

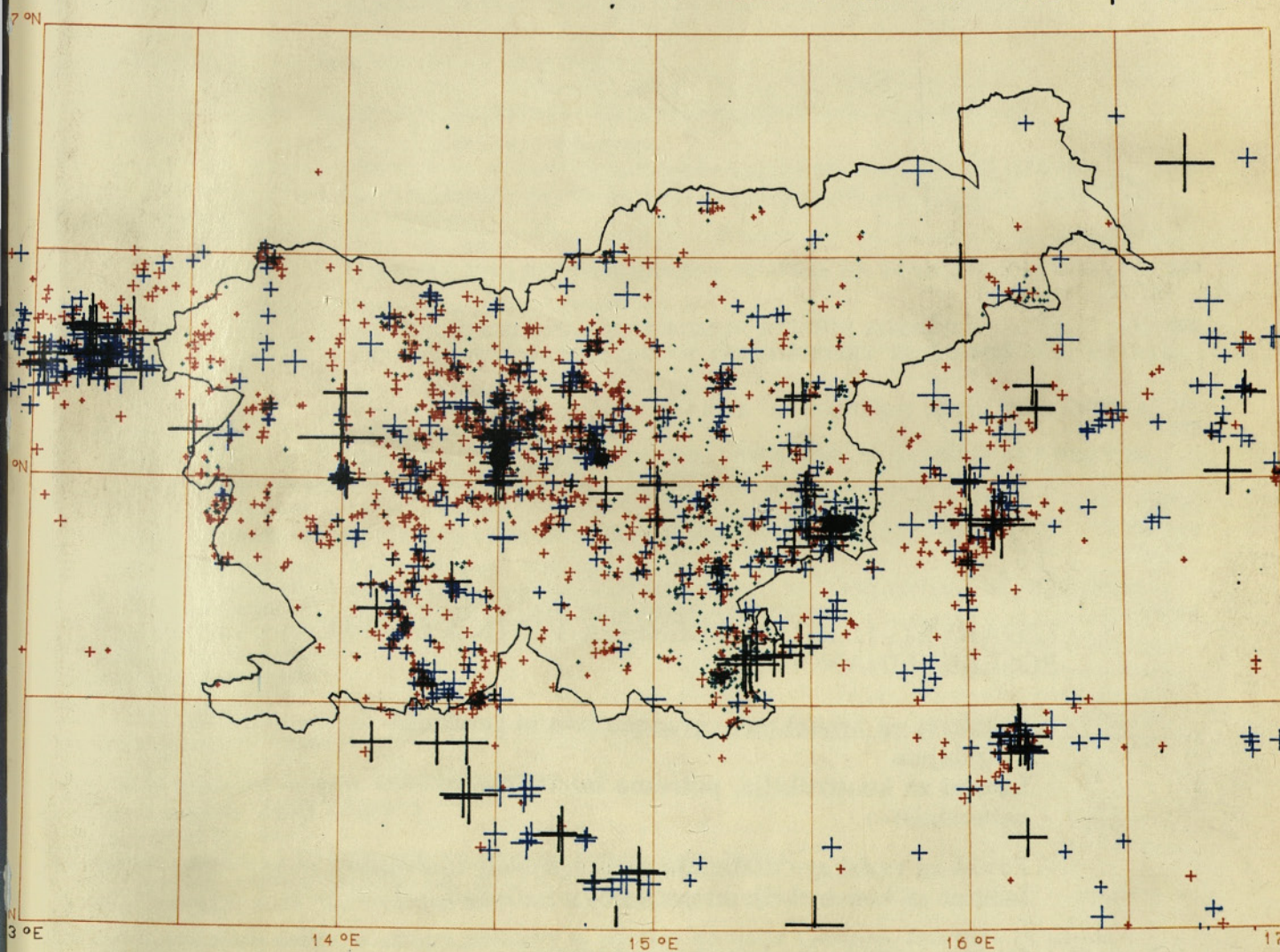
GRADBENI VESTNIK

11-12

EPICENTRI POTRESOV V SR SLOVENIJI DO LETA 1985

CENTRI POTRESOV

• 2.5 > M + 3.5 > M > 2.5 + 5.0 > M > 3.5 + M > 5.0



IZDAJO ŠT. 11-12 GRADBENEGA VESTNIKA SO ŠE
POSEBEJ FINANCIRALI:

- **Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo
v Ljubljani
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in
računalništvo**
 - **Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana
Inštitut za konstrukcije in potresno inženirstvo**
 - **Društvo za potresno inženirstvo Ljubljana**
-



GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
ŠT. 11-12 • LETNIK 36 • 1987 • YU ISSN 0017-2774

VSEBINA-CONTENTS

Clanki, študije, razprave	Sergej Bubnov: OB ZAKLJUČKU XXXVI. LETNIKA	228
	Articles, studies, proceedings	SERGEJ BUBNOV — 25 LET GLAVNI IN ODGOVORNI UREDNIK GRAD- BENEGA VESTNIKA
	Sergej Bubnov: MOŽNOSTI POENOTENJA PREDPISOV ZA GRADNJO NA SEIZMIČNIH OB- MOCJIH	231
	THE FEASIBILITY OF HARMONIZATION OF THE EUROPEAN COUNTRIES CODES	
	Matej Fischinger, Miha Tomaževič, Franc Capuder, Peter Fajfar, Marjana Lut- man, Janoš Srilagy: ŠTUDIJA POTRESNE VARNOSTI VELIKOPANELNEGA SISTEMA SCT	241
	STUDY OF THE SEISMIC RESISTANT LARGE PANEL-SYSTEM SCT	
	Zdene Breška, Peter Fajfar: O DOLOČANJU PROJEKTHNIH POTRESNIH PARAMETROV	249
	ON THE DETERMINATION OF SEISMIC DESIGN PARAMETERS	
	Peter Fajfar, Matej Fischinger: PRISPEVEK K SEIZMIČNI ANALIZI ARMIRANOBETONSKIH STAVB	254
	A CONTRIBUTION TO SEISMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS	
	Miha Tomaževič: DIMENZIONIRANJE ARMIRANEGA ZIDOVJA NA POTRESNO OBTEŽBO	260
	Roko Žarnič, Miha Tomaževič: PROTIPOTRESNA OJAČITEV STARIH ZIDANIH ZGRADB	269
	ASEISMIC STRENGTHENING OF OLD MASONRY BUILDINGS	
	Hinko Šolinc: VPLIV HIDRODINAMIČNIH TLAKOV NA POTRESNI ODZIV VALJASTEGA REZERVOARJA	275
	INFLUENCE OF HYDRODYNAMIC PRESSURES ON EARTHQUAKE RESPON- SE CYLINDRICAL STORAGE TANK	
Poročila, obvestila	Sergej Bubnov: 9. ZBOROVANJE GRADBENIH KONSTRUKTORJEV SLOVENIJE	279
Reports, Informations	Peter Sheppard, Marjana Lutman: OCENJEVANJE PRIČAKOVANE POTRESNE RANLJIVOSTI IN OGROŽENO- STI VEČJIH SKUPIN STAREJŠIH OBJEKTOV	281
Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij		
Proceedings of the Institute for material and structures research Ljubljana		

Glavni in odgovorni urednik: SERGEJ BUBNOV

Tehnični urednik: DANE TUDJINA

Lektor: ALENKA RAIČ

Uredniški odbor: FRANC ČAČOVIČ, VLADIMIR ČADEŽ, JOŽE ERZEN,

IVAN JECELJ, ANDREJ KOMEL, DR. MIRAN SAJE

STANE PAVLIN, JOŽE ŠČAVNIČAR, BRANKA ZATLER-ZUPANČIČ

Revija izdaja Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 221 587. Tek. račun pri SDK Ljubljana 50101-678-47602. Tiska tiskarna Tone Tomšič v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Letna naročnina skupaj s članarino znaša 2000 din, za upokojence in študente 1000 din, za podjetja, zavode in ustanove 20.000 din, za inozemstvo 50.00 US dolarjev. Revija izhaja ob finančni podpori Raziskovalne skupnosti Slovenije, Splošnega združenja gradbeništva in IGM Slovenije, Zveze vodnih skupnosti Slovenije, Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana in Fakultete za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo.

XXXVI. (1987) letnik *Gradbenega vestnika* obsega 286 strani, kar je za 23% več kot leto poprej. S tem je bil presežen načrtovani obseg revije, ki je znašal 240 strani.

Letnik 1987 je ves izšel v dvojnih številkah. Tudi v prejšnjih letnikih smo imeli več dvojnih kot enojnih števil. Tokrat so izdajo dvojnih števil narekovali občasni tematski materiali, ki jih ne bi bilo smotrno deliti v dve zaporedni številki.

Financiranje izdajanja *Gradbenega vestnika* ostaja še vedno osnovni problem. Stroški tiskanja močno naraščajo naročniki pa ne plačujejo redno naročnine.

Zato sta predsedstvo in izvršni odbor Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije na skupni seji 16. 12. 1987 sprejela naslednji sklep: »Vodstva društev (predsedniki, tajniki) naj s pomočjo administracije Zveze čimprej razčistijo probleme okrog evidenčnih seznamov naročnikov in načina pobiranja naročnine in naj v najkrajšem času denar nakažejo na račun Zveze. Sezname naročnikov morajo biti novelirani do naslednje seje izvršnega odbora ZDGITS, ki bo v začetku leta 1988. V *Gradbenem vestniku* bomo objavili seznam društev, ki sklepa ne bodo izpolnila, z novim letnikom pa jim bomo prenehali pošiljati *Gradbeni vestnik*. Naročnina za *Gradbeni vestnik* za leto 1988 znaša 5.800 din, članarina, ki jo društva odvedejo Zvezi od posameznika pa znaša 200 din. Za študente in upokojeince je članarina in naročnina polovična.«

Letnik XXXVI. ni jubilejni, vendar ima neko drugo jubilejno značilnost. Minilo je 25 let, odkar ima *Gradbeni vestnik* istega glavnega in odgovornega urednika.

Ko se oziram na to četrto stoletja dolgo prehojeno pot, na koncu katere sedaj predajam to dolžnost novemu glavnemu uredniku, se spominjam nekaterih značilnih dogodkov na tej poti.

Najprej moram omeniti, da je leta 1962 *Gradbeni vestnik*, po tem ko je že nekaj let prej vedno bolj usihal, končno povsem zamrl. Takrat ni izšla nobena številka več. Zato je Vladimir Čadež, takratni pomočnik republiškega sekretarja za industrijo, predlagal Zvezi društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, da me imenuje za novega glavnega in odgovornega urednika *Gradbenega vestnika*. Prevzel sem to nalogo z odločno voljo, da ta voz premaknem naprej. Takrat nisem imel nikakršnih posebnih izkušenj, ne uredniških ne izdajateljskih, vendar pred 25 leti dosti več moči in energije, da sem se lahko lotil te nelahke naloge poleg drugih službenih dolžnosti, ki sem jih takrat opravljal.

Takoj so se pojavili problemi v zvezi z zbiranjem primernih materialov, ureditvijo finančnih problemov, sodelovanjem s tiskarno in še razna druga vprašanja.

Leto 1963, prvo leto mojega vodenja *Gradbenega vestnika*, je bilo leto skopskega potresa. Bilo je veliko dela v zvezi z izdelavo sodobnih slovenskih in kasneje jugoslovanskih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih. Pričel sem z organiziranjem Evropskega združenja za seizmično gradbeništvo, ki se je v teh 25 letih razvilo v pomembno mednarodno strokovno organizacijo. Naslednje leto sem prevzel delovno mesto direktorja poslovnega združenja GIPOSS, ki sem ga vodil 10 let. Istočasno sem se seznanjal s strokovno literaturo s področja seizmičnega gradbeništva in pisal strokovne članke in referate za razne kongrese in posvetovanja, doma in v tujini. Zavedajoč se, da je osnovna dolžnost človeka v družbi prispevati po svojih močeh k uspešnejšemu razvoju družbe v smeri humanosti in resničnega socializma, sem že od leta 1952 pisal članke o naših aktualnih družbenih in gospodarskih problemih v dnevem tisku. Vse te obveznosti so zahtevale veliko časa in energije, vendar sem *Gradbenemu vestniku* namenjal posebno pozornost, da bi lahko zagotovil njegovo redno izhajanje.

Od leta 1963 je *Gradbeni vestnik* 25 let redno izhajal v načrtovanem obsegu okrog 240 strani letno, največkrat pa tudi več. Pri tem sem moral reševati predvsem glavne probleme izdajanja: zbiranje strokovnih prispevkov, njih vrednotenje in razporejanje v skladu z njihovo kakovostjo in pomenom, skrbeti za pravočasno izpolnitev stalnih rubrik revije, spremljati ves potek izhajanja, od prevzema materiala, lektoriranja, tehničnega urejanja in končne oblikovanja do tiskanja v tiskarni. Zaradi pomanjkanja časa v tem delovnem procesu izdajanja sem moral sam recenzirati večino člankov in le v posameznih primerih sem iskal pomoč drugih recenzentov, sicer bi, zaradi kroničnega pomanjkanja dobrih prispevkov, postopek angažiranja zunanjih recenzentov za vsak strokovni članek zahteval preveliko časa, kar bi zaviralo redno izhajanje revije. Večkrat sem se moral vključevati v reševanje materialnih vprašanj. Žal *Gradbeni vestnik* nikdar ni imel in tudi sedaj nima nobenega profesionalnega delavca v svojem uredništvu, kar je najbrž edinstven primer v uredništvih večjih strokovnih revij v Sloveniji. Angažiranje profesionalnega tehničnega urednika bi zahtevalo dodatna sredstva, zaradi česar bi se zmanjšala sredstva za druge namene ZDGITS. Vsi avtorski

in uredniški honorarji Gradbenega vestnika so v letu 1986 znašali le 8 % celotnih stroškov izdaje, 92 % pa pobere tiskarna za tisk in papir. Profesionalni urednik bi lahko poskrbel za redno publiciranje dodatnih stalnih rubrik, kot so: pregled strokovnih publikacij in člankov s področja gradbeništva doma in v svetu, informacije iz inozemstva, recenzije strokovnih knjig, boljše angleške izvlečke, poročila o delu naših društev in še precej tega, kar sedaj manjka v Gradbenem vestniku. Istočasno bi lahko bolj natančno določal višino naklade Gradbenega vestnika glede na plačano naročnino, število obveznih izvodov po zakonu o tisku, število izvodov, ki jih izmenjujemo z inozemskimi revijami in podobno. Zmanjšanje naklade bi znižalo tudi stroške tiska, ker je papir danes glavna stroškovna postavka tiskarne. S tem bi tehnični urednik lahko opravičil vsaj del svojega osebnega dohodka. Zavedajoč se težav pri pridobivanju sredstev za poslovanje ZDGITS in za izdajo Gradbenega vestnika, nisem zahteve za angažiranje profesionalnega tehničnega urednika nikdar postavljaj dovolj odločno. V svojem življenju sem skušal reševati sleherni problem z nazmanjšimi možnimi stroški. Vsestransko varčevanje v naših razmerah ni vedno umestno. Sedaj zapuščam ta problem novemu uredniškemu odboru oziroma novemu glavnemu uredniku Gradbenega vestnika.

Programske politike Gradbenega vestnika pa po mojem mnenju ne bi bilo treba spreminjati, čeprav je na začetku te politike bilo slišati nemalo kritik. Einstein je rekel, da je vedno lažje ovreči kot dokazati in lažje porušiti kot zgraditi. Žal so si nekateri naši kolegi, sicer redki, izbrali to lažjo pot, kar smo občutili tudi pri Gradbenem vestniku. Na letnih skupščinah ZDGITS sem moral v začetku poslušati dolge kritike Gradbenega vestnika predvsem zato, ker objavljaj članke, ki ne zanimajo večine naročnikov revije. (Naročniki pokrivajo s svojo naročnino le okrog 15 % stroškov izdajanja.)

Sredi sedemdesetih let je ta kritika prerasla v pravi napad na uredniško politiko Gradbenega vestnika, v katerem so sodelovali tudi nekateri člani uredniškega odbora. Zahtevali so, da bi bila vsebina revije bolj poljudna, da bi vpeljali tudi kako zabavno stran in podobno, skratka, da se zniža znanstvena in strokovna raven Gradbenega vestnika. Takrat so se v zaščito uredniške politike Gradbenega vestnika postavili nekateri vidni predstavniki slovenskega gradbeništva. Posebej moram omeniti takratno podporo dr. Janeza Bleiweisa, Vladimirja Čadeža, Svetka Lapajmeta, dr. Miloša Marinčka, dr. Luja Šukljeta in Viktorja Turnška. Končno je le obveljalo spoznanje, da mora Gradbeni vestnik kot edina slovenska strokovna in znanstvena revija, ki prikazuje dosežke slovenskega gradbeništva tako doma kot v tujini, objavljati izvirne strokovne in znanstvene članke slovenskih gradbenikov s področja teorije in prakse gradbeništva. Naloga Gradbenega vestnika je tudi v tem, da goji slovensko tehnično izrazoslovje na področju gradbeništva in da prispeva k zvišanju strokovne ravni naših gradbenikov. Seveda to ne izključuje možnosti objave tudi poljudnih strokovnih prispevkov, ki pa morajo biti kakovostni, kakor tudi raznih informacij o delovanju naših gradbenih kolektivov, posameznih strokovnih, izobraževalnih in znanstvenih institucij in podobno.

Po teh razpravah v okviru uredniškega odbora Gradbenega vestnika je uredniška politika revije ostala nespremenjena.

O svojem osebnem delu lahko rečem, da sem na splošno v življenju imel srečo, ker sem bil deležen zaupanja in lahko rečem simpatije v kolektivih in okoljih, v katerih sem delal. Vedno sem človeku zaupal. Spremenil sem svoje mnenje le, če so dejstva pokazala, da človek zaupanja ni vreden. Vendar so bile to le izjeme. Še vedno rad zahajam v kolektive, kjer sem delal in povsod me sprejemajo z vso pozornostjo in dobrimi željami. To je tudi največja nagrada za vse moje življenjsko delo, ki mi pomeni več kot formalna priznanja in odlikovanja, ki sem jih prejel. Naj mi bo dovoljeno, da to povem ob slovesu, po tem ko sem četrto stoletja vlagal del svojih ustvarjalnih moči v izdajanje Gradbenega vestnika. Morda bodo ta razmišljanja koristila mlajšim kolegom na njihovi življenjski poti, ko bodo prevzemali naša bremena.

Na koncu, lahko pa to sodi tudi na začetek, bi se rad zahvalil vsem, ki so mi pomagali pri izdajanju Gradbenega vestnika v teh 25 letih, vsem članom uredniškega odbora, zlasti tistim, ki so mi ustvarjalno pomagali oblikovati posamezne namenske številke revije. Zahvaljujem se tudi tehničnim urednikom: Bogu Faturju, sedaj, žal, že pokojnemu Dušanu Lajovicu, Viktorju Blažiču in na koncu Danetu Tudičini, ki so po svojih močeh vedno opravljali svojo dolžnost. Prav tako gre zahvala naši lektorici Alenki Raič, ki že dolga leta skrbi za kakovostno in lepšo slovenščino naših besedil. Veliko so mi pomagali delavci skupnih služb ZDGITS: Peter Mandeljc, Darinka Omahen in Anka Holobar, kadar je šlo za reševanje številnih administrativnih in zlasti fanančnih vprašanj, za kar jim gre vse moje priznanje in zahvalnost.

Dolžnost novega glavnega in odgovornega urednika prevzema sedaj Franc Čačovič, ki ga vsi poznamo kot izkušenega in priznanega gradbenega strokovnjaka. Svoj čas je bil vodja razvojnega centra GIPOSS, direktor Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana in svetovalec Splošnega združenja gradbeništva in IGM Slovenije, zato ima popoln vpogled v bistvene probleme našega gradbeništva. Želim mu obilo uspeha pri tem nelahkem delu in da bi Gradbeni vestnik še veliko let redno izhajal.

Glavni in odgovorni urednik
SERGEJ BUBNOV

Sergej Bubnov

Sergej Bubnov

25 let glavni in odgovorni urednik Gradbenega vestnika

Naj nam bo dovoljeno, da zadnji njegovi redakciji priobčimo še eno stran. Namenjamo jo njemu, samemu glavnemu in odgovornemu uredniku Gradbenega vestnika **SERGEJU BUBNOVU,**

ki s to številko veže svoj poslednji, 25. letnik revije.

Petindvajset let urednikovanja je dolga doba, obenem pa prekratka ob neskončni ustvarjalni moči našega priznanega strokovnjaka. Njegov in naš Gradbeni vestnik ima velik ugled v širokem strokovnem javnem prostoru doma in v svetu. Kroži med naročniki na Daljnem in Bližnjem vzhodu, ZSSR, Poljski, Čehoslovaški, Bolgariji, Vzhodni in Zahodni Nemčiji, Švici, Veliki Britaniji, Italiji, Španiji in ZDA; 2700 izvodov je razposlanih gradbenikom v Sloveniji in v druge kraje Jugoslavije. Tuji študentje na naših dveh gradbenih fakultetah ga po diplomi naročijo na svoje domače naslove. Gradbeni vestnik je publikacija, ki ponuja široko paleto znanosti, strokovnosti, poročil in vesti s področja gradbeniških dosežkov doma in v tujini. Mnogim študentom je dragocen študijski priročnik.

Revijo, kakršna je in s katero se ponašamo, je tako rekoč ustvaril Sergej Bubnov, ki je že na samem začetku urednikovanja v konceptu brezkompromisno naglasil visoko kakovost. Gradbeni vestnik nosi od leta 1963 Bubnov pečat. V njem se zrcali vsa njegova duhovna veličina, njegovo brezmejno znanje, svetovljanski odnos do znanosti in vseljudskega napredka, ki je po njegovem dostopen vsem, če mu zvesto služijo z nenehnim izobraževanjem, delom in poštenjem. Takšen je tudi on sam in takšni so rezultati njegovega dela, ki drugačni tudi ne morejo biti.

Spodobi se, da mu izrazimo priznanje, preden izpreže in preden zapre uredniško mupo. Vredno in več kot vredno je, da mu izrazimo naš ponos in globoko spoštovanje. Zavedamo se, da je našo osrednjo slovensko gradbeniško revijo 25 let urejal človek velikega formata. Njegovo ime je zasluženost našlo mesto v Enciklopediji Slovenije, med veličastno elito Slovencev, ki so s svojim delom označili svoj čas.

Vsa njegova življenjska pot je polna bogate vsebine in na vsaki postaji so vidne njegove sledi. Pota pa so peljala od rodnega Petrograda (1914) na ruski Nevi do New Yorka v daljni Ameriki, od Istanbula do Pariza, od Dunaja do Lisbone... Ta Evropejec, kakor pravi sebi, prežet z vizijo jutrišnjega dne, brez spon in ograd pri ustvarjanju, pa je razširil tudi naše ozke poti. Znotraj meja SFRJ je del prog, mostov, obnovljenih mest njegov. Tukaj, na sončni strani Alp, je osnoval sedež Evropskega združenja za seizmično gradbeništvo, ki mu je predsedoval 6 let. Z njim so se visoka strokovna pota križala in vejala. Z njim in preko njega so naša pota peljala v svet in z njim ter preko njega so svetovna pota peljala k nam. Tukaj sredi košato lepe Slovenije se je tudi ustavil in postal za večne čase naš.

Zdaj pa je tu že nova postaja. Slovesa na postajah pa so si vsa podobna. Vedno je težje pri srcu tistim, ki ostanejo in popotniku mahajo v slovo. Pri našem slovesu od Bubnova pa je vendarle ena razlika. Nismo ga mi pospremili s popotnico, ampak jo on prinaša nam. Široko je odprl zakladnico svojega strokovnega in življenjskega bogastva, iz katere bomo mogli še dolgo črpati vire za nova snovanja. Slovensko gradbeništvo mu veliko dolguje, mnogo več kot skromni »hvala« ob slovesu.

Pa vendar, naš dragi Sergej Bubnov, hvala in topel krepak stisk roke v mislih vseh tvojih kolegov in slovenskih gradbenikov!

**Predsedstvo in izvršni odbor
Zveze društev gradbenih inženirjev
in tehnikov Slovenije**

Možnosti poenotenja predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih

UDK 624.131.55:340.145

SERGEJ BUBNOV

MOŽNOST POENOTENJA PREDPISOV ZA GRADNJO V SEIZMIČNIH OBMOČJIH

Izvleček

Dvajset let obravnave vprašanja poenotenja predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih v mednarodnih strokovnih in meddržavnih organizacijah. Posebna vloga EAEE. Akcija mednarodne organizacije za standarde ISO. Osnovne razlike v predpisih: določanje seizmične ogroženosti, lokalnih geoloških vplivov, spektralne analize. Nekatere značilnosti posameznih predpisov. Poseben pristop v novih švicarskih predpisih. Značilnosti ISO predpisa za določanje seizmičnih obremenitev. Skupna načela različnih predpisov kot osnova za harmonizacijo in poenotenje predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih.

THE FEASIBILITY OF HARMONIZATION OF THE EUROPEAN COUNTRIES CODES

Summary

Twenty year's history of dealing with the harmonization of the earthquake resistant regulations in the world. The activities of the international governmental and nongovernmental organizations. Special role of the EAEE. The activity of the International standard organization (ISO). Fundamental distinctions of the regulations: assesment of the seismic risk, influence of the local site conditions, modal analysis. Some characteristics of various regulations. Specific approach of the new Swiss code. Characteristics of the ISO International Standard — Bases for design of structures — Seismic actions on structures. Some common features of various regulations as the ground for the harmonization of the European countries seismic codes.

1. UVOD

Potresno inženirstvo je relativno mlada veda, zato tudi predpisi za gradnjo v seizmičnih območjih, zasnovani na sodobnih spoznanjih mehanike konstrukcij, niso še dolgo v uporabi. Praktični ukrepi za zagotovitev večje varnosti zgradb pred učinkom potresa so bili znani že v starem veku v deželah, ki so bile izpostavljene potresom. Pozneje so te zaščitne ukrepe sprejele v svoje predpise tudi številne evropske države. To so bili predvsem empirični konstruktivni ukrepi, ki so temeljili na preučevanju poškodb zgradb zaradi učinkov potresov. Šele ob koncu prejšnjega stoletja so se v Evropi pojavile prve kvantifikacije potresnih vplivov na zgradbe in prve lestvice intenzitete. V zvezi s tem so bile določene prve vrednosti horizontalnih sil, ki jih je treba upoštevati pri dimenzioniranju nosilnih elementov konstrukcije zgradb v potresnih območjih. Šele sredi tega stoletja so v nekaterih tehnično najrazvitejših državah začeli uporabljati načela dinamike konstrukcij pri določanju potresnih obremenitev in dimenzioniranju konstrukcij. Potresno inženirstvo je v zadnjih nekaj desetletjih kot znanost bistveno napredovalo in številne dežele, med njimi tudi Jugoslavija, so izdelale nove predpise za gradnjo v seizmičnih območjih. Prvi sodobni predpisi za seizmično inženirstvo so bili v Jugoslaviji izdelani v Sloveniji 1962. leta.

Mednarodno združenje za potresno inženirstvo (IAEE) ob vsakem mednarodnem kongresu za potresno inženirstvo, to je vsako četrto leto, izda zbornik predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih vseh držav v svetu. Zadnji zbornik, izdan ob zadnjem kongresu v SAN Franciscu 1984. leta, vsebuje predpise 31 držav. Ti predpisi se v marsičem med seboj razlikujejo. Zato ni umestno razpravljati o možnosti popolne unifikacije teh predpisov in izdelave enotnega predpisa za gradnjo v seizmičnih območjih za vse države. Lahko pa preučimo možnosti medsebojne uskladitve, harmonizacije predpisov na podlagi ugotavljanja skupnih temeljnih načel in elementov teh predpisov.

