

PROJEKTNI POSPEŠEK TAL Z UPOŠTEVANJEM CILJNE VERJETNOSTI PORUŠITVE

DESIGN GROUND ACCELERATION BY CONSIDERING TARGET COLLAPSE RISK

Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.

jure.zizmond@fgg.uni-lj.si

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR)
Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 006.015.8:624.042.7

Povzetek | Projektiranje objektov na potresno obtežbo po trenutno veljavnih standardih vključuje linearno-elastično analizo, princip redukcije potresnih sil in metodo načrtovanja nosilnosti. Izhodišče za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij je projektni pospešek tal s povratno dobo 475 let. Evrokod 8 predpostavi, da so konstrukcije projektirane po standardu, varne pred porušitvijo, čeprav pojma varnosti ne opredeli. V članku predlagamo nov postopek za določitev projektnega pospeška tal, ki se ga izračuna iz ciljne verjetnosti porušitve ob upoštevanju predpostavljene vrednosti redukcijskega faktorja, razpršenosti mejnih pospeškov in parametra, s katerim upoštevamo kontinuum potresne nevarnosti. Sledi primer določitve projektnega pospeška tal za osemetažno stavbo, nato pa še kontrola projektiranja na osnovi poenostavljene nelinearne analize, kjer pokažemo, da je zadoščeno predpostavljeni vrednosti redukcijskega faktorja. Ocenjujemo, da je predlagani postopek za izračun projektnega pospeška tal bolj splošen od postopka, ki je predpisan s standardom Evrokod 8. Zato ga lahko uporabimo tudi pri projektiranju pomembnejših objektov, kjer je bistveno bolj utemeljeno izhajati iz tolerirane verjetnosti porušitve objekta in ne iz povratne dobe potresa, kot to določa standard.

Ključne besede: ciljna verjetnost porušitve, potresnoodporne konstrukcije, Evrokod 8, potisna analiza

Summary | Design of structures for seismic loads according to current standards involves linear elastic analysis, the concept of reduction of seismic forces and the capacity design method. The basis for earthquake-resistant design of structures is peak ground acceleration with a return period of 475 years. Eurocode 8 assumes that structures designed according to the standard are safe against collapse, even though it does not define the concept of safety. In this paper an alternative procedure for the determination of the design ground acceleration is proposed. The procedure starts from the definition of the target collapse risk. The design ground acceleration is then calculated by assuming reduction factor, the dispersion of peak ground accelerations causing collapse and the parameter which considers the continuum of seismic hazard. Risk-targeted peak ground acceleration for the design of an eight-storey reinforced concrete frame building is then calculated in order to demonstrate the proposed procedure. Then there follows the check of force-based design of the structure by using a simplified nonlinear analysis where it is shown that the value of reduction factor was assumed with sufficient accuracy. The proposed procedure for the

determination of the risk-targeted peak ground acceleration for design is more general than the procedure prescribed by Eurocode. Therefore, it can also be used for the design of important structures, where it is more justifiable to start the design by defining the tolerated collapse risk rather than the target return period of design earthquake.

Keywords: target collapse risk, earthquake resistant structure, Eurocode 8, pushover analysis

1 • UVOD

Potresno odporno projektiranje objektov je pri nas postalo aktualno že na koncu 19. stoletja kot posledica ljubljanskega potresa. Poškodovanih je bilo približno 10 % zgradb, ki so jih kasneje večinoma porušili. Posledice potresa niso bile le negativne. Med drugim je bila izdelana raziskava o gradbenotehničnih normativih, ki je privedla do prvih smernic za gradnjo na potresnih območjih (Vidrih, 2008). Od tedaj so se standardi za potresno odporno projektiranje precej spreminjali, kar je posledica novih spoznanj o seizmičnosti območij in obnašanju konstrukcij med potresi.

Projektiranje stavb na potresno obtežbo je v Sloveniji urejeno s standardom Evrokod 8 (SIST, 2005). Standard predvideva uporabo linearno-elastične analize v kombinaciji z metodo načrtovanja nosilnosti, alternativno pa tudi uporabo nelinearne analize, ki pa se zaradi različnih dejavnikov v praksi ne uporablja pogosto. Linearno-elastična analiza je trenutno najbolj razširjena metoda analize, ki predstavlja osnovo za določitev projektnih obremenitev objekta. Je zelo enostavna za uporabo in je vgrajena v komercialne programe za projektiranje konstrukcij. S tega stališča je linearno-elastična analiza dobra metoda, vendar se pri takšen načinu projekti-

ranja vedno poraja vprašanje, kako definirati projektno potresno obtežbo, da bomo zadostili osnovni zahtevi po neporušitvi objekta.

Evrokod 8 predpostavlja, da je zanesljivost običajnih objektov primerna, če se objekte projektira na maksimalni pospešek tal s povratno dobo 475 let, pri čemer se upoštevajo princip redukcije potresnih sil na osnovi faktorja obnašanja q in druge zahteve, s katerimi se zagotovi ustrezno duktilnost konstrukcijskih elementov in konstrukcije kot celote. Princip redukcije potresnih sil se pravzaprav upošteva, odkar se objekte projektira na potresno obtežbo, prvi modeli redukcije potresnih sil pa so bili predlagani pred skoraj 40 leti (npr. (ATC, 1978)). Z njim zapolnimo vrzel med zahtevo po neporušitvi objekta, ki je izrazito vezana na nelinearno obnašanje konstrukcije, ter linearno-elastično analizo, ki predstavlja osnovo za določitev projektnih potresnih zahtev. Redukcija potresnih sil je seveda smiselna, saj je dejanska nosilnost zaradi različnih projektnih dejavnikov in lastnosti konstrukcije večja od projektne sile, vsaka konstrukcija pa ima tudi določeno sposobnost deformiranja v nelinearno področje. Fischinger in Fajfar (Fischinger, 1990) sta pokazala, da je t. i. redukcijski faktor enak produktu faktorja dodatne nosilnosti in redukcijskega

faktorja zaradi duktilnosti. Podoben postopek je predlagal Uang (Uang, 1991). Izčrpen pregled postopkov za določitev redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti sta podala Miranda in Bertero (Miranda, 1994). Glede na analizirane modele sta sklepala, da je redukcijski faktor zaradi duktilnosti odvisen predvsem od razpoložljive duktilnosti, nihajnega časa konstrukcije in tipa tal, medtem ko je vpliv dušenja in histereznih pravil manj pomemben. Omenjeni postopki za določitev faktorja redukcije potresnih sil so bili izpeljani na osnovi determinističnega pristopa reševanja problema.

V članku predlagamo alternativni postopek za določitev projektnega pospeška tal, ki ne temelji na povratni dobi potresa, temveč na ciljni verjetnosti porušitve objekta. Najprej so predstavljene teoretične osnove, pri čemer na osnovi nekaterih predpostavk izpeljemo enačbo za izračun projektnega pospeška tal. Tako pokažemo, da je projektni pospešek tal odvisen od ciljne (sprejemljive) verjetnosti porušitve, razpršenosti mejnih pospeškov v smislu kapacitete, parametrov, s katerimi upoštevamo kontinuum potresne nevarnosti v smislu potresnih zahtev, ter od redukcijskega faktorja. V drugem delu članka na primeru osemetažne armiranobetonske stavbe ponazorimo izračun projektnega pospeška tal in naredimo kontrolo predpostavljene vrednosti redukcijskega faktorja, pri čemer uporabimo poenostavljeno nelinearno analizo.

2 • ENAČBA ZA IZRAČUN PROJEKTNEGA POSPEŠKA TAL NA OSNOVI CILJNE VERJETNOSTI PORUŠITVE

Izhajamo iz zahteve po neporušitvi objekta, ki je osnovna zahteva Evrokoda 8 in je povezana z zaščito človeških življenj. Ker problem obravnavamo s stališča verjetnostne analize, menimo, da je zahteva po neporušitvi objekta izpolnjena, če zagotovimo, da je verjetnost porušitve objekta P_C manjša od ciljne (sprejemljive) verjetnosti porušitve P_t

$$P_C \leq P_t. \quad (1)$$

Na ta način nedvoumno definiramo pojem verjetnosti, vendar je treba poudariti, da je sprejemljiva verjetnost porušitve precej subjektivne narave. Verjetnost porušitve objekta v primeru potresne obtežbe se običajno opiše z enačbo potresnega tveganja

$$P_C \approx \lambda_c = \int_0^{\infty} P(C|IM = im) \cdot \left| \frac{dH(im)}{d(im)} \right| \cdot d(im), \quad (2)$$

kjer je IM slučajna spremenljivka, s katero definiramo mero za intenziteto potresa (npr. maksimalni pospešek tal), im vrednost slučajne spremenljivke IM , $P(C|IM = im)$ verjetnost porušitve pri pogoju $IM = im$, t. i. funkcija potresne ranljivosti, in $H(im)$ funkcija potresne nevarnosti, ki predstavlja srednjo letno frekvenco prekoračitve izbrane vrednosti intenzitete potresa. S funkcijo $H(im)$ opišemo kontinuum potresne nevarnosti. Rezultat enačbe potresnega tveganja je pravzaprav srednja letna frekvenca porušitve objekta λ_c . Ker gre za majhne vrednosti, je λ_c praktično enaka verjetnosti porušitve objekta P_C .

