земљотреса у жаришним зонама, дефинисања модела кретања тла при јаким земљотресима.

На жалост, досадашња пракса у простору Западног Балкана је показала да се активности на смањењу ризика из домена превенције, која се односе на израду сценарија земљотреса, образовање о мерама личне заштите, израду планова заштите од земљотреса, сем у врло ретким случајевима изводе тек по догађању штетних

земљотреса у фази реконструкције и обнове. Неопходан је искорак у правцу дефинисања про-активних стратегија за одбрану од земљотреса како би се штете од земљотреса умањиле.

2 ИСТОРИЈАТ

Сеизмолошка осматрања, управо с разлога високе сеизмичке активности, имају дугу традицију на простору Србије и Западног Балкана. Овај развој није био равномеран ни на читавом простору ни током времена. У великој мери је зависио од фреквенције догађања јаких земљотреса и административних подела овог простора које су постојале у прошлости. Крајем IXX и почетком XX века основане су сеизмолошке службе Аустроугарске (Словеније, Хрватске, Босне и Херцеговине) Србије, Бугарске и Грчке а средином XX Албаније, Македоније и Црне Горе.

Због малог броја сеизмолошких станица у региону, које су због својих техничких карактеристика регистровале само умерене блиске и јаке далеке земљотресе, почетак века обележила су интензивна макросеизмичка осматрања догођених земљотреса. Поред обилазака епицентралних области актуелних земљотреса са бележењем и фотографисањем оштећења прикупљани су и сви подаци из разних писаних архива. Број инструментално лоцираних земљотреса је био врло мали. Тако је нпр. први земљотрес у Србији који је могао бити лоциран на основу инструменталних података Лазаревачки земљотрес из 1922. године.

Прва публикована систематизација свих прикупљених података о манифестацији земљотреса и лоцираним земљотресима за овај простор је Каталог за сеизмолошку карту Југославије (Недељковић, 1950). Каталог обухвата све земљотресе интензитета већег од VI степени. Као резултат овог рада публикована је и прва

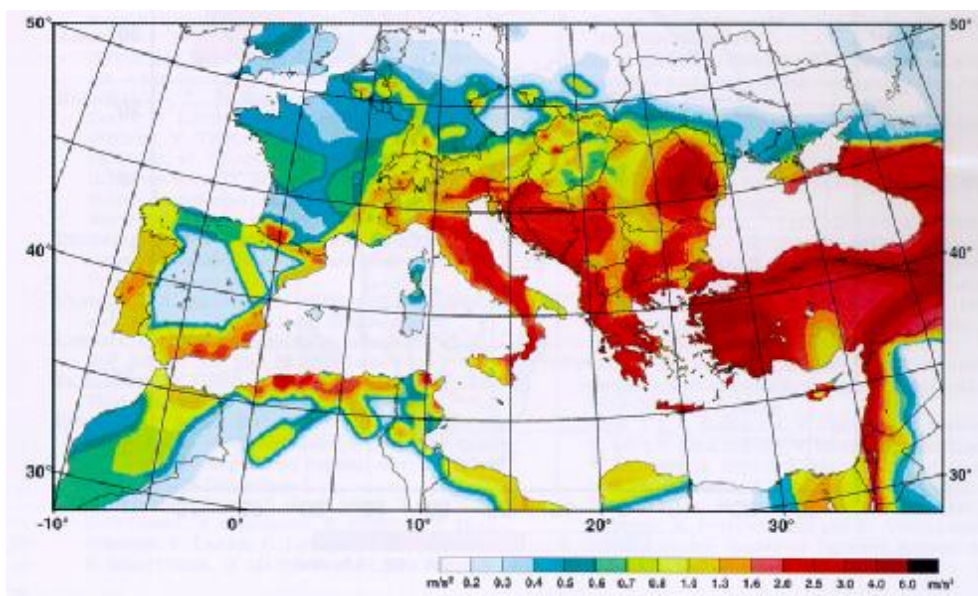
сеизмолошка карта за простор Западног Балкана која је израђена по параметру догођеног максималног макросеизмичког интензитета.

Следећи значајан подухват каталогизације свих догођених земљотреса, за простор Балкана сачекао је догађање Скопског земљотреса. Овај каталог обухвата период до 1970. године када је реализован Унесков пројекат: „Истраживања сеизмичности Балканског региона“ (UNESCO /UNDP, 1970). Каталогом су обухваћени земљотреси $M \geq 4$, а магнитуде су срачунате преко емпиријских једначина на основу опсервираног максималног интензитета. При изради каталога уочена је и анализирана недоследна примена макросеизмичке скале у периоду до 1950. године за процену интензитета у Србији. Утврђено је нпр. да је само 20% земљотреса са интензитетом VII стварно било тог интензитета, према МСК-64 скали, а остали су били интензитета VI степена.

Логичан наставак овог пројекта је била израда Карте сеизмичке регионализације СР Србије [1]. Овом картом приказан је основни степен сеизмичког интензитета, који по својој суштини представља очекивани максимални интензитет на средњем тлу. Средње тло је непрецизно дефинисано као „глиновито-песковито земљиште“ са нивоом воде на око 4м.

Развој сеизмологије и интересовање међународне заједнице, подстакнуте догађањем земљотреса на Црногорском приморју и на Копаонику, резултирале су пројектом „Смањење сеизмичког ризика на Балкану“ [11] чији је посредан резултат и Привремена сеизмолошка карта територије Југославије [3]

Важећа законска регулатива за пројектовање и планирање усвојена је далеке 1981. године а допуњена послењи пут још 1990.године. Заснована је на примени карте макросеизмичког интензитета очекиваног за повратни период од 500 година [5].



Слика 1. Сеизмички хазарда Западног Балкана по параметру пик акцелерације која са вероватноћом од 90% неће бити превазиђена у периоду од 50 година (Jimenez et al. 2001)

Све публиковане сеизмолошке карте до 1990. године, а и неке које су се појавиле касније, садрже непрцизности различитих узрока, а неки од њих су:

1. Све публиковане сеизмолошке карте до 1990. године, а и неке које су се појавиле касније, садрже непрцизности различитих узрока, а неки од њих су:

2. Број инструментално регистрованих земљотреса са задовољавајућом тачношћу за издвајање активних раседа и зона је био недовољан, што је резултирало картама које су само биле одраз догођених земљотреса, те их је требало ажурирати после догађања сваког јачег новог. При томе неке од потенцијално опасних зона остале су „невидљиве“ на картама хазарда;

3. Прецењени интензитети, због некритичког преузимања података из постојећих каталога, резултирали су нетачним магнитудама;

4. Сви закони поновљивости земљотреса у епицентралним областима срачунати су на бази свих, независних и зависних догађаја, што је у колизији са основним поставкама за прорачун хазарда. Наиме ни један публиковани податак не говори о начину декластеризације каталога, односно издвајању само главних удара за даљи прорачун. Резултат је поново прецењен, и нетачан хазард.

5. Број регистрованих акцелерација је апсолутно недовољан за генерисање релација за моделирање кретања тла, а њихов квалитет са становишта начина регистрације и обраде, испод савременог нивоа за дефинисање модела. кретања тла при јаким земљотресима.

Повећање броја сеизмолошких станица у региону до 2000. године, уз константно повећање квалитета регистрованих података, остварено уз примену савремене рачунарске технологије, резултирало је обимном и квалитетном базом сеизмолошких података, која је поред поузданог лоцирања јаких и слабих земљотреса омогућила и разнообразна сеизмолошка истраживања као што су дефинисање:

1. регионалних модела брзина простирања сеизмичких таласа [9],

2. механизма земљотреса са просторном дистрибуцијом оријентације сеизмичког напона и сеизмотектонских модела,

3. зависност доминантне периоде регионалних земљотреса од магнитуде и растојања [2],

4. индуковане сеизмичности у региону неколико акумулационих језера [8],

5. сеизмодеформације тла приликом јаких земљотреса [6].

3 СЕИЗМОЛОШКИ МОНИТОРИНГ РЕГИОНА

Недовољан мониторинг региона имао је бројних последица. Неопходност мониторинга сеизмичке активности за добијање информација неопходних у процесу дефинисања хазарда, оптимизације планирања и припреме заштите од земљотреса као и брзог и тачног извештавања јавности, резултирале су са више иницијатива после 2000. године, на националном нивоу, за модернизацијом и повезивањем сеизмолошких мрежа. Повезивање сеизмолошких станица у јединствене националне

мреже започиње тек после 80-тих година прошлог века.

Прва сеизмолошка мрежа инсталирана је на простору Црне Горе 1983. године, као помоћ Југославији после Црногорског земљотреса. На жалост са ове мреже су могли да буду коришћени само резултати обраде сеизмограма. Модернизација Црногорске мреже, од 9 станица, са почетка 2008. године је тек омогућила размену података у реалном времену са осталим мрежама региона па се тако станица Дивчибаре појављује у виртуалној сеизмолошкој мрежи Црне Горе.

Словенија је 2001-2003. године модернизовала своју сеизмолошку мрежу коју чине 17 широкопојасних сеизмолошких станица и повезала је у реалном времену са Аустријом и северном Италијом.

Хрватска мрежа од 9 сеизмолошких станица резултат је модернизације у периоду 2000-2003. До скора је Хрватска размењивала податке само са Словенијом и Македонијом. Почетком 2008. године договорена је и размена података са станица од интереса и са Србијом.