2. NAMEN USKLAJEVANJA

Temeljni namen predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih je zaščita gradbenih objektov pred poružitvijo zaradi potresa, kar je istočasno tudi zaščita življenja ljudi. Ukrepi za zaščito pred potresom zahtevajo dodatna materialna sredstva, ki niso enako razpoložljiva v vseh deželah. Zato je tudi stopnja zaščite odvisna od ekonomskih možnosti posameznih dežel. Nemogoče je zavarovati vse stanovanjske zgradbe pred večjimi poškodbami v primeru najmočnejših potresov, zlasti pa tam, kjer je tehnologija graditve pomanjkljiva in neprimerna za gradnjo v seizmičnih območjih, kakovost gradbenih materialov pa neustrezna. Različnost ekonomskih možnosti posameznih dežel v seizmično aktivnih območjih se pozna tudi v njihovih predpisih za gradnjo v teh območjih. Ta okoliščina bo

še dolgo narekovala specifičnost predpisov za zaščito pred potresom v posameznih deželah. Ne glede na to obstaja potreba nekega usklajevanja predpisov predvsem iz dveh razlogov, in sicer:

— da bi se omogočila uporaba sodobnih dosežkov znanosti potresnega inženirstva v predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih vseh dežel,

— da bi se omogočila medsebojna izmenjava projektov gradbenih objektov in izvajanje gradbenih del v raznih državah, kar naj bi pospešilo medsebojno izmenjavo dela in sredstev v mednarodnem merilu in bi prispevalo k povečanju obsega mednarodne blagovne menjave.

Prenos dosežkov znanosti nastaja predvsem za časa kongresov mednarodnih strokovnih organizacij, z izmenjavo spoznanj in izkušenj posameznih strokovnjakov iz celega sveta.

Medsebojna izmenjava na področju prometa blaga in storitev se izvaja ob angažiranju meddržavnih mednarodnih organizacij. Posamezne države, članice teh organizacij težijo za tem, da svoje predpise usklajujejo z uradnimi in neuradnimi tehničnimi in drugimi standardi z namenom, da bi se povečal ta promet.

3. DOSEDANJE AKCIJE MEDNARODNIH ORGANIZACIJ

3.1. Akcije mednarodnih strokovnih organizacij

Za medsebojno izmenjavo znanja in izkušenj na področju potresnega inženirstva imajo največji pomen kongresi Mednarodnega združenja za potresno inženirstvo (IAEE) in Evropskega združenja za potresno inženirstvo (EAEE), ki jih ta združenja organizirajo vsako četrto leto. V okviru teh združenj delujejo tudi komisije oziroma delovne skupine, ki obravnavajo vprašanja usklajevanja predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih.



Slika 1. Skopje 1963. Porušitev pritličja

Prvo iniciativo na tem področju je sprožila EAEE, ki je že na svojem drugem simpoziju v Madridu 1969. leta obravnavala vprašanje usklajevanja predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih (1). Na tem simpoziju je skupina strokovnjakov iz Bolgarije pod vodstvom G. Brankova podala referat z naslovom Primerjava predpisov za potresno inženirstvo nekaterih evropskih in mediteranskih držav. Ta študija je zajemala tedaj veljavne predpise Alžirije, Avstrije, Bolgarije, Francije, ZR Nemčije, Grčije, Izraela, Italije, Portugalske, Romunije, Turčije, Sovjetske zveze in Jugoslavije, poleg teh pa še predpise Japonske in ZDA. Na koncu študije so bili prikazani rezultati primerjave teh predpisov z ustreznimi sklepi.

EAEE je po tem simpoziju nadaljevala s preučevanjem problema usklajevanja predpisov. Na sestanku Izvršnega odbora EAEE v Sofiji 1970. leta je bila ustanovljena posebna delovna skupina »za unifikacijo načinov projektiranja in predpisov ter za koordinacijo raziskovanja«. Vodstvo te delovne skupine je bilo zaupano S. V. Poljakovu iz Sovjetske zveze, ki je vodil delovno skupino do 1978. leta.

Ta delovna skupina, v kateri so poleg strokovnjakov iz Sovjetske zveze sodelovali tudi zastopniki drugih evropskih dežel, je izdelala načrt enotnih evropskih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih (Unified European Countries Code), ki ga je EAEE 1976. leta dostavila Ekonomski komisiji za Evropo Združenih narodov (ECE UN) v nadaljnji postopek.

Po letu 1978 je to komisijo vodil S. Bubnov, predsednik EAEE do 1982. leta. Na kongresu EAEE v Atenah 1982. leta je S. Bubnov podal referat o delu te delovne skupine in o doseženih rezultatih. Na kongresu EAEE v Lizboni 1986. leta je vodstvo te delovne skupine prevzel A. Ravara, novi predsednik EAEE. Takrat je ta delovna skupina dobila tudi novo ime: »Delovna skupina za vrednotenje in usklajevanje seizmičnih predpisov« (Calibration and Harmonization of Seismic Codes).



Slika 2. Skopje 1963. Porušitev vogala

Mednarodna organizacija za potresno inženirstvo (IAEE) se je vključila v reševanje te problematike šele kasneje. Na kongresu IAEE v New Delhiju 1977. leta je bila imenovana komisija z nalogo, da pripravi predlog za uskladitev predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih v svetu. Vodstvo komisije je bilo zaupano J. F. Borgesu. Ta komisija je svoj načrt z naslovom Temeljna načela seizmičnih predpisov (Basic Concept for Seismic Code) prvič predstavila na seminarju Ekonomske komisije za Evropo (ECE) v Lizboni 1981. leta.

Poleg teh dveh mednarodnih strokovnih organizacij (IAEE in EAEE), ki se ukvarjata s potresnim inženirstvom, so se z vprašanjem projektiranja in gradnje v seizmičnih območjih ukvarjale tudi druge mednarodne strokovne komisije s področja gradbeništva, kot so to strokovna združenja za beton (FIB), za zgradbe (CIB), prednapeti beton (FIBP) in še nekatere druge.

Te organizacije so v predlogih za poenotenje predpisov s področja svojega neposrednega strokovnega delovanja obravnavale tudi vprašanja seizmičnih obtežb in dimenzioniranja konstrukcij v seizmičnih območjih, vsaka na svoj način.

3.2. Akcije meddržavnih organizacij

Izdelava predpisov in njih uporaba v posameznih državah je v pristojnosti ustreznih upravnih organov teh držav. Načrti poenotenih predpisov mednarodnih strokovnih združenj so lahko le fakultativna orientacija za izdelavo lastnih predpisov.

Drugačna je vloga meddržavnih strokovnih organizacij, katerih člani so države, ne pa nacionalna strokovna združenja, ki so člani mednarodnih strokovnih združenj.

Z vprašanjem gradnje v seizmičnih območjih se ukvarja tudi več meddržavnih organizacij.

UNESCO je organiziral dve meddržavni konferenci o gradnji v seizmičnih območjih 1964. in 1976. leta v Parizu, vendar vprašanje poenotenja predpisov na teh konferencah ni bilo posebej obravnavano. Več razprave je bilo o poenotenju lestvic intenzitete potresov. Ob tej priložnosti je bilo ugotovljeno, da MSK lestvica v svojem opisnem delu (brez kvantifikacij vrednosti maksimalnih pospeškov) najpopolnejše zajema vse pojave in poškodbe objektov, ki opredeljujejo intenziteto potresa.

Meddržavna organizacija ZN UNDRRO se ukvarja predvsem s praktičnimi problemi pomoči ob naravnih nesrečah, manj pa s konkretnimi strokovnimi in znanstvenimi problemi.

3.2.1. Aktivnosti Ekonomske komisije za Evropo ZN (ECE)

Največ se je z vprašanjem poenotenja predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih ukvarjala Ekonomska komisija za Evropo Združenih narodov

(ECE), v kateri so včlanjene vse evropske države ter ZDA in Kanada. ECE se ukvarja na splošno s poenotenjem vseh predpisov in standardov, in sicer izhajajoč iz spoznanja, da bi poenotenje evropskih predpisov in standardov na področju gradbeništva (kakor tudi na drugih področjih gospodarstva) pozitivno vplivalo na razvoj mednarodnih trgovskih odnosov in izmenjavo blaga in storitev (gradbenih) med državama članicama.



Slika 3. Khorasan (Iran) 1968. Razpoke terena v epicentru

Glede na to je Evropsko združenje za seizmično gradbeništvo (EAEE) svoj načrt poenotenih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih, ki ga je izdelala delovna skupina pod vodstvom S. V. Poljakova, 1976. leta uradno dostavila ECE v nadaljnji postopek, je ECE to besedilo razposlala dvajsetim državam članicam, kjer so seizmična območja, in zahtevala njihove pripombe in stališča na predloženo besedilo. Pripombe je poslalo 9 držav. Z namenom, da bi uskladili te pripombe, je ECE sklical sestanek držav članic svoje delovne skupine za stanovanjsko gospodarstvo, urbanizem in gradbeništvo (Housing, Planning, Building — HPB) v Beogradu od 3. do 7. aprila 1978. leta. Na tem sestanku so bile podane številne pripombe na predloženo besedilo z ugotovitvijo, da je le-to preveč podobno predpisom Sovjetske zveze in še nekaterih drugih vzhodnoevropskih držav. Sklep sestanka je bil, da je treba to besedilo dopolniti in predelati v skladu s podanimi pripombami in sugestijami.

Po tem sestanku je S. V. Poljakov odstopil kot vodja delovne skupine EAEE za poenotenje predpisov. Na kongresu EAEE 1978. leta v Dubrovniku je vodenje te delovne skupine začasno prevzel S. Bubnov, predsednik EAEE, ki je izdelal novo besedilo načrta predpisov ob upoštevanju pripomb, podanih na sestanku v Beogradu. To novo besedilo z naslovom Temeljna načela predpisov za potresno inženirstvo (Basic Principles for Earthquake Resistant Regulations) je ECE poslala vsem svojim članom pod št. HBP/SEM.28/COM/EAEE-1 s povabilom, da naj dostavijo svoje pripombe. Bese-



Slika 4. Khorasan (Iran) 1968. Porušeno mesto Kakh

dilo je bilo pojasnjeno in prediskutirano na sestanku ECE-HBP v Lizboni 1981. leta. Na tem sestanku je tudi J. F. Borges predstavil svoje besedilo v imenu IAEE.

Glede predloga EAEE je sestanek ECE sprejel naslednji sklep (citirano iz besedila sklepnega poročila ECE o tem sestanku):

»Predsednik EAEE S. Bubnov je opozoril, da je EAEE predložilo delovni skupini ECE že 1976. leta prvi načrt priporočil z naslovom Unificirani evropski predpis za projektiranje v seizmičnih območjih.« ECE je na svojem ad hoc sestanku v Beogradu, aprila 1978, preučila ta načrt in priporočila, da EAEE izdela nov načrt, upoštevajoč pripombe, ki so bile podane na tem sestanku. Ta novi načrt je bil predložen in obravnavan na sestanku v Lizboni. Na ta način je EAEE izvršil svojo sprejeto obveznost. Načrt je bil dostavljen vsem udeležencem sestanka v Lizboni.

Ta dokument je **načelno kompatibilen** s filozofijo vseh drugih ustreznih mednarodnih dokumentov, ki so v pripravi. Potrebna bo še nadaljnja obdelava tega načrta.«

Na sestanku v Lizboni se je pokazalo, da vprašanje

unifikacije predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih istočasno obravnava več mednarodnih strokovnih organizacij, brez ustrezne medsebojne koordinacije in povezave. Da bi se izognili temu nekoordiniranemu in razdrobljenemu delu, je predsednik EAEE S. Bubnov v imenu EAEE predložil, da se vse aktivnosti na področju poenotenja in usklajevanja predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih združijo v okviru skupnega komiteja (Liaison Committee), ki naj bi ga vodila Mednarodna organizacija za seizmično gradbeništvo (IAEE), kot najstarejša in najbolj univerzalna organizacija na področju seizmičnega gradbeništva na svetu. Ta predlog je bil soglasno sprejet. Vendar po sestanku v Lizboni aktivnost v zvezi s poenotenjem predpisov v okviru strokovnih mednarodnih organizacij ni potekala tako, kot se je pričakovalo. IAEE je objavila svoj načrt Temeljna načela seizmičnih predpisov (Basic Concept of Seismic Codes), ki pa, prav tako kot prej načrt EAEE, ni bil deležen soglasne podpore vseh zainteresiranih držav.

Delovna skupina EAEE po kongresu v Atenah 1982 ni ničesar naredila za rešitev tega problema. Tudi IAEE po izstopu J. Ferryja Borgesa ni pokazal nikakršne nove iniciative v tej smeri. Na kongresu

EAAE v Lizboni 1986. leta je vodstvo delovne skupine za usklajevanje predpisov prevzel novi predsednik EAAE A. Ravara. Sedaj se pričakuje oživetev te aktivnosti, zlasti ker A. Ravara vodi Portugalski gradbeni inštitut, ki ga je prej vodil J. Ferry Borges.

Delovanje ECE na področju poenotenja predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih je enako kot podobne akcije za poenotenje drugih predpisov in standardov na področju gospodarstva pogojeno predvsem z enakimi razlogi.

3.2.2. Akcije Mednarodne organizacije za standarde (ISO)

V okviru Organizacije združenih narodov deluje Specialna meddržavna organizacija za standarde (International Standard Organization — ISO) s sedežem v Ženevi. Člani te organizacije so države, članice Združenih narodov, zastopajo jih pa predstavniki institucij, ki v teh državah izdelujejo predpise in standarde za svoje gospodarstvo. V okviru ISO delujejo številne komisije, sestavljene iz zastopnikov različnih držav in iz posameznih vidnih strokovnjakov v svetu za različna področja gospodarstva in tehnologije. Naloga teh komisij je izdelava načrtov tehničnih predpisov in standardov, zasnovanih na najnovjših dosežkih znanosti in tehnologije. Sodelovanje predstavnikov različnih držav v teh komisijah naj bi zagotavljalo kompatibilnost ISO predpisov s predpisi teh držav. Delo komisij ISO traja več let, nekatere so sploh permanentne, ker se pogoji proizvodnje in tehnologije v svetu v posameznih vejah proizvodnje zelo hitro spreminjajo, pač glede na razvoj znanosti.

Vprašanje gradnje v seizmičnih območjih v okviru ISO obravnava delovna skupina WGI Tehnične komisije TG 98. To komisijo vodi japonski Arhitektonski inštitut s sedežem v Tokiu. Pri tem je treba upoštevati, da je na zahodu pojem arhitekture znatno širši kot pri nas in bolj ustreza pojmu visokogradnja. WG1-TC98 je več kot 10 let delala na pripravi besedila predpisa z naslovom Osnove za projektiranje konstrukcij — seizmične obremenitve konstrukcij (Bases for design of structures — Seismic actions on structures). Po tem, ko je bilo izdelano več načrtov tega predpisa, ki so bili obravnavani na sestankih delovne skupine in dopolnjeni s sprejetimi pripombami, je bilo izdelano dokončno besedilo tega predpisa, sprejeto na zadnjem strokovnem sestanku te delovne skupine 26. 7. 1985 v Dubrovniku. To besedilo je ISO 11. 12. 1986 dostavilo svojim članom v potrditev z rokom 6 mesecev, to je do 11. 6. 1987. Izid glasovanja je bil naslednji:

ISO standard DIS 3010.2 so potrdile pristojne organizacije za standardizacijo iz naslednjih držav: Avstralija, Avstrija*, Brazilija, Kanada*, Kuba, Češkoslovaška, Danska*, Finska, Francija, ZR Nemčija*, Indija, Italija, Japonska, Južna Koreja,

Nova Zelandija, Norveška*, Poljska*, Portugalska*, Južna Afrika.

Standard je zavrnila ena organizacija iz Belgije, vzdržala pa se je Španija.

Izmed 20 pristojnih organizacij jih je standard potrdilo 19, to je 95 %.

Jugoslavija v tem seznamu ni nikjer omenjena.

4. OSNOVNE RAZLIKE V PREDPISIH

Za ugotavljanje možnosti poenotenja predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih je treba predhodno preučiti in ugotoviti razlike v obstoječih predpisih posameznih držav. Te razlike so prisotne v vseh sestavnih delih ustreznih predpisov, ponekod so tudi zelo velike.

4.1. Določanje seizmične ogroženosti

Različne lestvice intenzitete, ki veljajo v posameznih državah, niso največja ovira za poenotenje predpisov, ker imamo za vse lestvice korelacijske tablice, s pomočjo katerih bi bilo možno intenziteto označevati na podlagi enotne lestvice.

Veliko bolj zahtevno je vprašanje načina določanja seizmične ogroženosti. Del držav uporablja še vedno seizmološke karte, izdelane na podlagi determinističnega pristopa. Sodobnejši predpisi pa to vprašanje rešujejo s probablističnim pristopom. V seizmoloških kartah teh predpisov so intenzitete (ali maksimalni pospeški) v funkciji časa oziroma povratne periode potresa (z določeno stopnjo verjetnosti). Ta pristop je vsekakor boljši in omogoča racionalnejše projektiranje gradbenih objektov, upoštevajoč njih čas trajanja in ekonomske značilnosti. Naši predpisi na žalost še vedno temeljijo na deterministični seizmološki karti Jugoslavije, čeprav je že izdelana nova seizmološka karta za povratne periode 50, 100, 200, 500, 1.000 in 10.000 let.

4.2. Določanje lokalnih geoloških vplivov

Na tem področju je največ razlik v pristopih. Celotnemu dejstvu vpliva lokalnih geoloških, hidrogeoloških, litoloških in drugih pogojev na velikost seizmičnih obremenitev na posameznih lokacijah so dolgo časa oporekali v nekaterih tehnično visoko razvitih državah. Bistvene razlike poškodb zaradi potresa na različnih lokacijah istega seizmičnega območja so tolmačili s konstruktivnimi in statičnimi pomanjkljivostmi temeljev objektov, nenenakomernim posedanjem temeljev pri potresu ali pa s pojavom likvifikacije.

Da bi pa bila geološka struktura lokacije vzrok povečanja seizmičnih obremenitev na posameznih lo-

Označba * pomeni, da so istočasno dostavili svoje pripombe, ki pa ne pogojujejo potrditve.

kacijah, v to niso verjeli celo nekateri vidni strokovnjaki potresnega inženirstva v ZDA. Šele po potresu v Caracasu 1967. leta so posamezni strokovnjaki v ZDA začeli preučevati to vprašanje in ugotavljati vzročno zvezo med lokalno geološko strukturo tal in velikostjo seizmičnih obremenitev na teh lokacijah.

V prvem zborniku predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih, izdanem v Tokiu 1960. leta, kjer so bili objavljeni predpisi iz 13 držav, je bil vpliv lokalnih geoloških pogojev obravnavan na različne načine. V nekaterih predpisih ta vpliv sploh ni bil upoštevan. V večini predpisov so bila nosilna tla razdeljena v 3 kategorije (trdna, srednja in mehka) in za vsako kategorijo je bil določen poseben seizmični koeficient. V nekaterih predpisih sta bili podani samo dve kategoriji tal, za vsako kategorijo pa je bila v seizmičnih območjih določena maksimalna dopustna obremenitev tal. Prvi predpis, ki je za različne kategorije tal določil tudi različne spektre odziva, je bil mehiški predpis iz 1966. leta, v katerem so bila nosilna tla razvrščena glede na stisljivost (velika in majhna) v dve kategoriji in za vsako kategorijo določen spekter odziva.

Ta raznovrstnost pristopa pri določanju vpliva lokalnih tal na seizmične obremenitve se je ohranila do današnjih dni, čeprav sedaj ni praktično nobenega predpisa več, ki bi to vprašanje povsem obšel.

Drugo vprašanje, ki tudi ni rešeno, je vprašanje, do katere globine struktura lokalnih nosilnih tal vpliva na seizmične obtežbe. V domala vseh sedaj veljavnih predpisih ta problem ni rešen. Tam, kjer so tla kategorizirana v tri (izjemoma v dve) kategorije, se računa, da so to tla na površju terena oziroma pod temelji stavbe. Prvo detajlnejše navodilo za seizmično mikrorajonizacijo, ki ga uporabljajo v Sovjetski zvezi od 1962. leta (metoda Medvedeva) (2), zahteva analizo sestave in stratigrafije tal do globine 10 m.

V novem ameriškem začasem navodilu za izdelavo predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih (3) je napisano, da je treba strukturo lokalnih tal analizirati do globine 60 m (200 y).

Globina trdnih tal, ki je večja kot 60 m, je manj ugodna kot manjša globina. Takšen pristop ni v skladu s stališčem IAEE in EAEE. V naših novih predpisih smo dobesedno prevzeli to ameriško formulacijo, istočasno pa izpustili seizmične koeficiente tal, ki jih to navodilo predpisuje za tri različne kategorije tal.

V novih japonskih predpisih (1980. leta) so seizmično kritične globine tal 5 in 25 m. Tla so razdeljena v 3 kategorije, ki se razlikujejo od ameriških. Tudi tukaj omenjajo, da je manjša debelina aluvialnega depozita (manjša od 5 m) ugodnejša kot večja globina.

Posebno vprašanje je vpliv nivoja podtalnice na velikost seizmičnih obremenitev. Ta problem je obravnavan samo v postopku izdelave seizmične

mikrorajonizacije po Medvedevu, kjer je prirastek intenzitete zaradi podtalnice prikazan s formulo:

$$n = e^{-0,04 h^2},$$

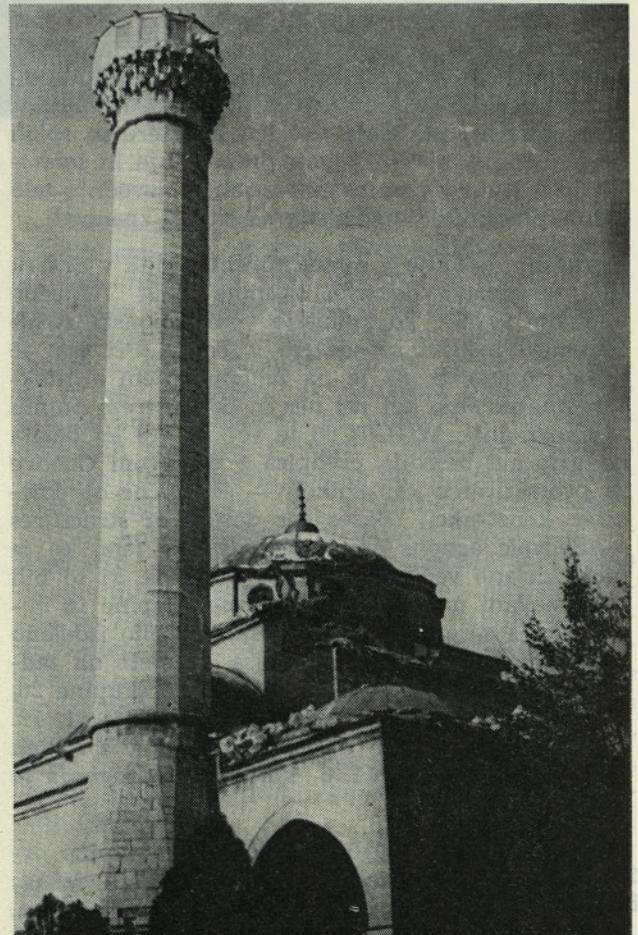
kjer je:

n — prirastek intenzitete v stopnjah MSK lestvice
h — globina podtalnice v m
e — osnova nat. logaritma.

Ta formula daje preveč visoke vrednosti prirastka intenzitete, zato je bila pozneje, ob izdelavi mikrorajonizacije Zagreba (4), sporazumno z avtorjem S. Medvedevom vrednost tega prirastka zmanjšana za polovico ($n = 0,5 e^{-0,04 h^2}$). V drugih predpisih globina podtalnice ni posebej upoštevana pri določanju seizmičnih obremenitev. V večini predpisov je omenjeno opozorilo na možnost likvifikacije pri peščenih, z vodo prepojenih tleh.

Nekatere metode seizmične mikrorajonizacije, ki so zasnovane na analizi mikrotremorjev oziroma lastnih period nihanja tal, posredo upoštevajo tudi vpliv podtalnice na seizmične obtežbe.

Vprašanje interakcije tal in konstrukcije je obravnavano v posameznih referatih na kongresih v konkretnih primerih; v večini predpisov pa o tem problemu ni nikakršnih navodil.



Slika 5. Banja Luka 1969. Poškodba džamije



Slika 6. Posočje, Breginj 1976. Porušitev hiše

4.3. Spektralna analiza

Načelo spektralne analize je bilo v strokovni literaturi obravnavano že v začetku tega stoletja. V predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih pa se je začelo uporabljati precej pozneje. Prvi spekter odziva je bil objavljen v prepisu Sovjetske zveze iz 1957. leta. Koeficient dinamičnosti po tem predpisu je bil določen s formulo:

$$0,6 \leq \beta = \frac{0,9}{T} \leq 3,0.$$

Ta krivulja je bila določena na podlagi registracij več potresov »na oko« (»umozriteljno«), kot logična sinteza teh registracij. Ta spekter so pozneje prevzele v svoje predpise tudi posamezne države vzhodnega bloka, od katerih ga je prva objavila Romunija (5). Izmed držav zunaj vzhodnega bloka je prve spektre za različne stopnje dušenja objavila Indija v svojem predpisu iz 1962. leta. Med prvimi državami v svetu, ki je v svoje predpise vpeljala spektralno analizo, je bila Jugoslavija, in sicer v svojih začasnih tehničnih predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih iz leta 1964. Jugoslovanski spekter je bil nekoliko bolj »plitev« kot sovjetski, kar je po mnenju nekaterih strokovnjakov, zlasti japonskih, bolj ustrezalo dejanskemu

stanju odziva konstrukcij. Ta spekter je bil določen s formulo:

$$0,5 \leq \beta = \frac{0,75}{T} \leq 1,5.$$

Na Japonskem dolgo niso uporabljali nobenega spektra za določanje seizmičnih obremenitev. Ta pristop je bil zasnovan na spoznanju, da se pri različnih potresih maksimalni pospeški pojavljajo na različnih mestih spektra (pri različnih vrednostih periode nihanja) v razponu od 1 do 3 sec (6). Sele v novih japonskih predpisih (1980) so podani spektri za tri vrste tal. Ti spektri so bolj »plitvi« kot ameriški (in kot naši v novih predpisih iz leta 1981, direktno prevzetih iz ameriških).

Japonski spektri imajo naslednje vrednosti:

$$R_T = \frac{1,28}{T} \text{ za mehka tla}$$

$$R_T = \frac{0,96}{T} \text{ za srednja tla}$$

$$R_T = \frac{0,64}{T} \text{ za trdna tla.}$$

Japonska kategorizacija tal se razlikuje od ameriške.

Spektralna analiza je sedaj gotovo dobila svoje mesto v vseh sodobnih predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih, čeprav se spektri odziva v posameznih predpisih precej razlikujejo.

4.4. Nekatere značilnosti v predpisih

Predpisi za gradnjo v seizmičnih območjih načelno zahtevajo, da se konstrukcija dimenzionira glede na seizmične obtežbe, ki izhajajo iz seizmološke karte oziroma iz karte seizmične mikrorajonizacije. Te obtežbe so podane kot seizmični koeficienti oziroma ustrezni spektri odziva. Na podlagi teh obtežb projektanti dimenzionirajo konstrukcije v elastičnem območju delovanja materialov. V nekaterih predpisih je navedeno, da se dimenzioniranje lahko izvaja upoštevajoč tudi plastične deformacije konstrukcije.

Na splošno v predpisih uvodoma poudarjajo, da upoštevanje predpisov zagotavlja, da se tudi pri najmočnejših potresih stavbe ne bodo porušile, vendar so možne nekatere poškodbe nosilne konstrukcije. Relacija med močjo potresa in dovoljene stopnje poškodovanosti konstrukcij ni v predpisih natančneje določena. Ta problem je rešen v novih švicarskih predpisih SIA 160 (7). Vsi gradbeni objekti (zgradbe, mostovi, podporni zidovi in druge inženirske konstrukcije, instalacije in oprema) so razporejeni v eno izmed treh kategorij glede na njihov pomen in posledice, ki jih lahko povzročijo

poškodba zaradi potresa. Za sleherno kategorijo objekta je določena dovoljena stopnja poškodbe. Stopnje poškodbe so podrobno opisane in razporejene v 3 kategorije, ki se imenujejo Specifični modeli poškodbe (Specified Damage Pattern — SDP). Izhajajoč iz teh modelov poškodb in upoštevajoč seizmično območje, kjer je objekt (švicarska seizmološka karta je izdelana na probabilističnem načelu na podlagi MSK lestvice), določajo seizmične obtežbe, na podlagi katerih je treba dimenzionirati konstrukcijo.