Za projektiranje je smiselno, da se enačbo tveganja zapiše v zaključeni obliki ((Cornell, 1996), (McGuire, 2004)), saj lahko tako lažje interpretiramo rezultat in dobimo boljši vpogled na vplivnost parametrov, ki določajo potresno tveganje. Za to je treba vpeljati dve predpostavki. Najprej predpostavimo, da je dovolj natančno, če funkcijo potresne nevarnosti v logaritamskih koordinatah opišemo s premico:

$$H(im) = k_0 \cdot im^{-k}, \quad (3)$$

kjer je k naklon premice v logaritamskih koordinatah, k_0 pa srednja letna frekvenca prekoračitve enotine vrednosti intenzitete potresa. Nadalje je treba predpostaviti, da je mejna vrednost intenzitete potresa, npr. pospešek, ki povzroči določeno mejno stanje (v našem primeru porušitev konstrukcije), slučajna spremenljivka IM_c , ki je porazdeljena logaritamsko normalno. Z upoštevanjem te predpostavke se verjetnost porušitve pri pogoju $IM = im$ lahko zapiše na naslednji način:

$$P(IM_c < im) \approx \Phi \left[\frac{\ln(im) - \ln(im_c)}{\beta_c} \right], \quad (4)$$

kjer sta im_c in β_c mediana mejne vrednosti intenzitete potresa in pripadajoča standardna deviacija logaritamskih vrednosti mejnega pospeška, $\Phi(\cdot)$ pa je porazdelitvena funkcija standardno normalne porazdelitve. Enačbo (2) se z upoštevanjem enačb (3) in (4) analitično integrira ((Cornell, 1996), (McGuire, 2004)):

$$P_c = k_0 \cdot im_c^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}} = H(im_c) \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}} \quad (5)$$

Ker definicija potresne obtežbe po Evrokodu 8 temelji na pospešku tal, bomo mediano mejne vrednosti intenzitete potresa im_c v nadaljevanju označili z a_{gC} . Iz enačbe (5) lahko sedaj izračunamo mediano mejnega pospeška tal a_{gC} , pri čemer upoštevamo, da pri projektiranju izhajamo iz ciljne verjetnosti porušitve ($P_c = P_t$):

$$a_{gC} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{k_0}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot e^{\frac{k \cdot \beta_c^2}{2}} = a_{gPt} \cdot e^{\frac{k \cdot \beta_c^2}{2}} \quad (6)$$

Iz enačbe (6) je razvidno, da je mediana mejnega pospeška tal a_{gC} (tj. mediana pospeška tal, ki povzroči porušitev konstrukcije) enaka

kar produktu a_{gPt} in korekcijskega faktorja, ki je odvisen od naklona funkcije potresne nevarnosti ter standardne deviacije logaritamskih vrednosti mejnega pospeška. Pospešek a_{gPt} lahko interpretiramo kot pospešek tal, kateremu ustreza srednja letna frekvenca P_t ali povratna doba $1/P_t$. Mediana mejnega pospeška tal a_{gC} bo vedno večja od a_{gPt} . To pomeni, da je sprejemljiva povratna doba za a_{gC} zelo velika, večja od $1/P_t$. Smiselno je poudariti, da mediana mejnega pospeška tal a_{gC} ustreza potresu, za katerega obstaja 50 % verjetnosti, da bi objekt dejansko porušil.

Glede na to, da je simulacija porušitve konstrukcij pri potresni obtežbi izjemno kompleksna, a_{gC} nadomestimo s pospeškom tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve objekta a_{gNC} :

$$a_{gNC} = \frac{a_{gC}}{r_c}, \quad (7)$$

kjer je r_c redukcijski faktor med mediano mejnega pospeška za stanje porušitve objekta in mediano mejnega pospeška za stanje blizu porušitve (NC – angl. near collapse). Redukcijski faktor r_c je treba v fazi projektiranja predpostaviti. Če projektiramo konstrukcijo, ki ima zelo majhen nihajni čas, je dovolj natančno, da za r_c predpostavimo vrednost 1. Takšna predpostavka je smiselna, saj je nelinearen odziv konstrukcij z majhnim nihajnim časom zelo občutljiv za prirastek pospeška. Za višje stavbe je takšna predpostavka na varni strani. Že dolgo je namreč znano, da nelinearni odziv višjih stavb ni tako občutljiv za prirastek pospeška vse do območja blizu porušitve.

Uvedba redukcijskega faktorja r_c omogoča, da konstrukcijo, ki smo jo projektirali na osnovi linearno-elastične analize, preverimo z nelinearnimi metodami, pri čemer nam konstrukcije ni treba obremenjevati do porušitve, kar olajša uporabo nelinearne analize v praksi.

Za določitev projektne pospeška tal a_{gD} v primeru uporabe linearno-elastične analize je potrebna dodatna redukcija mejnega pospeška tal a_{gNC} . Vpeljemo redukcijski faktor r_{NC} in dobimo:

$$a_{gD} = \frac{a_{gNC}}{r_{NC}}. \quad (8)$$

V fazi projektiranja je treba redukcijski faktor r_{NC} predpostaviti. Zato je pomembno, da projektant dobro razume, kaj vse vpliva na redukcijski faktor r_{NC} . Preden razvijemo razpravo o redukcijskem faktorju, bomo enačbo (8) preoblikovali. Če upoštevamo enačbi (7) in (6) se projektni pospešek tal izrazi takole:

$$a_{gD} = \frac{a_{gC}}{r_{NC} \cdot r_c} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot \frac{1}{r_{NC} \cdot r_c}. \quad (9)$$

Iz enačbe (9) je razvidno, da je projektni pospešek tal odvisen od ciljne verjetnosti porušitve (P_t), funkcije potresne nevarnosti (k_0, k), razpršenosti mejnega pospeška (β_c), ki povzročijo porušitev konstrukcije, ter dveh redukcijskih faktorjev, ki sta definirana zaradi projektiranja konstrukcije na osnovi linearno-elastične analize (r_{NC}) in načina kontrole projektiranja z nelinearno analizo (r_c).

Pri določitvi projektne pospeška a_{gD} je pomembno, da se redukcijski faktor r_{NC} oceni čim bolj točno. Zato je treba r_{NC} izraziti z lastnostmi konstrukcije in parametri, ki so vezani na način projektiranja. Takšna razčlenitev redukcijskega faktorja r_{NC} je mogoča, če odziv konstrukcije pretvorimo na odziv modela z eno prostostno stopnjo (SDOF). Zato najprej redukcijski faktor zapišemo kot produkt razmerja med spektralnimi pospeški (enačba (7)):

$$r_{NC} = \frac{a_{gNC}}{a_{gD}} = \frac{S_{aNC}}{S_{aD}} = \frac{S_{aNC}}{S_{ay}} \cdot \frac{S_{ay}}{S_{aD}}. \quad (10)$$

V zgornji enačbi smo predpostavili, da sta obliki spektra, ki se nanašata na a_{gD} in a_{gNC} , enaki. Zato je zveza med spektralnim pospeškom in pospeškom tal neodvisna od jakosti pospeška ($S_{aD} = a_{gD} \cdot \alpha$, $S_{aNC} = a_{gNC} \cdot \alpha$). Dodatno smo uvedli še pospešek S_{ay} , ki povzroči plastifikacijo SDOF-modela. Če upoštevamo zvezo med spektralnim pospeškom S_a in silo F^* na SDOF-modelu:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*}, \quad (11)$$

kjer je m^* masa SDOF modela, lahko redukcijski faktor r_{NC} izrazimo s silami:

$$r_{NC} = \frac{F_{aNC}^*}{F_D^*}, \quad (12)$$

kjer je F_{aNC}^* sila, ki bi se razvila v elastičnem SDOF-modelu v primeru potresa s pospeškom a_{gNC} , F_D^* pa projektna potresna sila na SDOF-modelu.

