

OCENA POTRESNE VARNOSTI ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI (3) – KRITIČNA OCENA POSTOPKOV PROJEKTIRANJA V EC8 IN SKLEPNE UGOTOVITVE

SEISMIC SAFETY EVALUATION OF PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS WITH STRONG CONNECTIONS (3) – CRITICAL EVALUATION OF THE DESIGN PROCEDURES IN EC8 AND CONCLUDING REMARKS

prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. inž. grad.

dr. Miha Kramar, univ. dipl. inž. grad.

izr. prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, IKPIR

Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK: 006(4):624.012.45:624.042.7

Povzetek | S tem prispevkom zaključujemo serijo treh člankov, ki obravnavajo potresno ogroženost armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki. Podan je pregled razvoja predpisov na tem področju. Kritično so ocenjena ustrezna določila v standardu Evrokod 8 iz leta 2004, še zlasti velikost faktorja obnašanja in s tem povezana velikost računskih potresnih sil. Pri tem so uporabljeni rezultati sistematične verjetnostne študije. Obravnavano je tudi projektiranje značilnih stikov in potrebno eksperimentalno preverjanje njihove kapacitete, vpliv rezervne nosilnosti zaradi minimalnih zahtev v standardu, preverjanje mejnega stanja uporabnosti (pomikov), vpliv fasad in pomen gostih stremen ob vpetju stebrov.

Summary | This contribution concludes a group of three papers related to the seismic risk of precast industrial buildings with strong connections. A review of the development of the related seismic provisions and critical evaluation of the requirements in Eurocode 8 (2004) are given. The behaviour factor and the related level of seismic forces are particularly addressed, using the results of a systematic probabilistic study. Other problems, addressed in the paper, include: the design of the typical joints, the required experimental verification of their capacity, the influence of the overstrength due to the minimum reinforcement requirements in the standard, the control of the ultimate serviceability state (deformations), the influence of the cladding and the confinement reinforcement at the base of the columns.

1 • UVOD

V prvem članku (Fischinger et al., 2008a) smo ugotovili, da je majhno število ustreznih raziskav potresne varnosti armiranobetonskih montažnih hal do nedavnega odsevalo v pomanjkljivih predpisih za gradnjo potresno odpornih konstrukcij, ki so nepopolno obravnavali montažne objekte. V tem članku pa bomo analizirali, kako je ta problematika rešena v zadnji izdaji

evropskega standarda Evrokod 8 (SIST, 2005).

V ta namen bomo najprej pregledali dosedanje razvoje predpisov in njihove temeljne principe. Postopek projektiranja, ki ga zahteva zadnja izdaja EC8, si bomo podrobneje ogledali na primeru obravnavanih hal. Zlasti nas bosta zanimala problema redukcije potresnih sil in načrtovanja nosilnosti stikov. Nato bomo pre-

gledali in ocenili rezultate sistematične študije potresne ogroženosti hal z močnimi stiki, ki smo jo objavili v drugem članku (Fischinger et al., 2008b). To študijo bomo nadgradili z oceno vpliva minimalnih konstrukcijskih zahtev v Evrokodu 8. Nato bomo podrobneje komentirali ugotovljene ključne parametre, ki so nosilnost stikov, potrebni eksperimentalni dokazi, faktor obnašanja oziroma faktor zmanjšanja potresnih sil, vpliv objekta z gostimi strešnimi, velikost pomikov, vpliv fasade, in ugotovitve vseh člankov strnili v enovitem sklepu.

2 • RAZVOJ PREDPISOV IN PROJEKTANTSKE PRAKSE

2.1 Temeljni principi v sodobnih predpisih

Ti principi so bili že večkrat podrobno predstavljani in pojasnjeni ((Fischinger in Fajfar, 1989), (Fischinger, 2007)). Zaradi popolnosti prikaza problematike jih v tem članku vseeno na kratko ponavljamo. Tako kratek opis pa ne more povsem ustrezno pojasniti razmeroma zapletenih pojmov. Zato je predpostavljeno, da bralec te principe pozna.

2.1.1 Princip redukcije potresnih sil

Sposobnost duktilnih konstrukcij, da lahko sipajo potresno energijo, je v predpisih upoštevana tako, da so računske potresne sile manjše (reducirane) glede na vztrajnostne sile, ki bi nastopile v elastični konstrukciji (F_{Ed}):

$$F_{Ed} = F_{E,el} / q \quad (1)$$

Faktor zmanjšanja potresnih sil (v EC8 se imenuje »faktor obnašanja« in se označuje s »q«) nastopa v sodobnih predpisih eksplicitno v izrazih za projektni spekter. V starejših predpisih pa je bil praviloma upoštevan le implicitno v potresnem koeficientu (npr. v faktorju »K« v do sedaj veljavnih predpisih).