V švicarskih predpisih je veliko navodil za idejno rešitev konstrukcije, za konstruktivne detajle in za druge elemente projektiranja, ki izhajajo iz spoznanja, da je seizmična varnost objekta v veliki meri odvisna od pravih rešitev elementov konstrukcije.

Za dimenzioniranje konstrukcije in določanje notranjih napetosti v materialu švicarski predpisi v večini primerov dovoljujejo uporabo metode ekvivalentne statične obremenitve za tri osnovne spektre odziva (za tri cone seizmične intenzitete), in sicer: 1. MSK = VII; 2. MSK = VII—VIII in 3. MSK = VIII, vsakokrat za dve vrsti nosilnih tal, za čvrsto in mehko.

Glede navodil za izdelavo detajlov konstrukcije v seizmičnih območjih v raznih predpisih ni veliko razlik. Povsod se omenja potreba solidne in kakovostne gradnje, z uporabo dobrih gradbenih materialov in ustrezne tehnologije graditve. Eno izmed spornih vprašanj v predpisih je izdelava vertikalnih vezi v zgradbah iz opeke. Nekateri inštituti takšen način niso odobraval, ker imata beton in opeka različne koeficiente elastičnosti in je njih skupno delovanje pri prevzemu seizmičnih obremenitev vprašljivo. Vendar je praksa pokazala, da vertikalne vezi ohranjajo zgradbo iz opeke pred poružitvijo pri močnih potresih. Zato se v številnih predpisih sedaj priporoča oziroma zahteva vgraditev vertikalnih vezi v opečne zgradbe.

5. ISO PREDPISI

Mednarodna organizacija za standarde ISO je glede na svoje naloge in funkcije najbolj kompetentna organizacija, ki bi lahko največ prispevala k poenotenju in uskladitvi predpisov in standardov na svetu. Sodelovanje uradnih predstavnikov posameznih držav pri pripravi tehničnih predpisov omogoča, da se predpisi ISO dejansko uporabljajo v praksi teh držav, kar je tudi temeljni namen izdelave poenotenih besedil predpisov.

Predpis, ki ga je pripravila delovna skupina VG1 Tehnične komisije TC98 za gradnjo v seizmičnih območjih pod oznako DIS 3010.2, bi bilo treba vzeti kot osnovo za mednarodno poenotenje predpisov na tem področju.

Ta predpis ima nekaj značilnosti, ki jih ne najdemo v drugih predpisih. Pri tem je treba upoštevati,



Slika 7. Furlanija, Bardonia 1976. Pričetek obnove

da to ni popoln predpis za gradnjo vseh gradbenih objektov v seizmičnih območjih. Nanaša se le na področje visokogradnje (zgradb), in to predvsem na način določanja seizmičnih obtežb, ki jih je treba upoštevati pri dimenzioniranju konstrukcij v seizmičnih območjih: ISO predpis izhaja iz probabilističnega pristopa pri ugotavljanju seizmičnih obtežb. Vse konstrukcije v seizmičnih območjih je treba dimenzionirati glede na dve različni seizmični obtežbi:

— za slučajno (accidental) seizmično obtežbo z zelo dolgo povratno periodo (z zelo majhno verjetnostjo, da se bo sploh pojavila)

— za spremenljivo (variable) seizmično obtežbo z relativno kratko povratno periodo (z relativno visoko verjetnostjo, da se bo pojavila).

Parametre za ta dva potresa na posameznih lokacijah morajo določiti predpisi posameznih držav. To pomeni, da morajo imeti te države seizmološke karte, izdelane na probabilistični podlagi, vsaj za dva različna potresa.

Karakteristike teh potresov, njih povratne periode, seizmični koeficienti, eventualni spektri odziva, akcelerogrami in drugi seizmični parametri so v pristojnosti posameznih držav.

Za ta dva potresa velja naslednje:

— konstrukcija se ne sme porušiti in ne sme ogroziti človeških življenj v primeru močnega potresa, ki se kdaj lahko zgodi na prizadeti lokaciji;

— konstrukcija mora zdržati zmerni potres, ki ga lahko pričakujemo na prizadeti lokaciji za časa obstoja objekta, brez večjih poškodb nosilne konstrukcije in z vnaprej predvidenim obsegom poškodb nenosilnih elementov konstrukcije.

Ta vnaprej določena stopnja poškodbe spominja na pristop, ki ga imajo novi švicarski predpisi. Vpliv nosilnih tal na seizmične obremenitve se dooloča s koeficientom dinamičnosti.

V osnovnem besedilu ISO predpisa niso podane nobene vrednosti posameznih seizmičnih parametrov, ki jih je treba upoštevati za dimenzioniranje konstrukcij. Te vrednosti so podane le kot priporočila v dodatku ISO besedila, povzete pa so v glavnem iz novih japonskih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih. V tem dodatku je za vrednost ρ podana naslednja formula:

$$\rho = \left(\frac{T_c}{T} \right)^n$$

kjer je:

- T — lastna perioda nihanja konstrukcije,
- T_c — kritična perioda nihanja tal v sec,
- n — eksponent, ki variira v mejah 1/3 do 1.

Na ta način je spekter odziva, ki daje vrednost dinamičnega koeficienta, odvisen od razmerja periode nihanja konstrukcije in tal. To pomeni, da je največja vrednost dinamičnega koeficienta takrat, ko je:

$$T = T_c$$

oziroma ko nastopi pojav resonance konstrukcije in tal.

Glede na to, da lahko določevanje kritične periode nihanja tal na lokaciji povzroča nekatere organizacijske težave, dodatek ISO predpisov navaja tudi orientacijske vrednosti za te periode, za tri različne vrste tal:

$$T_c = 0,3 - 0,5_{\text{sec}} \text{ za trdna tla,}$$

$$T_c = 0,5 - 0,8_{\text{sec}} \text{ za srednja tla,}$$

$$T_c = 0,8 - 1,2_{\text{sec}} \text{ za mehka tla.}$$

Ob potresu v Mehiki 1980. leta je največ poškodb nastalo na zgradbah na mehkih tleh, višine med 10 in 15 nadstropji. Lastna perioda nihanja teh zgradb je bila okrog 1,0 do 1,5 sec, kar pomeni, da so te zgradbe na mehkih tleh prišle v stadij resonance.

Povezava razmerja lastnih period nihanja tal in konstrukcije s spektrom odziva pomeni novost v predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih. Izkušnje, pridobljene pri analizah poškodb objektov zaradi nedavnih potresov, kažejo, da je ta parameter zelo pomemben pri določanju vplivov nosilnih tal na posameznih lokacijah na seizmične obremenitve.

Kar zadeva metode dimenzioniranja konstrukcij, omenjajo ISO predpisi za dinamično analizo dva načina:

- analizo s spektrom odziva,
- analizo s časovnim zapisom (time history), tj. konkretnim akceleroگرامom oz. seizmogramom.

Ta dva načina je treba uporabljati pri dimenzioniranju posebno vitkih in zahtevnih konstrukcij; v večini primerov pa zadostuje analiza ekvivalentne statične obtežbe.

Na splošno ISO predpisi navajajo, da je treba upoštevati, da je potres stohastični pojav. Zato nima smisla preveč precizno analizirati konstrukcije, ker vhodni podatki o obtežbi niso nikoli dovolj zanesljivi. Za analizo s pomočjo časovnega zapisa bi lahko uporabljali tudi sintetične akceleroграme oziroma akceleroграme, zapisane na lokacijah s podobnimi geološkimi in geotektonskimi pogoji, kot so na analizirani lokaciji.



Slika 8. Črna gora, Bijela 1979. Porušitev ladjedelnjskih zgradb



Slika 9. Črna gora, Budva 1979. Porušitev hotela

6. SKUPNA NAČELA RAZNIH PREDPISOV

Če rezimiramo bistvo različnih pristopov k reševanju problema zaščite gradbenih objektov pred potresi s pomočjo ustreznih tehničnih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih, lahko sklepamo, da imamo pri domala vseh predpisih enotno stališče pri naslednjih načelih potresnega inženirstva:

— Velikost seizmičnih obtežb je treba določati na podlagi probabilističnega pristopa.

— S predpisi je treba zavarovati objekte pred rušenjem, saj povzročajo rušenje objektov človeške žrtve. Pri zelo močnem potresu lahko dovolimo

precejšnje poškodbe nosilne konstrukcije, vendar v nobenem primeru ne sme priti do porušitve. Zavarovanje objektov pred poškodbami zaradi potresa zahteva dodatna materialna sredstva. Zato je obseg tega zavarovanja odvisen od ekonomskih možnosti dežele. Zavarovanje pred porušitvijo je nujno.

— Za pomembnejše objekte, zlasti za objekte, katerih poškodbe bi lahko povzročile dodatne katastrofe (nuklearni objekti, skladišča toksičnih materialov in podobno), je treba zagotoviti večjo stopnjo varnosti.

— Lokalna geološka struktura tal bistveno vpliva na velikost seizmičnih obremenitev. Na splošno lahko ugotavljamo, da so za seizmično varnost ugodnejša trdna tla kot mehka. Zelo pomembno je razmerje lastnih period nihanja konstrukcije in tal, zaradi pojava resonance.

— Za dimenzioniranje konstrukcij navadnih objektov (individualne in blokovne stanovanjske zgradbe in podobno) zagotavlja analiza na osnovi ekvivalentne statične obtežbe v linearnem elastičnem območju potrebno seizmično varnost objekta. Za dimenzioniranje zahtevnejših konstrukcij je treba uporabljati dinamično analizo in upoštevati nelinearno obnašanje materialov.

— Večjo seizmično varnost zagotavljajo materiali z večjo duktilnostjo, ki so sposobni absorbirati seizmično energijo, ki ji je konstrukcija izpostavljena ob potresu.

— Tehnologija graditve in kakovost gradbenih materialov mora biti v seizmičnih območjih brezhibna, ker potres odkrije vse pomanjkljivosti graditve in kakovosti materialov.

— Arhitektonske in urbanistične rešitve zgradb v seizmičnih območjih morajo biti v tlorisu in prerezu čim bolj enostavne, posamezne konstrukcijske enote pa med seboj ločene z dovolj velikimi razmikami.

LITERATURA

1. Second European Symposium on Earthquake Engineering. AEIS. Madrid 1969.
2. Instruction Manual for Seismic Microzoning by S. Medvedev and others. UNESCO/NS/SEISM/REP12. Paris 1964.
3. Applied Technology Council. »Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings«. ATC. 3-06. NBS-510. Washington 1978.
4. S. Bubnov., et al. Seismic zoning of Zagreb. Proceedings of 3. European Symposium on EE. Sofija 1971.
5. Earthquake Resistant Regulation. A World List. Tokyo 1960, 1963, 1970, 1980.
6. K. Muto. Recent Trends in high-rise building design in Japan. 3. WCEE. New Zealand 1965.
7. H. Bachmann. The Philosophy of the new Swiss Earthquake Regulations. Proceedings of the 8. ECEE. Lisbon 1986.
8. ISO. International Organization for Standardization Draft International Standard ISO/DIS 3010.2. Bases for design of structures — Seismic Actions on Structures. ISO 1986.

Sporočamo, da so bili v Uradnem listu

SFRJ št. 18/88 najavljeni novi standardi in sicer iz področja:

A) Prostorske zahteve za invalide v hišah in okolici

Ravne komunikacijske površine

U.A9.201 Dostopi in prehodi

U.A9.202 Prehodi in pasovi za pešce

U.A9.203 Nagib in višina robnika pločnika

Navedene standarde lahko dobite na Zvezi inženirjev in tehnikov

SRS Ljubljana, Erjavčeva 15.

U.A9.204 Parkirni prostori

U.A9.205 Obračanje invalidskih vozičkov

B) Projektiranje in gradnja mestnih prometnic

U.C1.020 Klasifikacija prometnic.

Vrednosti računskih hitrosti.

U.C1.023 Elementi prečnega profila steze za pešce

Študija potresne varnosti velikopanelnega sistema SCT

UDK 624.131.55:69.05

Matej Fischinger,¹ Miha Tomažević,² Franc Capuder,³
Peter Fajfar,⁴ Marjana Lutman,⁵ Janoš Szilagyi⁶

Povzetek

Prikazani so rezultati raziskovalno-razvojnega projekta novega velikopanelnega sistema SCT. Najprej so opisani osnovni principi projektiranja potresno-varnih velikopanelnih sistemov kot tudi montažnih konstrukcij nasploh. Na osnovi eksperimentalnih rezultatov smo razvili analitični model in ga vgradili v program DRAIN-2D-2. Raziskava je pokazala, da dobra konstrukcijska zasnova sistema omogoča skoraj monolitni odziv pri zmernih potresih. Eksperimentalno ugotovljeni in analitično simulirani rušni mehanizem (zdrsi vertikalnih stikov v povezavi z upogibno plastifikacijo sten) pa zagotavlja duktilno obnašanje tudi v primeru najmočnejših potresov, ki jih pričakujemo v Jugoslaviji.

1. UVOD

Izkušnje so pokazale, da je obnašanje monolitnih armiranobetonskih stenskih konstrukcij med potresi zelo ugodno. Ideja o kombinaciji tega solidnega obnašanja s številnimi prednostmi montažne gradnje je seveda zelo zanimiva.

V SCT so si v obsežnem projektu zastavili cilj, da razvijejo velikopanelni sistem, ki bo primeren tudi za gradnjo relativno visokih stavb na močnih potresnih območjih. Osnovni problem, ki ga moramo rešiti pri takšni nalogi, je v tem, kako sestaviti posamezne komponente v konstrukcijo, ki bo delovala kot integralna celota tudi v primeru tako izjemne obtežbe, kot je močan potres. Zavedati se moramo, da je montažnim stavbam v primerjavi z monolitnimi dosti težje zagotoviti zadostno duktilnost in primerno absorpcijsko sposobnost pri cikličnih obremenitvah. Zato je potrebno določiti mejo, pri kateri je montažna gradnja še smiselna, in ki jo določa primerno ravnovesje med ekonomiko konstrukcijskih detajlov in potresno varnostjo.

Upoštevati moramo tudi, da gradimo montažne konstrukcije v velikih serijah. Zato lahko njihova

Avtorji:

1. asist., mag., FAGG, VTOZD GG, IKPIR
2. prof., dr., ZRMK, TOZD IKPI
3. stažist - raziskovalec, FAGG, VTOZD GG, IKPIR
4. prof., dr., FAGG, VTOZD GG, IKPIR
5. stažist - raziskovalec, ZRMK, TOZD IKPI
6. asist., mag., FAGG, VTOZD GG, IKPIR

STUDY OF THE SEISMIC RESISTANT LARGE-PANEL SYSTEM SCT

Summary

The results of the research project on the development of a new large-panel system SCT are given. Basic principles of seismic resistant design of large-panel systems, as well as prefabricated structures in general, are described first. Based on experimental results new analytical models were developed and incorporated into the DRAIN-2D-2 program. Due to the system's good structural concept the research indicates that the response of SCT large-panel buildings to moderately strong earthquakes will be nearly monolithic. The experimentally observed and analytically predicted failure mechanism (slip along vertical joints associated with flexural yielding of walls) will, however, guarantee ductile behaviour even in the case of the strongest earthquakes expected in Yugoslavia.

porušitev ogrozi mnogo življenj in/ali naredi posebno veliko škodo. Smiselno je torej, da takšne konstrukcije posebej skrbno analiziramo. Večji stroški bolj natančne analize prototipne konstrukcije se razdelijo na serijo objektov, tako da so potrebna vlaganja zmerna. Poleg tega nam lahko vsaka optimizacija pri večkratni uporabi prihrani znatna sredstva.

Nadalje bo iz tega prispevka razvidno, da je dokazovanje varnosti montažnih konstrukcij (predvsem spojev in sidranj) z reduciranimi potresnimi silami v predpisih pogosto povsem napačno. Napake so lahko tako velike, da presega običajne varnostne faktorje v konstrukcijah, kar lahko vodi do porušitev objektov med močnimi in celo zmernimi potresi.

V skladu s tem zahtevajo naši aseizmični predpisi (Uradni list SFRJ, št. 31/81) za »prototip industrijsko proizvedenih objektov visoke gradnje« posebno analitično (člen 39) in eksperimentalno (člena 43 in 44 z dopolnilom v Uradnem listu SFRJ, št. 29/83, člen 5) študijo.

V takšni študiji velikopanelnega sistema SCT so poleg strokovnjakov SCT, TOZD Inženiring (razvojno-tehnološki del) sodelovali še ZRMK, TOZD IKPI (eksperimentalna študija obnašanja stikov sten in konstrukcijskih sklopov) in Univerza EK v Ljubljani, VTOZD GG, IKPIR (analitična študija in eksperimentalna študija obnašanja plošč).

Raziskava je prva res celovita aseizmična študija

velikopanelnega konstrukcijskega sistema v Sloveniji, pripomogla pa je tudi k poglobljenemu razumevanju specifičnega obnašanja montažnih sistemov nasploh. Zato smo sklenili, da jo prikažemo širši strokovni javnosti z objavo v Gradbenem vestniku. Poudarek članka je na opisu pristopa k seizmični analizi novih oziroma posebnih konstrukcijskih sistemov. Ta pristop se močno razlikuje od klasičnega načina projektiranja in je številnim projektantom manj poznan.

Ne nazadnje je razvojni projekt primer zgledega sodelovanja projektantske organizacije in dveh največjih raziskovalnih inštitucij na področju potresnega inženirstva v Sloveniji.

2. OSNOVNI PRINCIP PROJEKTIRANJA ZGRADB NA POTRESNIH OBMOČJIH

2.1. Splošno

Znano je, da bi bile med močnim potresom inercijske (potresne) sile v elastični (nepoškodovani) konstrukciji mnogo večje od potresnih sil po predpisih. Vsi sodobni aseizmični predpisi namreč upoštevajo sposobnost konstrukcij, da pri deformiranju v neelastično območje absorbirajo potresno energijo in lahko preživijo potres z nosilnostjo, ki je manjša od potresnih sil, ki bi nastopile v elastični konstrukciji. To pomeni, da je redukcija potresnih sil dopustna le v konstrukcijah, ki so sposobne prevzeti neelastične deformacije brez porušitve (v konstrukcijah, ki so duktilne).

Povzamemo lahko, da potresni predpisi ne podajajo velikosti potresnih sil, ampak dajejo oceno tistega nivoja nosilnosti, ki zagotavlja, da so neelastične deformacije (poškodbe) znotraj sprejemljivih vrednosti. Torej lahko potresno varnost konstrukcije dosežemo s katerokoli primerno kombinacijo nosilnosti in duktilnosti konstrukcije. Pri tem ni nujno, da je s predpisi zahtevana nosilnost ekonomsko optimalna.

V večini primerov se je način projektiranja v predpisih izkazal kot uspešen. Vendar je njegova najpomembnejša pomanjkljivost v tem, da je redukcija potresnih sil v predpisih izkustveno določena z opazovanjem obnašanja znanih, predvsem monolitnih konstrukcijskih sistemov med potresi.

Očitno je torej, da potresne varnosti konstrukcij, ki se obnašajo specifično in drugačno od monolitnih, ni možno (vsaj avtomatično ne) dokazovati s silami po predpisih. Potrebno je poznavati njihovo obnašanje v neelastičnem območju, vrste možnih mehanizmov in sposobnosti absorpcije energije. Potem je možna formulacija primernege postopka projektiranja. To še posebej velja za montažne konstrukcije.

2.2. Velikopanelne (montažne) konstrukcije

Ustrezno načinom nelinearnega deformiranja velikopanelnih stavb se oblikujejo naslednji postopki projektiranja pri potresni obtežbi:

Pri **elastičnem projektiranju** zagotovimo panelom in stikom zadostno nosilnost, da ostanejo med močnim potresom nepoškodovani. Tu duktilnost ni pomembna, potrebna nosilnost pa je mnogo ($5 \times$) večja od tiste, ki jo predpisi zahtevajo za duktilne konstrukcije. Pri visokih zgradbah na močnih potresnih območjih elastični način projektiranja ekonomsko ni upravičen. Zato uporabljamo načine projektiranja, ki upoštevajo disipacijo energije med potresom. Možna je poljubna kombinacija nosilnosti in duktilnosti.

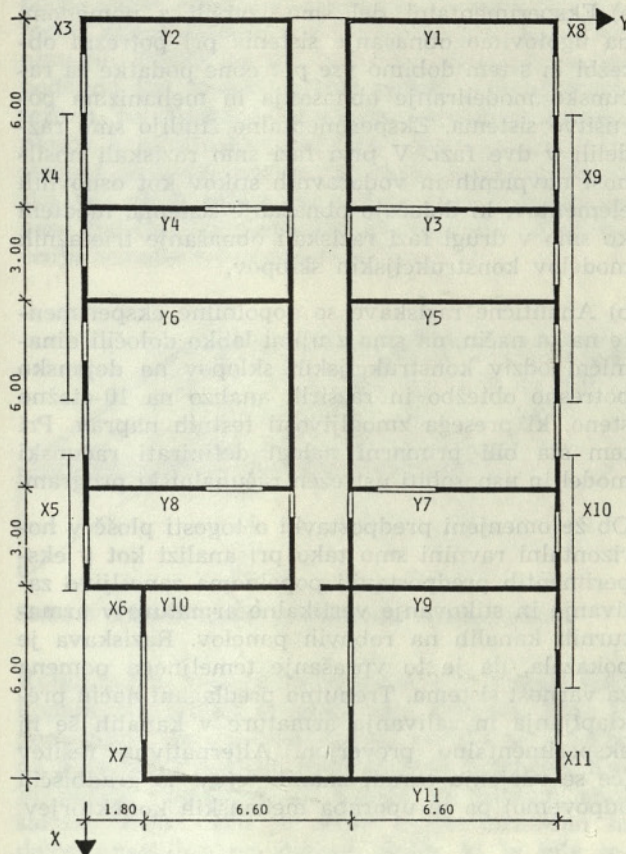
Dopustimo na primer nelinearne deformacije v stenah, stike pa dimenzioniramo tako močno, da v njih ne dopustimo zdrsov (**projektiranje monolitnih zgradb**). Postopki projektiranja in velikost potresnih sil so lahko približno enaki kot za monolitne stavbe.

Pri velikopanelnih konstrukcijah se zdi smiselno, da se izkoristijo mehanizmi absorpcije energije, ki jih nudijo značilni elementi sistema, predvsem stiki. **Projektiranje šibkih horizontalnih stikov** je dvomljiva rešitev, ki ima podobne nevarne lastnosti kot koncept mehke etaže. Nasprotno pa je **projektiranje mehkih vertikalnih stikov** ugodnejša rešitev. Tu bo najprej prišlo do zdrsov v teh stikih. Pri tem se bo absorbiralo nekaj energije, preostali konzolni deli stene pa bodo obdržali svojo nosilnost in sposobnost nadaljnje absorpcije energije. Tako obnašanje konstrukcije je »obrambni mehanizem na več nivojih«, ki je na splošno zaželen v aseizmičnem projektiranju (npr. princip »šibkih prečk in močnih stebrov« pri okvirjih). Vertikalni stiki ne nosijo gravitacijske obtežbe, zato njihove poškodbe ne ogrožajo globalne stabilnosti konstrukcije. Tudi popravilo teh poškodb je relativno enostavno. Žal pa je sposobnost absorpcije energije pri vertikalnih stikih običajno majhna. Stene z odprtiniami so pravzaprav poseben primer konzolnih sten, povezanih z vertikalnim stikom. Pri prečkah nad odprtiniami lahko dosežemo zelo duktilno obnašanje. Pogoji za kakovostno sidrana in uklonsko zavarovana diagonalna armatura.

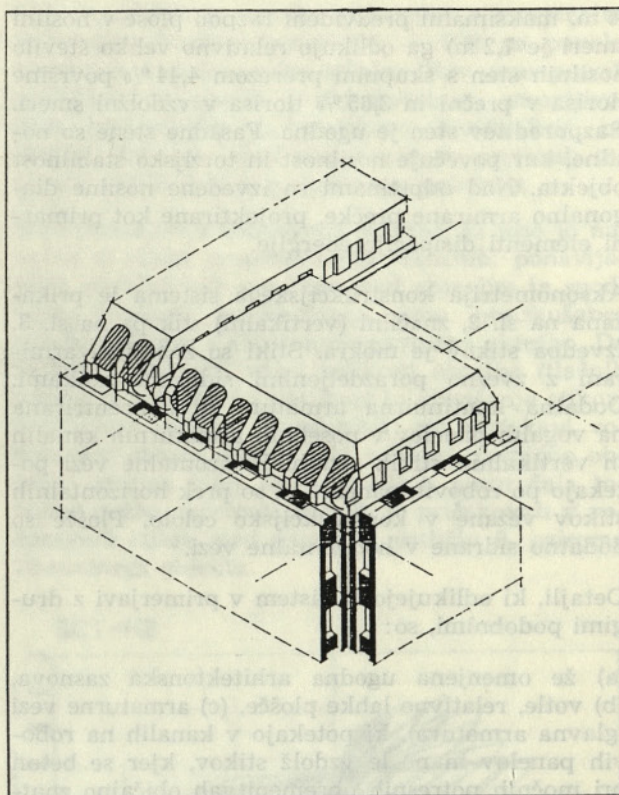
3. ZNAČILNOSTI SISTEMA SCT

Zastavili smo si cilj, da bo sistem primeren tudi za gradnjo relativno visokih stavb na močnih potresnih območjih. Razvoj je otežila zahteva, da bi bil sistem konkurenčen tudi za šibko obremenjene stavbe, saj relativno majhna serija ne dopušča razvoja dveh različnih sistemov.

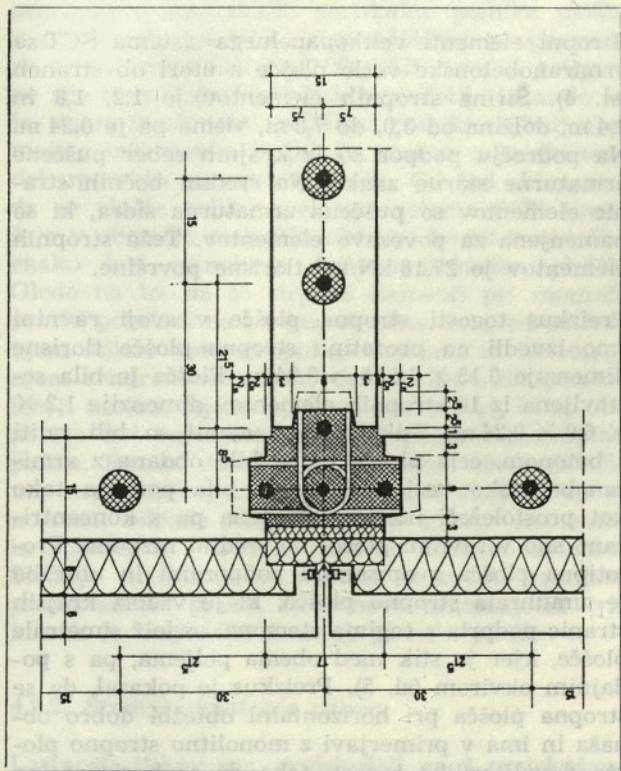
Značilni tloris konstrukcijskega sistema SCT je prikazan na sl. 1. Kljub precejšnjim razponom



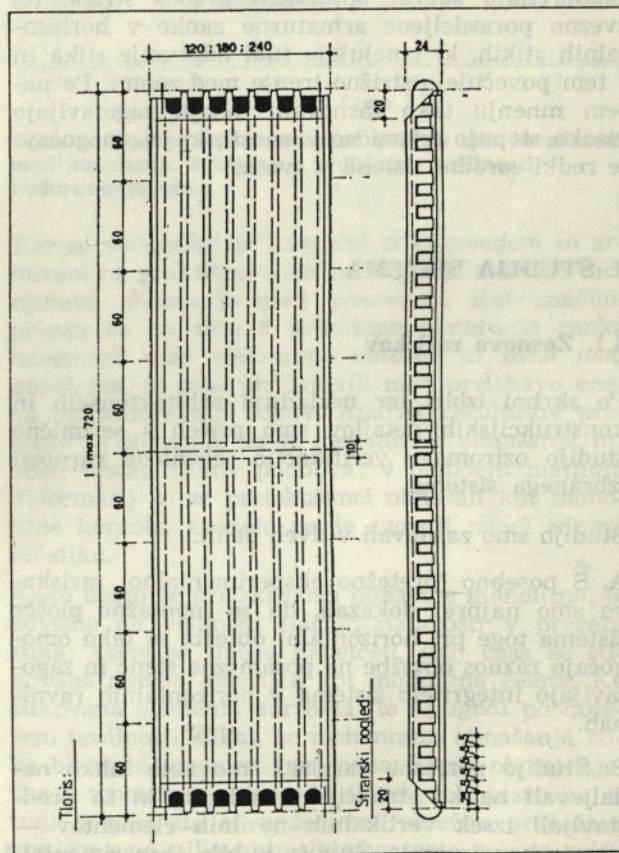
Slika 1. Značilni tloris



Slika 3. Vertikalni T stik



Slika 2. Aksonometrija montaže



Slika 4. Stropni element

(6 m, maksimalni predvideni razpon plošč v nosilni smeri je 7,2 m) ga odlikuje relativno veliko število nosilnih sten s skupnim prerezom 4,44 % površine tlorisa v prečni in 3,65 % tlorisa v vzdolžni smeri. Razporeditev sten je ugodna. Fasadne stene so nosilne, kar povečuje nosilnost in torzijsko stabilnost objekta. Nad odprtinami so izvedene nosilne diagonalno armirane prečke, projektirane kot primarni elementi disipacije energije.