Македонија је своју мрежу модернизовала, као и Србија уз помоћ Словачке владе и сада има 5 сеизмолошких станица. Податке у реалном времену размењује са свим земљама у окружењу.

Последња је своју мрежу успоставила Република Српска, уз техничку подршку Србије. У мрежи је тренутно инсталирано 4 сеизмолошке станице а две од њих су доступне у реалном времену.

Укупном капацитету региона треба додати и 17 сеизмолошких станица Србије од којих 14 са преносом података у реалном времену. Србија размењује податке у реалном времену са Аустријом, Мађарском, Словачком, Словенијом, Румунијом, Бугарском, Македонијом, Албанијом и Републиком Српском. Виртуална сеизмолошка мрежа Србије тако има 41 сеизмолошку станицу (Слика 2.). У току је реализација договора о размени података са Хрватском.

Подаци који се размењују у реалном времену су континуалне регистрације кретања тла. Сваки од националних центара потом, те сирове податке, обрађује према методама и техникама које користи у раду. Наравно, због ограничених капацитета рачунара не размењују се подаци са свих станица. Интерес националних мрежа је да лоцира што брже и прецизније јаке земљотресе и довољно тачно слабе земљотресе са своје територије, а за то су често потребне и регистрације суседних земаља.

4 ИЗУЧАВАЊА У ТОКУ

Повећање броја сеизмолошких станица са временом уз константно повећање квалитета регистрованих података, остварено уз примену савремене рачунарске технологије, резултирало је обимном и квалитетном базом сеизмолошких података који су омогућили разнообразна сеизмолошка истраживања као што су дефинисање регионалних сеизмичких и сеизмотектонских модела.



Слика 2. Виртуална сеизмолошка мрежа Србије.
Кругом је на карти означен положај сеизмолошких станица

Током последње деценије остварено је много нових сазнања о сеизмогеним својствима територије Србије и региона, што је делимично изменило слику о потенцијалној опасности од земљотреса.

Неопходност израде нове карте сеизмичког хазарда потенцирана је процесом прилагођавања европском стандарду ЕС8. Основе за израду сеизмолошких карата у складу са добром европском праксом су следеће: унифицирани каталог, сеизмотектонски модел, једначина атенуације убрзања или GPM (ground prediction motion), и опционо инжењерско-геолошка карта локалног тла.

4.1 Израда каталога земљотреса

Полазећи од чињенице да од квалитета каталога улазних података зависи квалитет карте хазарда Завод је још 2006. године започео реинтерпретацију јаким земљотреса догођених пре 1970. године на простору Србије. Обимна истраживања са циљем ревизије каталога спроведена су протеклих година, на бази интерних каталога са великим бројем макросеизмичких опсервација које су сачуване у изворном облику, у архиви Завода, (комбинација параметарских, детаљно цитираних и изворних података о земљотресима и њиховим манифестацијама, новинских извештаја из конкретног периода и великог броја фотографија оштећених објеката и сеизмодеформација тла, које су после више од 70 година пронађене у архивама. Архивски материјал о макросеизмичким манифестацијама земљотреса за период 1444-2005 година је микрофилмован и скениран и садржи више од 5000 страна са преко 30000 описаних земљотреса са простора Балкана. За релоцирање су коришћени

подаци о регистрацији земљотреса на сеизмолошким станицама региона на основу података међународних центара (ISC, CSM) а уз примену савремених ходохрона. Основни резултат ових истраживања је утврђивање стварног интензитета, применом скале EMC-98 (Европске Макросеизмичке Скале), и прорачун магнитуда јаким земљотреса Србије. За најјаче српске земљотресе (Свилајначки, Лазаревачки, Руднички...) интензитет је редукован, сем у случајевима када постоје подаци о ефектима према којима је дати интензитет оправдан. Ревидирани каталог, за разлику од до сада публикованих, садржи цитате извора и све доступне информације о манифестацији/оштећењима са категоризацијом извора и поузданости података.

Реинтерпретација како историјских теко и савремених података резултирала је у првој фази, каталогом земљотреса за простор обухваћен координатама $W=18.00^{\circ}$ $E=23.00^{\circ}$ $S=43.50^{\circ}$ $N=46.50^{\circ}$, за потребе дефинисања параметара хазарда на простору Србије.

Базу података о догођеним земљотресима чини 5770 лоцираних земљотреса за период од 1444-2007 године са магнитудама у опсегу од 0 до 5.9.

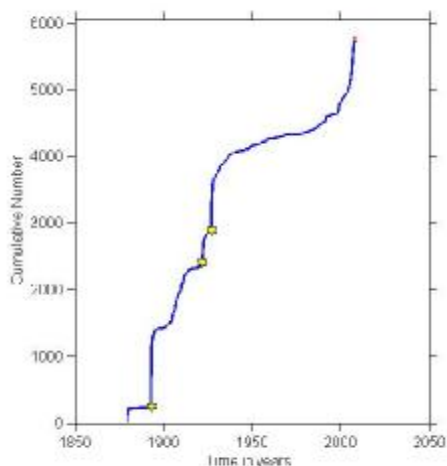
У поступку моделирања сеизмичког хазарда полазне претпоставке су:

- да је догађање земљотреса случајни Пуасонов просес и
- да су земљотреси међусобно независни догађаји.

Друга битна претпоставка је да је каталог земљотреса комплетан. Познато је да комплетност каталога, по параметру магнитуде зависи од временског, с обзиром на различит степен осматраности региона. Каталог треба да обухвата

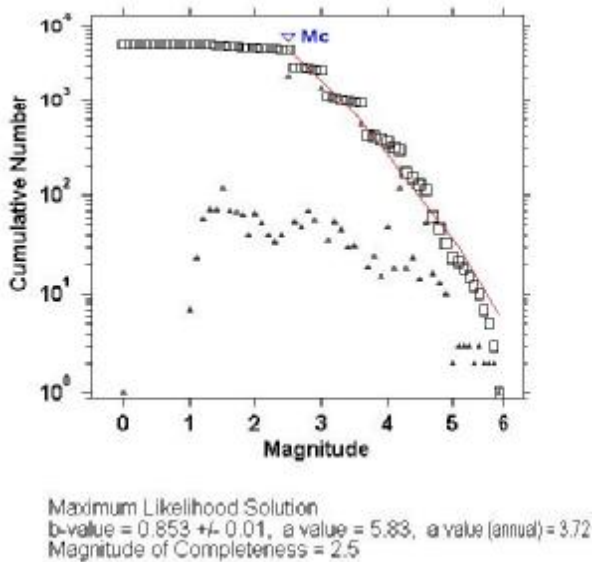
већину догођених земљотреса дефинисане најмање магнитуде.

У циљу утврђивања минималне магнитуде за који је каталог потпун анализирана је временска серија догођених земљотреса приказана на слици 3. и утврђено је применом методе максималне закривљености да је минимална магнитуда комплетности каталога $M=2.5$ [12] (слика 4).



Слика 3. Кумулативна расподела свих земљотреса по времену

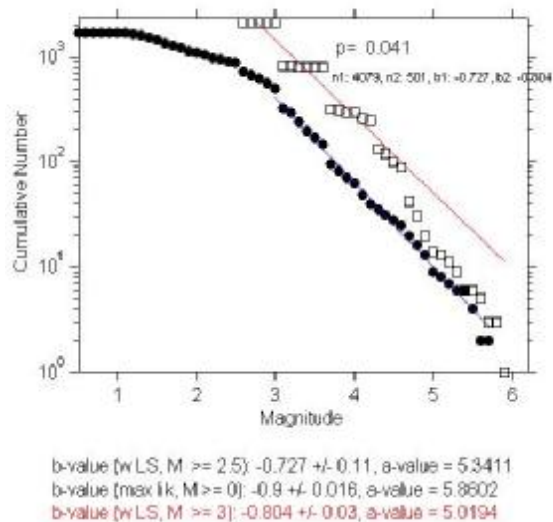
Слика 3. Кумулативна расподела свих земљотреса по времену



Слика 4. Кумулативна расподела свих земљотреса по магнитудама

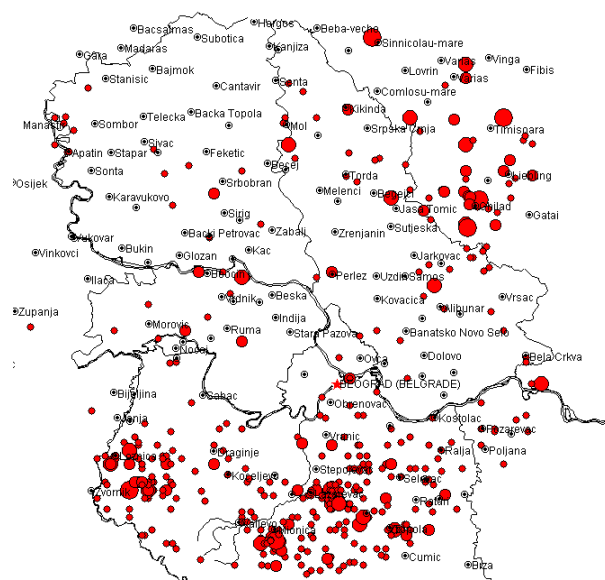
Анализа комплетности за период 1879-1943 и 1943-2007 показала је да каталог није комплетан за ова два периода на истом нивоу слика 3 т.ј. да је цео временски период са истом вероватноћом каталог комплетан од магнитуде $M \geq 3$ (Слика 5). После филтрирања свих земљотреса са магнитудом мањом од 3 каталог се свео на 2603 земљотреса. По утврђивању комплетности каталога извршена је

његова декластеризација, што подразумева искључивање из даље анализе накнадних удара. Декластеризација је извршена по релацији Gardner&Knopof-a [13].