Sposobnost sipanja energije (velikost redukcijskega faktorja) je v glavnem odvisna od uporabljenega materiala, pričakovanega mehanizma odziva, kvalitete (duktilnosti) konstrukcijskih detajlov in (kar je v tem članku posebej pomembno) vrste konstrukcijskega sistema. Na prvi pogled je namreč jasno, da ni nujno, da bi bila sposobnost sipanja energije montažnega sistema enaka sposobnosti sipanja energije monolitnega sistema. Poleg tega je konstrukcijski sistem montažnih hal

tudi v primeru močnih stikov specifičen v primerjavi s klasičnim okvirom.

2.1.2 Princip različnih stopenj duktilnosti konstrukcije

Pojem stopenj duktilnosti je novost glede na dosedanje prakso. Omogoča praktično uveljavitev principa, da lahko enakovredno velikost sipanja potresne energije dosežemo z večjo nosilnostjo in sorazmerno manjšo duktilnostjo in obratno. Tako lahko projektant prosto izbira, ali se bo odločil za manj zahtevno projektiranje, z manj zahtevnimi konstrukcijskimi detajli, in zato zagotovil konstrukcijskim elementom večjo nosilnost z uporabo večjih računskih potresnih sil (manjšega faktorja obnašanja), ali pa obratno. Za montažne sisteme EC8 v splošnem ne dopušča izbire visoke stopnje duktilnosti (DCH), če ta izbira ni ustrezno utemeljena.

2.1.3 Princip načrtovanja nosilnosti

Z načrtovanjem primerne hierarhije relativnih nosilnosti posameznih elementov zagotovimo enakomerno razporeditev plastifikacije po duktilnih in za konstrukcijo manj kritičnih elementih pred izčrpanjem nosilnosti krhkih ali/in kritičnih elementov. To pri montažnih halah enostavno pomeni, da mora priti do plastifikacije upogibne armature (izčrpanja upogibne nosilnosti) ob vpetju stebrov prej, kot bi nastopila krhka strižna porušitev stebrov ali porušitev stikov.

2.2 Dosedanji predpisi (Pravilnik, 1981)

Precej omenjenih principov sodobnega potresnega inženirstva je bilo do neke mere upoštevanih že v do sedaj veljavnih predpisih, ki so bili ob svojem nastanku med

najnaprednejši na svetu. Žal pa so, predvsem v primeru montažnih hal, le delno zaživeli v praksi.

Pravilnik je vse »sodobne« armiranobetonske konstrukcije (torej tudi montažne hale) sicer uvrščal v eno samo skupino. To pomeni, da so bile potresne sile za monolitne in montažne konstrukcije enake. Vendar pa je bilo za to potrebno izpolniti stroge pogoje. Zaradi specifičnega obnašanja montažnih konstrukcij in možnih katastrofalnih posledic pri objektih, ki se gradijo v velikih serijah, je pravilnik v členu 43 zahteval: »Dinamične karakteristike konstrukcije visoke gradnje objektov, ki se gradijo v conah seizmične intenzitete VIII. in IX. stopnje, kot so (...), in prototipi industrijsko proizvedenih objektov visoke gradnje se obvezno kontrolirajo eksperimentalno (...).« Podobno je bila za te sisteme zahtevana rigorna računska analiza časovnega odziva (člen 40). Vendar pa Pravilnik ni vseboval nobenih konkretnjših zahtev. Tako ta člena v praksi večinoma nista bila pravilno uporabljena (ena od izjem pri armiranobetonskih konstrukcijah je bila raziskava velikopanelnega montažnega sistema SCT (Fischinger et al., 1987)). Preizkušanje »sistema« se je velikokrat omejilo na preizkušanje posameznih nosilcev na vertikalno obremenitev. Očitno pa je, da je možno kapaciteto sipanja energije ovrednotiti le s preizkusi konstrukcijskih sklopov z značilnimi stiki pri ciklični horizontalni obremenitvi.

Potresne sile so bile v vsakem primeru veliko manjše, kot v kateri koli različici EC8. Poglejmo grobo oceno za VIII. potresno stopnjo in srednja tla (razlike, ki nastopijo zaradi različne definicije vrednosti za sprejemljivo obtežbo ali zaradi različne definicije trdnosti materiala, bomo zanemarili). Potresni koeficient je bil $K = 0,05$. Z upoštevanjem varnostnega faktorja 1,3 je bila tako velikost največjega pospeška v (reduciranem) projektnem spektru

0,065 g. Ustrezna vrednost v elastičnem (nereduciranem) projektnem spektru v EC8 (z upoštevanjem delnega varnostnega faktorja za jeklo 1,15 pa je:

$$0.2g \cdot 2,5 \cdot 1,15 \cdot 1,15 = 0,66g \quad (2)$$

Torej je Pravilnik implicitno upošteval redukcijo, ki ustreza faktorju obnašanja $q = 10$! Pri večjih nihajnih časih, ko je konstrukcija že v padajočem delu spektra, je potrebno upoštevati, da se nihajni čas v EC8 računa za razpokano konstrukcijo. To bi ekvivalentni redukcijski faktor v dosedanji praksi zmanjšalo na približno 7.

Poglavje X v Pravilniku je vsebovalo nekatere elemente principa načrtovanja nosilnosti, ki pa se je v praksi le redko uporabljal. Izjemo je predstavljalo priporočilo (Bubnov et al., 1982), da se prečne sile pomnožijo z varnostnim faktorjem 2,0 namesto 1,3, ki se je uporabljal za upogibne momente. To priporočilo so uporabljali mnogi projektanti.