Aksonometrija konstrukcijskega sistema je prikazana na sl. 2, značilni (vertikalni) stik pa na sl. 3. Izvedba stikov je mokra. Stiki so zobati in armirani z zvezno porazdeljenimi sidrnimi zankami. Dodatna kontinuirna armatura je koncentrirana na vogalih panelov v posebnih armaturnih kanalih in vertikalnih stikih samih. Horizontalne vezi potekajo po robovih panelov in so prek horizontalnih stikov vezane v konstrukcijsko celoto. Plošče so dodatno sidrane v horizontalne vezi.

Detalji, ki odlikujejo ta sistem v primerjavi z drugimi podobnimi, so:

(a) že omenjena ugodna arhitektonska zasnova, (b) votle, relativno lahke plošče, (c) armaturne vezi (glavna armatura), ki potekajo v kanalih na robovih panelov in ne le vzdolž stikov, kjer se beton pri močnih potresnih obremenitvah običajno znatno poškoduje, (d) veliko število relativno majhnih zob in porazdeljene sidrne armature v stikih, ki zagotavljajo skoraj optimalen prenos striga, (e) zvezno porazdeljene armaturne zanke v horizontalnih stikih, ki omejujejo tudi odpiranje stika in s tem povečujejo strižno trenje med zobmi. Po našem mnenju tako zasnovani detalji zagotavljajo visoko stopnjo seizmične varnosti, ki jo omogočajo le redki sorodni sistemi v svetu.

4. ŠTUDIJA SISTEMA

4.1. Zasnova raziskav

Po skrbni izbiri ter uskladitvi arhitektonskih in konstrukcijskih detajlov smo pričeli s seizmično študijo oziroma z verifikacijo seizmične varnosti izbranega sistema.

Študijo smo zasnovali v dveh delih.

A. S posebno (pretežno eksperimentalno) raziskavo smo najprej dokazali, da so montažne plošče sistema toge pri horizontalni obtežbi in tako omogočajo raznos obtežbe na posamezne stene in zagotavljajo integriteto sistema v horizontalnih ravninah.

B. Študijo potresne varnosti smo nato lahko nadaljevali na konstrukcijskih sklopih, ki so predstavljali izsek vertikalnih nosilnih elementov — sten iz konstrukcije. Študija je bila eksperimentalna in analitična.

a) Eksperimentalni del smo izvršili z namenom, da ugotovimo obnašanje sistema pri potresni obtežbi in s tem dobimo vse potrebne podatke za računsko modeliranje obnašanja in mehanizma porušitve sistema. Eksperimentalno študijo smo razdelili v dve fazi. V prvi fazi smo raziskali nosilnost navpičnih in vodoravnih stikov kot osnovnih elementov, ki določajo obnašanje sistema, medtem ko smo v drugi fazi raziskali obnašanje trietažnih modelov konstrukcijskih sklopov.

b) Analitične raziskave so dopolnilne eksperimente na ta način, da smo z njimi lahko določili dinamični odziv konstrukcijskih sklopov na dejansko potresno obtežbo in razširili analizo na 10-etažno steno, ki presega zmogljivosti testnih naprav. Pri tem sta bili primarni nalogi definirati računski model in usposobiti ustrezen računalniški program.

Ob že omenjeni predpostavki o togosti plošč v horizontalni ravnini smo tako pri analizi kot v eksperimentih predpostavili popolnoma zanesljivo zalivanje in stikovanje vertikalne armature v armaturnih kanalih na robovih panelov. Raziskava je pokazala, da je to vprašanje temeljnega pomena za varnost sistema. Trenutno predlagani način preklapljanja in zalivanja armature v kanalih še ni eksperimentalno preverjen. Alternativna rešitev (če se varjenju zaradi znanih težav na gradbiščih odpovemo) pa je uporaba mehanskih konektorjev.

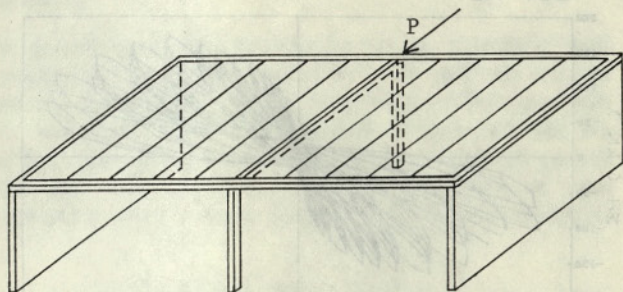
4.2. Eksperimentalna študija

4.2.1. Študija obnašanja stropov

Stropni elementi velikopanelnega sistema SCT so armiranobetonske votle plošče z utori ob straneh (sl. 4). Širina stropnih elementov je 1,2, 1,8 in 2,4 m, dolžina od 3,0, do 7,2 m, višina pa je 0,24 m. Na področju podpor so iz krajnih reber puščene armaturne sidrne zanke. Na sredini bočnih stranic elementov so puščena armaturna sidra, ki so namenjena za povezavo elementov. Teža stropnih elementov je 27,18 kN/m² tlorisne površine.

Preizkus togosti stropne plošče v svoji ravnini smo izvedli na prototipu stropne plošče tlorisne dimenzije 6,15 × 12,15 × 0,24 m. Plošča je bila sestavljena iz 10 stropnih elementov dimenzije 1,2 × 6,0 × 0,24 m. Stiki med elementi so bili zaliti z betonom, cela plošča pa je bila obdana z armiranobetonsko vezjo. Plošča je bila podprta tako kot prostoležeči nosilec, obtežena pa s koncentrirano silo v ravnini plošče na sredini razpona. Prototipna plošča z opisanimi podporami in obtežbo je simulirala stropno ploščo, ki je vzdolž krajših stranic podprta s togima stenama, vzdolž simetrale plošče, kjer je stik med obema poljema, pa s podajnim okvirom (sl. 5). Preizkus je pokazal, da se stropna plošča pri horizontalni obtežbi dobro obnaša in ima v primerjavi z monolitno stropno ploščo dovolj veliko togost, tako da se horizontalna obtežba s stropne plošče dobro prenaša na pod-

porne stene. Stiki med posameznimi stropnimi elementi dobro prenašajo strižne sile, zdrsi pa so minimalni. Plošča se pri manjših obtežbah obnaša podobno kot monolitna AB plošča, pri večjih obtežbah pa lahko primerjamo obnašanje stropne plošče z ravninskim paličjem, kjer predstavljajo stropni elementi tlačne diagonale, armiranobetonska vez okoli plošče pa natezno vez v spodnjem pasu paličja. Do porušitve plošče pride zaradi tečenja armature v tegnjeni AB vezi.



Slika 5. Fizični model preizkušane stropne plošče

Kombinacija nateznih in strižnih sil v stenah velikopanelnih zgradb je lahko zelo nevarna. Zato je pomembno, da določimo raznos vertikalne obtežbe na posamezne nosilne stene karseda natančno. Ker je plošča montažna, ta naloga ni povsem enostavna. Rešili smo jo delno eksperimentalno in delno analitično na stropni plošči, ki je bila sestavljena iz štirih stropnih elementov dimenzije $1,2 \times 6,0$ m. Plošča je bila vzdolž treh stranic vrtljivo podprta, ena stranica pa je bila prosta. Med preizkusom smo merili vertikalne pomike plošče v polju, nato pa smo z računalniškim programom za elastično analizo plošč FLASH določili podporne sile na različnih računskih modelih. Izkazalo se je, da se izračunani vertikalni pomiki najbolj ujemajo z izmerjenimi tedaj, ko smo za računski model uporabili monolitno ploščo. Od tod sklepamo, da se plošče velikopanelnega sistema SCT obnašajo v območju stalne in občasne koristne obtežbe enako kot monolitne armiranobetonske plošče. Glede na to, da so stropni elementi pri montaži prosto položeni na podporne stene, se pred zalivanjem stikov med stropnimi elementi in betoniranjem armiranobetonskih vezi obnašajo kot prostoležeči nosilci. Izjema so le krajni nosilci, ki se obnašajo kot tristransko vrtljivo podprte monolitne plošče. Raznos obtežbe na podporne stene določimo torej posebej za lastno težo (na vsako podporno steno odpade polovica teže stropnega elementa) in posebej za stalno in občasno koristno obtežbo. Slednjo razdelimo na obodne stene po ustaljeni projektantski praksi na osnovi pripadajočih trikotnih in trapeznih tlorskih površin plošče.

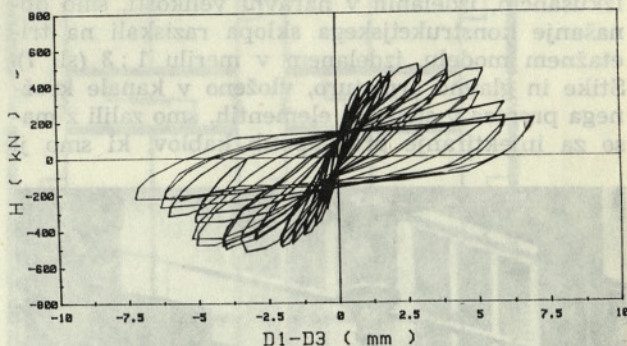
4.2.2. Študija obnašanja stikov

Lastnosti stikov smo preizkušali na 8 preizkušancih, od katerih so štirje (preizkušanci oznak V1 —

V4) predstavljali panele, stikovane z navpičnim, štirje (preizkušanci oznak H1 — H4) pa panele, stikovane z vodoravnim stikom. Ker smo morali preiskave prilagoditi preizkuševalnim zmogljivostim laboratorija za preiskavo konstrukcij na ZRMK, smo obe vrsti preizkušancev preiskali tako, da so bili stiki v vodoravnem položaju.

Med preiskavo z vodoravno obtežbo, ki smo jo nanašali v obliki programiranih cikličnih, ponavljajočih se relativnih pomikov med zgornjim in spodnjim panelom preizkušanca, smo preizkušance obremenili tudi s konstantno navpično obtežbo. Da bi lahko ugotovili vpliv velikosti obtežbe (tlačnih napetosti v stiku) na nosilnost in obnašanje stikov, smo njeno velikost spreminjali: pri preiskavi vodoravnih stikov npr. je bila velikost navpične obtežbe izbrana tako, da je v stikih povzročala tolikšne tlačne napetosti, kot jih je pričakovati v vodoravnih stikih med paneli v pritličju 6- oziroma 10-etažnega objekta.

SCT-H2



Slika 6. Tipična odvisnost med prečno silo in zdrsom med paneloma, dobljena s preiskavo nosilnosti vodoravnega stika

Ker so vodoravni in navpični stiki izvedeni in armirani na praktično enak način, je bilo enako tudi njihovo obnašanje med preiskavo. Kot značilni primer so na sliki 6 prikazane histerezni zanke odvisnosti med vodoravno obtežbo in zdrsi med paneloma, ki smo jih izmerili med preiskavo enega od vodoravnih stikov. Analiza rezultatov preiskav je pokazala, da je mehanizem obnašanja pri obeh vrstah stikov podoben: v območju majhnih deformacij so se preizkušanci obnašali kot monolitne konzole, kasneje pa je zgornji panel zdrsnil po stiku.

Kako dolgo se preizkušanci obnašajo monolitno, je odvisno od velikosti tlačnih napetosti v prerezu stika: večje so tlačne napetosti, dalj časa se stikovana panela obnašata kot monolitna celota. Ko stikovana elementa zdrsneti (to se zgodi po doseženi nosilnosti stika), se mehanizem obnašanja stika bistveno spremeni: pri ponavljanju obremenjevanja upadeta togost in nosilnost, zelo jasno pa se tudi pokaže, da se vodoravna obtežba prenaša s trenjem med stikovanimi elementoma in z možničnim učinkom sidrne armature. Rezultati analize

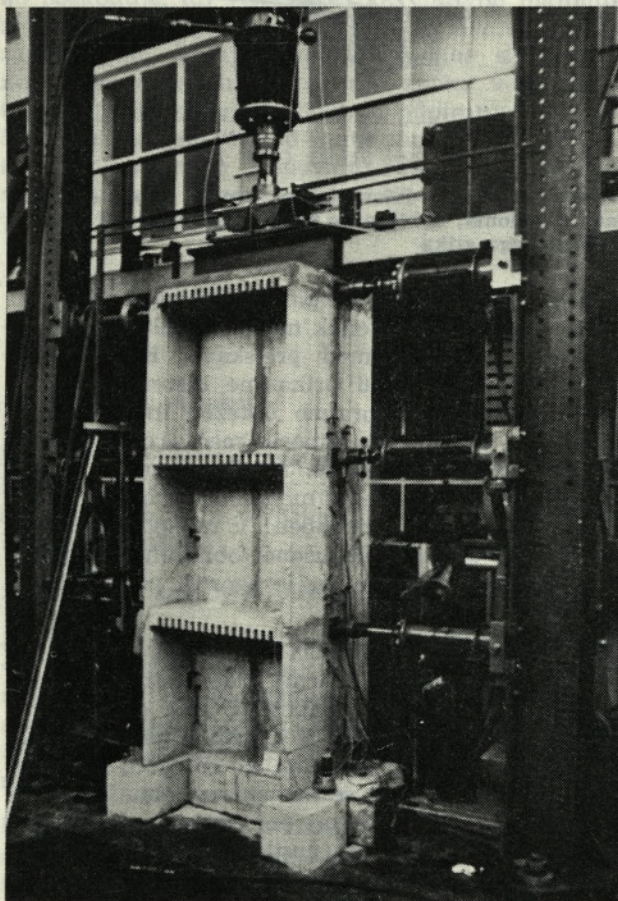
kažejo, da je bila velikost sile trenja skoraj linearno odvisna od velikosti povprečnih tlačnih napetosti v stiku zaradi navpične obtežbe.

Pojav zdrsa med stikovanimi elementoma kakor tudi pojav utrditve je bolj izrazit pri stikih, ki so obremenjeni z majhnimi tlačnimi napetostmi. Velike tlačne napetosti preprečujejo drsenje, povečane strižne obremenitve pa povzročijo nastanek poševnih strižnih razpok v panelih in v stiku.

Analiza specifičnih deformacij sidrne armature kaže, da le-ta sodeluje pri prevzemu vodoravne obtežbe bodisi kot klasična upogibna armatura, ki preprečuje odpiranje stikovanih elementov v fazi monolitnega obnašanja pa tudi v fazi utrditve nosilnosti po zdrsu, bodisi z mozničnim učinkom med drsenjem stikovanih panelov, ki pa je seveda bolj izrazit pri manjši velikosti navpične obtežbe.

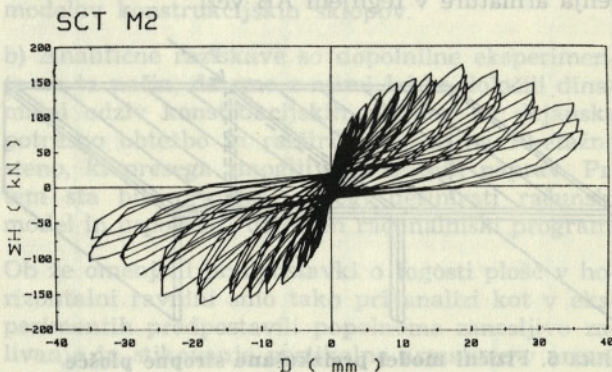
4.2.3. Študija obnašanja konstrukcijskega sklopa H prereza

Medtem ko smo obnašanje stikov raziskali na preizkušanjih, izdelanih v naravni velikosti, smo obnašanje konstrukcijskega sklopa raziskali na trietažnem modelu, izdelanem v merilu 1 : 3 (sl. 7). Stike in glavno armaturo, vloženo v kanale krožnega prereza v stenskih elementih, smo zalili z maso za injektiranje prednapetih kablov, ki smo ji



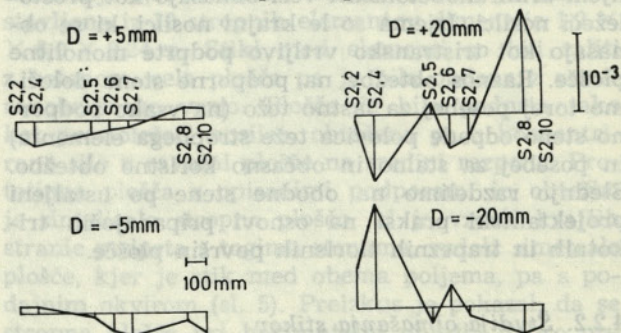
Slika 7. Preiskava modela H prereza

dodali dodatke za preprečevanje krčenja. Količina glavne armature je bila precejšnja (0,9 % ČBR-40). Razporeditev vodoravne obtežbe po višini modela je bila enaka razporeditvi, ki jo predpisujejo veljavni predpisi za objekte, višje od 5 etaž: 85 % celotne potresne obtežbe se razporedi po višini zgradbe po trikotniku, medtem ko se preostalih 15 % doda kot koncentrirano silo na vrhu zgradbe.



Slika 8. Eksperimentalno določena odvisnost med prečno silo v pritličju in pomikom vrha modela H prereza

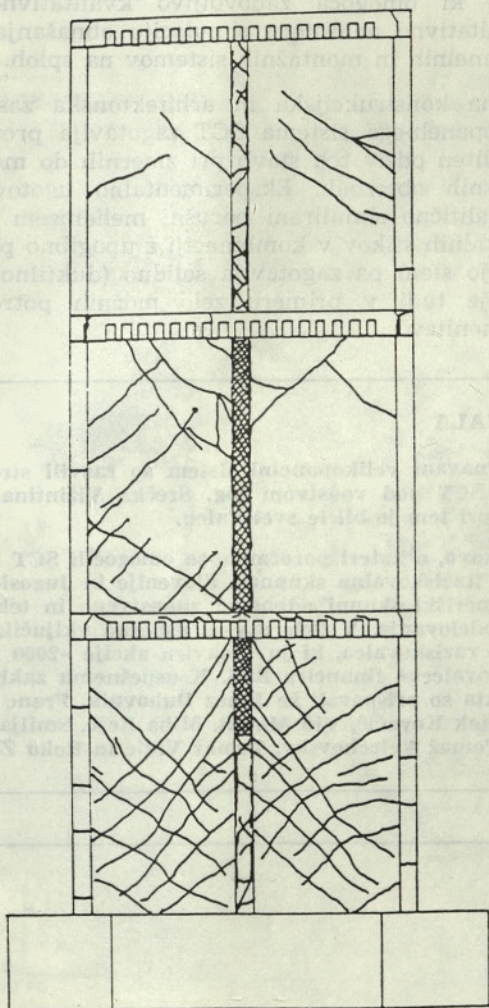
Istočasno je na vrhu modela delovala tudi konstantna navpična sila, ki je v stenah modela povzročala tlačne napetosti v velikosti, ki jo lahko pričakujemo v pritličju 6-etažnih objektov. Odvisnost med prečno silo v pritličju (base shear) in pomiki, izmerjenimi na vrhu modela, prikazujemo na sliki 8. Analiza obnašanja modela je pokazala, da se je v začetni fazi preiskave, tj. v območju majhnih deformacij, model obnašal elastično kot monolitna celota. Pri povečanih deformacijah so nastale razpoke v srednjem stiku med paneli: najprej poševne v betonu stika, nekaj kasneje pa tudi navpične na stiku med zalivno maso in stenskimi paneli. V nadaljevanju preiskave so nastale razpoke tudi v stenskih panelih: v pasnicah konstrukcijskega sklopa (v stenah prečno na smer delovanja obtežbe) v vodoravni smeri, v rebri (v vzdolžni steni sklopa) pa so vodoravne razpoke prehajale v poševne, strižne razpoke. V tej fazi preiskave se je model še vedno obnašal monolitno, vendar z začetnimi znaki zdrsa po navpičnih stikih.



Slika 9. Razporeditev specifičnih deformacij v glavni armaturi po vodoravnem prerezu modela H prereza v višini prve plošče

Z izrazitejšimi poškodbami navpičnega stika med paneli rebra so nastale tudi razpoke v stropnih ploščah: konstrukcija se je delno razdvojila na dve med seboj povezani konzoli, plošče pa zaradi zasnove modela niso mogle prevzeti upogibnih momentov, nastalih na stikih konzol. V tej fazi je konstrukcija dosegla svojo nosilnost. Sprememba mehanizma obnašanja modela je jasno vidna na sliki 9, ki prikazuje razporeditev specifičnih deformacij glavne armature po vodoravnem prerezu modela.

S povečanimi deformacijami so se povečale tudi poškodbe: razpoke v panelih so se razširile na vse etaže, nastale pa so tudi razpoke na stikih prečnih in vzdolžnih zidov modela kakor tudi razpoke na stikih med stropnimi ploščami in stenskimi paneli (sl. 10). Kljub vidnim razpokam pa meritve niso pokazale zdrsov med paneli po vodoravnih stikih.

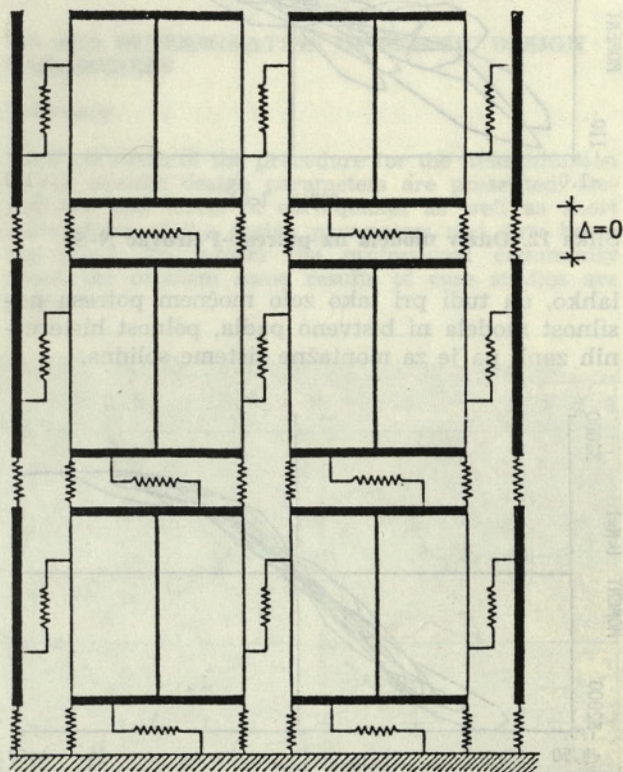


Slika 10. Poškodbe modela H prereza v območju velikih deformacij

4.3. Analitična študija

V analitičnem delu študije smo (a) na podlagi eksperimentalnih rezultatov definirali matematični

model obnašanja tipičnih elementov, predvsem stikov, (b) definirali matematični model konstrukcijskih sklopov, (c) izvršili analitično simulacijo eksperimenta na trietažnem konstrukcijskem sklopu obremenjenem s ciklično obtežbo (glej točko 4.2.3), (d) določili odziv istega modela na dejanski potres in (e) določili odziv 10-etažne stene na dejanski potres.

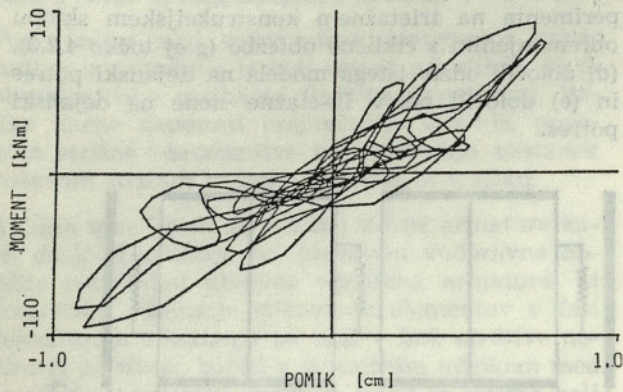


Slika 11. Računski model konstrukcijskega sklopa

V izbranem analitičnem modelu smo panele modelirali kot elastične stebre s togimi prečkami in jih povezali z nelinearnimi vzmetmi (sl. 11), ki so simulirale eksperimentalno opaženo nelinearno obnašanje stikov. V računu smo uporabili dopolnjeni program DRAIN-2D-2 in s simulacijo eksperimenta, opisanega v točki 4.2.3. dokazali, da model zadovoljivo kvalitativno in kvantitativno simulira dejansko obnašanje in da ga lahko uporabljamo v nadaljnjih analizah. Podrobnejši opis izbranih matematičnih modelov, uporabljenih numeričnih postopkov in simulacije eksperimenta smo objavili na 8. kongresu Zveze društev gradbenih konstrukterjev Jugoslavije in na 9. zborovanju gradbenih konstrukterjev Slovenije.

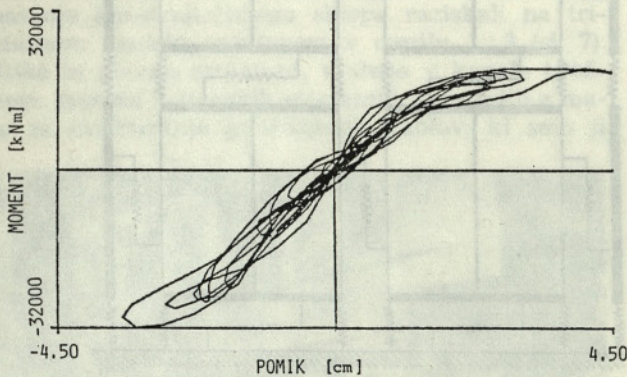
Izbrani model smo obremenili z dejanskim potresom in izračunali njegov dinamični odziv. Za obtežbo smo izbrali močni del akceleroograma »Petrovac N-S«, registriranega med potresom v Črni gori, ki se je za analizirano konstrukcijo izkazal kot najbolj kritičen izmed 36 registracij v Jugoslaviji, ZDA in Italiji. Kot značilni rezultat prikazujemo

zvezo med upogibnim momentom ob vpetju in pomikom na vrhu za ta potres (sl. 12). Sklenemo



Slika 12. Odziv modela na potres »Petrovac N-S«

lahko, da tudi pri tako zelo močnem potresu nosilnost modela ni bistveno padla, polnost histeretičnih zank pa je za montažne sisteme solidna.



Slika 13. Odziv 10-etažne stene na potres »Petrovac N-S«

Izbrali smo še tipično steno 5Y iz predloženega značilnega tlorisa SCT (sl. 1) in predpostavili, da je del konstrukcije z višino 10 etaž. Mase smo izbrali tako, da je bila osnovna nihajna doba okoli 0,4 s, kot v prototipu konstrukcije. Ta nihajna doba je tudi kritična za izbrano potresno obtežbo »Petrovac N-S«. Iz zveze med pomikom na vrhu

in upogibnim momentom ob vpetju na sliki 13 je lepo razvidno, da se konstrukcija deformira pretežno upogibno in da so zdrsi minimalni.

Sklepali smo, da bo odziv dejanskih objektov konstrukcijskega sistema SCT s predloženim tlorisom skoraj monoliten in da bodo zdrsi stikov minimalni tudi pri zelo močni potresni obtežbi.

5. SKLEPI

Specifične značilnosti velikopanelnih sistemov v splošnem zahtevajo specifične načine projektiranja z upoštevanjem posebnosti v nelinearnem obnašanju teh konstrukcij.