Enačba (12) predstavlja osnovo pri izpeljavi redukcije potresnih sil po determinističnem postopku (Fajfar, 2009), pri čemer smo v našem primeru faktor obnašanja nadomestili z redukcijskim faktorjem r_{NC} . Fischinger in Fajfar (Fischinger, 1990) sta pokazala, da je redukcij-

ski faktor produkt redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_{μ} in faktorja dodatne nosilnosti r_s :

$$r_{NC} = r_{\mu} \cdot r_s \quad (13)$$

Na SDOF-modelu je faktor dodatne nosilnosti r_s definiran z razmerjem med nosilnostjo F_y^* in projektno potresno silo (slika 1):

$$r_s = \frac{F_y^*}{F_D^*} \quad (14)$$

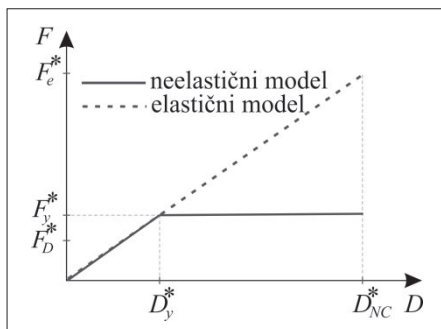
redukcijski faktor zaradi duktilnosti pa z razmerjem med pomikom D_{NC}^* in pomikom D_y^* (slika 1):

$$r_{\mu} = \frac{D_{NC}^*}{D_y^*} = \mu_{NC} \quad (15)$$

kjer je μ_{NC} duktilnost, ki jo je treba v fazi projektiranja zagotoviti. Pri definiciji redukcijskega faktorja je predpostavljeno, da so pomiki elastične in nelinearne konstrukcije približno enaki (princip enakosti pomikov). Naj opozorimo, da enačbe (15) ne moremo uporabiti za konstrukcije z majhnim nihajnim časom, saj za te primere velja, da je redukcijski faktor r_{μ} manjši od μ_{NC} (Fajfar, 2002).

Če se omejimo le na konstrukcije, za katere lahko upoštevamo princip enakosti pomikov (enačba (15)), in če upoštevamo enačbo (9), lahko sedaj zapišemo enačbo za izračun projektnega pospeška tal a_{gD} :

$$a_{gD} = \frac{a_{gNC}}{\mu_{NC} \cdot r_s \cdot r_C} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot \frac{1}{\mu_{NC} \cdot r_s \cdot r_C} \quad (16)$$



Slika 1 • Grafični prikaz redukcije potresnih sil na osnovi determinističnega pristopa za primer, ko velja princip enakosti pomikov

2.1 Opis postopka določitve projektnega pospeška tal

Izračun projektnega pospeška tal po enačbi (9) ali (16) je pravzaprav enostaven, vendar smatramo, da je smiselno postopek določitve projektnega pospeška nekoliko podrobneje pojasniti po korakih, saj so za bralca nekateri parametri enačbe verjetno novi.

Korak 1: Izbira ciljne verjetnosti porušitve.

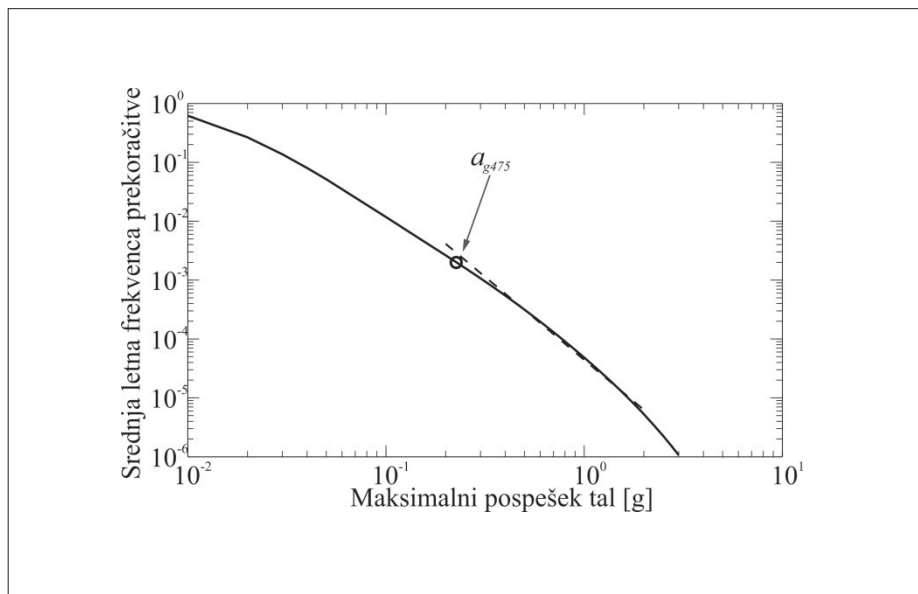
Odločitev glede sprejemljive verjetnosti porušitve je subjektivne narave. Vsak investitor ali lastnik ima namreč drugačno predstavo o tem, koliko je pripravljen tvegati. Zaradi subjektivne narave problema so modeli za določitev ciljne verjetnosti porušitve precej različni, vendar večina modelov za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve ne upošteva potresne obtežbe. Evrokod 8 prav tako ne definira, kaj je sprejemljiva verjetnost porušitve.

Pred kratkim so bili objavljeni rezultati ankete o sprejemljivi verjetnosti porušitve (Fajfar, 2014). Anketiranci so bili inženirji in laična javnost. Obe skupini sta ocenili, da je sprejemljiva verjetnost porušitve na letni ravni približno $1,1 \cdot 10^{-5}$. Podobno vrednost ($8,3 \cdot 10^{-6}$) sta uporabila tudi Lazar in Dolšek (Lazar, 2012) pri projektiranju 15-etažne stanovanjske stavbe. Za nekatere avtorje je takšna verjetnost porušitve prevelika. Labbé (Labbé, 2010) je predlagal bistveno manjše vrednosti za sprejemljivo verjetnost porušitve ($2 \cdot 10^{-6}$). Podobna vrednost za sprejemljivo verjetnost porušitve je predvidena v Evrokodu 0, vendar ne za primer potresne obtežbe. V ZDA je

percepcija o sprejemljivi verjetnosti porušitve drugačna, saj so pripravljene tvegati več. Ciljna letna verjetnost porušitve po ameriških predpisih (npr. (Luco, 2007)) znaša $2 \cdot 10^{-4}$. Fajfar in Dolšek (Fajfar, 2012) sta bila mnenja, da je 1 % verjetnosti porušitve stavbe v obdobju 50 let ($2 \cdot 10^{-4}$ /leto) nesprejemljivo za večino investitorjev in lastnikov objektov, po drugi strani pa je težko doseči, da bo verjetnost porušitve zaradi potresov manjša od 0,01 % v 50 letih ($2 \cdot 10^{-6}$ /leto). Iz literature torej sledi, da je razpon sprejemljive verjetnosti porušitve precej velik. Zelo točnih in splošnih navodil, kako izbrati ciljno verjetnost porušitve, verjetno nikoli ne bo. Poleg tega je ciljna verjetnost porušitve odvisna od pomembnosti objekta in posledic porušitve objekta. Zato je najboljši način, da se za vsak primer posebej dobro premisli in šele nato sprejeme odločitev o sprejemljivi stopnji potresnega tveganja. Detajlni opis takšnega razmisleka presega okvire tega članka.

Korak 2: Funkcija potresne nevarnosti.

Za določitev projektnega pospeška tal po predlaganemu postopku je treba poznati funkcijo potresne nevarnosti in ne le karte potresne nevarnosti za določeno povratno dobo. V splošnem je funkcija potresne nevarnosti rezultat verjetnostne analize potresne nevarnosti, podobno kot karte potresne nevarnosti. Če ni bolj točnih podatkov, se lahko predpostavi, da je funkcija potresne nevarnosti premica v logaritemskem merilu, medtem ko se parametra premice v logaritemskem merilu (k_0 in k ,



Slika 2 • Funkcija potresne nevarnosti za Ljubljano na osnovi poenostavljenega seizmotektonskega modela (EZ-FRISK, 2011), (Baker, 2011)). S črtno črto je označena aproksimirana funkcija potresne nevarnosti po enačbi (3)

enačba(3)) izračunata iz dveh kart potresne nevarnosti, ki ustrezata čim daljšim povratnim dobam. Primer funkcije potresne nevarnosti je prikazan na sliki 2. Prikazana krivulja je v logaritemskih koordinatah razmeroma ravna. Z aproksimacijo krivulje s premico ($k_0 = 4,4 \cdot 10^{-5}$, $k = 2,8$, glej enačbo (3)) zato ne naredimo velike napake pri računu verjetnosti porušitve, če pri aproksimaciji upoštevamo primerno območje maksimalnega pospeška tal.