2.3 Predstandard EC8 (SIST, 2000)

V predstandardu so bile montažne konstrukcije obravnavane le v neobveznem dodatku. Vsekakor pa je EC8 uvedel vrsto sprememb v primerjavi z dosedanja prakso. Večino bomo obravnavali v naslednjem razdelku. Tu se osredotočimo le na velikost potresnih sil (faktor obnašanja q). Strogo po definiciji (člen 5.1.2) bi večina hal sodila v konstrukcijski sistem obrnjenega nihala, saj je pri njih več kot 50 % mase v zgornji tretjini konstrukcije. To bi tudi v primeru konstrukcij z visoko duktilnostjo dovoljevalo le izredno majhno redukcijo ($q = 2$), ki bi bila 3,5 do 5-krat manjša v primerjavi z dosedanja prakso. Konstrukcijski sistem montažnih hal pa tvori skupina stebrov, ki so (oziroma ki bi morali biti) povezani v celoto v višini strešne etaže. Zato se razlikuje od obrnjenega nihala. Predstandard je tako dovoljeval (člen B1.2(2)) večjo redukcijo ($q = 3$), vendar ob dveh pogojih: a) »vrhovi stebrov so povezani vzdolž obeh glavnih smeri stavbe z jeklenimi ali armiranobetonskimi vezmi« in b) »skupno število povezanih stebrov je večje od 6«. Redukcija pa je bila vseeno veliko manjša kot za monolitne okvire ($q = 5,0$).

2.4 Standard EC8 (SIST, 2005)

Sestavljavci končnega standarda EC8 so izhajali iz predpostavke, da je montažnim halam ob določenih pogojih možno zagotoviti podobno sposobnost sipanja potresne energije, kot jo imajo monolitni okviri. Zato se je v primerjavi s predstandardom pojavilo kar nekaj pomembnih sprememb, ki pa jih je brez podrobnega pregleda težko opaziti. Predvsem je bila definiciji »sistema obrnjenega nihala« dodana opomba v drobnem tisku: »V to kategorijo ne sodijo enoetažni okviri, ki imajo vrhove stebrov povezane vzdolž obeh glavnih smeri stavbe in pri katerih v nobenem steboru normirana osna sila v_d ne presega 0,3.« Pogoj je torej predvsem ta, da so izvedene vezi v obeh smereh. Na ta način se montažne hale implicitno uvrščajo v kategorijo »okviri« (skladno s tolmačenjem enega vodilnih pripravljavcev obveznega poglavja 5.11 v EC8 in vodje projekta PRECAST prof. Toniola iz Politehnike v Milanu (Toniolo, 2007)). Zaradi številnih dvomov o tej spremembi so bili predlagani in izvedeni eksperimenti, ki so opisani v prvem članku (Fischinger et al, 2008a).

Ostale zahteve so podrobneje opisane v dokumentu (Fischinger, 2007). Ponovimo le najpomembnejše:

- Redukcijski faktor za monolitne okvire z visoko duktilnostjo je $q = 4,5$, ki ga pri enoetažnih okvirih lahko pomnožimo še s faktorjem dodatne nosilnosti 1,1. Čeprav to ni eksplicitno omenjeno, predlagamo, da se ta faktor zaradi bistveno manjše rezervne nosilnosti konstrukcijskega sistema montažnih hal ne upošteva.
- Redukcijski faktor za sisteme s srednjo stopnjo duktilnosti je $q = 3,0$.
- Konstrukcijski detajli v dosedanji praksi so neke vmes med srednjo in visoko stopnjo duktilnosti.
- Nizka stopnja duktilnosti se na področju Slovenije odsvetuje. Primerne stopnje duktilnosti so določene v Nacionalnem dodatku. Za betonske montažne sisteme se praviloma uporablja srednja stopnja duktilnosti (DCM). Za eno- in večetažne okvire (hale), ki imajo vrhove stebrov povezane vzdolž obeh glavnih smeri stavbe in pri katerih v nobenem steboru normirana osna sila v_d ne presega 0,3, se lahko ob

določenih pogojih predpostavi visoka stopnja duktilnosti (DCH). Za vse ostale betonske montažne sisteme se lahko uporabi visoka stopnja duktilnosti (DCH) samo, če se – poleg izpolnjevanja ostalih zahtev v poglavju 5.11 iz (SIST, 2005) – ustrezna sposobnost sipanja energije obravnava nega montažnega sistema dokaže z eksperimentalno študijo za elemente, stike in konstrukcijske sklope sistema. Upošteva se, da je izpolnitev zgornje zahteve dokazana, če nosilnost preizkušancev po najmanj treh polnih ciklih do amplitude, ki ustreza upoštevanemu faktorju duktilnosti, ne pade za več kot 20 % glede na začetno nosilnost. Pri teh določbah je bilo upoštevano, da je montažnim sistemom na splošno težje zagotoviti duktilnost kot monolitnim. Zato tudi v predstandardu ni bila dovoljena uporaba DCH za montažne konstrukcije brez dodatnih raziskav (SIST, 2000, člen B1.4.2). Rezultati tu obravnavanih raziskav pa so pokazali, da je konstrukcijskim sistemom, ki so podobni sistemom montažnih hal v Sloveniji, možno zagotoviti visoko stopnjo duktilnosti. Moramo pa se zavedati, da so bili eksperimenti narejeni samo za določen tip montažnih hal, ki so ustrezale vsem postavljenim zahtevam v EC8. Predvsem morajo stiki dejansko omogočati »povezavo vrhov stebrov vzdolž obeh glavnih smeri«.