V okviru opisane razvojno-raziskovalne naloge smo na temelju eksperimentov razvili računske modele ter usposobili in dopolnili računalniški program, ki omogoča zadovoljivo kvalitativno in kvantitativno analitično simulacijo obnašanja velikopanelnih in montažnih sistemov na sploh.

Solidna konstrukcijska in arhitektonska zasnova velikopanelnega sistema SCT zagotavlja pretežno monoliten odziv teh stavb pri zmernih do močnih potresnih obtežbah. Eksperimentalno ugotovljeni in analitično simulirani porušni mehanizem (zdrski vertikalnih stikov v kombinaciji z upogibno plastifikacijo sten) pa zagotavlja solidno (duktilno) obnašanje tudi v primeru zelo močnih potresnih obremenitev.

ZAHVALA

Obravnani velikopanelni sistem so razvili strokovnjaki SCT pod vodstvom ing. Srečka Vižintina. Naš delež pri tem je bil le svetovalec.

Raziskavo, o kateri poročamo, so omogočili SCT Ljubljana, Raziskovalna skupnost Slovenije in Jugoslovansko-ameriški skupni odbor za znanstveno in tehnološko sodelovanje. V delo sta se uspešno vključila dva mlada raziskovalca, ki ju v okviru akcije »2000 novih raziskovalcev« financira RSS. K uspešnemu zaključku projekta so prispevali še Janez Duhovnik, Franc Kavčič, Iztok Kovačič, Vid Marolt, Miha Rejc, Smiljan Sočan, Tomaž Velechovsky, Tomaž Vidic in Roko Žarnič.

O določanju projektnih potresnih parametrov

UDK 629.131.55:550.34.01

O DOLOČANJU PROJEKTHNIH POTRESNIH PARAMETROV

Povzetek

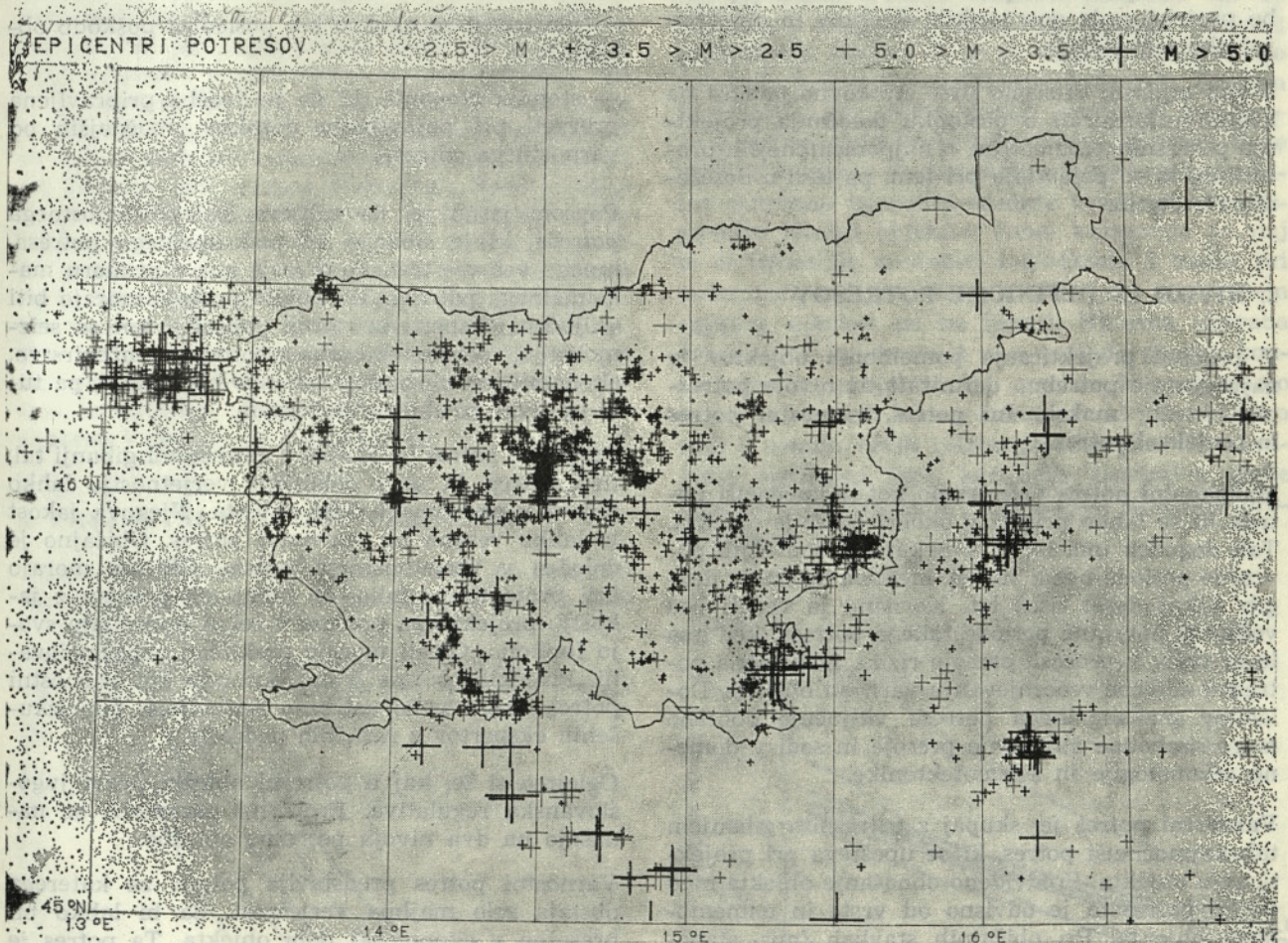
Predstavljeni so nekateri elementi postopka za določanje projektnih potresnih parametrov. Dane so definicije in nivoji potresov ter kratki opisi projektnih parametrov in baz podatkov. Priloženih je nekaj primerov analiz, ki naj bi širšo strokovno javnost seznanili z obliko rezultatov.

ZDENE BREŠKA
PETER FAJFAR

ON THE DETERMINATION OF SEISMIC DESIGN PARAMETERS

Summary

Some elements of the procedure for the determination of the seismic design parameters are presented. Definitions and levels of earthquakes as well as short descriptions of the design parameters and data bases are given. To inform the professional community about the problem some results of case studies are presented.



Slika 1. Epicentri potresov do leta 1985

Avtorja:

Zdene Breška prof. mat.
prof. dr. Peter Fajfar
FAGG, VTOZD GG, Inštitut za konstrukcije, potresno
inženirstvo in računalništvo (IKPIR)

1. UVOD

V zadnjih 20 letih smo lahko pričali burnemu razvoju na področju uvajanja racionalnih metod projektiranja. To je po eni strani posledica izredne tehnološke kompleksnosti objektov in ranljivosti

sodobne družbe ob morebitnih poškodbah teh objektov, po drugi strani pa posledica zahtev po racionalni gradnji. Ti trendi niso pustili ob strani področja potresnega inženirstva. S pridobivanjem vse več registracij močnih potresov in z raziskavami tektonike plošč ter mehanizmov sproščanja potresov se pogloblja spoznavanje narave pojavljanja potresov v prostoru in času ter lastnosti potresnih gibanj tal. Ta spoznanja so pripeljala do razvoja metod za določanje pričakovanih potresnih gibanj tal, ki slonijo na metodah verjetnostnega računa.

Skupaj s Seizmološkim zavodom SR Slovenije smo na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo FAGG v zadnjih desetih letih načrtno zbirali in obdelovali razpoložljive podatke o potresih in potresnih gibanjih tal ter privzeli nekatere v tujini razvite modele za probabilistično določanje parametrov, ki rabijo za projektiranja objektov v potresnih področjih. S temi metodami smo v zadnjih letih opravili vrsto analiz za potrebe projektiranja energetskih objektov in objektov jedrske tehnologije.

S tem zapisom skušamo širšo strokovno javnost na kratko informirati o postopku določanja projektnih potresnih parametrov, o najpomembnejših problemih, ki se pojavljajo pri tem, pa tudi o doseženih rezultatih.

2. NIVOJI IN DEFINICIJE POTRESOV

V procesu projektiranja pomembnih objektov je najpogosteje potrebno definirati tri nivoje potresnih obtežb: **maksimalni potres, varnostni potres in projektni potres.**

Maksimalni potres definiramo kot najmočnejši potres, ki se lahko pripeti v okolici lokacije objekta. Tak dogodek ima lahko v nekaterih področjih povratno periodo nekaj sto let, medtem ko ima v drugih nekaj deset tisoč let. Koristno je vedeti red velikosti povratne periode takega potresa, ker ima le-ta vpliv v procesu presoje rizika in pomena potresne obtežbe v ocenjevanju varnosti objekta. Določitev maksimalnega potresa vključuje dobršno mero svobodne strokovne presoje in sodi v domeno seizmologije in seizmotektonike.

Varnostni potres je, skupaj z ustreznim gibanjem tal, najmočnejši potres, ki se upošteva pri projektiranju objekta. Predvideno obnašanje objekta med takim potresom je odvisno od vrste in namembnosti objekta. Pri običajnih stavbah (npr. stanovanjski ali poslovni objekti) je konstrukcija pri varnostnem potresu lahko poškodovana, ne sme pa se porušiti. Dovoljene so torej ekonomske izgube, ne sme pa priti do človeških žrtev. Objekti JE morajo biti projektirani tako, da pri varnostnem potresu lahko pride do varne ugasnitve reaktorja, do vzdrževanja reaktorja v tem sta-

nju in da ne pride do širjenja radioaktivnosti v okolico. Potres, ki ima jakost varnostnega potresa, ne sme torej povzročiti katastrofalnih posledic za okolico, medtem ko je dopustna velika materialna škoda. Često je varnostni potres kar enak maksimalnemu potresu, posebno pri lokacijah, ki leže v bližini potresnih con z močno in zmerno seizmičnostjo. Pri lokacijah, kjer je povratna perioda maksimalnega potresa zelo velika (npr. nekaj deset tisoč let), pa je varnostni potres manjši od maksimalnega potresa. Faktorji, ki vplivajo na izbiro varnostnega potresa nižje jakosti od maksimalnega, so:

- jakost in povratna perioda maksimalnega verjetnega potresa,
- celotna potresna nevarnost v širši okolici lokacije,
- pomembnost objekta z vidika nacionalnega gospodarstva,
- nevarnost za okolico kot posledica poškodb objekta,
- stopnja tveganja, ki ga je družba pripravljena prevzeti pri pojavljanju potresov, močnejših od varnostnega potresa.

Povsem jasno je, da zahteva izbira varnostnega potresa, ki je šibkejši od maksimalnega potresa, mnogo več vsestranske presoje kot v primeru maksimalnega potresa. V celovito presojo morajo biti vključeni eksperti iz raznih področij, kot so seizmologija, seizmotektonika, potresno inženirstvo, ekonomija, ekologija, prostorsko planiranje, pa tudi upravne strukture vseh ravni.

Projektni potres je, skupaj z ustreznimi gibanji tal, tisti potres, ki se z dokajšnjo verjetnostjo lahko pojavi v ekonomski dobi objekta. Njegova jakost je lahko vezana na varnostni potres. Običajno je določen v verjetnostnem smislu. Objekti morajo biti projektirani tako, da lahko po potresu z jakostjo projektnega potresa v celoti opravljajo svojo funkcijo. Ostati morajo praktično nepoškodovani. Projektni potres lahko podobno kot varnostni potres izbere samo ustrezno sestavljeno telo izkušenih ekspertov z različnih področij.

Oglejmo si še, kaj o potresni obtežbi pravi jugoslovska regulativa. Projektni parametri se našajajo na dva nivoja potresne obtežbe.

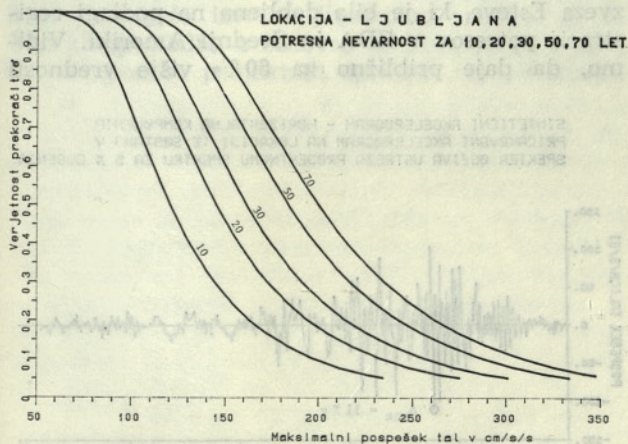
Varnostni potres predstavlja potres, za katerega obstaja zelo majhna verjetnost, da bi lahko bil presežen v ekonomski dobi objekta. Ta potres je v Pravilniku za gradnjo objektov visokogradnje na potresnih območjih imenovan »**maksimalni potres**«, v predlogu pravilnika za projektiranje inženirskih objektov na potresnem območju pa »**potres Z2**«. Pri projektiranju jedrskih elektrarn ustreza temu potresu potres SSE. V praksi se ta potres običajno določa na osnovi najneugodnejšega scenarija, to je

deterministično. Redkeje je ta potres določen v verjetnostnem smislu. Tako je za potres Z2 v predlogu pravilnika o inženirskih objektih predpisano, da je to potres, ki ima povratno periodo 1000 let. Naše mnenje je, da je v primeru maksimalnega potresa smiselno opraviti ustrezne verjetnostne analize, ki pa rabijo kot **dodatna** informacija o tem, kolikšna je povratna perioda deterministično določenih pričakovanih potresnih gibanj tal. To je posebno pomembno v primeru tistih tehnološko in varnostno zahtevnih objektov, pri katerih se delajo celovite analize varnosti delovanja celih sistemov. To velja na primer za objekte varnostnega razreda v sklopu objektov jedrske tehnologije.

Projektni potres predstavlja potres, ki se s precejšnjo verjetnostjo lahko dogodi v ekonomski dobi objekta. Ustreza »**projektnemu potresu**« po pravilniku za visokogradnjo, »**potresu Z1**« po predlogu pravilnika za inženirske objekte ter potresu OBE pri nuklearnih. Predlog pravilnika za inženirske objekte (za jezove) predlaga za potres Z1 jakost potresnih gibanj tal, ki imajo potresno povratno periodo 200 let. Sama praksa glede izbire projektne potresa v Jugoslaviji ni povsem dorečena. To je povsem razumljivo, če upoštevamo dejstvo, da je potrebno upoštevati niz dejavnikov, od katerih so najpomembnejši seizmičnost okolice obravnavane lokacije, pričakovana življenjska doba objekta in ekonomski vidik. Smiselno je, da je nivo projektne potresa navzdol omejen. Mnogi eksperti po svetu so mnenja, da projektni potres načeloma ne bi bil manjši od 40 % varnostnega potresa, samo izjemoma pa naj bi bil lahko 1/3 varnostnega. Kot primer naj navedemo, da smo v IKPIR pri energetskih objektih za projektni potres jemali potres, za katerega obstaja verjetnost 0,3, da bo prekoračen v ekonomski dobi objekta.

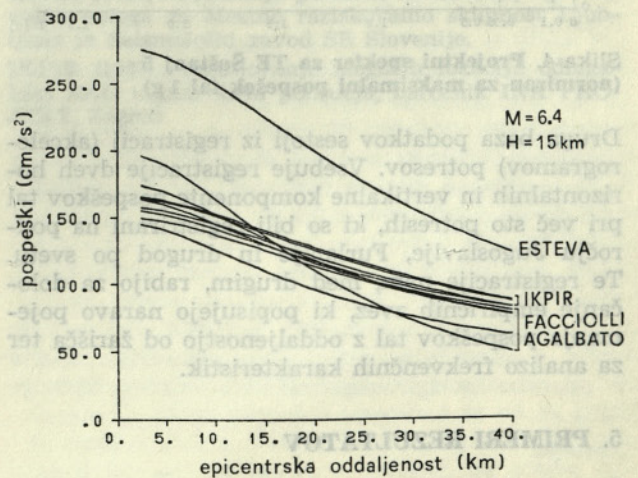
3. PROJEKTNI POTRESNI PARAMETRI

Seizmične obtežbe na izbrani lokaciji ne moremo naravnost povezovati s parametri potresa. V neki



Slika 2. Pričakovani horizontalni pospeški tal za Ljubljano

oddaljenosti od epicentra ali hipocentra je ta obtežba odvisna od karakteristik nihanja tal, katere opisujemo s takimi parametri, ki jih lahko racionalno vključimo v postopke za potresno varno projektiranje objektov. Ti parametri so fizikalni, kot so na primer maksimalni pospešek, hitrost ali pomik tal, frekvenčne karakteristike nihanj tal ter trajanje močnega dela nihanj tal. Lahko pa je dana tudi pričakovana lokalna intenziteta potresa, ki jo z empiričnimi zvezami povežemo s potresno obtežbo. Najpogosteje se uporabljata maksimalni pospešek tal, ki do neke mere popisuje jakost gibanj tal, ter projektni spekter, ki nosi informacijo o frekvenčnih karakteristikah potresne obtežbe. Pri tem se moramo zavedati, da so te količine odvisne od množice dejavnikov, ki jih nismo sposobni racionalno vključiti v algoritme. Zato jih obravnavamo kot slučajne spremenljivke. Kaj to pomeni v praksi? Projektantom damo na primer srednjo vrednost pospeška tal a_1 ter za standardno deviacijo povečano srednjo vrednost pospeška tal a_2 . Hkrati sta običajno podana tudi srednja vrednost projektne spektra S_1 in za standardno deviacijo povečana vrednost projektne spektra S_2 . Ob tem se zastavlja vprašanje, katere vrednosti naj projektant uporablja pri projektiranju objektov. Naše mnenje je, da je za projektiranje običajnih objektov potrebno uporabiti srednje vrednosti. Pri dinamični analizi objektov zunaj kategorije pa naj bi se uporabile vrednosti z indeksom 2 bodisi pri maksimalnem pospešku bodisi pri projektne spektru, nikakor pa ne hkrati. Hkratna uporaba vrednosti z indeksom 2 nas vodi do preveč konzervativnega projektiranja, posebno če upoštevamo še cel niz drugih konzervativnosti, ki jih uvajamo tudi v ostalih fazah celotnega postopka. To navajamo predvsem zato, ker naša regulativa glede tega ne daje napotkov in prepušča odločitev projektantom.

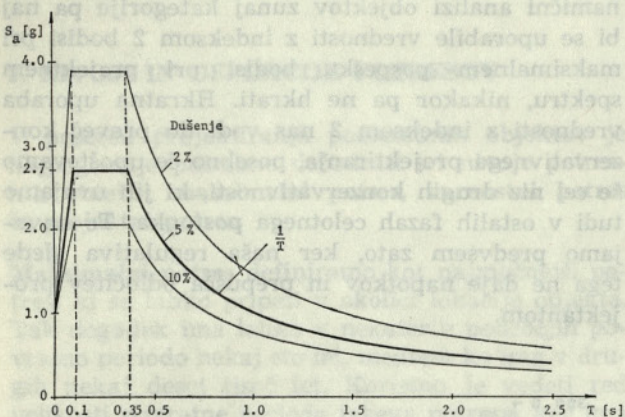


Slika 3. Primerjava atenuacijskih zvez za $M = 6.4$ in $H = 15$ km

4. BAZE PODATKOV

Osnova vseh analiz v celotnem postopku določanja projektnih parametrov za projektiranje na potresnih območjih so podatki o znanih potresih, ki so se zgodili na širšem območju obravnavane lokacije ter geološke, geofizikalne in tektonske razmere širše okolice. V nadaljnjem se omejimo samo na podatke o potresih. V IKPIR imamo dve bazi podatkov o potresih.

Prva, ki smo jo od leta 1980 dograjevali skupaj s Seizmološkim zavodom SR Slovenije, je sestavljena po predlogu standarda za Svetovno banko seizmoloških podatkov (IASPEI, 1977). V njej najdemo med drugimi podatke o geografskih koordinatah žarišč potresov, globini, epicentralni intenziteti, magnitudah ter polmere minimalne opažene intenzitete. V prvi fazi smo jo napolnili z znanimi podatki o potresih s področja SR Slovenije za obdobje od leta 1800 do leta 1981. Teh znanih pojavov je več kot 3000. V zadnjih dveh letih pa smo jo dogradili še s podatki o močnejših potresih s področja Italije, Hrvaške ter Bosne in Hercegovine. Tako imamo danes urejene podatke o več kot 20.000 pojavih. V letu 1988 bo baza dopolnjena s podatki o potresih z magnitudo nad 4,9 s celotnega področja Jugoslavije. Na sliki 1 lahko vidimo porazdelitev znanih potresov na področju Slovenije.



Slika 4. Projektni spekter za TE Šoštanj 5 (normiran za maksimalni pospešek tal 1 g)

Druga baza podatkov sestoji iz registracij (akcelerogramov) potresov. Vsebuje registracije dveh horizontalnih in vertikalne komponente pospeškov tal pri več sto potresih, ki so bili registrirani na področju Jugoslavije, Furlanije in drugod po svetu. Te registracije nam, med drugim, rabijo za določanje empiričnih zvez, ki popisujejo naravo poje-manja pospeškov tal z oddaljenostjo od žarišča ter za analizo frekvenčnih karakteristik.

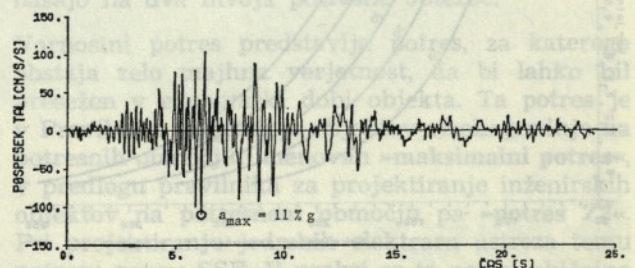
5. PRIMERI REZULTATOV

Metoda, ki jo v IKPIR uporabljamo za analizo potresne nevarnosti, je različica Cornellove meto-

de in jo v svetu pogosto uporabljajo. Pri tem se seizmičnost vsake cone modelira kot časovno in prostorsko homogen seizmični izvor. V splošnem je geometrija seizmičnega izvora določena na podlagi geoloških in tektonskih razmer ter seizmične aktivnosti. Znana seizmičnost se uporablja pri določanju Richterjeve rekurenčne zveze. Zmogljivost cone je odvisna od opazovanih magnitud ter empiričnih zvez med dolžino preloma in magnitudo. Oboje povežemo s statistično zvezo med magnitudo, oddaljenostjo od izvora in pospeški oziroma hitrostni tal na lokaciji, za katere predpostavljamo, da so lognormalno porazdeljeni. Od tod lahko dobimo pričakovane jakosti gibanj tal pri različnih verjetnostih prekoračitve. Na sliki 2 najdemo rezultate take analize za Ljubljano. Prikazane so krivulje, ki nam povedo, kolikšna je verjetnost prekoračitve izbrane vrednosti horizontalnega pospeška tal v odvisnosti od obdobja, za katero je bila analiza opravljena.

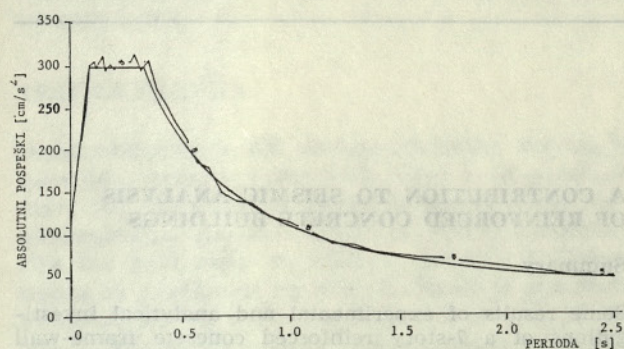
Na rezultate, kakršni so predstavljeni na sliki 2, pomembno vpliva atenuacijska zveza, ki popisuje naravo poje-manja jakosti potresnih gibanj tal v odvisnosti od žariščnih parametrov potresa in oddaljenosti od žarišča. Ustrezno težo so temu namenili tudi sestavljavci predloga pravilnika za gradnjo inženirskih objektov na potresnih področjih, kjer so v 27. členu zapisali, da mora ta atenuacijska zveza sloneti na registracijah dejanskih potresov v podobnih geotektonskih, seizmološko-inženirskih in geomehanskih pogojih. Dokler nismo imeli na voljo zadostnega števila registracij potresov pri nas in v sosednjih deželah, so se v jugoslovanski praksi uporabljale empirične zveze, ki so jih tuji avtorji dobili z analizami registracij ameriških in japonskih potresov. Po potresih v Furlaniji, Črni gori, Banja Luki in Campagniji (južna Italija) pa imamo na voljo relativno bogat nabor registracij, na podlagi katerih lahko dobimo empirične zveze, ki naj bi bile ustreznejše v naših razmerah. Na sliki 3 je dano poje-manje srednje vrednosti maksimalnih pospeškov tal pri potresu z magnitudo 6,4 in globino žarišča 15 km. Za primerjavo je dana tudi pri nas pogosto uporabljena zveza Esteve, ki je bila dobljena na podlagi registracij potresov v ZDA in Srednji Ameriki. Vidimo, da daje približno za 60 % višje vrednosti

SINTETIČNI AKCELEROGRAM - HORIZONTALNA KOMPONENTA
PRICAKOVANI AKCELEROGRAM NA LOKACIJI TE ŠOSTANJ V
SPEKTER ODZIVA USTREZA PROJEKTNEMU SPEKTROU ZA 5 % DUŠENJA



Slika 5. Sintetični akcelerogram

maksimalnega pospeška, kot ga lahko na podlagi obstoječih registracij pričakujemo v naših pogojih.



Slika 6. Spekter odziva sintetičnega akceleroograma in projektni spekter za TE Šoštanj 5 pri 5% dušenju, normiran na maksimalni pospešek tal 11% g

Spekter odziva predstavlja maksimalne pospeške konstrukcije z eno prostostno stopnjo v odvisnosti od periode lastnega nihanja in od dušenja konstrukcije pri potresni obtežbi. Spekter odraža frekvenčni sestav nihanja tal pri potresu, ki ga pričakujemo na izbrani lokaciji. Za račun konstrukcij se uporablja projektni spekter. Lahko je enak spektru odziva, vendar to ni nujno. Empirično je ugotovljeno, da je oblika spektra odvisna predvsem od magnitude potresa, oddaljenosti od žarišča ter lokalnih pogojev tal. Projektni spekter za TE Šoštanj V je dan na sliki 4.

Za dinamično analizo konstrukcije (račun časovnega poteka odziva) potrebujemo kot vhodni podatki tudi akceleroگرامe pričakovanih potresov. Pri tem lahko uporabljamo bodisi dejanske akceleroگرامe, ki so bili registrirani pri podobnih potresih na podobnih lokacijah, ali pa sintetične, računalniško generirane, akceleroگرامe, pri čemer so upoštevane pričakovane karakteristike potresa na lokaciji. Običajno nimamo na voljo serije dejanskih akceleroگرامov, ki vsi ustrezajo pričakovanemu potresu na lokaciji (vključno s spektrom odziva). Zato je z uporabo dejanskih akceleroگرامov večkrat nemogoče izvršiti dinamično analizo, ki bi bila kompatibilna z osnovno analizo, to je z analizo z uporabo projektnih spektrov. Z ustreznimi

metodami se da tako dejanski kot sintetični akceleroگرام predelati tako, da njegov spekter odziva ustreza projektnemu spektru. Primer sintetičnega akcelerograma, katerega spekter ustreza projektnem spektru za TE Šoštanj V, je dan na sliki 5, medtem ko njegov spekter odziva lahko vidimo na sliki 6.

6. SKLEP

Potresna obtežba je zaradi svoje narave izredno težko predvidljiva. Uporaba samo determinističnih metod, ki običajno slonijo na ocenah najneugodnejših scenarijev, lahko privedejo do preveč konzervativnih parametrov in s tem do neracionalne gradnje. Verjetnostne metode pa prinašajo več informacije o naravi potresne obtežbe, saj dajejo vsaj oceno o povratnih periodah izbranih obtežb. Skupaj z determinističnimi metodami omogočajo izbiro takih projektnih parametrov, ki zagotavljajo varno in racionalno gradnjo.