Слика 5. Кумулативна расподела свих земљотреса по магнитудама за период пре и после 1943

Овом релацијом су сви догођени земљотреси после земљотреса са н.п.р. $M=5$ у радијусу од 40км и времену од 120 дана третирани као накнадни земљотреси. Анализом је утврђено постојање 261 кластера са 1642 земљотреса који су накнадни удари. Каталог се после декластеризације свео на 961 земљотрес са $M \geq 3$. На слици 6 су приказани, због прегледности земљотреси $M \geq 4$.



Слика 6. Карта епицентара главних удара за период 1879-2007. година за $M \geq 4$

Укупна енергија која је ослобођена догађањем накнадних земљотреса је 63% од тоталне сеизмичке енергије ослобођене у веремени од 1879-2007 године. Потпун и декластеризован каталог је основа за прорачун сеизмичког хазарда. Анализа каталога је показала да су у ранијим истраживањима хазарда за простор Србије коначни резултати у великој мери оптерећени накнадним земљотресима који су третирани као независни догађаји, те је сходно томе прорачун максималних магнитуда предимензиониран.

4.2 Сеизмотектонски модел

Базу за процену актуелног обрасца деформације земљине коре на простору Западног Балкана представљају резултати мултидисциплинарних истраживања која имају за циљ утврђивање карактера кратања и његов апсолутни износ, са дефинисањем глобалне и регионалне компоненте.

Сеизмичност, дефинисана из историјских и савремених сеизмолошких података, представљена просторном дистрибуцијом земљотреса (карте епицентара Србије) разматрана је у контексту постојећих неотектонских модела. Груписање земљотреса у жаришта односно жаришта у зоне третирано је као основа за дефинисање геометрије деформације. Зоне највећег сеизмогенетског потенцијала су зона јадранске обале и зона централне Србије.

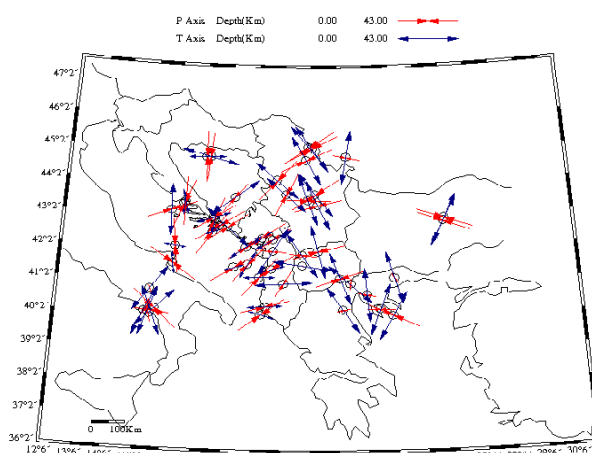
Особеност простора да се јаки земљотреси јављају са увек новим положајем епицентра уз релативно кратак период поуздано осматраних сеизмичких догађаја, захтева допунске приступе генерализације догађања земљотреса у простору. Један од њих је дефинисање сеизмичке активности. Сеизмичка активност простора основа је за извајање простора по параметру не само реализованих земљотреса већ и по параметру зона предиспонираних за догађање земљотреса. При овој анализи разматране су и геолошке карактеристике конкретног простора. Као потенцијални простори будућих земљотреса издвојени су простор источно од Лазаревачког жаришта, простор између Мионичког и Крупањског жаришта, зона западноморавског рова и област источно од Приштине.

Доминантни регионални напони потврђени су и дефинисани на основу параметара фокалних механизма. Савремена тектонска активност, представљена фокалним механизмима указује на компресионе, тензионе и транскурентне карактеристике простора. Извајање простора истог стила кретања засновано је на постојаности и особености оријентација главних оса сеизмичког напона, оса компресије - Р и оса дилатације - Т које условљавају тип доминантног кретања у земљиној кори при земљотресу (Слика 7.). Зоне доминантног реверсног раседања је зона Динарида при чему интензитет кратања, тј земљотреса опада ка копну односно северо-истоку. Транспорт земљине коре ка североистоку, најинтензивнији у приморју, уз њено сажимање на читавом простору одлика је кратања земљине коре у простору Динарида.

Зона централне Србије, великим делом Вардарска зона је зона интензивних хоризонталних кретања по систему коњугованих раседа оријентисаних СИ-ЈЗ и СЗ-ЈИ при чему се врши константан транспорт земљине коре у правцу север-северо-запада.

Зона јужне Србије је простор нормалних раседања са верикалним кретањима земљине насталим као последица како екстензионих процеса у Грчкој тако и процесу измицања централне Србије ка ССЗ.

Комплексност динамике земљине коре на простору Југославије манифестована сложеним тектонским карактеристикама и високом сеизмичком активношћу потврђена је и резултатима сеизмолошких истраживања сеизмотектонског модела. По својој суштини, оцене добијене сеизмолошким истраживањима су квалитативне и не говоре о апсолутним износима кретања у земљиној кори.



Слика 7. Оријентација оса компресије и дилатације за земљотресе простора Балкана

Сеизмотектонски модел представља регионалну представу о кретању земљине коре и то оном њеном кретању које за последицу има догађање земљотреса. Према регистрованим земљотресима овим кретањима је захваћена литосфера по укупној својој дебљини. Како се сеизмотектонски процеси могу сматрати стационарним за дуги временски период то сеизмотектонски модел даје представу о дугорочним трендовима кретања у земљиној кори. Потврда сеизмотектонског модела остварена је компарацијом са резултатима геодетских и геомагнетских истраживања и публикованих резултата сличних истраживања у региону.

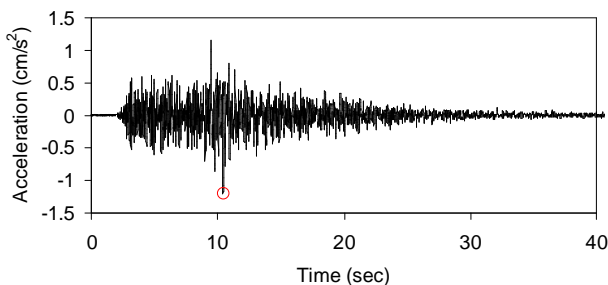
Резултати астрономских мерења показују повећање географске ширине у Београду за 12 mm годишње. Апсолутни износ промене једне од компоненти хоризонталног кретања земљине коре потврђује транспорт земљине коре ка ССЗ, мада се део укупних кретања може интерпретирати као "пливање" јужног дела Европе ка северу, а део као измицање централне Србије под утицајем бочних притисака из простора Динарида односно Карпатобалканида.

Хармонизација карата сеизмичког хазарда Западног Балкана

"Хармонизација карата сеизмичког хазарда за земље Западног Балкана", са званичним називом ESP.EAP.SFPP 983054 - "Harmonization of Seismic Hazard Maps for the Western Balkan Countries". Средства за финансирање реализације овог пројекта, у трајању од три године, одобрена су од НАТО Комитета - Наука за мир и безбедност, у оквиру програма „Наука за мир“ у износу од 98,000 евра. Поред представника из Србије на пројекту учествују институције из Албаније, Босне и Херцеговине са Републиком Српском, Македоније, Хрватске и Црне Горе.

Припрема предлога пројекта одвијала се под покровитељством Секретаријата Иницијативе за приправност и заштиту од катастрофа са седиштем у Сарајеву, који ради у оквиру Пакта за стабилност југоисточне Европе (DPPI SEE), као и Сектором за заштиту и спасавање МУП-а Републике Србије.

У оквиру пројекта набављена су 12 акцелерографа за погушћење националне акцелерографске мреже. Пет акцелерографа су инсталирана и прве регистрације убрзања на територији Србије савременим дигиталним акцелерографима су остварене. На слици 8. је приказана историја убрзања регистрована на основној стени на брани Врутци земљотреса који се догодио код Чачка 15.02.2008. године и имао магнитуду 4.5.



Слика 8. Историја убрзања земљотреса код Чачка $M=4.5$ регистрована на брани Врутци

Значај регистрованих акцелерација земљотреса је у формирању базе података за дефинисање предикционог модела кретања тла неопходних за прорачун хазарда и за дефинисање националних параметара за примену ЕЦ8-1 који се односе на еластичне спектре одговора за поједине типове тла.

Акцелерација регистрована на брани Врутци остварена је на тлу типа А по ЕЦ8-1 па је на слици 9 приказан еластични спектар одговора упоредо са спектром одговора дефинисаним по ЕЦ8-1 за тло типа А.