- Če sistem sicer ustreza zahtevam poglavja 5.11, vendar stiki niso: a) projektirani s postopkom načrtovanja nosilnosti ali b) nimajo sposobnosti duktilnega obnašanja in sipanja energije, je potrebno potresne sile podvojiti.
- Stebre je treba konstruirati enako kot pri monolitnih konstrukcijah. Minimalni delež vzdolžne armature je 0,01, stremena pa so določena z minimalnimi zahtevami, z načrtovanjem strižne nosilnosti in z zahtevami za objetje betonskega jedra (glej postopek projektiranja v naslednjem poglavju).
- Postavljene so dokaj stroge omejitve glede deformacij v mejnem stanju uporabnosti (glej postopek projektiranja v naslednjem poglavju).

Izpolnitev vseh teh zahtev je za vsak poseben konstrukcijski sistem potrebno posebej dokazati.

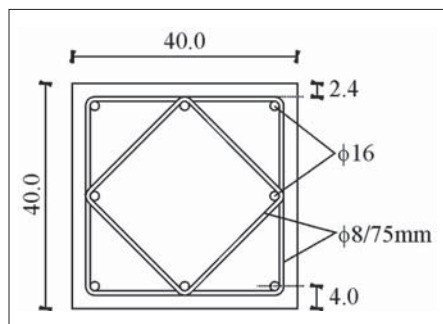
3 • PROJEKTIRANJE STEBROV IN STIKOV V PREIZKUŠENIH HALAH PO EC8

Projektirali smo model hale, ki je prikazan na sliki 3 v prvem članku (Fischinger et al,

2008a). Upoštevali smo pospešek temeljnih tal 0,25 g, faktor obnašanja $q = 4,5$ (DCH) in

tla kategorije B ($S = 1,2$). Ustreznost izbire q smo nato v okviru projekta eksperimentalno in računsko dokazali. Povzemimo samo najpomembnejše rezultate ter predvsem način dimenzioniranja stikov:

Zaradi majhne mase so bile obremenitve majhne. Minimalna vzdolžna armatura (1 %; slika 1) je več kot zadoščala. Steber s to armaturo bi prenesel veliko večji projektni pospešek: 0,5–0,7 g (ocena je odvisna od načina izračuna togosti razpokanega prereza; glej (Kramar, 2008)). Armatura ni manjša, kot bi jo dobili s predpostavljeno srednjo stopnjo duktilnosti.



Slika 1 • Prečni prerez stebra v kritičnem območju

Tudi stremena smo najprej določili iz minimalnih pogojev. Med preizkusom prototipa 2 je kljub precejšnji količini prečne armature prišlo do uklona vzdolžne armature nekoliko prej, kot smo pričakovali. V ponovitvi preizkusa (prototip 2-2) smo zato stremena v stebrih zgostili in namesto stremen $\phi 8/75$ mm uporabili stremena $\phi 8/50$ mm. S tem smo želeli preizkusiti, v kolikšni meri lahko kapaciteto konstrukcije še izboljšamo na račun povečanja objeta. Mehanski volumski delež povečanih stremen je znašal $\omega_{wd} = 0,32$ (kar je mnogo več od minimalne zahtevane vrednosti 0,12).

Kritično območje nad vpetjem je bilo dolgo 90 cm ($\approx h/6$). Nad kritičnim območjem je bila razdalja med stremeni povečana – prečna armatura je tu znašala $\phi 8/150$ mm. Zagotovila je strižno nosilnost 161,2 kN, kar je mnogo več od prečne sile, določene z načrtovanjem nosilnosti:

$$V_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{h} = 36,1 \text{ kN}, \quad (3)$$

kjer je γ_{Rd} faktor dejanske povečane nosilnosti, ki znaša 1,3 za stebre DCH, h višina stebra, M_{Rd} pa projektna upogibna nosilnost prereza. Obremenitev stika med stebrom in nosilcem smo tudi določili s postopkom načrtovanja nosilnosti. Obremenitev je bila enaka 1/6 skupne prečne sile (E_{Rd}), povečane za faktor γ_{Rd} (op.: faktor povečane nosilnosti za predimenzionirane stike je večji od faktorja povečane nosilnosti za stebre):

$$D_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{E_{Rd}}{6} = 1,35 \cdot \frac{166,7}{6} = 37,5 \text{ kN} \quad (4)$$