Korak 3: Izračun mediane mejnega pospeška tal a_{gNC} . Mediana mejnega pospeška tal a_{gNC} se določi po enačbi (7), pri čemer se a_{gC} lahko določi na dva načina. V poenostavljenemu načinu se a_{gC} izračuna po enačbi (6). V tem primeru je funkcija potresne nevarnosti linearna v logaritemskem merilu. Treba je predpostaviti še razpršenost mejnih pospeškov β_C . Ker je mera za intenziteto maksimalni pospešek tal, je β_C precej odvisen od nihajnega časa konstrukcije. Vrednost β_C za nizke stavbe znaša približno 0,4, za visoke objekte pa vrednost naraste do 0,8 (Lazar, 2014). Na sliki 3 je prikazano, da je mediana mejnega pospeška tal a_{gC} z upoštevanjem funkcije potresne nevarnosti po sliki 2 precej odvisna od ciljne verjetnosti porušitve P_t ter tudi od razpršenosti β_C .

Drugi način za določitev a_{gC} je iterativen. V tem primeru funkcije potresne nevarnosti ni treba aproksimirati. Zadostiti želimo pogoju, da je verjetnost porušitve P_C enaka ciljni verjetnosti porušitve P_t . Postopek reševanja je sledeč: najprej predpostavimo določeno vrednost a_{gC} in β_C , kar določa funkcijo potresne ranljivosti (enačba (4)). Nato enačbo (2) numerično integriramo. Če je verjetnost porušitve večja od P_t , se vrednost a_{gC} poveča, drugače pa zmanjša. Sledi ponovna integracija enačbe (2) in tako naprej, vse dokler se ne pokaže, da je verjetnost porušitve enaka P_t .

Korak 4: Določitev redukcijskega faktorja r_{NC} . Vrednost projektnega pospeška tal je zelo odvisna od vrednosti redukcijskega faktorja r_{NC} , ki ga je v fazi projektiranja treba predpostaviti. Zato je pomembno, da ima inženir občutek za nelinearni odziv konstrukcij med potresi ter pozna, kako pravila pri projektiranju vplivajo na razliko med projektnimi in dejanskimi lastnostmi konstrukcije.

Ključna pri definiciji redukcijskega faktorja za konstrukcije, pri katerih lahko upoštevamo princip enakosti pomikov, sta deformacijske kapacitete konstrukcije in dodatna nosilnost, ki sta odvisna od lastnosti konstrukcijskega sistema, materiala konstrukcije, načina projektiranja in kvalitete izvedbe. Treba je po-

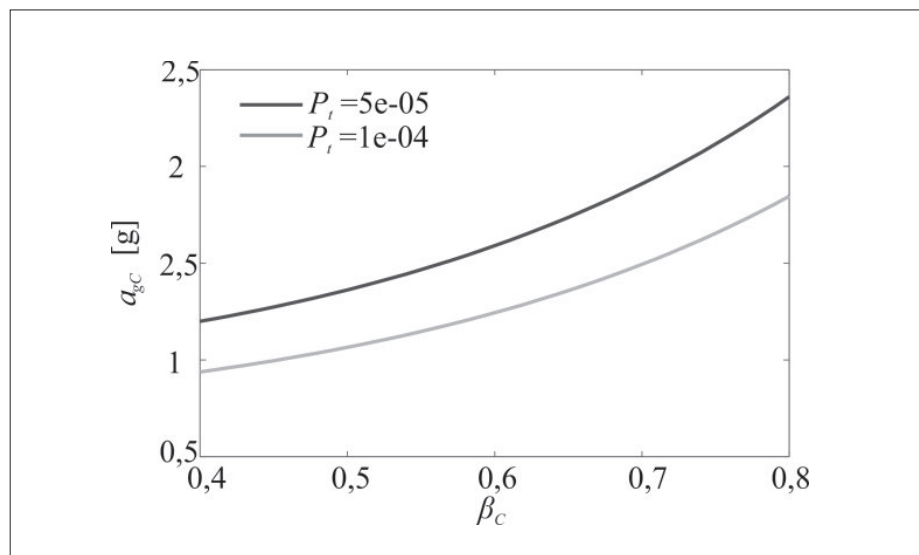
udariti, da redukcijski faktor r_{NC} ni enak faktorju obnašanja q , ki ga predpisuje Evrokod 8 za določitev projektnega spektra pospeškov. Kot bomo pokazali v primeru, je r_{NC} za obravnavano konstrukcijo bistveno večji od faktorja obnašanja, saj se r_{NC} nanaša na dejanske (npr. srednje) vrednosti deformacijske kapacitete konstrukcije in dejansko (npr. srednjo) nosilnost objekta, medtem ko je faktor obnašanja delno določen izkustveno, in sicer tako, da imajo konstrukcije, projektirane po standardu Evrokod 8, primerno zanesljivost, ki pa s standardom ni številčno določena. Na primer, vrednosti faktorja obnašanja za armiranobetonske stavbe se gibljejo med 1,5 in 6,75 (SIST, 2005). Zgornja meja faktorja obnašanja se lahko uporabi za armiranobetonske okvirje, če bi bili projektirani za visoko stopnjo duktilnosti. Ker pa se večino objektov v Sloveniji gradi za srednjo stopnjo duktilnosti, je zgornja meja faktorja obnašanja nižja in znaša 4,5. Ta vrednost je bistveno manjša od 11, kolikor znaša redukcijski faktor r_{NC} , ki ga bomo izračunali kasneje pri primeru. Podobno vrednost redukcijskega faktorja lahko ocenimo po podatkih iz literature. Na osnovi preliminarnih analiz so Fajfar in sodelavci (Fajfar, 2009) ocenili, da se vrednost faktorja dodatne nosilnosti za sodobne armiranobetonske stavbe giblje v območju med 2 in 3, duktilnost pa v območju med 4 in 5, pri čemer avtorji ne navajajo, na katero mejno stanje se nanaša duktilnost. Iz podatkov lahko hitro izračunamo, da je redukcijski faktor za sodobne armiranobetonske stavbe v območju med 8 in 15. Te ocene veljajo za stavbe s srednjimi in dolgimi vrednostmi ni-

hajnih časov. Na primer za zidane stavbe, ki imajo praviloma zelo kratke nihajne čase, so vrednosti redukcijskih faktorjev nižje, saj za to področje nihajnih časov velja, da je redukcijski faktor r_u manjši od duktilnosti μ_{NC} .

V splošnem se redukcijske faktorje r_{NC} lahko izračuna na osnovi parametričnih analiz v povezavi z eksperimenti, kar presega okvirje tega članka. Ne glede na to, kako se določi redukcijski faktor v fazi projektiranja, je ta približno določen, saj so dejanske lastnosti konstrukcije predmet projektiranja. Zato je priporočljivo, da se vrednost redukcijskega faktorja preveri na osnovi nelinearne analize in tako ugotovi, ali je bila predpostavljena vrednost za redukcijski faktor dovolj natančna. Eden izmed načinov kontrole redukcijskega faktorja je prikazan v primeru.

Korak 5: Določitev projektnega pospeška tal a_{gD} in pripadajočega spektra pospeškov. Projektni pospešek tal a_{gD} izračunamo po enačbi (9) ali alternativno po enačbi (16), če je dovolj natančno, da za obravnavan objekt upoštevamo predpostavko o enakosti pomikov.

Verjetno je jasno, da tako določen projektni pospešek tal a_{gD} ni vezan na neko izbrano povratno dobo potresa, kot je to predvideno z Evrokodom 8. Zato je zelo malo verjetno, da bo vrednost projektnega pospeška tal enaka pospešku iz kart potresne nevarnosti, ki ustrezajo povratni dobi 475 let (tj. referenčni vrednosti maksimalnega pospeška tal za tip tal A, a_{gR}). Poleg tega je v projektnem pospešku tal a_{gD} že upoštevan vpliv tal (npr. s faktorjem S po Evrokodu 8).