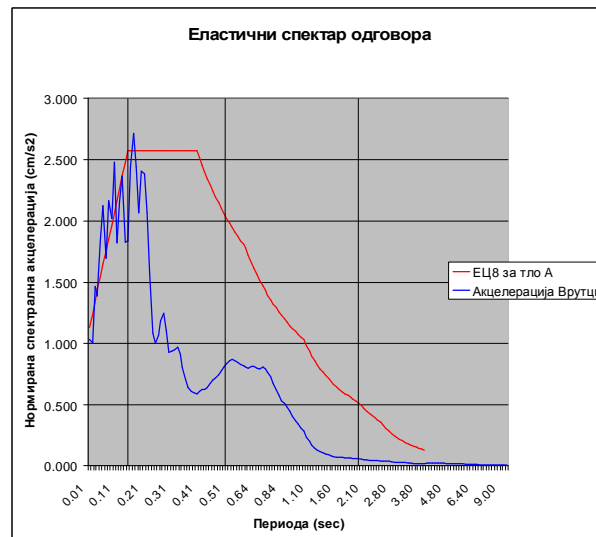
Циљеви пројекта Хармонизација карата сеизмичког хазарда Западног Балкана су поред осталог:

1. Успостављање јединствене базе података о земљотресима, сеизмотектоници и сеизмичком хазарду у ГИС окружењу за територију читавог региона.

2. Унапређење методолошких поступака и хармонизација карата хазарда земаља учесница на

Пројекту са циљем превазилажење разлика у нивоу хазарда у граничним зонама

3. Унапређење постојеће инфраструктуре сеизмичког мониторинга инсталирањем сензора за регистровање јаких и слабих земљотреса



Слика 9. Упоредни приказ еластичног спектра одговора за тло типа А по ЕЦ8-1 и регистрације Врутци

4.3 Детерминистичка анализа сеизмичког хазарда за територију Румуније, Бугарске, Македоније и Србије

Међународна организација Централно Европска Иницијатива је финансијер пројекта који је базиран на примени методологије развијене у Department of Earth Sciences Универзитета у Трсту, Италија. У случајевима скоро потпуног одсуства, регистрованих акцелерација, предност у микрозонирању територије имају методе базиране на прорачуну синтетичких сеизмограма детерминистичким приступом. Просторна подела на сеизмичке зоне биће изведена на основу сеизмотектонских критеријума и особености просторне дистрибуције земљотреса. Како је израда унифицираног каталога у завршној фази, прелиминарна карта хазарда детерминистичким приступом ће бити окончана до краја године. Не мање значајан резултат овог пројекта од унифицираног приступа изради карте је израда заједничког каталога за четири земље на пројекту. Несагласност сеизмичког хазарда у граничним областима ће заједничким пројектом бити избегнута.

5 УМЕСТО ЗАКЉУЧКА

Резултати постигнути на развоју Националне сеизмолошке мреже, резултати који се очекују у непосредној будућности на изради карата хазарда, императивно намећу проблем израде и усаглашавања пратећих прописа који омогућавају њихову успешну и целисходну примену.

Сеизмолошке карте или карте сеизмичког хазарда су само једна од компоненти укупног садржаја коју регулише Правилнику о техничким нормативима за изградњу објеката високоградње у сеизмичким подручјима (Сл.лист СФРЈ 31/81, са допунама 49/82,29/83,21/88 и 52/90).Учешће Сеизмолошког завода на изради новог Правилника ограничено је на израду Сеизмолошке карте која је основа за примену правила пројектовања која су садржана у Правилнику. У току израде предлога новог правилника неопходно је усаглашавање наших стандарда са европским.

Једна од регулатива чије је усаглашавање са савременим резултатима у сеизмологији такође неопходно је и Правилник о сеизмичком осматрању

високих брана. Садржај овог Правилника, који се односи на инструменте за осматрање индуковане сизмичности, је предимензионирана с обзиром на развој националне сеизмолошке мреже. Приступ инструментацији у Правилнику је базиран на аналогним инструментима који да скоро више и нису у употреби.

Свакако не мање актуелан је и проблем примене Правилника за процену штета од елементарних непогода код процене штета од земљотреса. Усаглашавање типова оштећења и објеката, које третира, са EMC-98 је неопходно у процесу харминизације наших прописа са Европским стандардима.

6 ЛИТЕРАТУРА

- [1] Вукашиновић М.(1973). Карта сеизмичке регионализације СР Србије.
- [2] Ђурђевић С. и С. Радовановић.(1995). Зависнос доминантне периоде регионалних земљотреса од епицентралног растојања и магнитуде. Зборник радова конференције: Савремени трендови развоја геофизике. Београд. Зборник радова стр. 182-186.
- [3] Јанковић М., С.Вучинић, В.Шупић, Д.Цвијановић, Д.Скоко, Д. Хаџијевски, В.Рибарич и М. Вукашиновић, (1982). Социјалистичка Федеративна Република Југославија: Привремена сеизмолошка карта. Издавач Југословенска заједница за сеизмологију. Београд
- [4] Jimenez M.J. Giardini G. and G. Grunthal and SESAME working group.(2001). Unified Seismic Hazard Modelling The Mediterranean Region.Boll.Geof..Teor.Appl. No 42 pp-3-18,
- [5] Јоргић М., В.Шупић, В.Кук, Д. Хаџијевски, Л. Пекевски, В.Рибарич и М. Вукашиновић.(1987). Социјалистичка Федеративна Република Југославија: Сеизмолошка карта. Издавач Југословенска заједница за сеизмологију. Београд
- [6] Ковачевић С. (2000). Сеизмодеформације терена под утицајем јаких земљотреса у Србији, магистарски рад. Рударско геолошки факултет Универзитета у Београду.
- [7] Недељковић Р. (1950) Сеизмолошка карта Југославије. Радови Сеизмолошког завода ФНРЈ, Београд
- [8] Radovanović S., Pavlović R. and M.Marković, (1997). Seismotectonics, Neotectonics and Induced Seismicity of the Bajina Basta Wider Reservoirs Area (Yugoslavia) . The 29TH general assembly of IASPEI.Greece. Abstracts pp 367.
- [9] Радовановић С..(1995). Сеизмичко моделовање Вардарске зоне инверзијом запреминских таласа блиских земљотреса.магистарски рад. Рударско геолошки факултет Универзитета у Београду.
- [10] UNDP/UNESCO (1970-1976). Survey of the Seismicity of the Balkan Region. Скопје,..
- [11] UNDP/UNESCO (1982–1985). Project "Seismic risk reduction in the Balkan Region",
- [12] Wiemer, S., and M. Wyss, Minimum magnitude of complete reporting in earthquake catalogs: examples from Alaska, the Western United States, and Japan, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 90, 859-869, 2000
- [13] Gardner, J. K., and L. Knopoff (1974). Is the sequence of earthquakes in southern California with aftershocks removed Poissonian? *Bulletin of the Seismological Society of America* 64, 1,363–1,367.

СЕИЗМОЛОШКА ИЗУЧАВАЊА У СРБИЈИ

Славица РАДОВАНОВИЋ

Висока сеизмичка активност, простора Западног Балкана манифестовала се догађањем великог броја штетних и катастрофалних земљотреса како у историјском тако и у савременом периоду. Сеизмолошка мерења, и изучавања, сходно томе на овом простору имају дугу традицију. Наравно ова изучавања нису могла да спрече догађања земљотреса али су резултати свакако утицали на смањење штета од земљотреса. Економска неразвијеност региона често је у прошлости била главни узрок недовољне опремљености сеизмолошких служби те су резултати из тих периода били скромни. Заједничка је одлика да се сеизмологија, а пре свега сеизмолошки мониторинг развијао од земљотреса до земљотреса.

Заједнички пројекти који су организовани у прошлости и који су у току, допринели су размени знања, јачању сарадње и коначно повезивању свих сеизмолошких мрежа региона у јединствену виртуалну мрежу Западног Балкана.

Коначно су се, после једног века постојања, стекли услови за брзо и тачно лоцирање и јаким и слабим земљотреса у региону и извештавање јавности. Реализацијом пројеката израде сеизмолошких карата, који су у току, неопходна основа за усаглашавање са европским стандардима противтрусне градње ће бити остварена.

Кључне речи: Земљотрес, сеизмички hazard, сеизмички мониторинг.

SEISMOLOGICAL INVESTIGATION IN SERBIA

Славица РАДОВАНОВИЋ

The West Balkans are historically known as a natural disaster prone area. As a matter of fact Serbia, Montenegro, Croatia and Macedonia are classified as high seismic risk areas. The Seismological monitoring and investigation expected impact, of course, could not prevent earthquakes, but will supply the authorities, the relevant international organisations and the public with information, which will make possible proper measures for diminishing the damages, caused by earthquakes. The earthquakes influence any part of the life in the earthquake prone areas. Earthquakes can lead to significant losses – both losses on human lives and economic losses. Therefore, potential impact of seismological investigation is on wide spectrum of community:

a. Local citizens from West Balkan countries benefit from better country preparedness to strong earthquakes,

b. Government and its agencies, civil protection being one of the most important, have fast and reliable information on earthquake, which give them information necessary to take appropriate actions. The government and agencies are involved in seismic hazard studies and building code adjustment.

c. Business sector is influenced by the new information on seismicity of the region – mainly through seismic hazard studies,

d. Research institutions benefit from better data and their quantity mainly in process of building up strategy for medium and long term seismic risk mitigation. Significant impact on enhanced capabilities in on-line monitoring of earthquake activity in W. Balkan countries is achieved.