Za izračun strižne nosilnosti stika smo uporabili empirično formulo, ki jo predlagata (Vintzeleou in Tassios, 1987). Formula velja za t. i. »močne moznike, ki so ob straneh objeti z debelim slojem krovnega betona«. Nosilnost obravnavanega stika je enaka (Kramar, 2008):

$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi_{eff}^2 \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} = 2 \cdot 16^2 \sqrt{40 \cdot 500} = 72408 \text{ N} \approx 2 \cdot D_{Ed}, \quad (5)$$

kjer je f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona (MPa); f_{yk} karakteristična meja tečenja jekla (MPa); ϕ_{eff} efektivni premer moznika; mozniki imajo enak premer kot vzdolžne armaturene palice, tj. $\phi 16$. Nosilnost stika je torej bila približno 2-krat večja od obremenitve.

Stik med strešno ploščo in I-nosilcem (glej 1. članek) je bolj zapleten od stika med stebrom in I-nosilcem. Nosilnost stika je odvisna od smeri obtežbe. Pri dimenzioniranju moramo zato ločeno obravnavati obremenitev vzporedno s stojino plošče in obremenitev pravokotno na stojino plošče. Naredili smo kontrole naslednjih možnih porušitev: porušitev veznega vijaka, porušitev sidrnega vijaka, odcepitev betona v stojini plošče in bočni pritisk v jeklenem kotniku. Strižno in upogibno porušitev vijakov smo določili s standardnimi analitičnimi izrazi, pri nosilnosti sidrnega vijaka pa smo upoštevali tudi učinek moznika, ki smo ga obravnavali že pri stiku med stebrom in nosilcem. Razlika glede na prejšnji stik je v tem, da tu v mozniku pričakujemo tudi osno silo, ki nastopi zaradi zvijanja kotnika. Nosilnost stika z moznikom je zaradi osne sile manjša. Ocenjena je bila z empirično enačbo, ki jo predlagata (Vintzeleou in Tassios, 1987):

$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi_{eff}^2 \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk} (1 - \alpha^2)} \quad (6)$$

Pri tem faktor α upošteva redukcijo nosilnosti zaradi osnih napetosti in predstavlja razmerje med osno napetostjo (σ_N) in trdnostjo na meji tečenja (f_y):

$$\alpha = \frac{\sigma_N}{f_y} \quad (7)$$

Izbrani so bili naslednji elementi stika: sidrni vijak $\phi 16$, vezni vijak $\phi 24$ in kotnik dimenzij $120 \times 120 \times 10$ mm. Nosilnost stika je v vseh načinih porušitev precej večja od obremenitve.

Poleg »zahteve po neporušitvi« moramo pri dimenzioniranju konstrukcij upoštevati tudi »zahtevo po omejitvi poškodb«, s katero preprečimo škodo, ki bi nastala pri šibkejših potresih, z manjšimi pospeški temeljnih tal. Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da ne ovirajo deformacij nosilne konstrukcije, je zahteva po omejitvi poškodb izpolnjena, če so etažni pomiki omejeni z vrednostjo:

$$d_r \leq 0,01 h, \quad (8)$$

kjer je d_r etažni pomik, določen z nereduciranim elastičnim spektrom, h etažna višina in v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, ki je povezana z »zahtevo po omejitvi poškodb«. Če upoštevamo, da je za običajne stavbe ν enak 0,4, mora biti etažni zasuk konstrukcije (d_r/h) manjši od 2,5 %. Pri pospešku temeljnih tal 0,25 g in tleh kategorije B je etažni zasuk obravnavane hale enak 1,2–2,0 % (tudi tu je ocena odvisna od načina izračuna togosti razpokanega prereza), torej je zahteva po omejitvi pomikov izpolnjena. Pri tem moramo opozoriti, da so pomiki obravnavane hale relativno majhni zaradi zelo majhne mase konstrukcije. Pri konstrukcijah z večjimi masami zahteva po omejitvi pomikov največkrat ni bila izpolnjena. V takem primeru moramo togost konstrukcije povečati, kar najlažje naredimo s povečanjem prečnih prereзов stebrov. Pri tem se običajno povečajo tudi potresne sile, s tem pa tudi potrebna količina vzdolžne armature.

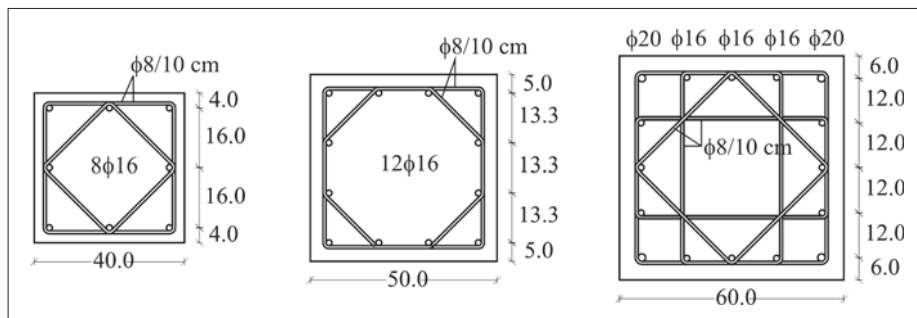
V računu pomikov smo predpostavili, da fasadne plošče ne ovirajo deformacij konstrukcije, zato jih v računu nismo upoštevali. Ta predpostavka običajno ni idealno izpolnjena, kar so pokazali tudi eksperimenti (Fischinger et al., 2008a). Zaradi tega menimo, da bi bilo plošče v računu pomikov smiselno upoštevati. Vendar je to možno narediti le z ustreznim numeričnim modelom, ki pa mora biti eksperimentalno dokazan za vsak poseben primer izvedbe fasade. Trenutno takšni modeli za konstrukcijske sisteme, ki se izvajajo v Sloveniji, še niso narejeni. Upoštevati moramo tudi, da so mejne vrednosti pomikov v tem primeru (pritrjeni nekonstrukcijski elementi) precej manjše ($d_r/h < 1,25$ %).