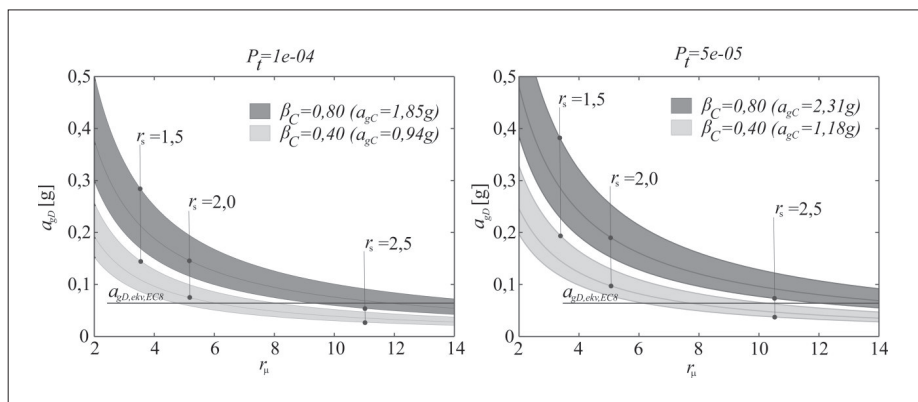
Slika 3 • Prikaz mediane mejnega pospeška tal a_{gC} za dve vrednosti P_t v odvisnosti od β_C , ob upoštevanju $k = 2,8$ in $k_0 = 4,4 \cdot 10^{-5}$

Projektni pospešek tal ni zadosten podatek za določitev projektnih potresnih sil. Prirediti mu je treba ustrezno obliko spektra pospeškov. Detajlna diskusija na to temo je zaradi preglednosti članka izpuščena. Naj poudarimo le to, da je morebitno razliko med obliko spektra, ki se uporablja za projektiranje, in optimalno obliko spektra, ki izhaja iz analize potresne nevarnosti, treba upoštevati že pri določitvi projektnega pospeška tal a_{gD} .

Po predlaganem postopku ni potrebno, da ločujemo med obliko projektnega in elastičnega spektra pospeškov, kot je to upoštevano v Evrokodu 8. Za projektiranje se lahko uporabi elastični spekter pospeškov, ki ga normiramo na projektni pospešek tal a_{gD} . Ker je oblika spektra za določitev projektnih potresnih sil po predlaganem postopku različna od oblike projektnega spektra pospeškov po Evrokodu 8, ni mogoče neposredno sklepati o velikosti projektnih potresnih sil, če primerjamo le projektne pospeške tal po obravnavanih postopkih. Razlika med spektri nastopi v območju kratkih period. V projektnem spektru pospeškov po Evrokodu 8 se konstantna redukcija pospeškov upošteva le v območju srednjih in dolgih nihajnih časov ($T > T_B$), v območju kratkih nihajnih časov ($T \in (0, T_B)$) pa je predpostavljena linearna redukcija pospeškov tako, da je za maksimalni pospešek tal vedno upoštevana redukcija s faktorjem 1,5, ki odraža najmanjšo možno vrednost faktorja dodatne nosilnosti. Zaradi tega znaša maksimalni projektni pospešek tal iz projektnega spektra pospeškov po Evrokodu 8 $a_{gD,EC8} = 2/3 \cdot a_{gR}S$.

Za boljšo predstavbo (glej sliko 4) prikazujemo vrednosti projektnih pospeškov tal za območje Ljubljane v odvisnosti od redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti ter predpostavljene vrednosti $r_c = 1,2$, pri čemer upoštevamo še dve ciljni zanesljivosti ($P_f = 10^{-4}$ (0,5 % v 50 letih) in $P_f = 5 \cdot 10^{-5}$ (0,25 % v 50 letih)), dve vrednosti razpršenosti mejnih pospeškov ($\beta_c = 0,40$ in $\beta_c = 0,80$ in tri vrednosti redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti ($r_s = 1,5$, $r_s = 2,0$, $r_s = 2,5$). Jasno je razvidno, da projektni pospešek tal a_{gD} strmo narašča v primeru, če so vrednosti redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti manjše od 6. Razpršenost mejnih pospeškov ima kar precejšen vpliv na a_{gD} , saj je razmerje med a_{gD} ($\beta_c = 0,8$) in a_{gD} ($\beta_c = 0,4$) približno enako 2. Da bi lažje sklepali na razliko v projektnih potresnih silah po obravnavanih postopkih, smo na sliki 4 ponazorili t. i. ekvivalenten

projektni pospešek tal ($a_{gD,ekv,EC8} = a_{gR}S/q$) po Evrokodu 8. Definiran je tako, da so projektne potresne sile po Evrokodu ali po predlaganemu postopku enake za SDOF-sisteme, ki imajo nihajni čas večji od T_B , če velja $a_{gD,ekv,EC8} = a_{gD}$. Pri določitvi $a_{gD,ekv,EC8}$, ki je prikazan na sliki 4, smo upoštevali lokacijo Ljubljana, tip tal C in faktor obnašanja 3,9, ki je v Evrokodu 8 predpisana za določen tip armiranobetonskih okvirnih konstrukcij. S slike 4 sklepamo, da je projektni pospešek po Evrokodu primeren, če s projektiranjem zagotovimo ustrezno duktilnost. Glede na to, da so zahtevane duktilnosti lahko tudi precej večje od maksimalno ocenjene vrednosti 8 (Fajfar, 2009), lahko sklepamo, da je armiranobetonske okvirje treba pod določenimi pogoji projektirati za pospeške tal, ki so večji od ekvivalentnega projektnega pospeška tal po Evrokodu 8.

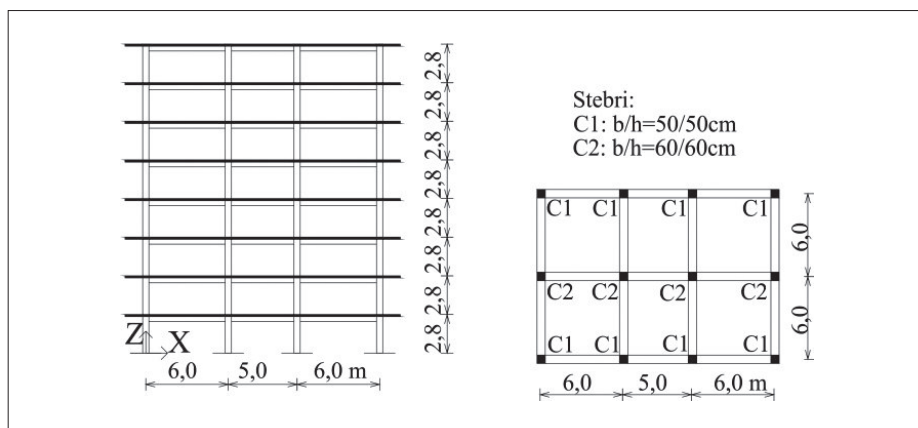


Slika 4 • Projektni pospešek tal za dve ciljni zanesljivosti, izražen kot funkcija redukcijskega faktorja r_μ ob upoštevanju predpostavljenih vrednosti r_s (1,5; 2; 2,5), β_c (0,4; 0,8) in $r_c = 1,2$ ter ob upoštevanju funkcije potresne nevarnosti za Ljubljano po sliki 2

3 • PRIMER: IZRAČUN PROJEKTNEGA SPEKTRA POSPEŠKOV IN KONTROLA PROJEKTIRANJA NA OSNOVI METODE N2

3.1 Opis objekta

Obravnavamo osemetažno armiranobetonsko okvirno stavbo na območju Ljubljane na tleh tipa C. Konstruktivni sistem sestavljajo trije okvirji v X-smeri in dva okvirja v Y-smeri (glej sliko 5). Vogalni stebri (C1) so dimenzij 50/50 cm, ostali (C2) pa 60/60. Širina in višina gred, pri čemer je všteta tudi debelina plošče (20 cm), znaša 55/55 cm (glej sliko 5). Pri dimenzioniranju smo uporabili armaturno jeklo kvalitete S500B in beton C30/37. Masa vsake izmed prvih sedem etaž znaša 306 t, medtem ko je masa zgornje etaže 320 t. Prva nihajna časa konstrukcije v Y- in X-smeri znašata $T_1 = 1,11$ s ozi-



Slika 5 • Prez in tloris osemetažne stavbe

roma $T_2=1,04$ s, pripadajoči nihajni obliki pa $\Phi_1 = (0,11, 0,29, 0,46, 0,62, 0,76, 0,87, 0,95, 1)$ oziroma $\Phi_2 = (0,12, 0,30, 0,47, 0,63, 0,77, 0,88, 0,96, 1)$. Efektivna masa za vsako od obeh nihajnih oblik znaša 82 % mase celotne konstrukcije.

3.2 Ciljna verjetnost porušitve, projektni pospešek tal in projektni spekter pospeška

Potresno obtežbo bomo določili po postopku, ki smo ga predstavili v poglavju 2.1. V prvem koraku je zato treba izbrati ciljno letno verjetnost porušitve armiranobetonske konstrukcije. Izbrali smo vrednost $P_t = 5 \cdot 10^{-5}$. Ciljna verjetnost porušitve v 50 letih tako znaša približno 0,25 %. Za primerjavo, to tveganje je približno petkrat večje od ciljne verjetnosti porušitve iz ankete (Fajfar, 2014) in štirikrat manjše od tveganja, ki ga sprejemajo Američani (Luco, 2007).