The increased demand worldwide for disaster assistance clearly demonstrates the need for countries to factor hazard and vulnerability considerations into their development policies, strategies and plans. This is important in order to avoid economic growth and welfare being eroded by large and medium scale disaster losses.

Key words: Earthquake, seismic hazard, seismic monitoring.

SEIZMIČKA MIKROREJONIZACIJA GRAĐEVINSKE POVRŠINE ZA OBJEKAT SPORTSKA DVORANA OŠ "FILIP FILIPOVIĆ" U NIŠU

Slavko ZDRAVKOVIĆ
Dragan ZLATKOV

STRUČNI RAD
UDK: 534.647:699.841:725.391(497.11) = 861

1 UVOD

Mikrorejonizacija se vrši pri izradi važnijih objekata koji leže u oblastima sedmog do devetog (desetog) stepena seizmičke aktivnosti po MKS ili MSK skali. Prema Pravilniku o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima i prema njegovim izmenama i dopunama definisano je da se za projektovanje objekata svrstanih u prvu kategoriju mora prethodno definisati koeficijent seizmičkog intenziteta i drugi parametri, posebnim istraživanjima-seizmičkom mikrorejonizacijom građevinskih površina. Objekat "Fiskulturna dvorana OŠ Filip Filipović" u Nišu, spada u I kategoriju objekata.

Na karti seizmičke rejonizacije SFRJ za povratni period od 1000 god, (1987.god.) predmetna lokacija se nalazi u oblasti osmog stepena MSK skale, a zadatak mikrorejonizacije je da u zavisnosti od toga, za koliko se kvalitet tla i mikrogeološki uslovi na razmatranoj lokaciji razlikuju od fiktivnog tla i geoloških uslova na karti, popravi osnovni stepen koji je dat na karti. Za potrebe projektovanja objekta je potrebno naći i učestanost ponavljanja određenih stepena seizmičnosti za interesantne vremenske intervale, koji zavise od veka eksploatacije objekta, kao i verovatnoće njihovih događaja, kao bi se ocenio seizmički rizik pri događanju ovih procesa.

Kako je zemljotres stohastički proces u frekventnom i amplitudnom domenu, tj. pojava za koju su vezane mnoge proizvoljnosti to se u aseizmičkom projektovanju mora prihvatiti postojanje izvesnog nivoa seizmičkog rizika, čak i u slučajevima najsuptilnije analize. Ovaj kompromis-seizmički rizik nije zavisn samo od

seizmičke lokacije i ekonomski prihvatljivog kriterijuma zaštite, već i od tipa konstrukcije i primenjenog građevinskog materijala.

2 OSVRT NA SEIZMIČKU ISTORIJU REGIONA

Na području Srbije nastali su sledeći katastrofalni zemljotresi, intenziteta IX stepena: 1737-Leskovac, 1983-Svilajnac, 1755-Vranje, 1921-Uroševac, 1922-Lazarevac, 1927-Rudnik, 1980-Kopaonik. Specifični uslovi na pojedinim lokacijama, naročito uticaj lokalnog tla, nisu u seizmološkim kartama uzeti u obzir. Na predmetnoj lokaciji nije konstantovan nijedan zemljotres koji bi bio zvanično registrovan u "Catalogue of earthquakes" Unesco, Skopje 1974. god. Međutim ovu oblast ugrožavali su seizmički talasi sa trusnih područja koja su navedena u Tabeli 1.

Pored navedenih elemenata važnu karakteristiku zemljotresa predstavlja njegov hipocentar, pa je iz tih razloga ustanovljena veza između energije zemljotresa u hipocentru i energije na površini terena i dubine ognjišta. Korelativna zavisnost između jačine zemljotresa u i-toj tački l_i , dubine ognjišta h , hipocentralne udaljenosti $\sqrt{D^2 + h^2}$, epicentralne udaljenosti D i magnitude M za posmatrano područje važi u sledećim oblicima:

$$\begin{aligned} I_i &= 1,5M - 3,5 \log \sqrt{D^2 + h^2} + 3,5 \\ I_i &= 1,5M - 3,1 \log \sqrt{D^2 + h^2} + 3,0 \\ I_i &= 1,5M - 3,5 \log D + 3,3 \end{aligned} \quad (1)$$

Адреса аутора:
Slavko Zdravković, Dragan Zlatkov
Građevinsko arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu

Tabela 1. Trusna područja šire lokacije

Trusno područje	X	Y	Vreme	Magnituda M	Intenzitet I ₀	Dubina žarišta h (km)	Odstojanje D(km)
Svilajnac	4916	2117	8. 4.1893.	6,3	9,0	18	125
Berovo	4448	2306	4. 4.1904	7,1	9,0	15	155
Uroševac	4350	2115	10.8.1921	6,5	9,0	15	100
Lazarevac	4424	2029	29.3.1922	6,0	9,0	/	150
Rudnik	4406	2030	15.5.1927	/	9,0	/	120
Skoplje	4200	2129	26.7.1963	6,1	9,0	7-10	130
Vrančea	4580	1930	4.3.1977.	7,2	9,0	90 (146)	555
C. primorje	4190	1930	5.4.1979.	7,3	9,0	17	270
Kopaonik Brzeće	4320	2058	18.5.1980.	6,0	8,5	10	55-80
Kopaonik Brus	4320	2058	10.9.1983.	5,1	7,5	8,5	55-80
Kopaonik	4320	2058	10. 5.1985.	5,2	9,0	8,5	55-80

3 SEIZMIČKE KARAKTERISTIKE TERENA, VEROVATNOĆA DOGAĐANJA

Kao kvalitativno obeležje seizmičnosti usvojena je učestalost (ponovljivost) zemljotresa N sa različitom energijom E u ognjištu zemljotresa. Zavisnost, koja postoji između N i E naziva se Zakonom učestanosti zemljotresa i predstavlja se grafički u dvojnjoj logaritamskoj skali. Za jedinicu vremena se uzima obično jedna godina, a za jedinicu površine 1000 km². Odnos između broja zemljotresa N i date energetske skale K (K=logE u džulima) može se predstaviti empirijskom formulom

$$\log N = gK \quad (2)$$

Na osnovu [6] su navedene sledeće formule za određivanje frekvencije zemljotresa energetske klase (K) i seizmičke aktivnosti (A) i dobijene su sledeće vrednosti: Svilajnačka trusna oblast:

$$K_n = 14,95 - 2,44 \log N_{100} A_{13} = 0,06 K_{\max} = 15,5$$

Niška trusna oblast:

$$K_n = 11,91 - 1,79 \log N_{100} A_{13} = 0,03 K_{\max} = 14,5$$

Berovska trusna oblast:

$$K_n = 14,80 - 2,17 \log N_{100} A_{13} = 0,07 K_{\max} = 16,5$$

Maksimalna jačina zemljotresa određena je preko korelacione zavisnosti K_{max} i A, za trusnu oblast Niša i epicentralne oblasti Svilajнца i Berova:

$$\log A = 2,84 + 0,21(K_{\max} - 15); K_{\max} \leq 15$$

$$\log A = 2,84 + 0,39(K_{\max} - 15); K_{\max} > 15$$

Pri konstruisanju grafika učestanosti koriste se ne samo funkcije N = N(E) već i funkcija N = N(M). Dijagram ponavljanja amplituda je prvi put prikazan od Gutengerga i Richtera 1940. god. Nađeno je da

ponavljanje magnituda u dužem intervalu vremena sledi opadajući eksponencijalni zakon oblika:

$$M(N) = 10^a - bM \quad (3)$$

gde su a i b konstante područja.

Za područje Srednje Srbije (gde pripada i predmetno područje) nađena je relacija učestanosti magnituda za vremenski period od 70 godina (1901-1970). Tako određene vrednosti mogu biti prikazane sledećim izrazom:

$$N(M) = 10^{5,23} - 0,88M = (1,7 \times 10^5) 10^{-0,88M} \quad (3a)$$

što se vrlo dobro slaže sa ishodnim podacima.

Ako se relacija svede na jednu godinu treba podeliti predhodni izraz sa 70, pa se dobija

$$N_{T=1}(M) = 2428 \times 10^{-0,88M} \quad (3b)$$

te srednji period potresa T = 1/N_{T=1}(M) za nekoliko magnituda iznosi:

M ≥	5,0	5,5	6,0	6,5	6,92	7,26
T (god.)	10	28	78	216	507	1007

Dakle, može se očekivati da se u epicentralnom području svakih deset godina dogodi jedan potres M ≥ 5, svakih 28 godina jedan potres M ≥ 5,5, svakih 216 godina jedan potres M ≥ 6,5 i tako redom.

Pri proučavanju raspodele verovatnoće pojava zemljotresa sa različitim amplitudama, za praktične svrhe važno je analizirati snažne potrese većih magnituda, koje se ređe ili vrlo retko javljaju. Osobine ekstremnih vrednosti detaljno je obradio E. J. Gumbel. Ako su y_j najveće godišnje amplitude M_j za n-sukcesivnih godina može se usvojiti da je:

$$G(M_j) = \exp \left[-a \exp(-bM_j) \right] \quad (4)$$

gde su α i β konstante.