4 • PARAMETRIČNA ŠTUDIJA POTRESNE OGROŽENOSTI

Eksperimentalno preizkušena hala je imela majhno maso. Zato smo v drugem članku (Fischinger et al, 2008b) ocenili verjetnost prekoračitve mejnega stanja obravnavanih konstrukcij za cel spekter realnih konstrukcij v praksi. Pripadajočo maso za en stebler smo spreminjali v razponu od 10 t (ki ustreza stanju, ko en stebler podpira približno 40 m² lahke strešne konstrukcije) do 150 t (230 m² teže strehe). Vsi stebri so bili visoki 5 m. Obravnavali smo tri različne dimenzije prereзов: 40 × 40 cm za stebre s pripadajočo maso do 30 t, 50 × 50 cm (70 t) in 60 × 60 cm (150 t). Upoštevali smo projektni pospešek $a_g = 0,25$ g in tla tipa B. Upoštevali smo visoko stopnjo duktilnosti (DCH) in redukcijski faktor $q = 4,5$. Pri tem smo najprej obravnavali konstrukcije, ki so bile projektirane z upoštevanjem vseh zahtev EC8 (tudi tistih za minimalno armaturo). Tako projektirana armatura je prikazana na sliki 2.

Mnoge od teh konstrukcij so imele, kot je tudi razvidno iz prejšnjega poglavja, veliko rezervo nosilnosti. Da bi ocenili vpliv dodatne nosilnosti zaradi minimalnih zahtev, smo študijo ponovili za podoben nabor konstrukcij, le da nismo upoštevali zahtev EC8 za minimalno vzdolžno in prečno armaturo. Tako so bili le stebri v najbolj obremenjenih konstrukcijah armirani z vzdolžno armaturo, enako ali večjo od 1 % prereза. Stremena so bila enostavna in so potekala le po obodu stebra.

Za oceno potresne ogroženosti smo uporabili verjetnostno metodo, ki je podrobno opisana v drugem članku. Ogroženost je bila ocenjena z dvema kriterijema: a) kapaciteto konstrukcije, izraženo z maksimalnim pospeškom temeljnih tal, ki bi ga konstrukcija lahko prenesla (PGA_c), in b) verjetnostjo porušitve v 50 letih za področje Ljubljane ($H_{LS,50}$). Rezultati za konstrukcije s stebri s

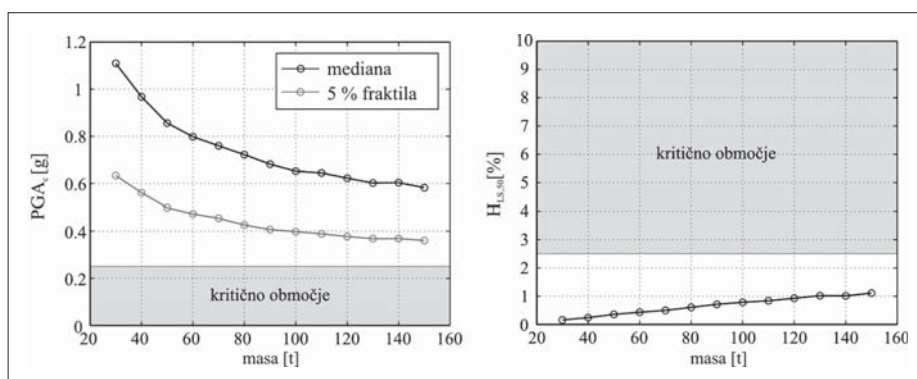


Slika 2 • Prerezi stebrov v obravnavanih konstrukcijah (upoštevana so vsa določila EC8 vključno z določili za minimalno vzdolžno in prečno armaturo)

prerezom 60/60 cm, kjer smo upoštevali vse (tudi minimalne) zahteve iz EC8, so prikazani na sliki 3. Za tiste konstrukcije, kjer minimalne konstrukcijske zahteve niso bile upoštewane, pa so rezultati prikazani na sliki 4. Vrednosti za konstrukcije z manjšimi stebri (in masami) so podobne.