Postopek v drugem koraku zahteva podatke o funkciji potresne nevarnosti oziroma parametra k in k_0 za lokacijo, kjer naj bi konstrukcija stala (v našem primeru Ljubljana in tip tal C). Ker trenutno v Sloveniji še nimamo javno dostopnih krivulj potresne nevarnosti za vse lokacije, smo krivuljo določili na poenostavljenem seizmotektonskem modelu z uporabo programa EZ-FRISK ((EZ-FRISK, 2011), (Baker, 2011)). Parametra ($k = 2,8$ in $k_0 = 4,4 \cdot 10^{-5}$) smo nato določili tako, da smo funkcijo potresne nevarnosti (slika 2) aproksimirali po metodi najmanjših kvadratov s premico v logaritemskih koordinatah, pri čemer smo upoštevali območje pospeškov tal med 0,25 g in 2,0 g. Pri izbiri območja aproksimacije je pomembno, da ta zajame pospeške, ki znatno prispevajo k verjetnosti porušitve konstrukcije.

Razpršenost mejnih pospeškov β_C je prvi izmed parametrov, ki jih je v fazi projektiranja treba predpostaviti. V našem primeru ga bomo iz izkušenj oziroma preteklih študij predpostavili kot $\beta_C = 0,6$ (Dolšek, 2012). Sedaj lahko mediano mejnega pospeška tal a_{gC} izračunamo po enačbi (6):

$$a_{gC} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{4,4 \cdot 10^{-5} \cdot e^{\frac{2,8^2 \cdot 0,60^2}{2}}}{5,0 \cdot 10^{-5}} \right)^{\frac{1}{2,8}} = 1,59 \text{ g}.$$

S projektiranjem je tako treba zagotoviti, da bo mediana mejnega pospeška za obravnavani objekt večja ali kvečjemu enaka 1,59 g. Tako visoka vrednost je posledica ciljne verjetnosti porušitve in ocenjene potresne nevarnosti na lokaciji objekta ter dokaj visoke vrednosti razpršenosti mejnih pospeškov.

Projektni pospešek tal a_{gD} določimo z redukcijo mediane mejnega pospeška tal a_{gC} . Treba je predpostaviti redukcijski faktorja r_C in r_{NC} . Pri teh predpostavkah smo izhajali iz predhodnih študij. Za redukcijski faktor r_C smo predpostavili vrednost 1,2, kar izhaja iz rezultatov nelinearne dinamične analize (Brozovič, 2011), in sicer za podobno konstrukcijo, kot jo obravnavamo v tem primeru. Težje je predpostaviti vrednost redukcijskega faktorja r_{NC} . Glede na rezultate preliminarnih analiz (Fajfar, 2009) znašajo vrednosti redukcijskega faktorja r_{NC} za skrbno konstruirane statično nedoločene armiranobetonske stavbe nekje med 8 in 15. Za obravnavani primer smo za r_{NC} predpostavili vrednost 11, kar približno odgovarja srednji vrednosti redukcijskega faktorja za armiranobetonske stavbe po predlogu Fajfarja in sodelavcev (Fajfar, 2009). Izračun po enačbi (9) tako pokaže, da projektni pospešek tal znaša:

$$a_{gD} = \frac{a_{gC}}{r_{NC} \cdot r_C} = \frac{1,59 \text{ g}}{11 \cdot 1,2} = 0,12 \text{ g}.$$

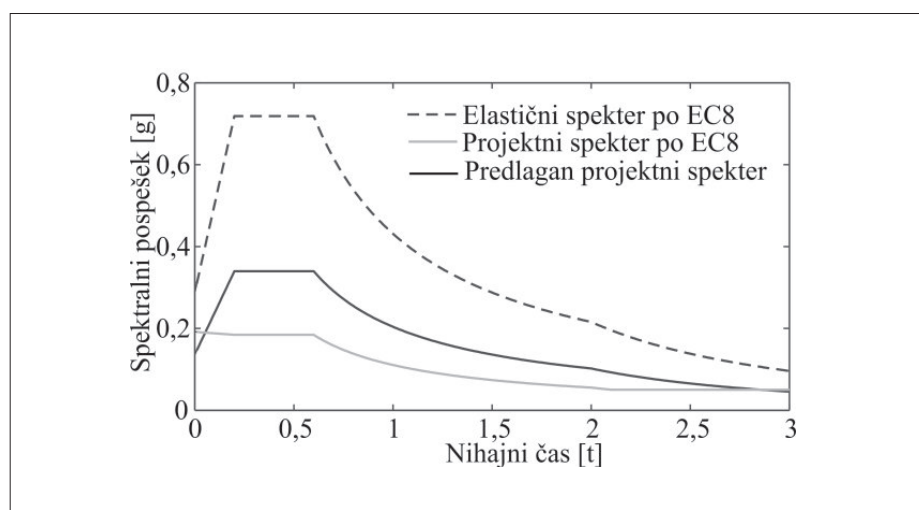
Vrednost projektnega pospeška tal je manjša od pospeška tal za Ljubljano na tleh tipa C, ki ustreza povratni dobi 475 let ($a_{gR}S = 0,25 \cdot 1,15 = 0,29$ g). Iz te primerjave ne moremo neposredno sklepati na vplive na konstrukcijo, saj sta obliki spektrov za projektiranje po primerjanih postopkih različni. Če želimo iz primerjave projektne pospeškov tal sklepati na velikost projektne potresne sile, je treba a_{gD} primerjati s t. i. ekvivalentnim projektним pospeškom tal po Evrokodu 8 (poglavje 2.1) $a_{gD,ekv,EC8} = a_{gR}S/q = 0,29 / 3,9 = 0,074$ g. Ker je za obravnavani primer $a_{gD,ekv,EC8} < a_{gD}$,

lahko sklepamo, da je treba armiranobetonski okvir projektirati na večje potresne sile, kot to določa Evrokod 8, če želimo zagotoviti, da je ciljna verjetnost porušitve v 50 letih manjša od 0,25 %. Takšna razlika je posledica sorazmerno stroge zahteve po ciljni verjetnosti porušitve. Do istega sklepa lahko pridemo, če primerjamo projektni spekter po Evrokodu 8 s projektnim spektrom po predlaganemu postopku (slika 6).

3.3 Dimenzioniranje konstrukcije

Pri projektiranju smo upoštevali projektni pospešek tal $a_{gD} = 0,12$ g in pripadajoči spekter na osnovi elastičnega spektra po Evrokodu 8 (slika 6). Upoštevali smo tudi enakomerno zvezno porazdeljeno lastno in stalno obtežbo v skupini velikosti 9,6 kN/m² in spremenljivo zvezno porazdeljeno obtežbo v velikosti 3,0 kN/m². Kontrolo mejnega stanja uporabnosti smo preverili po priporočilih Evrokoda 8. Dodatno povečanje obremenitve zaradi vpliva teorije drugega reda ni bilo potrebno. Celotna projektna potresna sila je znašala 3491 kN v X-smeri in 3889 kN v Y-smeri, kar predstavlja 14,5 % oziroma 13,6 % celotne teže konstrukcije.

Armaturu smo dimenzionirali po metodi načrtovanja nosilnosti, kot je predpisano z Evrokodom. Stavbo smo dimenzionirali za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Upoštevali smo kriterij za minimalno količino vzdolžne in prečne armature v stebrih in gredah, kriterij za minimalno razdaljo med armaturnimi palicami vzdolžne in prečne armature v stebrih in gredah, kriterij za razmerje med »pozitivno« in »negativno« armaturo v gredah ter kriterij za doseg globalne duktilnosti okvirne konstrukcije.



Slika 6 • Projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti v primerjavi z elastičnim in projektним spektrom po Evrokodu 8

»Negativna« armatura na krajiščih gred je bila večinoma določena iz projektnih obremenitev. Samo v zgornji etaži je bil na nekaterih mestih kritičen pogoj minimalnega armiranja. »Pozitivna« armatura na krajiščih gred v prvih petih etažah je bila večinoma določena iz obremenitev, v ostalih etažah pa je bil kritičen pogoj Evrokoda 8, ki zahteva, da je armature v tlačni coni najmanj polovico toliko kot v natezni coni. Strižna armatura gred izhaja v celotni iz metode načrtovanja nosilnosti. Podobno velja za vzdolžno in strižno armaturo stebrov. Naj omenimo, da smo v vseh stebrih uporabili po 12 palic premera med $\Phi 20$ in $\Phi 28$. Detajlni opis dimenzioniranja armature zaradi preglednosti članka ni podan. Podrobnejše informacije o dimenzioniranju stavbe lahko bralec najde v magistrskem delu Damjana Podgorelca (Podgorelec, 2013) pri opisu variante konstrukcije PF3.