Mada primena ekstremuma na epicentralno područje Srednje Srbije nailazi na izvesne teškoće, ipak je dobijeno da je $\alpha=1250$ za vremensku jedinicu od 5 godina i $\beta=1,62$. Svodeći α na period od jedne godine dobija se:

$$G(M) = \exp[-250 \exp(-1,62M)] \quad (5)$$

Među važnim veličinama koje se mogu diskutovati poznavajući raspodelu $G(M)$ spadaju: zemljotresni rizik, $R_T(M)$, srednji povratni period, T_0 , projektna magnituda za zadati period i sa zadatom verovatnoćom pojave, očekivana magnituda na delu područja sa zadatom verovatnoćom, ocena površina potresenih VII, VIII i IX stepena seizmičkog intenziteta sa zadatom verovatnoćom.

Zemljotresni rizik je verovatnoća da se dogodi jedan zemljotres sa magnitudom jednakom ili većom od M u periodu od T godina.

$$R_T(M) = 1 - \exp[-\alpha T \exp(-\beta M)] \quad (6)$$

gde su za posmatrano područje: $\alpha=250$; $\beta=1,62$

Verovatnoće da se dogodi potres $M \geq 6$ ili $M \geq 7$, za niz datih perioda u razmatranom epicentralnom području su:

T god.	10	20	30	50	70	100	200	500	1000
$R_T(6)$	14%	26%	36%	53%	65%	78%	95%	100%	100%
$R_T(7)$	3%	6%	9%	14%	19%	26%	45%	77%	95%

Obrazac za srednji povratni period potresa zadate magnitude ima oblik:

$$T_0 = \alpha^{-1} e^{\beta M} = 250^{-1} e^{1,62 \times M}$$

Po definiciji verovatnoća za T_0 iznosi 63%. Za posmatrano područje se dobija:

M	5,0	5,5	6,0	6,4	7,0	7,25	7,7
T_0 (god)	13	30	67	127	336	505	1006

Ako se želi da se zaštiti objekat za T godina, tako da se potres sa magnitudom $M \geq M_P(T)$ očekuje sa verovatnoćom P , koristi se sledeći obrazac:

$$M_P(T) = \frac{\ln \alpha T - \ln |-\ln(1-P)|}{\beta} \quad (8)$$

Potrebno je odrediti $M_P(T)$ za projektni period $T=100$ (500) godina uz jednake šanse da se potres takve magnitude dogodi ili ne dogodi ($P=0,5$). Unoseći u obrazac $\alpha=250$, $\beta=1,62$, $T=500$ i $P=0,5$ dobija se $M_{0,5}(100) \geq 6,46$, za epicentralno područje Srednje Srbije. Smatrajući da je seizmički režim na celom području jednak može se odrediti magnituda koja se očekuje za jedan deo područja sa zadatom verovatnoćom:

$$M_{s,t} = M_{s,T} - \frac{1}{\beta} \ln \frac{ST}{st} \quad (9)$$

gde je: $M_{s,t}$ - očekivana magnituda za manju površinu s u vremenu t , $M_{s,T}$ - očekivana magnituda na površini S u vremenu T . Kako je već sračunato $M_P(T) \geq 7,47$ za

$T=500$ godina uz $P=0,5$, uzimamo sada $M_{s,T} = M_P(T)$ i neka je $s/S = n$ i $T=200$ i 1000 godina. Za $M_{s,t}$ se dobija:

n	1	1/2	1/4	1/5	1/10
$T=200$	6,90	6,47	6,05	5,90	5,48
$T=500$	7,47	7,00	6,61	6,22	5,91
$T=1000$	7,90	7,47	7,05	6,90	6,48

što znači da se na 1/4 površine $s=11360 \text{ km}^2$ može očekivati sa verovatnoćom $P=0,5$ da se u toku 200 godina dogodi jedan potres magnitude $M \geq 6,05$ ili u toku 1000 godina jedan potres $M \geq 7,05$.

4 MAGNITUDA I ENERGIJA

Sasvim je jasno da je magnituda u uskoj vezi sa energijom koja se oslobađa u hipocentru. Postoji više formula koje izražavaju vezu između magnitude M i energije E u žarištu. Jedna od tih formula je:

$$\log E = 1,5M + 11,4 \quad (10)$$

Druga formula koja izražava vezu između magnitude i energije u ognjištu, pri čemu se uzima u obzir dubina h ognjišta je formula BUNE-a:

$$\log E = 8,8 + 2 \log h + 1,8M \quad (11)$$

Za preračunavanje magnituda i seizmičkih intenziteta koristi se relacija tipa :

$$I_0 = C_1 M - C_2 \log h + C_3 \quad (12)$$

u kojoj se konstante C_j menjaju od područja do područja. Richter daje sledeću formulu:

$$I_0 = 1,5M - 3,5 \log \sqrt{D^2 + h^2} + 3,0 \quad (13)$$

što u ovom slučaju za : $M=7,05$; $D=100 \text{ km}$; $h=15 \text{ km}$ daje za: $I_0=6,55$ stepeni po MCS skali.

Osnovni stepen, dat na kartama vezan je za glinovito-peskovito zemljište sa nivoom podzemne vode na oko 4,0 m ispod površine terena. Može se izvršiti računski korekcija ovako određenog osnovnog stepen seizmičkog intenziteta preko određivanja relativnog priraštaja stepena seizmičkog intenziteta u zavisnosti od mikrogeoloških uslova tla u dijapazonu od $\pm 1^\circ$ MCS skale.

U okvir epicentralne oblasti Srednje Srbije, $S=11360 \text{ km}^2$, može se sa šansom pola-pola očekivati da u narednih 50 godina oko 70% površine bude potreseno intenzitetom VII stepena, oko 10% intenzitetom VIII stepena i oko 1% intenzitetom IX stepena MCS skale.

5 TEKTONSKI SKLOP I SEIZMOTEKTONSKE KARAKTERISTIKE

Na mikrolokaciji predviđenoj za izgradnju Sportske dvorane OŠ "Filip Filipović" u Nišu izvršena su geotehnička istraživanja. U toku izvođenja bušotina konstantovana je pojava i nivo podzemne vode na dubinama između 1,75 i 2,1 m, što se sa gledišta seizmičnosti lokacije može smatrati nepovoljnim. Teren generalno izgrađuju: peskovita glina, glinovit pesak, muljevit pesak, pesak i laporovita glina. Izvršena je, geomehanička, hidrološka, inženjersko-geološka i geostatička analiza terena.

U seizmo-geološkom pogledu razlom Vrnjačka Banja-Belasica, kao i izvor kompetentnog kopaoničkog zemljotresa, sa žarištem u prostoru Brzeća i razlom Pogleda koji generišu seizmičku energiju potencijala 4-5,0 stepeni po Rihteru, čija je seizmička aktivnost ispoljena u dosadašnjoj istoriji, predstavljaju potencijalnu opasnost.

Ozbiljnim izvorom seizmičke energije može se smatrati žarište kod Prokuplja, sa svojim energetskim kapacitetom (4,5-5 stepeni Rihterove skale), koje predstavlja izvor seizmičke opasnosti za ovu lokaciju. Sa tim podacima može se sagledati opasnost koja proizilazi iz užeg područja predmetnog mesta, dok se udaljeniji izvor može sagledati sa izvesnim smanjenjem usled prigušivanja, koji se svakako nalaze u međuprostoru.

6 ODREĐIVANJE RELEVATNE IZMENE SEIZMIČKOG INTENZITETA

Kako stepen oštećenja objekta zemljotresom u velikoj meri zavisi od inženjersko-geoloških uslova tla na lokaciji kao i od kvaliteta tla zastupljenoj na toj lokaciji S.V.Medvedev [1] je došao do formule za računanje priraštaja intenziteta u zavisnosti od uslova tla. Pri tome je najvažnija karakteristika tla, u smislu ocenjivanja seizmičkog uticaja na seizmički intenzitet, seizmika inpendancija. Ona je jednaka proizvodu brzine prostiranja seizmičkog talasa u tlu i zapreminske težine tla, pa je na osnovu toga Medvedev sastavio tabelu u kojoj je dao seizmičke karakteristike pojedinih kategorija tla.

Obzirom da nisu vršena merenja ovih veličina na terenu usvojene su vrednosti iz tabele koje za prevladavajuće tlo na našem lokalitetu mogu biti procenjene sa:

$$\frac{v_0 r_0}{v_n r_n} = 6,0 \quad (14)$$

gde je v_n , v_0 - brzina rasprostiranja, u km/s, seizmičkih talasa kroz posmatrano tlo, odnosno kroz granit, koji je uzet za etalon; ρ_n , ρ_0 - gustina posmatranog tla, odnosno granita (kao etalona) u g/cm^3 .

Na osnovu ovih podataka, Medvedev je izveo formulu za računanje priraštaja stepena seizmičkog intenziteta u zavisnosti od uslova tla i dubine podzemne vode na lokaciji, koja glasi:

$$n_1 + n_2 = x_n \left| \log(v_0 r_0) - \log(v_n r_n) \right| + e^{-0,04h^2} \quad (15)$$

$$(x_n = 1,55 \div 1,83; x_{n, sr} = 1,67)$$

gde je: h - dubina nivoa podzemne vode

Ako nema instrumentalnih merenja brzina rasprostiranja seizmičkih talasa, onda se orijentaciono određivanje mogućih menjanja intenziteta zemljotresa na različitim tlima može izvršiti prema poznatim izrazima, koristeći se literaturom [1]. Menjanje mogućeg intenziteta budućih zemljotresa, izraženog u stepenima, u zavisnosti od tipova tla i uslova podzemnih voda u odnosu na intenzitet (u stepenima) može se vršiti u skladu sa Tabelom 3 [1] .