ZAHVALA

Raziskave na področju razvoja metod za analizo potresne nevarnosti sta sofinancirala Raziskovalna skupnost Slovenije in Seizmološki zavod SR Slovenije.

LITERATURA

- Breška Z. s sodelavci (1981—1985): Verjetnostne metode v potresnem inženirstvu, Raziskovalna naloga za Raziskovalno skupnost Slovenije, C2-0138/792.
- IKPIR (1986): Projektni seizmični parametri za TE Šoštanj V, poročilo IKPIR FAGG 9/86.
- IKPIR in Seizmološki zavod SRS (1986): Analiza potresne nevarnosti na ozemlju SR Slovenije za obdobje 300 let, naročnik JE Krško.
- IKPIR (1987): Določanje potresne nevarnosti, raziskovalna naloga za Mestno raziskovalno skupnost Ljubljana in Seizmološki zavod SR Slovenije.
- IKPIR (1987): Vrednovanje mogućih lokacija odlagališta RAO unutar širih područja, naročnik INA PROJEKT, Zagreb.

Prispevek k seizmični analizi armiranobetonskih stavb

UDK 624.131.55:624.012.45

Izvleček

V članku so zbrani nekateri rezultati eksperimentalnih in analitičnih raziskav 7-nadstropne armiranobetonske stenasto-skeletne stavbe. Na podlagi rezultatov, ki jih je mogoče posplošiti na račun podobnih konstrukcij, so izpeljani sklepi, pomembni za analizo potresno varnih armiranobetonskih stavb.

UVOD

Med močnimi potresi pride pri večini stavb do neelastičnih deformacij (poškodb). Zaradi tega je mogoče dejansko obnašanje konstrukcij realistično simulirati samo z nelinearno dinamično analizo. Natančnost rezultatov analize je seveda odvisna od natančnosti vhodnih podatkov, to je podatkov o potresni obtežbi in o neelastičnem obnašanju posameznih elementov konstrukcije. Kljub številnim raziskavam po celem svetu je natančnost teh podatkov zaenkrat še majhna, zato za analizo v praksi ni smiselno uporabljati pretirano natančnih matematičnih modelov. Optimalni modeli naj bi bili čim bolj enostavni, vendar naj bi zajeli vse bistvene značilnosti nelinearnega obnašanja stavb in dajali rezultate ustrezne natančnosti (ob upoštevanju omejitev, ki jih postavlja (ne)natančnost podatkov). Ustreznost matematičnih modelov je mogoče preveriti s primerjavo z bolj natančnimi modeli, še boljše pa s primerjavo z eksperimentalnimi rezultati.

Trenutno je nelinearna dinamična analiza omejena le na raziskovalno delo in na projektiranje zelo pomembnih objektov. V praksi se po celem svetu uporablja linearna analiza. Raziskave kažejo, da lahko relativno enostavni modeli, kot npr. psevdotridimenzionalen model, ki ga uporablja program EAVEK, zelo dobro simulirajo dejansko obnašanje stavb pri šibkih in zmerno močnih potresih [1]. Enaki modeli se v praksi uporabljajo tudi za projektiranje stavb pri močnih potresih. Pri tem se vpliv neelastičnih deformacij približno zajame z uporabo korigiranega spektra odziva, kjer je

Avtorja:

Prof. dr. Peter Fajfar in mag. Matej Fischinger, FAGG, VTOZD GG, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR)

A CONTRIBUTION TO SEISMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

Summary

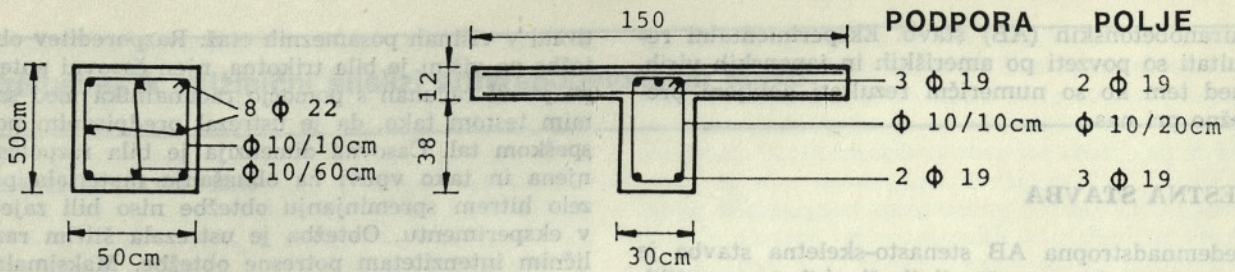
Some results of experimental and analytical investigations of a 7-story reinforced concrete frame-wall building are presented in the paper. Conclusions relevant for analysis of earthquake resistant reinforced concrete buildings are drawn from the results which can be generalised to the majority of similar structures.

upoštevani neki povprečen faktor duktilnosti, značilen za povprečne konstrukcije določenega tipa. Izkušnje kažejo, da večina stavb, projektiranih na tak način, preživi močne potrese. Mnoge od teh so predimenzionirane, kar pomeni, da so bila vlaganja v potresno odpornost prevelika. Večkrat pa je mogoče po močnem potresu opaziti tudi stavbe, ki so se porušile, čeprav so bile grajene v skladu s predpisi. Z elastično analizo namreč ni mogoče dobiti nobene ocene o duktilnosti konstrukcije, prav tako pa ni mogoče dobiti zadovoljive ocene o dejanski nosilnosti konstrukcije. Duktilnost in nosilnost konstrukcije pa sta dva od treh osnovnih parametrov (tretji parameter je togost konstrukcije), od katerih je najbolj bistveno odvisno obnašanje konstrukcij med močnimi potresi.

Iz navedenega je jasno, da bo za racionalno projektiranje slej ko prej potrebno razviti in uporabljati metode, ki po eni strani omogočajo ustrezno oceno togosti, nosilnosti in duktilnosti konstrukcije, kot tudi oceno potrebne duktilnosti med pričakovanim potresom, po drugi strani pa niso bolj komplicirane, kot je smiselno glede na nenatančnost vhodnih podatkov.

Za razvoj takih metod je potrebno obsežno eksperimentalno in analitično delo. Pomemben prispevek pri tem predstavljajo raziskave 7-nadstropne armiranobetonske stenasto-skeletne konstrukcije, ki je bila v preteklih letih testirana in analizirana v okviru skupnega ameriško-japonskega raziskovalnega projekta. Nekaj analitičnih raziskav je bilo opravljenih tudi v IKPIR. Rezultati vseh testov in analiz omogočajo boljše razumevanje dejanskega obnašanja armiranobetonskih konstrukcij pri močnih potresih, to pa je prvi pogoj za razvoj ustreznih matematičnih modelov.

V članku so prikazani nekateri rezultati raziskav in njihove možne implikacije na projektiranje ar-

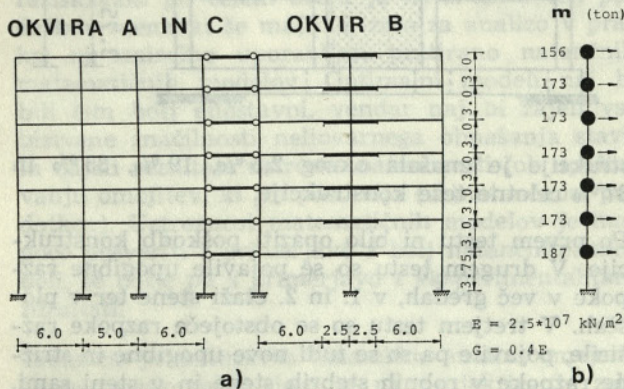


Slika 2. Prereza tipičnega stebra in grede

ne. Razpoke v ploščah blizu robnih stebrov stene so kazale na navpične premike robnih stebrov. Konstrukcija kot celota je obdržala svojo integriteto in stabilnost.

Z večanjem poškodb so se zaradi zmanjševanja togosti povečali nihajni časi konstrukcije. Osnovni nihajni časi so po posameznih testih znašali 0,43, 0,55, 1,15 in 1,36 sekunde. Ekvivalentna togost konstrukcije je tako na koncu četrtega testa znašala le še eno desetino togosti nepoškodovane konstrukcije. Amplitude vibracij, pri katerih so bili izmerjeni omenjeni nihajni časi, so znašali 1, 15, 75 in 150 mm. Ustrezni koeficienti dušenja so znašali 1,2, 2,0, 7,7 in 11,4 odstotka kritičnega dušenja.

Po končanem četrtem testu je bila konstrukcija popravljena s pomočjo epoksi injektiranja in epoksi malte. Instalirani so bili lahki nekonstruktivni elementi in še enkrat so bili izvršeni podobni testi kot na osnovni konstrukciji. Obnašanje popravljene konstrukcije je bilo zelo podobno obnašanju osnovne konstrukcije.



Slika 3. Matematični model konstrukcije:
a) za račun odziva s programom DRAIN-2D,
b) za analizo lastnega nihanja

Do porušitve konstrukcije je prišlo pri končnem statičnem testu z enakomerno razporejeno obtežbo po višini. Pri celotni prečni sili velikosti okrog 51 % teže je prišlo nenadoma do strižnega loma stene v 1. nadstropju. Vzdolžna armatura v robnih stebrih stene se je prelomila. Beton je bil zdrobljen pri steni v celotnem 1. nadstropju. Pomik na vrhu stavbe je v trenutku porušitve znašal okrog 290 milimetrov.

Poleg testov v Tsukubi je bil izvršen še niz spremljajočih testov na posameznih elementih konstruk-

cije in na modelih konstrukcije. Med temi omenjamo le testiranje modela v merilu 1 : 5 na potresni mizi v Berkeleyu. Zaradi razlik med konstrukcijami dveh različnih velikosti (merili 1 : 1 in 1 : 5); pa tudi zaradi razlik v načinu testiranja (psevdo-dinamično in dinamično); je prišlo do določenih razlik v obnašanju konstrukcije, vendar je bilo globalno obnašanje v obeh primerih podobno.

RAČUNI IN NJIHOVI GLAVNI ZAKLJUČKI

Matematično modeliranje armiranobetonskih konstrukcij v neelastičnem področju je zelo zahtevno. Rezultati raziskav kažejo, da je vendarle s sorazmerno enostavnimi modeli mogoče dobiti dobro ujemanje med analitičnimi in eksperimentalnimi rezultati, če pri modeliranju uporabimo del eksperimentalnih rezultatov (npr. Kabeyasava in soavtorji [4], Fajfar in Fischinger [2]). V obeh omenjenih primerih je bila analizirana 7-nadstropna AB konstrukcija, obravnavana v tem članku. V obeh primerih je bil uporabljen običajen model ravninskega okvira (slika 3 a), pri čemer je bilo predpostavljeno, da je vsa plastifikacija koncentrirana v vozliščih, medtem ko ostanejo elementi med vozlišči elastični. Japonski raziskovalci so ob upoštevanju eksperimentalnih rezultatov razvili posebne matematične modele za posamezne konstrukcijske elemente in tako uspeli dobiti zelo dobro korelacijo med računi in eksperimenti. Namen domače študije je bil predvsem oceniti možnosti za simulacijo nelinearnega obnašanja konstrukcij v fazi projektiranja. Uporabljen je bil znani program za nelinearno seizmično analizo ravninskih konstrukcij DRAIN-2D. Program je bil dopolnjen z novim modelom elementa, ki omogoča precej natančno modeliranje nelinearnega upogibnega obnašanja armiranobetonskih elementov. Večina podatkov za program je bilo definiranih s pomočjo osnovnih podatkov o konstrukciji in o materialu, ki so znani že v fazi projektiranja. Nekateri podatki pa so bili vendarle nekoliko modificirani, tako da so boljše odražali najpomembnejše značilnosti obnašanja konstrukcije, opažene med testi.

Dosežena je bila dobra korelacija globalnega obnašanja konstrukcije. Časovni poteki pomikov na vrhu in celotne prečne sile v 1. nadstropju so prikazani na slikah 4 in 5. Rezultati analize z modificiranim programom DRAIN-2D so označeni z DRAIN. Oznaka PSD-3 se nanaša na rezultate, dobljene med tretjim testom v Tsukubi, oznaka

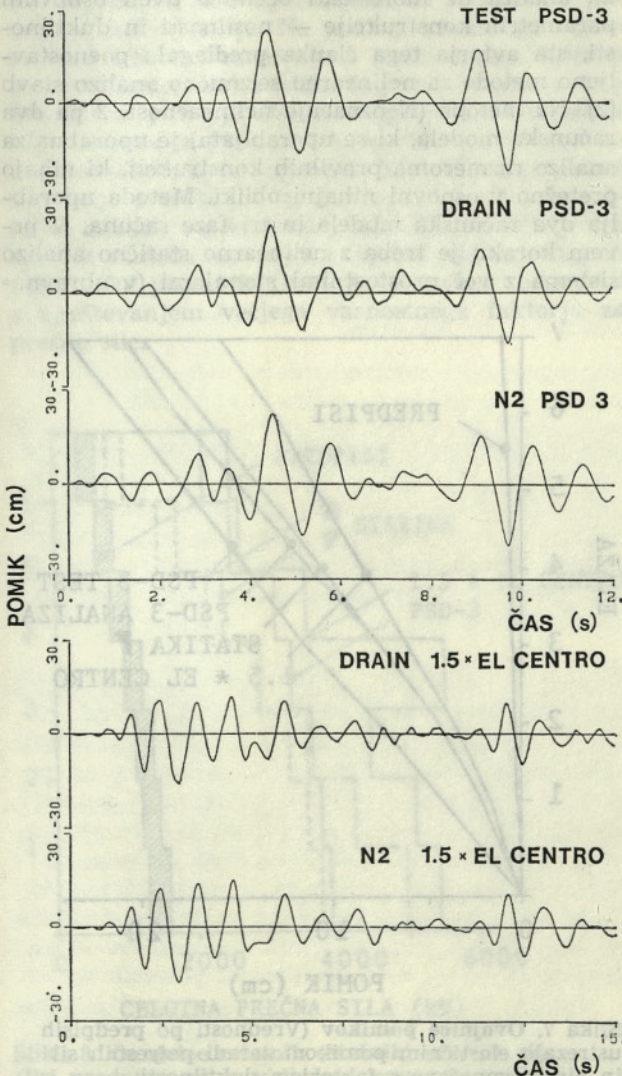
1.5* EL CENTRO pa predstavlja odziv pri obtežbi z akcelerogramom El Centro 1940 (komponenta S00E), pomnoženi z vrednostjo 1,5.

Ujemanje obnašanja posameznih nosilnih elementov konstrukcije ni tako dobro kot ujemanje globalnega obnašanja konstrukcije. Velike razlike je npr. mogoče opaziti v spodnjem delu ovojnice pomikov (slika 7), kjer so merjeni pomiki precej večji od izračunanih. To razliko povzroča preveč enostaven matematičen model stene.

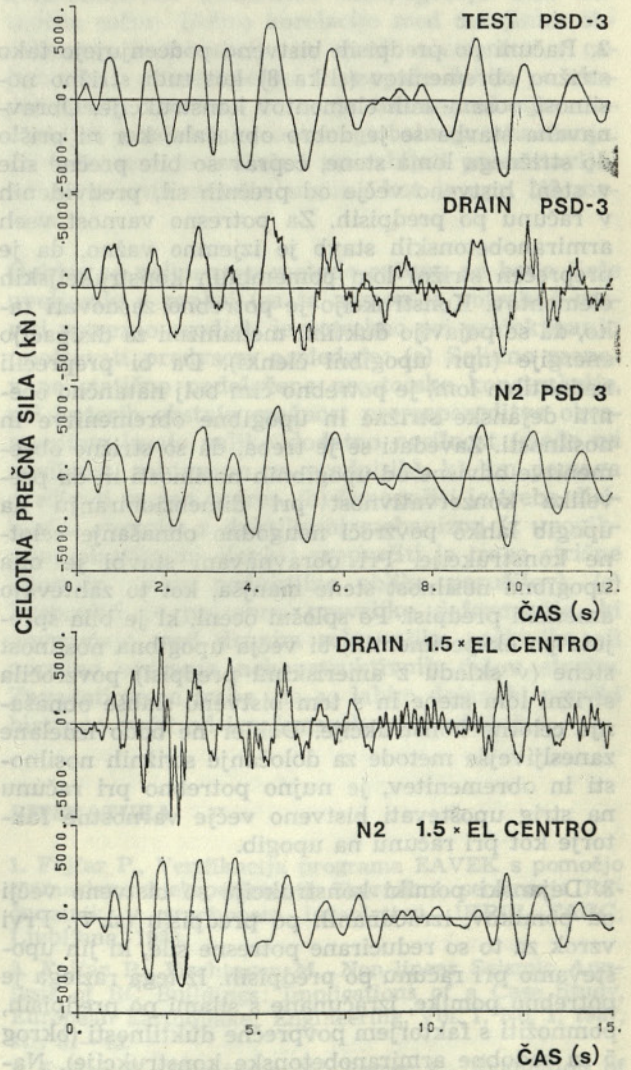
Primerjava rezultatov natančnejšega računa, ki dokaj dobro simulira dejansko obnašanje konstrukcije, in rezultatov računa po predpisih, ki temelji na elastični analizi, je pokazala predvsem tri zelo pomembne razlike, ki jih je mogoče posplošiti na večino stavb.

1. Dejanska nosilnost konstrukcije je bistveno večja od nosilnosti po predpisih (slika 6). Povečana nosilnost (angl. »overstrength«) izvira predvsem iz naslednjih vzrokov: (a) V metodah po predpisih

ni upoštevan ugoden vpliv prerazporeditve obtežbe v duktilnih statično nedoločeni konstrukcijah. (b) Količina armature v številnih nosilnih elementih je določena glede na minimalne zahteve v predpisih, ki zahtevajo več armature, kot sledi iz statičnega računa. (c) V matematičnih modelih, ki se uporabljajo za račun po predpisih, je upoštevan niz konzervativnih predpostavk. Pri obravnavani stavbi se je npr. pokazal velik vpliv prostorskega obnašanja konstrukcije na njeno nosilnost, čeprav je konstrukcija povsem simetrična in obtežena samo v eni smeri. Prostorski vpliv izhaja iz povezave med steno in okviroma v oseh A in C s prečnimi nosilci. (d) Dejanska nosilnost materialov je v večini primerov večja od vrednosti, ki jih upoštevajo predpisi. Prav tako ni upoštevan vpliv utrjevanja materiala. Zaradi vseh navedenih razlogov ima večina ustrezno zasnovanih armiranobetonskih stavb dva do trikrat večjo nosilnost od nosilnosti, zahtevane po predpisih in s tem dejstvom lahko razložimo solidno obnašanje večine sodobnih armiranobetonskih stavb pri zelo močnih potresih. Če

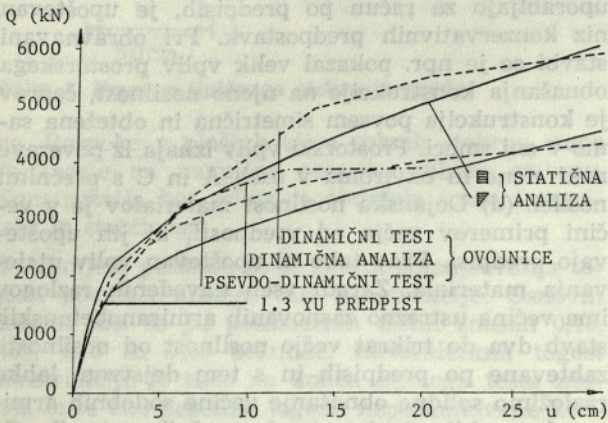


Slika 4. Časovni odzivi pomikov na vrhu



Slika 5. Časovni odziv celotnih prečnih sil spodaj

stavbe ne bi imele dodatne nosilnosti, bi prišlo med močnimi potresi do večjega števila porušitev. Ocene dodatne nosilnosti ni mogoče dobiti z elastično analizo, pač pa je za to potrebna nelinearna analiza.



Slika 6. Odnosi med celotno prečno silo spodaj in pomikom na vrhu

2. Računi po predpisih bistveno podcenjujejo tako strižno obremenitev (slika 8) kot tudi strižno nosilnost posameznih elementov konstrukcije. Obravnavana stavba se je dobro obnašala, ker ni prišlo do strižnega loma stene, čeprav so bile prečne sile v steni bistveno večje od prečnih sil, predvidenih v računu po predpisih. Za potresno varnost vseh armiranobetonskih stavb je izjemno važno, da je preprečen strižni lom pomembnih konstrukcijskih elementov. Konstrukcijo je potrebno zasnovati tako, da se pojavijo duktilni mehanizmi za disipacijo energije (npr. upogibni členki). Da bi preprečili neduktilen lom, je potrebno čim bolj natančno oceniti dejanske strižne in upogibne obremenitve in nosilnosti. Zavedati se je treba, da so strižne obremenitve odvisne od upogibnih nosilnosti in da prevelika konzervativnost pri dimenzioniranju na upogib lahko povzroči neugodno obnašanje celotne konstrukcije. Pri obravnavani stavbi je bila upogibna nosilnost stene manjša, kot to zahtevajo ameriški predpisi. Po splošni oceni, ki je bila sprejeta po eksperimentih, bi večja upogibna nosilnost stene (v skladu z ameriški predpisi) povzročila strižni lom stene in s tem bistveno slabše obnašanje celotne konstrukcije. Dokler ne bodo izdelane zanesljivejše metode za določanje strižnih nosilnosti in obremenitev, je nujno potrebno pri računu na strig upoštevati bistveno večje varnostne faktorje kot pri računu na upogib.

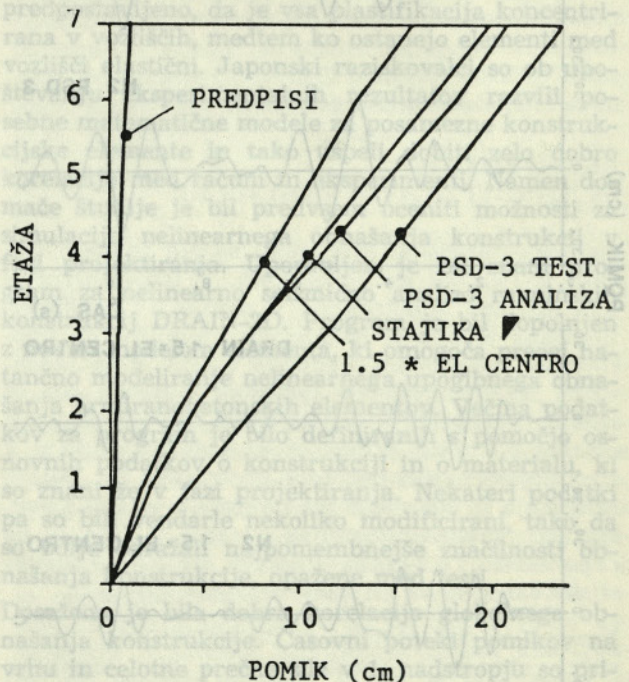
3. Dejanski pomiki konstrukcije so bistveno večji od pomikov, izračunanih po predpisih (sl. 7). Prvi vzrok za to so reducirane potresne sile, ki jih upoštevamo pri računu po predpisih. Iz tega razloga je potrebno pomike, izračunane s silami po predpisih, pomnožiti s faktorjem povprečne duktilnosti (okrog 5 za sodobne armiranobetonske konstrukcije). Nadaljnje povečanje dejanskih pomikov povzroča pri

obravnavani konstrukciji zmanjšanje togosti konstrukcije zaradi poškodb med potresom. Ta vpliv je odvisen od različnih dejavnikov in ga je z elastično analizo težko oceniti. Posledica podcenjene velikosti pomikov so lahko prevelike poškodbe, pa tudi trki sosednjih stavb.

V IKPIR-u smo isto konstrukcijo dimenzionirali tudi po veljavnih jugoslovanskih predpisih in analizirali njeno nelinearno obnašanje pri istih potresih [3]. Zaradi manj strogih konstrukcijskih zahtev po jugoslovanskih predpisih bi bila stavba cenejša (manj armature), po drugi strani pa bi bilo njeno obnašanje med močnimi potresi nekoliko slabše (več poškodb), vendar ne bi prišlo do porušitve.

N2 — METODA ZA NELINEARNO SEIZMIČNO ANALIZO STAVB

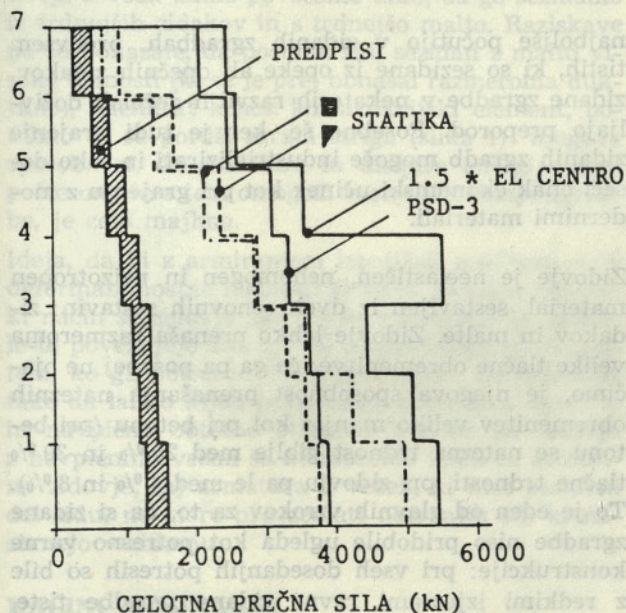
Ob upoštevanju dejstva, da je (a) v fazi projektiranja nemogoče natančno določiti nelinearen dinamični odziv konstrukcije in da (b) običajna elastična analiza ne more dati ocene o dveh osnovnih parametrih konstrukcije — nosilnosti in duktilnosti, sta avtorja tega članka predlagala poenostavljeno metodo za nelinearno seizmično analizo stavb [2]. N2 metoda (N označuje nelinearnost, 2 pa dva računski modela, ki se uporabljata) je uporabna za analizo razmeroma pravilnih konstrukcij, ki nihajo pretežno v osnovni nihajni obliki. Metoda uporablja dva računski modela in tri faze računa. V prvem koraku je treba z nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami (v obravna-



Slika 7. Ovojnice pomikov (Vrednosti po predpisih ustrezajo elastičnim pomikom zaradi potresnih sil in niso pomnožene s faktorjem duktilnosti. Statični pomiki ustrezajo pomiku na vrhu 20 cm)

vanem primeru model po sliki 3 a) določiti togost, nosilnost in duktilnost konstrukcije pri obtežbi z monotono naraščajočo horizontalno obtežbo. V drugem koraku se na podlagi karakteristik, izračunanih v prvem koraku, določi ustrezen sistem z eno prostostno stopnjo. V tretjem koraku je treba izračunati maksimalne pomike sistema z eno prostostno stopnjo s pomočjo nelinearne dinamične analize ali s pomočjo nelinearnega spektra odziva. S pomočjo primerjave duktilnosti, ki jo konstrukcija ima, in duktilnosti, ki jo potrebuje, lahko ocenimo predvideno obnašanje stavbe med bodočimi potresi. Avtorja menita, da je metoda relativno enostavna in da omogoča racionalno projektiranje razmeroma pravilnih konstrukcij v visokogradnji (to so približno simetrične konstrukcije, ki nimajo velikih skokov v togosti in masah po višini). Široka praktična uporaba metode bo mogoča, ko bodo izdelana splošno dostopna orodja za posamezne faze računa (npr. splošen računalniški program za nelinearno statično analizo, splošni nelinearni spektri odziva), ki so trenutno še v pripravi.

N2-metoda je bila uporabljena za analizo obravnavane konstrukcije. Na podlagi statičnega odnosa med trikotno razporejeno horizontalno obtežbo in pomikom na vrhu (slika 6) je bil določen ustrezen sistem z eno prostostno stopnjo. Časovni odziv tega sistema je (po ustrezni transformaciji) prikazan na slikah 4 in 5 (oznaka N2). Vidno je dobro ujemanje pomikov z rezultati poizkusa in natančnejše analize s programom DRAIN-2D. Pri prečni sili N2 metoda ne zajema vpliva višjih nihajnih oblik. To pomanjkljivost je potrebno odpraviti z upoštevanjem večjega varnostnega faktorja za prečne sile.