3.4 Kontrola uporabljenih predpostavk pri projektiranju

Projektiranje na osnovi linearno-elastične analize v kombinaciji z metodo načrtovanja nosilnosti smo kontrolirali z metodo N2 (Fajfar, 2002). S to kontrolo želimo preveriti dejansko vrednost pospeška tal a_{gNC} , ki povzroči stanje blizu porušitve, in določiti vrednost redukcijskega faktorja r_{NC} , ki smo ga v fazi projektiranja predpostavili.

Pri izdelavi nelinearnega modela stavbe smo sledili določilom Evrokoda 8. Elemente konstrukcije smo modelirali z linijskimi elementi, pri čemer smo nelinearnost simulirali v plastičnih členkih na krajiščih elementov. Podrobnosti glede modeliranja plastičnih členkov lahko bralec najde v enem izmed predhodnih člankov (npr. Žižmond, 2014).

Ker gre za simulacijo odziva konstrukcije, smo za trdnost materiala privzeli srednje vrednosti ($f_{cm} = 38$ MPa, $f_{ym} = 570$ MPa). Vse analize smo opravili z odprtokodnim programom za potresne analize OpenSees (OpenSees, 2010) v kombinaciji s PBEE toolboxom (Dolšek, 2010), ki je bil razvit z namenom lažje uporabe programa OpenSees.

Potisno analizo smo opravili v dveh pravokotnih smereh z upoštevanjem modalne razporeditve horizontalnih sil po višini. Dobljeni potisni krivulji (slika 7) smo idealizirali, kot je prikazano na sliki 7 in v preglednici 1. Mejno stanje blizu porušitve smo definirali pri pomiku, ki ustreza 80 % padcu nosilnosti v postkritičnem območju. Pričakovano je nosilnost konstrukcije bistveno višja od projektne prečne sile. Višja nosilnost je posledica upoštevanja srednjih vrednosti za trdnost

materiala in statične nedoločenosti konstrukcije, s katero je omogočena prerazporeditev potresne obtežbe. Deformacijska kapaciteta konstrukcije je podobna v obeh smereh (67 cm ali 69 cm). Posledično sta podobni tudi duktilnosti konstrukcij.

Rezultate potisne analize lahko neposredno uporabimo za izračun globalne duktilnosti sistema za stanje blizu porušitve μ_{NC} , ki je definirana z razmerjem med pomikom pri mejnem stanju blizu porušitve in pomikom na meji tečenja. Za X- in Y-smer znaša duktilnost 6,6 oziroma 6,3. Ker je nihajni čas obravnavane konstrukcije večji od T_C , ki za tip tal C znaša 0,60 s, je redukcijski faktor r_{μ} kar enak duktilnost μ_{NC} .

	Smer X	Smer Y
F_y (kN)	5713	5386
D_v (cm)	10,1	11,0
D_{NC} (cm)	67	69
μ_{NC}	6,6	6,3

Preglednica 1 • Karakteristične točke idealizirane krivulje

Po klasičnemu načinu bi redukcijski faktor r_{NC} izračunali po enačbi (13), kjer bi za račun faktorja dodatne nosilnosti r_s uporabili enačbo (14). Obstaja še alternativni način. Redukcijski faktor r_{NC} bomo izračunali iz razmerja pospeškov (enačba (10)), nato pa iz enačbe (13) določili vrednost faktorja dodatne nosilnosti r_s . V tem primeru moramo izračunati pospeška a_{gNC} , za kar bomo uporabili metodo N2 (Fajfar, 2002).

Zveze med pomiki in pospeški se po metodi N2 določi na osnovi ekvivalentnega sistema

z eno prostostno stopnjo. Karakteristike SDOF-modela so prikazane v preglednici 2. Za račun transformacijskega faktor Γ med pomiki (ali silami) MDOF in SDOF-sistema ter efektivne mase smo upoštevali osnovno nihajno obliko za nihanje v X- ali Y-smeri. Pospešek na meji tečenja $s_{ay} = F_y^* / m^*$ znaša 0,29 g za X-smer oziroma 0,27 g za Y-smer potresa. Ker je nihajni čas SDOF-sistema večji od nihajnega časa T_C , velja princip enakosti pomikov. Zato lahko pospeška, ki povzročita stanje blizu porušitve za potres v X- in Y-smeri, izračunamo z naslednjima enačbama

$$S_{a_{NC}} = R_{\mu} S_{ay} = \mu_{NC} S_{ay} = \begin{cases} 6,6 \cdot 0,29 g = 1,90 g & \dots X \text{ smer} \\ 6,3 \cdot 0,27 g = 1,73 g & \dots Y \text{ smer} \end{cases}$$

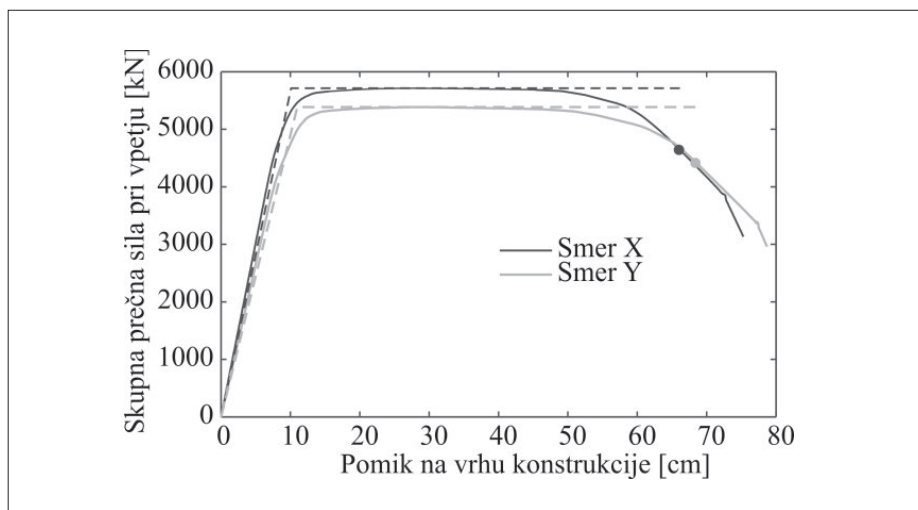
Pospešek tal a_{gNC} , ki povzroči stanje blizu porušitve, izračunamo iz elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu

$$a_{gNC} = a_{gNC,R} S = \frac{S_{a_{NC}} T^*}{2,5 T_C} = \begin{cases} (1,90 g \cdot 1,05) / (2,5 \cdot 0,6) = 1,33 g & \dots X \text{ smer} \\ (1,73 g \cdot 1,12) / (2,5 \cdot 0,6) = 1,29 g & \dots Y \text{ smer} \end{cases}$$

kjer je $a_{gNC,R}$ pospešek na tleh tipa tal A, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve.

Izkaže se, da sta pospeška a_{gNC} zelo podobna za X- in Y-smer potresa. Sedaj lahko uporabimo enačbo (10) in izračunamo redukcijski faktor

$$r_{NC} = \frac{a_{gNC}}{a_D} = \begin{cases} 1,33 g / 0,12 g = 11,1 & \dots X \text{ smer} \\ 1,29 g / 0,12 g = 10,8 & \dots Y \text{ smer} \end{cases}$$



Slika 7 • Potisna krivulja za X- in Y-smer konstrukcije

ter enačbo (13) za izračun faktorja dodatne nosilnosti

$$r_s = \frac{r_{NC}}{r_\mu} = \begin{cases} 11,1 / 6,6 = 1,69 & \dots X \text{ smer} \\ 10,8 / 6,3 = 1,72 & \dots Y \text{ smer} \end{cases}$$

Naj omenimo, da bi faktorja dodatne nosilnosti r_s lahko izračunali neposredno po enačbi (14). Rezultati bi bili enaki predstavljenim, če F_D^* ustreza skupni prečni sili ob vpetju konstrukcije zaradi prve nihajne oblike. V primeru, da bi namesto F_D^* upoštevali kar skupno projektno prečno silo iz modalne analize, bi za faktor dodatne nosilnosti dobili za približno 5 % manjše vrednosti.