Eksperimentalni podaci ukazuju da svako tlo pri oscilovanju ima svoju predominantnu periodu. Isto tako, poznato je da tlo stalno oscilira i da se amplitude sopstvenih oscilacija kreću od 0,6 do 1 mikrona, a da periode tih oscilacija iznose od 0,05 do 2 sekunde. Relativni priraštaj seizmičkog intenziteta za rezonantni uticaj sloja može se odrediti u zavisnosti od m_i i S_i

$$m_i = \frac{v_i r_i}{v_0 r_0} = 0,167 \quad S_i = \frac{H}{v_i T_i} = (0,1; 0,6) \quad (16)$$

gde je H debljina sloja.

Povećanjem intenziteta n_3 izraženog u desetim delovima stepena, zbog rezonantnosti osobine tla koje je okarakterisano veličinama m_i i s_i tabelarno je sredio Medvedev i u našem slučaju ono iznosi: $n_3=0,20$. Uvažavajući sve napred navedeno može se sračunati ukupni relevantni priraštaj seizmičkog intenziteta n za predmetnu lokaciju, tj. $n = n_1 + n_2 + n_3$

$$n = 1,67 \log 6,0 + e^{-0,04 \cdot 1,9^2} + 0,2 = 1,30 + 0,86 + 0,20 = 2,36$$

te je ukupni seizmički intenzitet moguće proceniti kao

$$I_{n(aps)} = I_i + n = 6,55 + 2,36 = 8,91 \quad (17)$$

Pregledom bušotina, preseka i dr., kao i na osnovu inženjersko-geološkog opisa razmatrane zone sa geomorfološkim uslovima tla, nivoa podzemne vode i drugih fizičko-geoloških pojava može se odrediti intenzitet zemljotresa. Menjanje mogućeg intenziteta budućih zemljotresa, izraženog u stepenima, u zavisnosti od tipova tla i uslova podzemnih voda u odnosu na intenzitet (u stepenima) do kog se došlo seizmičkom rejonizacijom, može se vršiti u skladu sa Tabelom 3. [1] .

Prema geotehničkom elaboratu predmetne lokacije teren izgrađuju šljunkovi. Inženjersko geološki uslovi, u pogledu sastava i sklopa terena su povoljni. Nema uslova za nastanak savremenih inženjersko-geoloških procesa (kliženja, bubrenja i dr.) pa će teren sa planiranim objektom biti stabilan. U našem slučaju je:

$$n_1 = n + n_b = 1,5 + 0,85 = 2,35$$

$$n_2 = n_1 - n_{1c} = 2,35 - 1,5 = 0,85$$

Pa se apsolutni stepen seizmičkog intenziteta dobija iz izraza:

$$I_{n(aps)} = I_{n(osn)} + n_2 = 8,0 + 0,85 = 8,85^o \text{ MCS (MSK)} \quad (18)$$

gde su:

n - prirast seizmičkog intenziteta u stepenima za posmatrano tlo, u odnosu na granit,

n_b - prirast seizmičkog intenziteta za isto tlo natopljeno vodom u odnosu na prirodno vlažno tlo

$n_1 = n + n_b$ - prirast seizmičke aktivnosti vodom natopljenog tla prema granitu ($n_1 = 2,35$),

$n_2 = n_1 - n_{1c}$ - prirast seizmičke aktivnosti na posmatranom tlu u odnosu na drugo tlo izraženo u stepenima, $n_{1c} = 1,5$ - odgovara prosečnom tlu predmetne lokacije. ($n_2 = 0,85$),

x_n - konstantni koficijent, izračunat na osnovu materijala dobijenog posmatranjem za odnosno tlo, u stepenima (Tabela 2. [1]). x_0 - srednja vrednost stalnih koficijenata, u stepenima ($x_0 = 1,67$).

Posebna merenja veličina seizmičkih krutosti pojedinih vrsta tla na lokaciji objekta nisu vršena, pa su korišćeni odgovarajući rezultati merenja, izvršenih u istražnim radovima za izradu Elaborata o geotehničkim uslovima fundiranja objekta. U Elaboratu [5] su na osnovu sprovedenih istraživanja određeni projektni seizmički parametri uže lokacije, neophodni za izradu seizmičkog proračuna konstrukcije objekta. Određena su očekivana pomeranja i ubrzanja tla i definisan je koficijent seizmičnosti uže lokacije.

7 ZAKLJUČAK

Pomoću seizmičke mikrojejonizacije trebalo bi da se preciznije odredi uticaj zemljotresa na određenoj lokaciji, uzimajući u obzir geološke, hidrogeološke, morfološke i mikrosezmičke uslove na toj lokaciji. Polazna osnova za seizmičku mikrojejonizaciju je seizmička rejonizacija, tj. osnovni stepen intenziteta ili neki drugi osnovni parametar, koji važi za šire seizmičko područje. Obzirom na priličan broj nerešenih probleme kod seizmičke rejonizacije i seizmička mikrojejonizacija, koja polazi od seizmičke rejonizacije je u istom stepenu pouzdana.

Intenzitet zemljotresa nije moguće odgovarajuće definisati samo jednom jedinom brojkom. Za krute konstrukcije je najvažniji parametar ubrzanje, za srednje krute-brzina, a za fleksibilne pomeranje tla pri dejstvu

REZIME

SEIZMIČKA MIKROREJONIZACIJA GRAĐEVINSKE POVRŠINE ZA OBJEKAT SPORTSKA DVORANA OŠ "FILIP FILIPOVIĆ" U NIŠU

Slavko ZDRAVKOVIĆ
Dragan ZLATKOV

Budući da za predmetnu lokaciju ne postoje potrebni podaci na osnovu kojih bi se definisali seizmički rizik i seizmički projektni parametri potrebno je da se izvrše posebna seizmička i seizmotektonska istraživanja šireg regiona i inženjersko-seizmološka istraživanja na lokaciji objekta. Projektni seizmički parametri definišu se uglavnom probablističkom analizom na osnovu raspoloživih podataka koji se baziraju na prethodni period. Za veću verovatnoću tačnosti ove analize mogu se izvršiti dopunska terenska istraživanja na osnovu kojih bi se mogao definisati i pouzdaniji stepen sigurnosti. Međutim, ova analiza se može smatrati pouzdanom obzirom da je, između ostalog, sprovedena i na osnovu registracija dogođenih jakih zemljotresa čiji je uticaj zabeležen u epicentralnoj zoni i na razmatranom području i lokaciji.

Ključne reči: Zemljotres, seizmička mikrojejonizacija, seizmički rizik, seizmički parametri

zemljotresa. Zbog toga se predlažu kombinovane veličine za određivanje intenziteta, naprimer maksimalno ubrzanje, brzina ili pomeranje tla, za krute, srednje-krute i fleksibilne konstrukcije, ili integrali spektra ubrzanja, brzine i pomeranja.

Uzimajući u obzir svu kompleksnost problema, kao i relativnu vrednost seizmičkih podataka za seizmičku rejonizaciju, što je posledica mnogobrojnih nepoznatih činioca kod prognoziranja zemljotresa, razumljivo je što ne postoji jedinstven stav po pitanju seizmičke mikrojejonizacije.

8 LITERATURA

- [1] S. V. Medvedev: *Inženjerska seizmologija*, Građevinska knjiga, Beograd, 1965.
- [2] Analiza na registraciite na dviženjeto na tloto dobijeni vo Niš-Jugoslavija, od zemljotresot Vrančea-Romania od 4. mart 1977. Publikacija br. 55 1977.
- [3] Preliminarna analiza registracija kretanja tla od zemljotresa u Kopaoničkom regionu od 18. i 23. maja 1987. godine, Publikacija br. 68, Skoplje, 1980.
- [4] S. Zdravković: *Seizmička mikrojejonizacija pregradnog mesta brane "Krajkovačka reka"* časopis "Nauka + praksa" Institut za građevinarstvo i arhitekturu, Niš, 1/93. Niš 1993.
- [5] S. Zdravković: *Seizmička mikrojejonizacija građevinske površine za objekat Sportska dvorana OŠ "Filip Filipović" u Nišu*, Institut za građevinarstvo i arhitekturu, Niš, januar, 1996.
- [6] Seizmološki zavod SR Srbije, Beograd - Seizmička regionalizacija lokacije objekta u ul. "Albanske golgote" u Nišu.

SUMMARY

SEISMIC MICRO-REONISATION OF THE SITE AREA FOR THE SPORT HALL BUILDING OF ELEMENTARY SCHOOL "FILIP FILIPOVIĆ" IN NISH

Slavko ZDRAVKOVIĆ
Dragan ZLATKOV

There are no data necessary for definition of seismic risk and design seismic parameters for considered location, so it is necessary to carry out particular seismic and seismic-tectonic investigations on a wider region as well as engineering-seismological investigations on the location of the structure. Design seismic parameters can be defined mainly by probabilistic analysis according to available data based on the past period. For the purpose of higher precision probability of this analysis, some additional terrain investigations could be done and more reliable security level could be defined based on them. But carried out analysis can be accepted as reliable because it has been performed on the base of registrations of already happened strong earthquakes with influence in epicentre zone as well as in considered region and location.