Slika 8. Ovojnice celotnih (etažnih) prečnih sil. (Pri predpisih so že vključeni varnostni faktorji. Statične vrednosti ustrezajo pomiku na vrhu 20 cm)

SKLEPI

Testi v okviru ameriško-japonskega projekta so pokazali, da so ustrezno zasnovane in dimenzionirane armiranobetonske konstrukcije sposobne prenesti zelo močne potrese. Takšne konstrukcije imajo nosilnost, ki je iz različnih vzrokov bistveno večja od nosilnosti, zahtevanih po predpisih, pa tudi sposobnost duktilnega obnašanja.

Dejansko obnašanje konstrukcije med močnim potresom, ko pride do večjih poškodb, je mogoče oceniti samo z nelinearno analizo. Običajen postopek računa po predpisih, ki temelji na elastični analizi in približno upošteva ugoden vpliv nelinearnih učinkov, ne omogoča ocene dveh osnovnih parametrov: nosilnosti in duktilnosti. Zaradi tega ne omogoča **racionalnega** projektiranja, čeprav izkušnje kažejo, da **v kombinaciji z dobro zasnovano** večinoma omogoča ustrezno potresno **varnost**.

Po drugi strani negotovosti podatkov o pričakovani potresni obtežbi in o nelinearnem obnašanju konstruktivnih elementov onemogočajo zelo natančen račun. Dobro korelacijo med detajlnim obnašanjem konstrukcije in njenih elementov v računu in v eksperimentu je mogoče dobiti po eksperimentu, medtem ko se je treba pred njim zadovoljiti predvsem z oceno globalnega obnašanja. Za ta namen je smiselno uporabljati poenostavljene nelinearne metode analize, kot je npr. N2 metoda.

Dokler se nelinearne metode računa ne bodo širše uveljavile v praksi (za ta namen je potrebno razviti ustrezno orodje), je potrebno pri projektiranju upoštevati predvsem naslednje: (a) Solidno zasnovane statično nedoločene prostorske konstrukcije, pri katerih obstaja možnost prerazporeditve obremenitev, imajo veliko dodatno nosilnost (glede na nosilnost, zahtevano po predpisih), ki jim pomaga preživeti močan potres. (b) Omogočiti je treba disipacijo energije z duktilnimi mehanizmi (z upogibnimi plastičnimi členki; preprečiti je treba strižne lome in ostale neduktilne oblike porušitev). (c) Preprečiti je potrebno prevelike deformacije, ki povzročajo med drugim zelo velike poškodbe ali popolno uničenje nekonstruktivnih delov stavbe. Zavedati se je treba, da so lahko dejanski pomiki bistveno večji od izračunanih po predpisih.

LITERATURA

1. Fajfar P., Verifikacija programa EAVEK s pomočjo primerjave z eksperimenti, Zbornik 4. seminarja Računalnik v gradbenem inženirstvu, IKPIR FAGG, Ljubljana, 1988.
2. Fajfar P., Fischinger M., Non-linear Seismic Analysis of RC Buildings: Implications of a Case Study, European Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, 1987, str. 31–43.
3. Fajfar P., Fischinger M., Remeč Č., Evaluation of Aseismic Provisions in the U.S.A. and Yugoslavia,

- Report IKPIR 28A, EK University in Ljubljana, 1985.
4. Kabeyasava T., Shiohara H., Otani S., Aoyama H., Analysis of the Full-Scale Seven Story Reinforced Concrete Test Structure, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Vol. 37, No. 2, 1983, str. 431—478.
5. United States/Japan Joint Technical Coordinating Committee, Interim Summary Report on Tests of 7-Story RC Building, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 10, 1984, str. 2393—2411.
6. U.S.-Japan Cooperative Research Program, Tests of Reinforced Concrete Structures, Proceedings, 8. svetovni kongres o potresnem inženirstvu, San Francisco, Prentice Hall, Vol. VI., 1984, str. 593—706.

ZAHVALA

V članku so prikazani rezultati raziskav, ki sta jih financirala Raziskovalna skupnost Slovenije in Skupni jugoslovansko-ameriški sklad za znanstveno in tehnološko sodelovanje. Pri raziskavah sta v okviru akcije 2000 novih raziskovalcev sodelovala tudi Crt Remec in Franc Capuder.

Dimenzioniranje armiranega zidovja na potresno obtežbo

UDK 624.131.55:692:693

MIHA TOMAŽEVIČ

Povzetek

Članek obravnava osnove za dimenzioniranje armiranega zidovja na potresno obtežbo. Podaja enačbe za račun strižne in upogibne nosilnosti armiranih zidov, ki so bile razvite na podlagi obsežnih raziskav obnašanja različnih vrst armiranega zidovja pri cikličnih vodoravnih obtežbah, hkrati pa tudi opisuje pogoje, ki jih mora izpolnjevati armirano zidovje, da bi enačbe v polni meri lahko veljale. Na podlagi rezultatov izvršenih raziskav v sklepih daje priporočila za gradnje armiranih zidanih zgradb na potresnih območjih, prav tako pa priporoča tudi nekatere spremembe in dopolnila ustrezne tehnične regulative.

Summary

In the article the fundamentals for the design of reinforced masonry walls for seismic actions are discussed. The equations for the calculation of shear and flexural resistance of reinforced masonry walls, developed on the basis of an extensive number of tests of different types of masonry walls subjected to cyclic lateral loading, are explained. On the basis of test results, recommendations for the construction and design of reinforced masonry buildings in seismic zones are given, and some changes in the related technical regulations are suggested.

UVOD

Zidovje v najrazličnejših oblikah je poleg lesa verjetno najstarejši gradbeni material. To dokazujejo številne, več tisoč let stare, pa še vedno razmeroma dobro ohranjene zidane zgradbe. Čeprav so zidovje pred dobrimi sto leti začeli nadomeščati modernejši gradbeni materiali, kot sta jeklo in armirani beton, pa zidane zgradbe še danes predstavljajo dovršen del gradbenega fonda, predvsem na področju stanovanjske gradnje. Zidana je tudi praktično vsa naša gradbeno-arhitekturna kulturna dediščina, kateri danes, včasih že rahlo naveličani večnega iskanja novosti v moderni arhitekturi, posvečamo vedno več pozornosti.

Ker se ljudje kljub vsem mogočim izolacijskim materialom, ki naj bi izboljšali pogoje bivanja v modernih betonskih stanovanjskih silosih, še vedno

najboljše počutijo v zidanih zgradbah, predvsem tistih, ki so sezidane iz opeke ali opečnih zidakov, zidane zgradbe v nekaterih razvitih deželah doživljajo preporod. Posebno še, ker je tudi grajenje zidanih zgradb mogoče industrializirati in tako doseči enak ekonomski učinek kot pri grajenju z modernimi materiali.

Zidovje je neelastičen, nehomogen in neizotropen material, sestavljen iz dveh osnovnih sestavin: zidakov in malte. Zidovje lahko prenaša razmeroma velike tlačne obremenitve; če ga pa posebej ne ojačimo, je njegova sposobnost prenašanja natezних obremenitev veliko manjša kot pri betonu (pri betonu se natezna trdnost giblje med 20 % in 30 % tlačne trdnosti, pri zidovju pa le med 4 % in 8 %). To je eden od glavnih vzrokov za to, da si zidane zgradbe niso pridobile ugleda kot potresno varne konstrukcije: pri vseh dosedanjih potresih so bile z redkimi izjemami ravno zidane zgradbe tiste, ki so jih potresi najbolj poškodovali, njihove poškodbe oziroma porušitve pa so zahtevale tudi največ človeških žrtev.

Avtor:

Dr. Miha Tomažević, dipl. inž. gradb., izredni profesor, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, Dimičeva 12, 61000 Ljubljana



Slika 1. Nearmirani zid v trenutku strižne porušitve

Natezno trdnost in s tem potresno odpornost zidovja seveda lahko povečamo tako, da ga sezidamo iz trdnjših zidakov in s trdnjšo malto. Raziskave pa so pokazale, da postane zid, sezidan z malto visoke trdnosti (ki se je prej obnašal razmeroma duktilno), naenkrat krhek konstrukcijski element, posebno če se poruši zaradi striga (slika 1): njegova sposobnost, da absorbira in disipira energijo med potresom, in s tem omogoči varno obnašanje zgradbe, je zelo majhna.

Ideja, da bi z armiranjem izboljšali nosilnostne in deformabilnostne lastnosti zidovja, ni nova. Na neki način se zidovje ojačuje že z navpičnimi vezmi: le-te povezujejo zidovje in preprečujejo, da bi potem, ko ga potresne sile poškodujejo, ne razpadlo, tako da lahko kljub poškodbam prenaša svojo težo in navpično obtežbo stropov. Vendar pa zidovja z navpičnimi vezmi še ne moremo imeti za armirano zidovje, saj armatura v vezeh, ki niso sestavni del zidu, ne more prevzemati notranjih sil, ki nastanejo v zidovju.

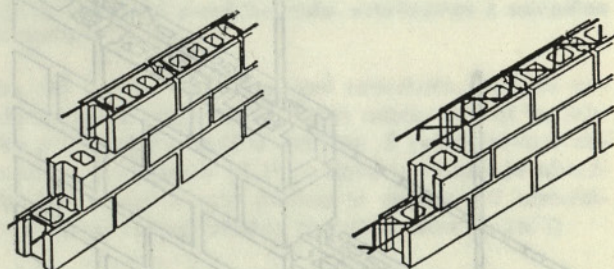
NAČINI ARMIRANJA

Načinov armiranja zidovja je glede na specifičnost grajenja veliko. Tako kot naši predpisi za gra-

jenje objektov visoke gradnje na potresnih območjih (Pravilnik, 1981), armirano zidovje lahko razdelimo na:

- armirano zidovje z navpičnimi vezmi,
- armirano zidovje z armaturo na sredini zidu in
- armirano zidovje z armaturo v zidakah.

Armirano zidovje z navpičnimi vezmi je pravzaprav zidovje, uokvirjeno z navpičnimi vezmi, ki je še posebej armirano z vodoravno armaturo, položeno v vodoravne spojnice med zidaki in sidrano na koncih zidu v navpične vezi.



Slika 2. Tipična vodoravna armatura v spojnicah med zidaki

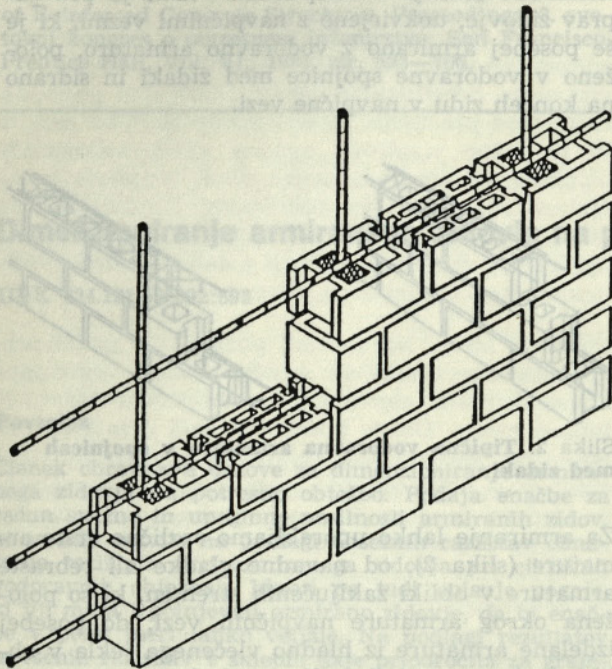
Za armiranje lahko uporabljamo različne vrste armature (slika 2), od navadne gladke ali rebraste armature v obliki zaključenih stremen, ki so položena okrog armature navpičnih vezi, do posebej izdelane armature iz hladno vlečenega jekla v obliki dveh vzporednih palic, medsebojno povezanih s privarjenimi prečkami ali s poševno upognjenimi palicami. Premer armature, ki mora biti manjši od debeline vodoravne spojnice (da se zidaki ne razcepijo zaradi koncentracij napetosti, ki bi nastale pri neposrednem stiku med jekleno armaturo in zidakom), je navadno omejen na največ 8 mm.

Za zidanje lahko uporabimo kakršnekoli zidake, od polne opeke do votlakov, ki imajo na gornji strani posebej izoblikovane kanale, v katere vložimo vodoravno armaturo.

Armirano zidovje z armaturo na sredini zidu (reinforced grouted masonry) sestoji iz dveh med seboj ločenih zidanih slojev, sezidanih bodisi iz opeke bodisi iz votlakov, med katerima je položena navpična in vodoravna armatura, ki je zalita z zalivno maso (grout — posebne vrste tekoči beton). Seveda sta oba zidana sloja zidu v enakomernih presledkih med seboj povezana s stremeni, tako da po zalitju armature vsi trije sloji zidu skupaj tvorijo monolitno celoto. Takega načina armiranega zidovja pri nas pravzaprav ne poznamo, je pa običajen v ZDA.

Armirano zidovje z armaturo, ki je vgrajena in zalita v zidakah, predstavlja osnovno obliko pravega armiranega zidovja (slika 3). Za zidanje se uporabljajo posebej izoblikovani zidaki z luknjami, sam postopek zidanja pa je naslednji: najprej se

položi navpična armatura, nato pa se med zidanjem zidu, tako kot pri armiranem zidovju z navpičnimi vezmi, v vodoravne spojnice ali v kanale na zgornji strani zidakov položi vodoravna armatura (slika 2). Medtem ko se vodoravna armatura zalije z malto za zidanje, se navpična armatura zalije z betonom ali s posebno zalivno maso hkrati z napredovanjem zidanja ali pa šele potem, ko je končano zidanje etaže.



Slika 3. Armatura v zidakih

OSNOVE ZA DIMENZIONIRANJE ARMIRANEGA ZIDOVJA

V zadnjih desetih letih so razmeroma številne raziskave obnašanja armiranega zidovja pri cikličnih potresnih obtežbah dalece precej podatkov, ki so bili

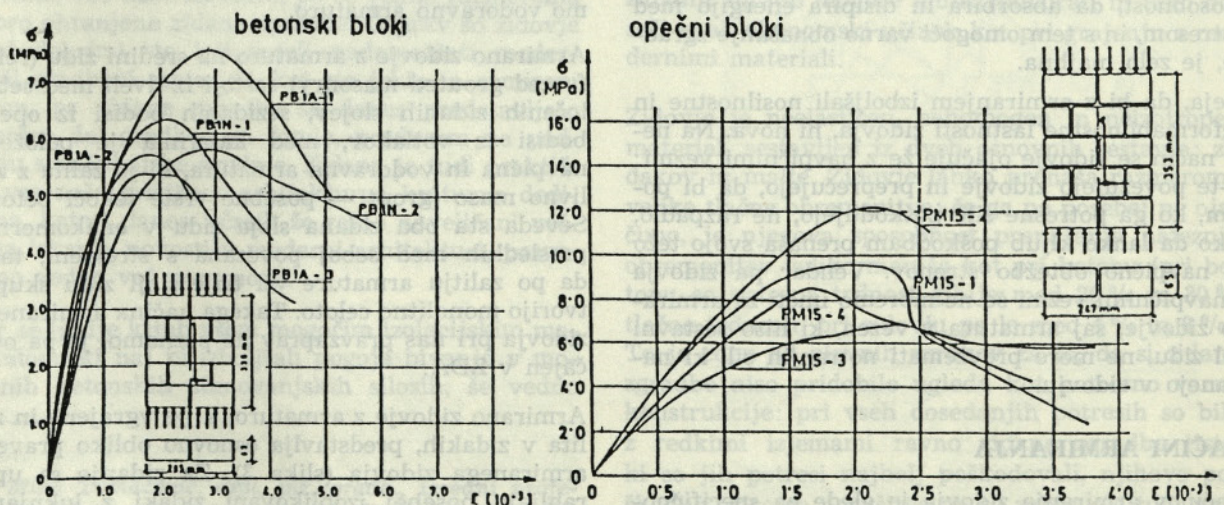
dobra osnova priporočilom za grajenje in dimenzioniranje armiranega zidovja (npr. CIB, 1987). Glede na to, da se zidovje pri čistih tlačnih obremenitvah obnaša zelo podobno kot beton (glej diagrame, dobljene s tlačno preiskavo dveh različnih vrst zidovja, prikazane na sliki 4), se je pokazalo, da v marsikaterem primeru lahko uporabimo analogijo z armiranim betonom, računске postopke pa prilagodimo specifičnim lastnostim zidovja.

K spoznavanju obnašanja armiranega zidovja pri potresnih obremenitvah smo velik delež prispevali tudi na ZRMK, kjer smo v zadnjih štirih letih obnašanje armiranega zidovja sistematično raziskovali. Do sedaj smo preiskali štiri serije po 16 zidov z armaturo v zidakih (vsega skupaj 64 zidov). Preiskane zidove, ki so bili armirani deloma samo z vodoravno, deloma pa z navpično in vodoravno armaturo, smo sezidali z različnimi vrstami zidakov in malte.

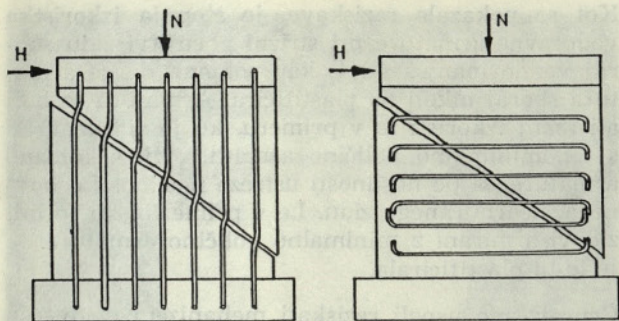
Rezultati raziskav so nam bili dobra osnova za to, da smo preučili mehanizem obnašanja armature v zidovju pri potresni obtežbi, razvili računске postopke za dimenzioniranje zidovja in določili pogoje, pri katerih te postopke lahko uporabljamo. Na tem mestu se ne bomo spuščali v podrobnosti, pač pa se bomo omejili na najpomembnejše sklepe, ki se nanašajo na obnašanje armiranega zidovja pri potresni obtežbi, pri čemer bomo obravnavali dva najbolj pogosta načina porušitve tj. strižno in upogibno porušitev zidu.

Strižna nosilnost

Kako naj bi armatura delovala pri strižni porušitvi zidu, je razvidno na sliki 5. Mehanizem njenega delovanja je seveda odvisen od smeri, v kateri je položena: navpično položena armatura bo po nastanku strižne razpoke prevzemala obremenitve z upogibanjem, s t. i. možničnim učinkom; če pa je položena vodoravno, bo obremenitve lahko prevzela s čistim nategom. Osnovna predpostavka



Slika 4. Delovni diagrami zidovja pri tlačnih obremenitvah (Tomažević in Žarnić, 1984, 1985)



Slika 5: Mehaničen delovanja armature pri strižni porušitvi zidu (po Priestley, 1980)

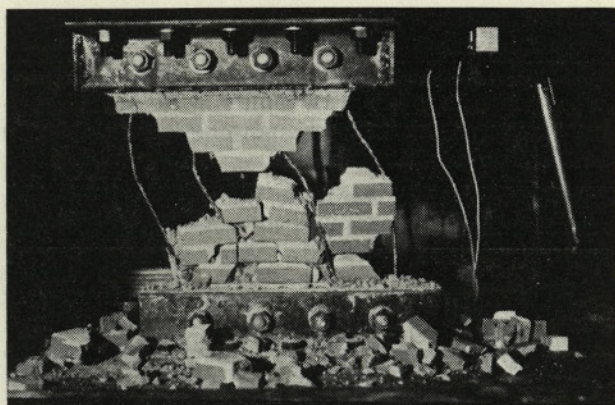
te hipoteze o delovanju armature pri strižni porušitvi zidu je, da se po nastanku strižne razpoke vodoravna obtežba v celoti prenaša z armaturo: sodelovanje zidu se izključi.

Enostaven račun pokaže (Priestley in Bridgeman, 1974, Tomažević, 1987), da pri kvalitetah armature in zalivne mase, ki jih običajno uporabljamo, enaka količina navpično položene armature, ki vodoravne obremenitve prenaša z možničnim učinkom, lahko prevzame le 18—25 % sile, ki bi jo prevzela vodoravno položena armatura, ki iste obremenitve prenaša s čistim nategom. Seveda naj bi v obeh primerih armatura kljub tako različni nosilnosti zagotovila duktilno obnašanje zidu.

Na žalost pa številne raziskave kažejo, da se armatura v zidovju pri strižni porušitvi zidu ne obnaša tako, kot bi bilo teoretično pričakovati. Predvsem to velja za navpično armaturo, bodisi enakomerno razporejeno bodisi skoncentrirano ob robovih zidu. Ugotovljeno je bilo, da navpična armatura praktično ne vpliva na obnašanje zidu, kadar se le-ta poruši zaradi striga. Rezultati preiskav obnašanja armiranega zidovja, izvršenih na potresni mizi Inštituta za preprečevanje naravnih katastrof (Disaster Prevention Research Institute) Univerze v Kyotu na Japonskem, kažejo (slika 6), da navpična armatura ni izboljšala niti nosilnosti zidu, še manj pa je preprečila njegovo krhko porušitev (Wakabayashi in sod., 1982). Podobne rezultate so pokazale tudi preiskave zidov na ZRMK (Tomažević in sod., 1986, 1987).

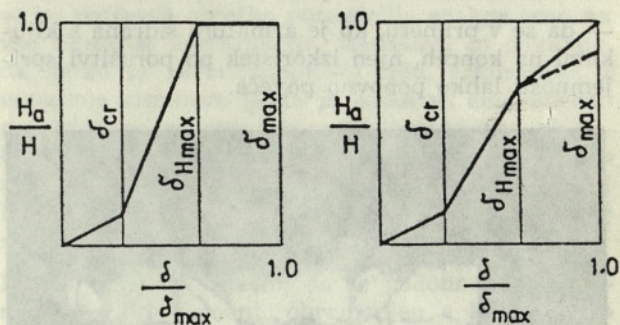
Raziskave kažejo, da se tudi vodoravno položena armatura ne obnaša povsem tako, kot bi bilo teoretično pričakovati (Tomažević in Žarnić, 1984, 1995, 1986). Razmeroma natančne meritve so nam omogočile, da smo analizirali obremenitve, nastale v armaturi in tako lahko ugotovili, kakšen je prenos sil pri strižni porušitvi zidu. Rezultati preiskav, ki jih tu ne bomo navajali, so pokazali, da igra pri prenosu sil odločilno vlogo na eni strani sidranje armature na robovih zidu in sprijemnost armature z malto, na drugi strani pa tudi mehanske lastnosti zidakov, iz katerih je zid sezidan.

Tipične histerezne znake odvisnosti specifičnih deformacij vodoravne, v spojnice med zidaki vgrajene armature, od zunanje vodoravne obtežbe (sli-



Slika 6. Strizna porušitev zidu, armiranega z navpično armaturo

ka 14) kažejo, da vodoravna armatura prenaša vodoravne obremenitve s čistim nategom, kot to lahko pričakujemo tudi teoretično. S primerjavo v armaturi izmerjenih sil in vodoravne zunanje obtežbe lahko ugotovimo naslednje značilnosti obnašanja armature pri strižni porušitvi zidu (slika 7):



Slika 7. Mehaničen delovanja strižne armature (Tomažević, 1987)

— do nastanka poševnih, strižnih razpok v zidu je sila v armaturi majhna, saj so majhni tudi raztezki zidovja, s katerim je do nastanka razpok armatura toga povezana;

— po razpokanju zidu začne večji del obremenitev prevzemati armatura. Sila v armaturi se naglo poveča, včasih tudi za toliko, da se nosilnost armature v celoti izkoristi;

— čeprav pri prevzemu vodoravne obtežbe na začetku sodelujeta tako osnovni zid kot tudi vodoravna armatura, začne pri velikih deformacijah in po ponavljanju obremenitev armatura prevzemati vedno večji delež zunanje obtežbe. Lahko se zgodi, da po doseženi nosilnosti zidu celotno zunanjo obtežbo prenaša armatura (slika 7 a), za katero pa ni nujno, da je v celoti izkoriščena;

— po nastanku poševnih razpok, ki so pri armiranem zidu razporejene enakomerno po celi površini zidu (slika 8), se raztezki armature s povečevanjem števila obremenitev akumulirajo. To je razumljivo, če pomislimo, da navpična obtežba po nastanku poševnih razpok razriva posamezne, z razpokami ločene dele zidu. Če zid ni armiran,

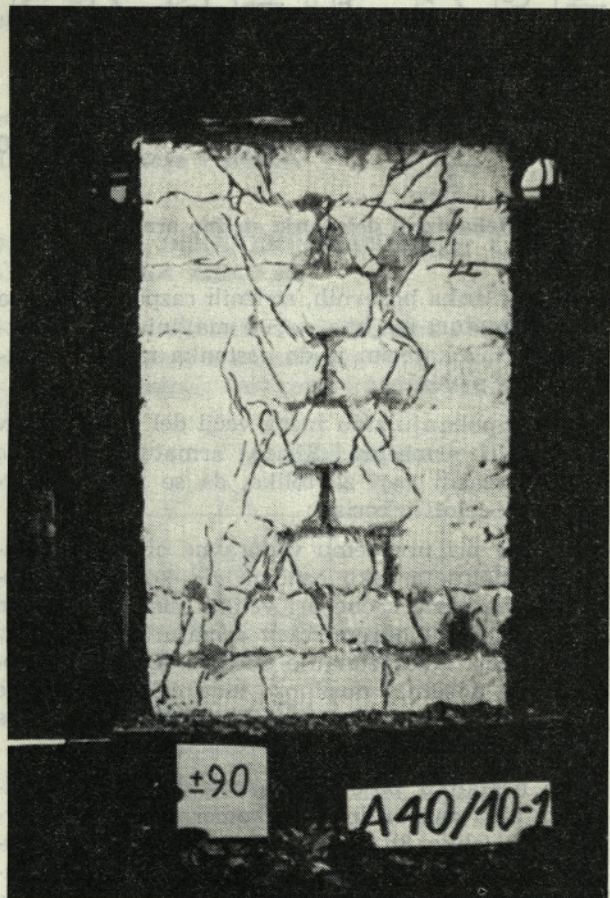
kmalu razpade, vodoravna armatura pa preprečuje razpad posameznih delov na ta način, da jih bočno prednapne z akumuliranimi deformacijami. Seveda je to možno le toliko časa, dokler se ne poruši prijemnost med armaturo in malto oziroma dokler se ne zdrobijo posamezni zidaki.

Raziskave so dale zanimive podatke tudi v zvezi s tem, kako sta med seboj odvisna količina armature in njen izkoristek. Predvsem so pokazale:

— da se sila v armaturi po nastanku razpok v zidu lahko povečuje toliko časa, dokler ni izkoriščena njena nosilnost; pri velikih deformacijah zidu, ko zid ne more več prenašati vodoravnih obremenitev, armatura prenaša celotno zunanjo vodoravno obtežbo, kot se to od nje tudi teoretično pričakuje;

— da se po nastanku poševnih razpok sila v armaturi sicer povečuje, vendar le toliko časa, dokler se ne poruši sprijemnost med armaturo in malto. Armatura ni izkoriščena, vendar obdrži svoj delež sile vse do porušitve zidu, pri velikih deformacijah zidu pa lahko, čeprav ne v celoti izkoriščena, prenaša tudi celotno zunanjo obtežbo;

— da se v primeru, ko je armatura sidrana s kljukami na koncih, njen izkoristek po porušitvi sprijemnosti lahko ponovno poveča.



Slika 8. Razporeditev razpok pri strižni porušitvi vodoravno armiranega zidu

Kot so pokazale raziskave, je stopnja izkoristka vodoravne armature pri strižni porušitvi zidu skoraj vedno manjša od 1, kar pomeni, da se armatura skoraj nikoli ne plastificira. Armatura se bolj ali manj izkoristi le v primeru, ko je zid armiran s t. i. minimalno količino armature, tj. s količino armature, ki po nosilnosti ustreza nosilnosti osnovnega, nearmiranega zidu. Le v primerih, ko so bili zidovi armirani z minimalno količino armature, se je le-ta plastificirala.