Če so upoštewane vse konstrukcijske zahteve (npr. 1 % vzdolžne armature v stebrih), je kapaciteta konstrukcije (tudi ob upoštevanju večine nezanesljivosti in s 5 % fraktilo) večja od projektnega pospeška 0,2 g tudi pri naj-

bolj obremenjenih konstrukcijah. Verjetnost porušitve v 50 letih je med 0,001 in 0,01, kar se zdi za to vrsto obtežbe še sprejemljivo. Zanimivo pa je, da je verjetnost porušitve dokaj velika tudi za konstrukcije z veliko rezervno nosilnosti. Če pa stebre obravnavanega konstrukcijskega sistema armiramo le z računsko potrebno armaturo (skladno z izbranim faktorjem obnašanja), so rezultati precej neugodnejši. Predvsem je zelo visoka verjetnost porušitve. Dodaten komentar je podan v naslednjem poglavju.



Slika 3 • Ocena potresne ogroženosti (zahteve za minimalno armaturo v EC8 so upoštewane)

5 • ANALIZA REZULTATOV IN SKLEP

Obravnavali smo potresni odziv in potresno ogroženost značilnega konstrukcijskega sistema enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki, ki sestoji iz skupine konzolnih stebrov, ki jih povezuje strešna konstrukcija, ki je toga v svoji ravnini. Takšnih raziskav in ustreznega znanja do

sedaj ni bilo. Zato so rezultati pomembno vplivali na razvoj evropskih standardov EC8 (SIST, 2005) in tako na bodočo projektantsko prakso. Na podlagi obsežnih raziskav, ki so opisane v tem in obeh spremljajočih člankih, lahko postavimo nekaj ugotovitev in zaključkov.

5.1 Stiki

Stike v obravnavanem sistemu smo uspeli narediti dovolj močne, da je bilo obnašanje podobno monolitnemu sistemu s strešno konstrukcijo, ki je bila dovolj toga v svoji ravnini. Izjema je bilo prešibko objetje konca grede z U-stremani okoli moznika iz stebra po italijanski praksi. Preproste računske metode so omogočile načrtovanje nosilnosti stikov v skladu z zahtevami EC8. Ne gre pa pozabiti, da so bili stiki preizkušeni le za konstrukcijo z

majhno maso. Poleg tega so stiki vsakega sistema posebni in posploševanje v splošnem ni mogoče. Tako rezultati veljajo samo ob predpostavki sistema z močnimi stiki in izpolnitvi projektnih zahtev zadnje verzije EC8 (SIST, 2005). Nedavno je bil odobren velik evropski projekt SAFECAST, ki je namenjen samo raziskavam (inovativnih) stikov v montažnih halah pri potresnem vplivu. Slovenska podjetja lepo vabimo k sodelovanju.

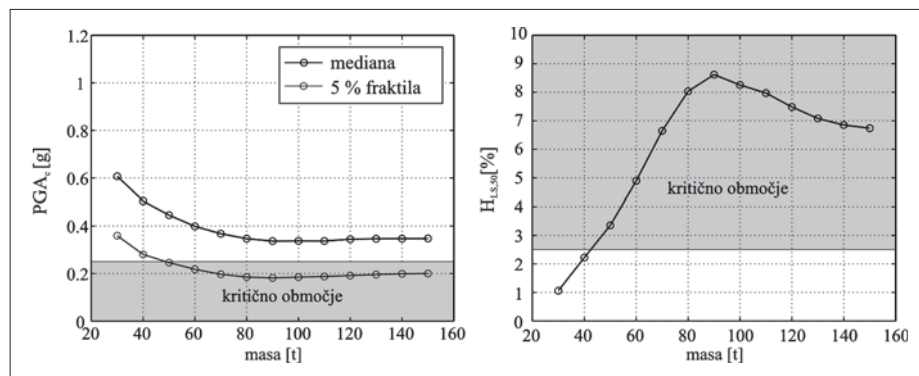
5.2 Potresna ogroženost

Dosledno upoštevanje projektne in konstrukcijske zahteve EC8 zagotavljajo običajnim konstrukcijam obravnavanega tipa primerno stopnjo potresne varnosti. Stopnja ogroženosti za konstrukcije, ki bi bile armirane samo z računsko potrebno armaturo (določeno s faktorjem obnašanja 4,5), pa je velika.

5.3 Faktor obnašanja in velikost potresnih sil

Velikost potresnih sil je po EC8 precej večja od sil, ki smo jih upoštevali v dosednji praksi. Prvotne verzije EC8 so zahtevale izredno velika povečanja, ki so – ne povsem utemeljena – ogrožala to vejo gradbene industrije. Na podlagi opisanega projekta PRECAST je bilo pokazano, da so večji redukcijski faktorji, ki jih predvideva zadnja verzija EC8 (SIST, 2005), ob določenih pogojih upravičeni. Bistvena pogoja sta: a) dokaz močnih stikov z načrtovanjem nosilnosti in eksperimentalno določeno odpornostjo stikov ter b) dosledno upoštevanje konstrukcijskih zahtev v standardu. Kljub zmanjšanju glede na predstandard pa so potresne sile še vedno precej večje kot v dosednji praksi.