Key words: Earthquake, seismic micro-reonisation, seismic risk, seismic parameters.

UPUTSTVO AUTORIMA

Prihvatanje radova i vrste priloga

U časopisu Materijali i konstrukcije štampaće se neobjavljivi radovi ili članci i konferencijska saopštenja sa određenim dopunama ili bez dopuna, prema odluci Redakcionog odbora, a samo izuzetno uz dozvolu prethodnog izdavača prihvatiće se i objavljeni rad. Vrste priloga autora i saradnika koji će se štampati su: originalni naučni radovi, prethodna saopštenja, pregledni radovi, stručni radovi, konferencijska saopštenja (radovi sa naučno-stručnih skupova), kao i ostali prilozi kao što su: prikazi objekata i iskustava-primeri, diskusije povodom objavljenih radova i pisma uredništvu, prikazi knjiga i zbornika radova, kao i obaveštenja o naučno-stručnim skupovima.

Originalni naučni rad je primarni izvor naučnih informacija i novih ideja i saznanja kao rezultat izvornih istraživanja uz primenu adekvatnih naučnih metoda. Dobijeni rezultati se izlažu kratko, jasno i objektivno, ali tako da poznavalac problema može proceniti rezultate eksperimentalnih ili teorijsko numeričkih analiza i tok razmišljanja, tako da se istraživanje može ponoviti i pri tome dobiti iste ili rezultate u okvirima dopuštenih odstupanja, kako se to u radu navodi.

Prethodno saopštenje sadrži prva kratka obaveštenja o rezultatima istraživanja ali bez detaljnih objašnjenja, tj. kraće je od originalnog naučnog rada. U ovu kategoriju spadaju i diskusije o objavljenim radovima ako one sadrže naučne doprinose.

Pregledni rad je naučni rad koji prikazuje stanje nauke u određenoj oblasti kao plod analize, kritike i komentara i zaključaka publikovanih radova o kojima se daju svi neophodni podaci pregledno i kritički. Navode se sve bibliografske jedinice korišćene u obradi tematike, kao i radovi koji mogu doprineti rezultatima daljih istraživanja. Ukoliko su bibliografski podaci metodski sistematizovani, ali ne i analizirani i raspravljeni, takvi pregledni radovi se klasifikuju kao stručni pregledni radovi.

Stručni rad predstavlja koristan prilog u kome se iznose poznate spoznaje koje doprinose širenju znanja i prilagođava-nja rezultata izvornih istraživanja potrebama teorije i prakse. On sadrži i rezultate razvojnih istraživanja.

Konferencijsko saopštenje ili rad sopšten na naučno-stručnom skupu koji mogu biti objavljeni u izvornom obliku ili ih autor, u dogovoru sa redakcijom, bitno preradi i proširi. To mogu biti naučni radovi, naročito ako su sopštenja po pozivu Organizatora skupa ili sadrže originalne rezultate prvi put objavljene, pa ih je korisno uz određene dopune učiniti dostupnim široj stručnoj javnosti. Štampaće se i stručni radovi za koje Redakcioni odbor oceni da su od šireg interesa.

Sinopsis-opsežni sažetak (Extended abstract) predstavlja skraćeni članak na dve strane font 10pt, koji će se štampati na engleskom jeziku za članke pisane na srpskom, a na srpskom jeziku za članke pisane na engleskom jeziku. U njemu se daje sažet opis predmeta i cilja rada, primenjenih metoda i postupaka istraživanja, prikazuju svi originalni rezultati potkrepljeni ilustracijama, kao i popis citirane literature. Objavljivanje Sinopsisa ne isključuje objavljivanje sažetka-rezimea od oko 150 reči uz tekst članka.

Ostali prilozi su prikazi objekata, tj. njihove konstrukcije i iskustava-primeri u građenju i primeni različitih materijala, diskusije povodom objavljenih radova i pisma uredništvu, prikazi knjiga i zbornika radova, kao i obaveštenja o naučno-stručnim skupovima.

Autori uz rukopis predlažu kategorizaciju članka. Svi radovi pre objavljivanja se recenziraju, a o prihvatanju za publikovanje o njihovoj kategoriji konačnu odluku donosi Redakcioni odbor. Recenzenti mogu, kada je to potrebno, direktno kontaktirati sa autorima, da bi se pre pisanja konačne recenzije otklonili eventualni nedostaci u radu. Da bi se ubrzao postupak prihvatanja radova za publikovanje, potrebno je da autori uvažavaju Uputstva za pripremu radova koja su navedena u daljem tekstu.

Uputstva za pripremu rukopisa

Rukopis slati, na adresu Redakcionog odbora, otkucan jednostrano na listovima A-4 sa marginama od 25mm, u Wordu fontom Times New Roman sa 12pt (sa 60 slovnih znakova u redu i 35 redova po strani) i jednu kopiju svih

delova rada i priloga. Uz rukopis se predaje i elektronska kopija tekst fajlova, na disketi ako je sadržaj pretežno tekst, ili na CD-u ako ima više slika i grafičkih priloga. Autor je obavezan da čuva jednu kopiju rukopisa kod sebe zbog eventualnog oštećenja ili gubitka rukopisa.

Svaka stranica treba da bude numerisana, a optimalni obim članka je oko 16 stranica (30000 slovnih mesta) uključujući slike, fotografije, tabele i popis literature. Za radove većeg obima potrebna je saglasnost Redakcionog odbora.

Naslov rada treba sa što manje reči (poželjno osam, a najviše do jedanaeset) da opiše sadržaj članka. U naslovu ne koristiti skraćenice ni formule. U radu se iza naslova daju ime i prezime autora, a titule i zvanja, kao i ime institucije u podnožnoj napomeni. Autor za kontakt daje telefone, faks i adresu elektronske pošte, a za ostale autore poštansku adresu.

Uz sažetak (rezime) od oko 150 do 200 reči, na srpskom i engleskom jeziku daju se ključne reči (do deset). To je jezgrovit prikaz celog članka i čitaocima omogućuje uvid u njegove bitne elemente.

Rukopis se deli na poglavlja i potpoglavlja uz numeraciju, po hijerarhiji, arapskim brojevima. Svaki rad ima uvod, sadržinu rada sa rezultatima, analizom i zaključcima. Na kraju rada se daje popis literature.

Kod svih dimenzionalnih veličina obavezna je primena međunarodnih SI mernih jedinica.

Formule i jednačine treba pisati pažljivo vodeći računa o indeksima i eksponentima. Autori uz izraze u tekstu definišu simbole redom kako se pojavljuju, ali se može dati i posebna lista simbola u prilogu.

Prilozi (tabele, grafikoni, sheme i fotografije) rade se u crno-belom tehničkom, u formatu koji obezbeđuje da pri smanjenju na razmere za štampu, po širini jedan do dva stupca (8cm ili 16.5cm), a po visini najviše 24.5cm, ostanu jasni i čitljivi, tj. da veličine slova i brojeva budu najmanje 1.5mm. Originalni crteži treba da budu kvalitetni i u potpunosti pripremljeni za presnimavanje. Mogu biti i dobre, oštre i kontrastne fotokopije. Koristiti fotografije, u crno-belom tehničkom, na kvalitetnoj hartiji sa oštrim konturama, koje omogućuju jasnu reprodukciju. Skraćenice u prilogima koristiti samo izuzetno uz obaveznu legendu. Prilozi se posebno označavaju arapskim brojevima, prema redosledu navođenja u tekstu. Objašnjenje tabela daje se u tekstu.

Potrebno je dati spisak svih skraćenica korišćenih u tekstu.

U popisu literature na kraju rada daju se samo oni radovi koji se pominju u tekstu. Citirane radove treba prikazati po azbučnom redu. Literaturu u tekstu označiti arapskim brojevima u uglastim zagradama, kako se navodi i u Popisu citirane literature, napr [1]. Svaki citat u tekstu mora se naći u Popisu citirane literature i obrnuto svaki podatak iz Popisa se mora navesti u tekstu.

U Popisu literature se navode prezime i inicijali imena autora, zatim potpuni naslov citiranog članka, iza toga sledi ime časopisa, godina izdavanja i početna i završna stranica (od - do). Za knjige iza naslova upisuje se ime urednika (ako ih ima), broj izdanja, prva i poslednja stranica poglavlja ili dela knjige, ime izdavača i mesto objavljivanja, ako je navedeno više gradova navodi se samo prvi po redu. Kada autor citirane podatke ne uzima iz izvornog rada, već ih je pronašao u drugom delu, uz citat se dodaje «citirano prema...». Neobjavljeni članci mogu se pominjati u tekstu kao «usmeno saopštenje»

Autori su odgovorni za izneseni sadržaj i moraju sami obezbediti eventualno potrebne saglasnosti za objavljivanje nekih podataka i priloga koji se koriste u radu.

Ukoliko rad bude prihvaćen za štampu, autori su dužni da, po uputstvu Redakcije, unesu sve ispravke i dopune u tekstu i prilogima.

Za detaljnija tehnička uputstva za pripremu rukopisa autori se mogu obratiti Redakcionom odboru časopisa.

Rukopisi i prilozi objavljenih radova se ne vraćaju. Sva eventualna objašnjenja i uputstva mogu se dobiti od Redakcionog odbora.

Radovi se mogu slati i na e-mail: folic@uns.ns.ac.yu ili miram@uns.ns.ac.yu