Ker nismo simulirali porušitve objekta, moramo vrednost mediane pospeška tal a_{gC} , ki poruši objekt, oceniti z upoštevanjem redukcijskega faktorja r_C :

$$a_{gC} = a_{gNC} \cdot r_C = \begin{cases} 1,33g \cdot 1,2 = 1,60g & \dots \\ 1,29g \cdot 1,2 = 1,55g & \dots \end{cases}$$

Mediana mejnega pospeška, ki smo jo ocenili z metodo N2, je praktično enaka pospešku $a_{gC} = 1,59g$, ki izhaja iz ciljne verjetnosti porušitve $P_f = 5 \cdot 10^{-5}$. Glede na to, da so razlike med pospeški zelo majhne, lahko sklepamo, da je verjetnost porušitve, ob upoštevanju vseh ostalih predpostavk, ki jih nismo dokazovali, zelo podobna ciljni verjetnosti porušitve. Očitno je majhna razlika med pospeški posledica zelo dobro predpostavljene vrednosti redukcijskega faktorja, ki je praktično enaka izračunanemu redukcijski faktorju z metodo N2. Čeprav smo redukcijski faktor dobro predpostavili, se izkaže, da se faktor dodatne nosilnosti in redukcijski

faktor zaradi duktilnosti nekoliko razlikujeta od faktorjev, ki jih navajajo Fajfar in sodelavci (Fajfar, 2009). Za obravnavani primer so vrednosti redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti nekoliko nižje, vrednosti redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti pa višje glede na navedbe iz literature.

	Smer X	Smer Y
Γ	1,28	1,28
F_y^* (kN)	4467	4201
D_y^* (cm)	7,9	8,6
D_{NC}^* (cm)	52	54
m^* (t)	1581	1567
T^* (s)	1,05	1,12
S_{ay} (g)	0,29	0,27

Preglednica 2 • Globalni parametri računa po metodi N2

4 • SKLEP

V članku smo pokazali, da je projektni pospešek tal poleg redukcijskega faktorja odvisen še od slučajnosti potresne obtežbe, kontinuuma potresne nevarnosti in od ciljne verjetnosti porušitve objekta. Predlagana definicija projektnega pospeška je zato bolj splošna in znanstveno bolj utemeljena kot definicija projektno potresne obtežbe po Evrokodu 8.

Ker smo jasno opredelili zvezo med projektnim pospeškom tal in ciljno zanesljivostjo, ocenjujmo, da bi na takšen način lahko v prihodnosti odpravil tudi nekonsistentnost med standardoma Evrokod 8 in Evrokod 0, saj slednji temelji na ciljni zanesljivosti, medtem ko Evrokod 8 izhaja iz povratne dobe potresne obtežbe.

Za implementacijo predlaganega postopka v standard za potresnoodporno projektiranje stavb ali mostov so potrebni dodatni podatki. Definirati bo treba območja sprejemljive verjetnosti porušitve za objekte različnih kategorij pomembnosti, izračunati dejanske

vrednosti redukcijskih faktorjev in razpršenosti mejnih pospeškov za različne tipe konstrukcij in potresne obtežbe. Potrebni so tudi bolj detajlni podatki o potresni nevarnosti območja, na katerem stoji objekt.

Z nekaj izkušnjami in dobrim razumevanjem problema je smiselno, da se predlagani postopek za določitev projektno potresne obtežbe uporabi pri projektiranju pomembnih objektov, saj omogoča vpogled v verjetnost negativnih posledic potresa in projektno potresno obtežbo. Izkušen projektant in odgovoren investitor lahko tako s tehtnim razmislekom sprejmeta odločitve, ki so bolj utemeljene od tistih, ki so bile uporabljene pri razvoju trenutno veljavnih standardov za potresnoodporno projektiranje konstrukcij.

Pokazali smo, da je definicija redukcijskega faktorja na osnovi pospeškov smiselna, saj dobi inženir boljše predstav o zvezi med projektnim pospeškom tal, pospeškom tal,

za katerega obstaja 50 % verjetnosti, da povzroči neko mejno stanje (npr. mejno stanje blizu porušitve), in verjetnostjo pojava mejnega stanja. Na osnovi teh zvez lahko inženir spozna, da morajo objekti prenesti bistveno večje pospeške, kot je projektni pospešek tal po Evrokodu 8, če želimo zagotoviti ustrezno varnost pred porušitvijo.

Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij na osnovi linearno-elastične analize bo vedno temeljilo na več predpostavkah. Če obstaja možnost, je smiselno predpostavke preveriti že v fazi projektiranja. V primeru smo pokazali, da je s poenostavljeno nelinearno analizo sorazmerno preprosto preveriti predpostavljeno vrednost redukcijskega faktorja, ki predstavlja eno izmed ključnih predpostavk projektiranja. Poleg predpostavk, ki smo jih omenjali v prispevku, obstajajo še druge negotovosti (npr. oblika spektra, modelne negotovosti, tip analize, natančnost analize potresne nevarnosti, območje integracije enačbe tveganja), ki tudi vplivajo na vrednost projektnega pospeška, vendar razprava o tej temi presega okvire tega prispevka.

5 • ZAHVALA

Avtorja se zahvaljujeta prof. Fajfarju za relevantne pripombe in koristne nasvete, ki so

pripomogli k izboljšanju prispevka. Delo je nastalo s finančno pomočjo Javne agencije za

raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, za kar se avtorja agenciji najlepše zahvaljujeta.

6 • LITERATURA

- ATC, Applied Technology Council Publications, ATC 3-06, Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, Redwood City, California, 1978.
- Baker, J.W., Analiza potresne nevarnosti za Ljubljano, Osebna komunikacija, 2011.
- Brozovič, M., Dolšek, Computational efficiency of progressive incremental dynamic analysis, v: COMPDYN 2011, 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece, 25–28 May 2011. 1–12, 2011.
- Cornell, C.A., Calculating building seismic performance reliability: A basis for multi-level design norms, v: Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Elsevier Science, 23–28 June 1996, 1–8, 1996.
- Dolšek, M., Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models, Bulletin of Earthquake Engineering 8, 6, 1309–1329, 2010.
- Dolšek, M., Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty, Structure and Infrastructure Engineering 8, 10, 939–953, 2012.
- EZ-FRISK, Software for Earthquake Ground Motion Estimation. Louisville, Colorado, USA, Risk Engineering, Inc., 2011.
- Fajfar, P., Dolšek, M., A practice-oriented estimation of the failure probability of building structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 41, 3, 531–547, 2012.
- Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D., Dolšek, M., Isaković, T., Kreslin, M., Rozman, M., Vidrih, Z., Čermelj, B., Evrokod 8 – projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, v: Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.), Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije, 241, 2009.
- Fajfar, P., Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi, Gradbeni Vestnik 51, 11, 302–315, 2002.
- Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R., Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovnjakih in nestrokovnjakih, Gradbeni Vestnik 63, 5, 111–118, 2014.
- Fischinger, M., Fajfar, P., On the response modification factors for reinforced concrete buildings, v: Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Palm Springs, California, USA, 20–24 May 1990, 1–10, 1990.
- Labbé, P. B., PSHA Outputs Versus Historical Seismicity Example of France, v: Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Republic of Macedonia, 30.8–3.9, 2010, 1–7, 2010.
- Lazar, N., Dolšek, M., Incorporating intensity bounds for assessing the seismic safety of structures: Does it matter?, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 43, 5, 717–738, 2014.
- Lazar, N., Dolšek, M., Risk-based seismic design – An alternative to current standards for earthquake-resistant design of buildings, v: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 24-28 September 2012, 1–10, 2012.
- Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., Kircher, C. A., Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States, v: SEAOC 2007 Convention proceedings. Squaw Creek, California, USA, 27–28 September 2007, 1–13, 2007.
- McGuire, R. K., Seismic hazard and risk analysis, Earthquake Engineering Research Institute, 2004.
- Miranda, E., Bertero, V. V., Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design, Earthquake Spectra 10, 2, 357–379, 1994.
- OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <http://opensees.berkeley.edu>, 2010.
- Podgorelec, D., Vpliv stopnjevanja sprejemljivega potresnega tveganja na armiranobetonsko okvirno konstrukcijo, Magistrsko delo, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2013.
- SIST, Slovenski inštitut za standardizacijo, SIST EN 1998-1:2005, Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, 2005.
- Uang, C. M., Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions, Journal of Structural Engineering 117, 1, 19–28, 1991.
- Vidrih, R., Potresna dejavnost zgornjega Posočja, Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija Republike Slovenije za okolje, Urad za seizmologijo in geologijo, 2008.
- Žižmond, J., Dolšek, M., Modeliranje efektivne širine pasnice grede za nelinearno analizo armiranobetonske okvirne stavbe, Gradbeni vestnik 63, 2, 26–39, 2014.