Konstrukcije visoke stopnje duktilnosti DCH smo projektirali s faktorjem obnašanja 4,5, ki je predviden za monolitne okvire. Nismo pa upoštevali dodatnega faktorja zaradi večje nosilnosti, ki bi bil pri monolitnih enoetažnih



Slika 4 • Ocena potresne ogroženosti (zahteve za minimalno armaturo iz EC8 niso upoštewane)

okvirih 1,1. Tako projektirane konstrukcije so deterministično izkazale kapaciteto, ki je bila precej večja od zahtevane. Verjetnostna študija, ki je upoštevala večino nezanesljivosti v obtežbi, materialu in konstrukciji, pa je pokazala (slika 4), da samo računsko potrebna armatura (ki jo določa velikost faktorja obnašanja) ni zagotovila zahtevane kapacitete. Zahtevana kapaciteta, izražena s pospeškom temeljnih tal, je bila 0,25 g, dosežena pa 0,20 g. Tudi verjetnost porušitve v 50 letih je bila zelo velika.

Skratka, ob spoštovanju že večkrat omenjenih pogojev je redukcijski faktor v (SIST, 2005) približno ustrezen, vendar predlagamo uporabo rahlo manjše vrednosti (npr. 4,0 za konstrukcije z visoko stopnjo duktilnosti).

5.4 Mejno stanje uporabnosti/omejitev pomikov

Razprave o velikosti faktorja obnašanja so ob sedanjih pogojih za omejitev pomikov v EC8 dokaj akademske. Obravnavani konstrukcijski sistem je (če ne upoštevamo fasad) izredno deformabilen. Tako je v mnogih primerih za projektiranje odločilna omejitev pomikov pri mejnem stanju uporabnosti, ne pa mejna nosilnost stebrov pri potresni obtežbi.

5.5 Fasade

Prej omenjeni problem bi se zmanjšal z ustreznim upoštevanjem vpliva fasad. Raziskava je pokazala pomemben vpliv fasad. Povečanje togosti je bilo večje od povečanja potresnih sil zaradi krajšega nihajnega časa. Zato so bili rezultirajoči pomiki precej manjši. Raziskava pa je pokazala tudi, da modeli fasade z nadomestnimi diagonalami ne opisujejo dovolj dobro dejanskega obnašanja. Zaradi številnih nejasnosti so nujne dodatne preiskave (nekaj jih je predvidenih v projektu SAFECAST).

5.6 Gosta stremena ob vpetju stebra

Zahteve EC8 glede gostote stremen v plastičnih členkih ob vpetju stebrov se zdijo dokaj stroge. Vendar raziskava tega ni potrdila. Pri projektiranju smo količino stremen močno zaokrožili navzgor (glej shemo na sliki 1; razdalja med stremeni je bila 7,5 cm). Kljub temu je pri prvem eksperimentu na prototipu 2 prišlo do prezgodnje porušitve zaradi uklona vzdolžne armature ob vpetju stebra. V ponovljenem testu smo zmanjšali razdaljo na 5 cm in dosegli bistveno boljše obnašanje.

6 • LITERATURA

- Bubnov, S., Fajfar, P., Fischinger, M., Ribarič, V., Tomaževič, M., Graditev objektov visokogradnje na seizmičnih območjih – Ocena pravilnika, Univerza v Ljubljani, FAGG, Publikacija IKPIR, št. 25, 1982.
- Fischinger, M., Tomaževič, M., Capuder, F., Fajfar, P., Lutman, M., Szilagyi, J., Študija potresne varnosti velikopanelnega sistema SCT, Gradbeni vestnik, let. 36, št. 11/12, str. 241–248, 1987.
- Fischinger, M., Fajfar, P., O potresnih silah v predpisih, Gradbeni vestnik, let. 38, št. 11/12, str. 334–338, 1989.
- Fischinger, M., Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb – Komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1 (Posebna pravila za betonske stavbe), gradivo na seminarju za projektante, Univerza v Ljubljani in IZS, 2007.

- Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T., Ocena potresne varnosti armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki (1) – Zasnova študije in eksperimentalni rezultati, poslano v objavo, 2008a.
- Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T., Ocena potresne varnosti armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki (2) – Numerično modeliranje in določitev potresnega tveganja, poslano v objavo, 2008b.
- Kramar, M., Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal, doktorska naloga, Univerza v Ljubljani, FGG, 176 strani, 2008a.
- Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, Uradni list SFRJ, številka 31, 1981.
- Toniolo, G. (coordinator), Final report of the EU Research Project: Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with respect to EC8 (Contract No. G6RD-CT-2002-00857), 2007.
- SIST ENV 1998-1-3, Eurocode 8, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, Del 1-3: Splošna pravila, Posebna pravila za različne materiale in elemente (enakovreden ENV 1998-1-3:1995), USM, MZT, 2000.
- SIST EN 1998-1, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe (SI prevod EN 1998-1:2004 (E)), 2005.
- Vintezeleou, E. N., Tassios, T. P., Behaviour of dowels under cyclic deformations. ACI Structural Journal, 84, 1: 18–30, 1987.