Čeprav smo uspeli raziskati mehanizem delovanja vodoravno položene armature pri strižni porušitvi zidu, pa z dosedanjimi raziskavami nismo mogli dobiti enotnih sklepov glede vpliva njene količine na nosilnost zidu. Ugotovili smo le to, da povečanje nosilnosti ni bistveno odvisno niti od količine armature niti od kakovosti malte, pač pa je posledica vrste zidovja: medtem ko pri zidovih iz betonskih blokov skoraj nismo opazili povečanja nosilnosti, je bilo povečanje nosilnosti pri zidovih iz opečnih blokov precejšnje. Glede na to, da smo s preiskavami ugotovili, da pri prevzemu vodoravne obtežbe osnovni zid sodeluje z armaturo do velikih deformacij, predlagamo, naj se strižna nosilnost z vodoravno armaturo armiranih zidov izračuna tako, da se strižni nosilnosti osnovnega, nearmiranega zidu (Turnšek in Čačović, 1971, Tomažević in Žarnić, 1984) prišteje nosilnost armature, zmanjšana s faktorjem redukcije nosilnosti, katerega vrednost naj se za vsako vrsto zidovja določi eksperimentalno:

$$H_{u,s}^a = H_{u,s} + C_{R,a} A_{a,h} f_y, \quad (1)$$

kjer je:

$$H_{u,s} = C_R A \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{b}} + 1. \quad (2)$$

V enačbah pomeni:

$H_{u,s}^a$ — strižno nosilnost vodoravno armiranega zidu,

$H_{u,s}$ — strižno nosilnost nearmiranega zidu,

A — površino vodoravnega prereza zidu,

$A_{a,h}$ — površino celotnega prereza vodoravne armature,

σ_0 — povprečno tlačno napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične obtežbe,

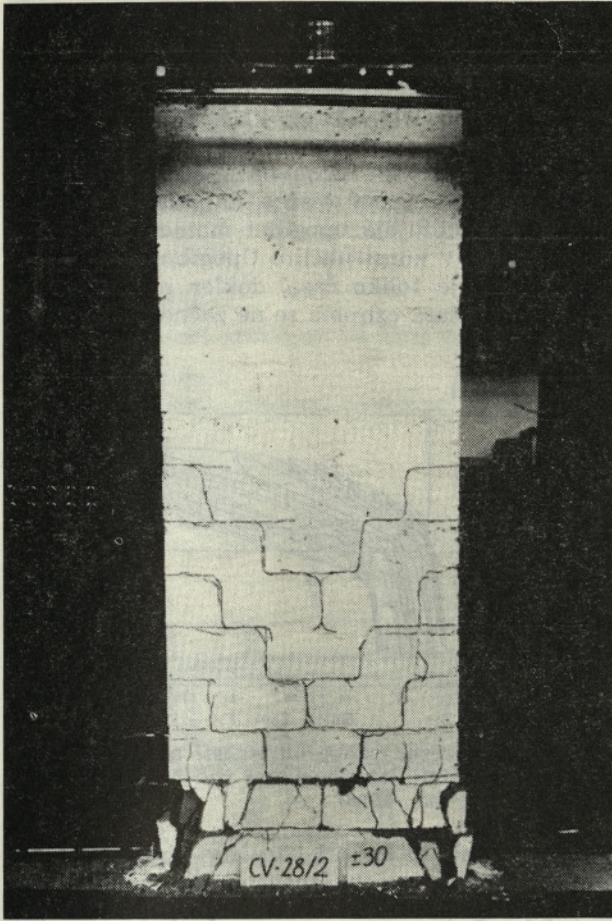
f_t — natezno trdnost zidovja,

f_y — mejo plastičnosti armature,

b — faktor razporeditve strižnih napetosti po vodoravnem prerezu zidu,

C_R — faktor redukcije nosilnosti,

$C_{R,a}$ — faktor redukcije nosilnosti vodoravne armature.



Slika 9. Upogibna porušitev armiranega zidu

Rezultati kažejo, da se na tak način dobijo realnejše vrednosti, saj je nosilnost osnovnega zidu vedno zagotovljena in izračunljiva, zelo negotov pa je prispevek vodoravne armature: če bi predpostavili, da strižno nosilnost vodoravno armiranega zidu določa le količina vodoravne armature, kot to predlagajo nekateri avtorji (Priestley, 1980), bi bile lahko naše ocene vprašljive.

Pri preiskavah nosilnosti zidov, ki smo jih izvršili na ZRMK, smo ugotovili, da je bila vrednost faktorja redukcije nosilnosti armature v primeru zidov, sezidanih iz betonskih blokov, zanemarljivo majhna ($C_{R,a} = 0$), medtem ko je bila njegova vrednost v primeru zidov, sezidanih iz opečnih blokov, odvisna od odstotka armiranja:

- za odstotek armiranja 0,17 % — $C_{R,a} = 0,36$,
- za odstotek armiranja 0,30 % — $C_{R,a} = 0,23$
ter
- za odstotek armiranja 0,38 % — $C_{R,a} = 0,21$.

Če so zidovi armirani s porazdeljeno vodoravno in navpično armaturo, lahko pri oceni njihove strižne nosilnosti upoštevamo tudi navpično armaturo, ki prevzema strižne obremenitve z možničnim delovanjem. Seveda pa to lahko naredimo le pod pogojem, da je vodoravna armatura dovolj močna,

da bo zagotovila duktilno obnašanje zidu pri vodoravni obtežbi in s tem omogočila možnično delovanje navpične armature.

Raziskave so pokazale, da vodoravna armatura pri strižni porušitvi zidu veliko bolj kot na nosilnost, vpliva na povečanje duktilnosti zidovja. S tem v zvezi velja pomemben zaključek: če želimo povečati strižno nosilnost zidu, bomo to najlažje dosegli z uporabo cementnih malt visokih trdnosti (seveda mora biti tudi kvaliteta zidakov ustreza-joča). Ker postane zid, sezidan s cementno malto, krhek konstrukcijski element (v precejšnji meri tudi zato, ker je kot močan element izpostavljen visokim obremenitvam), mu moramo duktilnost izboljšati tako, da ga armiramo z vodoravno armaturo.

Upogibna nosilnost

Če želimo povečati upogibno nosilnost zidu, bomo na mestih, kjer pričakujemo natezne obremenitve, vgradili armaturo: tako bomo lahko v polni meri izkoristili nosilnost zidovja na tlak in dosegli, da se bo potresna obtežba porazdelila enakomerno na vse elemente konstrukcije. Raziskave so pokazale, da lahko za račun nosilnosti zidu, armiranega z upogibno armaturo (le-ta je lahko ali enakomerno porazdeljena po zidu ali pa skoncentrirana ob robovih zidu), v določeni meri uporabimo analogijo z armiranim betonom, saj se beton in zidovje pri tlačnih obremenitvah zelo podobno obnašata (glej sliko 5).

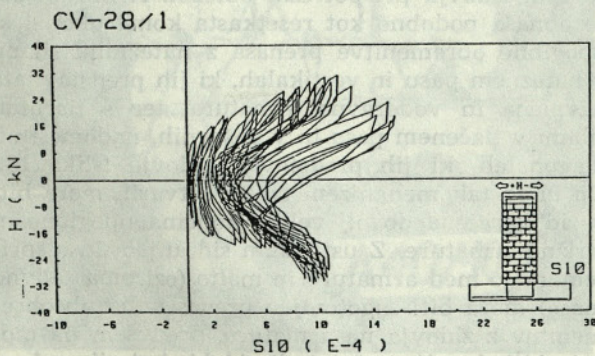
Lahko torej ugotovimo, da se podobno kot armiranobetonski element, obremenjen s kombinacijo osne sile in momenta, pri enaki obtežbi obnaša tudi armirani zid: pri porušitvi začne na natezni strani najbolj obremenjenega prereza zidu teči armatura, medtem ko se na nasprotni, tlačni strani začne drobiti zidovje. Ko se deformacije povečujejo, zdrobljeno zidovje ne more več pridrževati tlačne armature. Le-ta se ukloni, kolikor uklona ne preprečijo stremena (sliki 9 in 10).

Iz meritev specifičnih deformacij navpične, upogibne in vodoravne, strižne armature (sliki 11 in 12) lahko ugotovimo mehanizem delovanja armature in zidovja pri potresni obtežbi. Armirani zid se obnaša podobno kot rešetkasta konstrukcija, ki upogibne obremenitve prenaša z nateznimi silami v nateznem pasu in vertikalah, ki jih predstavljata navpična in vodoravna armatura, ter s tlačnimi silami v tlačnem pasu in v poševnih, nadomestnih diagonalah, ki jih predstavlja zidovje (slika 13). Da bi se tak mehanizem lahko ustvaril, mora biti v zid vgrajena dovolj velika količina upogibne in strižne armature. Z ustreznim sidranjem in s sprjemnostjo med armaturo in malto (oziroma zalivno maso) mora biti zagotovljen prenos nateznih obremenitev z zidovja na armaturo, predvsem pa morajo biti dovolj močni tudi zidaki, katerih naloga je zagotoviti prenos tlačnih in strižnih sil med delovanjem potresne obtežbe.



Slika 10. Uklon tlačne armature in drobljenje zidakov in zalivne mase pri upogibni porušitvi armiranega zidu

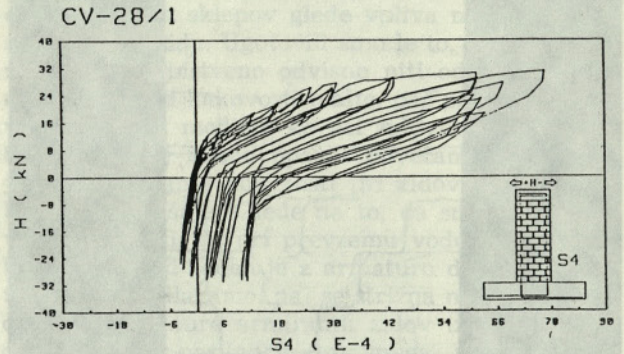
Nosilnosti armature ne moremo izkoristiti, če pogoj prenosa tlačnih in strižnih obremenitev po zidovju in izpolnjen. Na sliki 14 prikazujemo porušitev zidu, armiranega z enako količino navpične armature, kot jo je imel zid s slike 9: zid se je porušil strižno, ker ni bil armiran z vodoravno armaturo. Pri zidu, prikazanem na sliki 15, pa so bili zidaki prešibki, da bi prevzeli tlačne in strižne obremenitve, ki jih je zahtevalo aktiviranje razmeroma močne upogibne in strižne armature: zid se je porušil zaradi lokalnega drobljenja zidakov



Slika 11. Histerezne zanke odvisnosti med vodoravno silo in specifičnimi deformacijami navpične armature (Tomažević in sod., 1986)

precej prej, preden je bila izkoriščena nosilnost njegove armature.

Da bi lahko izračunali upogibno nosilnost zidu, pogledjmo, kako se obnaša zid, ki je armiran z upogibno armaturo, skoncentrirano ob obeh navpičnih robovih. Natezne sile v navpični armaturi na eni strani zidu in nastale tlačne napetosti na drugi strani uravnotežujejo upogibni moment na mestu vpetosti zidu v konstrukcijo. Upogibni moment se lahko povečuje toliko časa, dokler ne začne teči natezna armatura oziroma se ne začne drobiti tlačno zidovje.



Slika 12. Histerezne zanke odvisnosti med vodoravno silo in specifičnimi deformacijami vodoravne armature (Tomažević in sod., 1986)

Predpostavimo, da so pri porušitvi zidu specifične deformacije razporejene linearno po prerezu, s tem da omejimo specifično deformacijo pri tlačni porušitvi zidu na 0,3‰ (slika 16). V danem primeru, ko je armatura simetrično položena in se njeno plastično težišče ujema s težiščem vodoravnega prereza zidu, je zunanja navpična sila N , ki deluje z ekscentričnostjo e_u , v ravnotežju z nastalimi notranjimi silami in momenti. Če po analogiji z betonom razporeditev tlačnih napetosti v zidovju zamenjamo z ekvivalentnim pravokotnikom, lahko iz ravnotežnega pogoja sil (seveda pri pogoju, da tako natezna kot tlačna armatura dosežeta mejo tečenja) izračunamo dolžino nadomestnega tlačnega bloka:

$$a = \sigma_0 l / f_c, \quad (3)$$

iz ravnotežnega pogoja momentov pa mejno upogibno nosilnost prereza:

$$\begin{aligned} M_u &= N e_u = \\ &= \frac{\sigma_0 t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c} \right) + (1 - 2l') A_{a,v} f_y, \end{aligned} \quad (4)$$

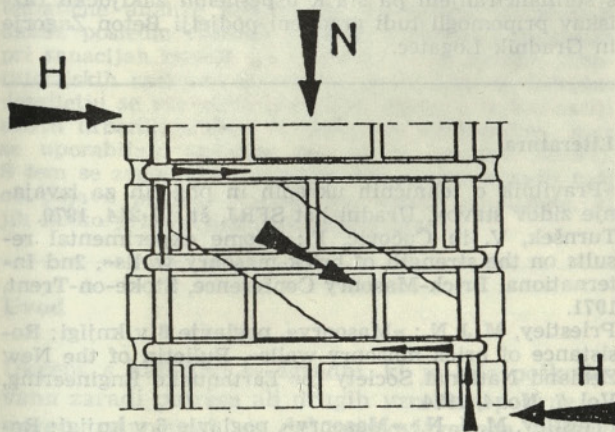
kar da pri pogoju polne vpetosti zidu izraz za upogibno nosilnost zidu:

$$H_{u,f}^a = \frac{\sigma_0 t l^2}{h} \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c} \right) + \frac{2}{h} (1 - 2l') A_{a,v} f_y. \quad (5)$$

Novi izrazi v enačbah pomenijo:

$H_{u,f}^a$ — upogibno nosilnost navpično armiranega zidu,

- N — rezultanto navpične obtežbe, ki deluje na zid,
- M_u — upogibno nosilnost armiranega prereza zidu,
- e_u — ekscentričnost rezultante navpične obtežbe pri upogibni porušitvi zidu,
- a — dolžino nadomestnega pravokotnega bloka tlačnih napetosti v zidu pri upogibni porušitvi,
- t — debelino zidu,
- l — dolžino zidu,
- l' — oddaljenost armature od roba zidu,
- h — višino zidu,
- $A_{a,v}$ — površino prereza navpične armature ob robovih zidu,
- f_c — tlačno trdnost zidovja.



Slika 13. Prenos notranjih sil v armiranem zidu (Tomažević, 1987)

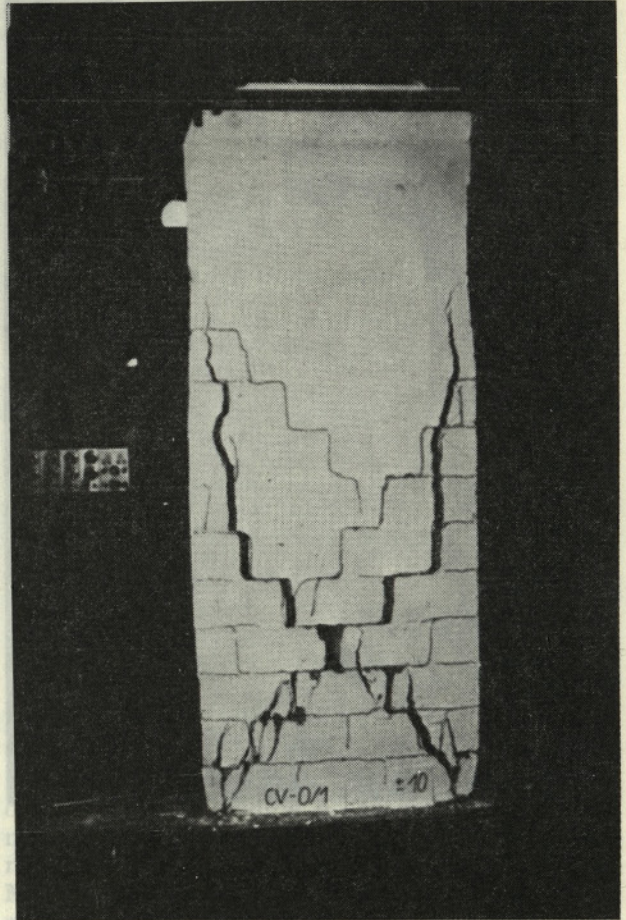
Če analiziramo enačbi (4) in (5), lahko ugotovimo, da upogibno nosilnost armiranega zidu izračunamo enostavno tako, da upogibni nosilnosti osnovnega, nearmiranega zidu prištejemo prispevek armature (glej npr. Tomažević, 1987). Seveda pa to velja le pri pogoju, da malta in zidaki zagotavljajo prenos tlačnih in strižnih obremenitev v zidu.

NEKATERA PRAVILA ARMIRANJA

Izvršene raziskave dokazujejo (Tomažević in Žarnič, 1984, 1985, 1986, Tomažević in sod., 1986, 1987), da bi morali za armirano zidovje uporabljati malte trdnosti vsaj 10 MPa (predvsem cementne malte), še trdnejši — predvsem ne šibkejši — pa bi morali biti tudi zidaki. Tem ugotovitvam bi morali prilagoditi zahteve naših predpisov, tako predpisov za izvajanje zidov stavb (Pravilnik, 1970), kot tudi predpisov za grajenje objektov visoke gradnje na potresnih območjih (Pravilnik, 1981).

Raziskave so predvsem pokazale, da bi zahtevo veljavnih predpisov (Pravilnik, 1981), ki ne dovoljujejo uporabe cementnih malt na potresnih območjih, morali zamenjati s priporočilom: če zidovje armiramo, moramo uporabljati malte visokih trd-

nosti (tudi cementne malte), saj bomo le tako lahko dosegli ustrezno sprijemnost med armaturo in malto. In obratno: če uporabljamo malte visokih trdnosti, potem moramo zidovje tudi armirati.



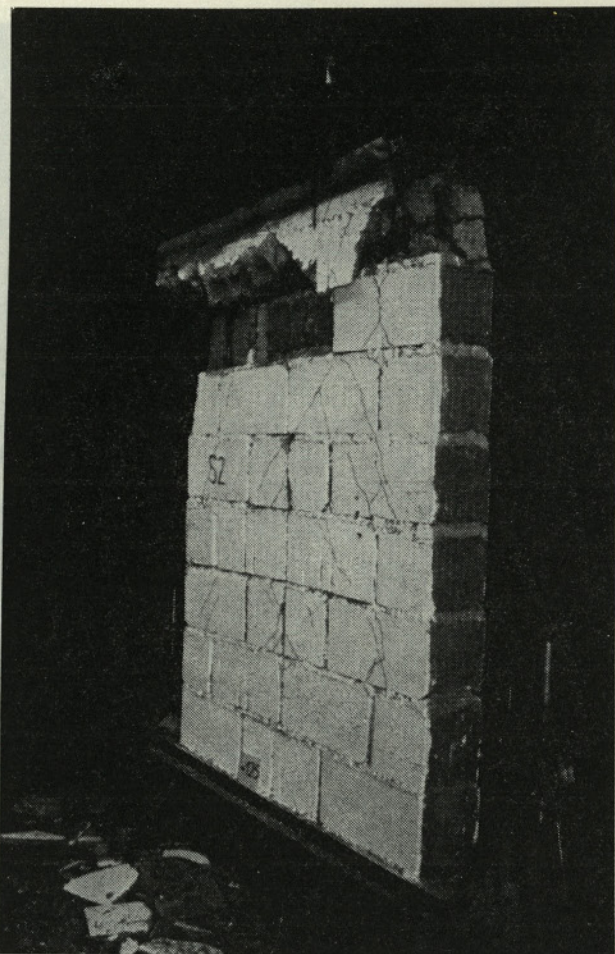
Slika 14. Strižna porušitev upogibno armiranega zidu brez strižne armature

Raziskave so pokazale, da je treba tudi ostala določila, ki jih glede armiranja zidovja navajajo naši predpisi, jemati z določeno rezervo. Glede armiranja naj bi veljala naslednja priporočila:

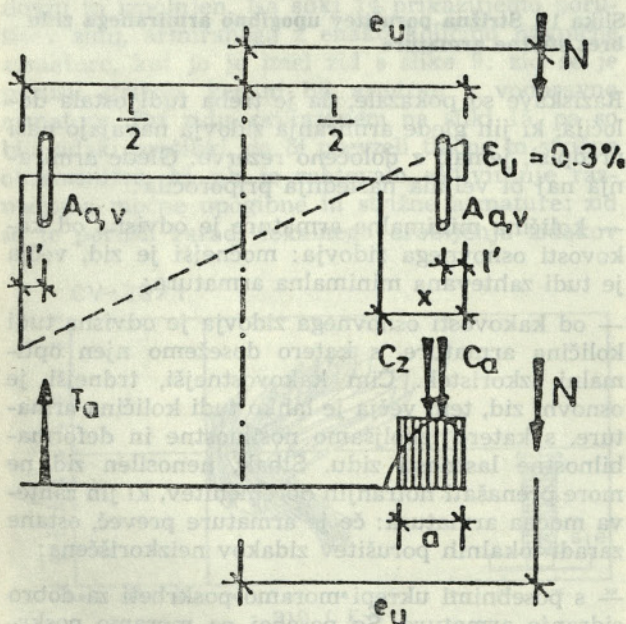
- količina minimalne armature je odvisna od kakovosti osnovnega zidovja: močnejši je zid, večja je tudi zahtevana minimalna armatura;

- od kakovosti osnovnega zidovja je odvisna tudi količina armature, s katero dosežemo njen optimalni izkoristek. Čim kakovostnejši, trdnejši je osnovni zid, tem večja je lahko tudi količina armature, s katero izboljšamo nosilnostne in deformabilnostne lastnosti zidu. Šibak, nenosilen zid ne more prenašati notranjih obremenitev, ki jih zahteva močna armatura: če je armature preveč, ostane zaradi lokalnih porušitev zidakov neizkoriščena;

- s posebnimi ukrepi moramo poskrbeti za dobro sidranje armature. Še posebej pa moramo poskrbeti za dovolj velik preklop armature tam, kjer armaturo stikujemo;



Slika 15. Porušitev zidu zaradi neustrezne nosilnosti zidakov



Slika 16. Ravnotežje notranjih sil v prerezu pri upogibni porušitvi armiranega zidu

— zaradi dejstva, da se v zidu težko dosežejo dobri pogoji za sidranje in sprijemnost armature, je priporočljivo zidovje armirati z enakomerno porazdeljeno in ne s koncentrirano armaturo, kar velja tako za vodoravno kot tudi za navpično armaturo. V posamezni luknji zidaka naj se praviloma zalije le ena palica navpične armature. V nobenem primeru pa naj število palic v posameznih luknjah zidakov ne bo večje od dveh.

ZAHVALA

V članku opisane raziskave sta financirala Raziskovalna skupnost Slovenije in Nacionalni biro za standarde (National Bureau of Standards), ZDA, s sredstvi, danimi na razpolago Jugoslovansko-amerišskemu skupnemu odboru za znanstveno in tehnološko sodelovanje, s sofinanciranjem pa sta k uspešnemu zaključku raziskav pripomogli tudi gradbeni podjetji Beton Zagorje in Gradnik Logatec.

Literatura

- »Pravilnik o tehničnih ukrepih in pogojih za izvajanje zidov stavb«, Uradni list SFRJ, št. 17-214, 1970.
- Turnšek, V. in Čačovič, F.: »Some experimental results on the strength of brick-masonry walls«, 2nd International Brick-Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 1971.
- Priestley, M. J. N.: »Masonry«, poglavje 6 v knjigi: Resistance of brick-masonry walls«, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 4, 1974.
- Priestley, M. J. N.: »Masonry«, poglavje 6 v knjigi: Rosenblueth, E., editor: »Design of Earthquake Resistant Structures«, John Wiley & Sons, New York, 1980.
- »Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih«, Uradni list SFRJ, št. 31, 1981.
- Wakabayashi, M. in sod.: »Experimental study on the seismic resistance of brick masonry walls«, 6-th Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, 1982.
- Tomažević, M. in Žarnić, R.: »Vpliv horizontalne armature na nosilnost in duktilnost zidov pri strižnih porušitvah — I. del«, 6. srečanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 1984.
- Tomažević, M. in Žarnić, R.: »Vpliv horizontalne armature na nosilnost in duktilnost zidov pri strižnih porušitvah — II. del«, 7. srečanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 1985.
- Tomažević, M. in Žarnić, R.: »Ponašanje horizontalno armiranih zidova kod cikličnog horizontalnog opterećenja«, IV. kongres saveza društava za seizmičko građevinarstvo Jugoslavije, Cavtat, 1986.
- Tomažević, M. in sod.: »Potresna odpornost armiranih zidov — rezultati preiskav, I. del«, ZRMK/IKPI 86/03, Ljubljana, 1986.
- Tomažević, M. in sod.: »Potresna odpornost armiranih zidov — rezultati preiskav, II. del«, ZRMK/IKPI 87/05, Ljubljana, 1987.
- »International Recommendations for Design and Erection of Unreinforced and Reinforced Masonry Structures«, with an »Appendix on Recommendations for Seismic Design of Unreinforced, Confined and Reinforced Masonry Structures«, CIB Recommendations, Publication 94, Rotterdam, 1987.
- Tomažević, M.: »Zidane zgradbe na potresnih območjih«, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani. FAGG, Ljubljana, 1987.

Protipotresna ojačitev starih zidanih zgradb

UDK 693.2:699.841:711.168

ROKO ŽARNIČ, MIHA TOMAŽEVIČ

Povzetek

Konstruksijski ukrepi, s katerimi se doseže ustrezna stopnja potresne odpornosti starih zidanih zgradb, so nujni sestavni del revitalizacijskih posegov. Metode ojačitev posameznih konstrukcijskih elementov in matematične analize konstrukcij so razvite na podlagi analiz posledic rušilnih potresov, izkušenj, dobljenih pri sanacijah zgradb po potresih, in na temelju laboratorijskih raziskav ter teoretičnih študij. V zadnjem desetletju se vse večja pozornost posveča revitalizaciji starih urbanih središč in kulturnih spomenikov, kjer se uporabljajo sodobne metode in tehnike sanacij. S tem se zagotavlja obstanek obnovljenih zgradb tudi ob pojavu potresov razmeroma velike intenzitete, ki jih lahko pričakujemo v naših krajih.

Uvod

Ukrepi, s katerimi se zgradbi, ki je bila poškodovana zaradi potresa ali drugih vzrokov, povrne ali poveča odpornost, so del prenovitvenega posega. Pravilna pot prenove se začne z zagotovitvijo zadostne nosilnosti konstrukcije. Pri prenovitvenih posegih razlikujemo postopke, ki jih imenujemo popravilo, rekonstrukcija, ojačitev in sanacija (1). S popravilom se ne spreminja nosilnost konstrukcije niti se ne povečuje njena potresna odpornost. Ta dela so omejena na odpravo zunanjih, vidnih poškodb nekonstrukcijskih elementov (predelnih sten, oblog, fasad, ometov, strešne kritine, instalacij, stavbnega pohištva). Popravila imajo poleg estetskega tudi ugoden psihološki učinek, saj prispevajo k pomiritvi uporabnikov stavbe. Ko govorimo o rekonstrukciji, mislimo na posege v poškodovani nosilni sistem, s katerimi se vzpostavljajo približno enake nosilnostne, deformabilnostne in varnostne razmere, kot so bile pred nastankom poškodb. Ojačitev je poseg, s katerim se poveča nosilnost konstrukcije s pomočjo različnih metod do stopnje nosilnosti, ki je v skladu s sodobnimi zahtevami, izraženimi z veljavnimi predpisi (2). Sanacija je skupen izraz za vse tri postopke in poleg gradbenih posegov zajema tudi arhitektonske in kulturno-zgodovinske aspekte prenove.

Avtor:

Mag. Roko Žarnič, dipl. inž., raziskovalni svetnik, prof. dr. Miha Tomaževič, dipl. gradb. inž., raziskovalni svetnik, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana, Dimičeva 12, 61109 Ljubljana

ASEISMIC STRENGTHENING OF OLD MASONRY BUILDINGS

Summary

Structural interventions to achieve the adequate level of seismic resistance of old masonry buildings are inevitable part of buildings' renewal. The methods of strengthening the individual structural elements and buildings and numerical analyses of structures have been developed on the basis of post-earthquake observations and experiences obtained during aseismic strengthening of earthquake-damaged buildings, but also on the basis of laboratory and on-site experimental investigations and theoretical studies. During the last decade, attention is being paid to the renewal of old urban nuclei and cultural monuments. Modern techniques of repair and strengthening of old buildings are employed, by means of which the adequate behaviour of renewed buildings is ensured even when subjected to strongest expected earthquakes.

Običajni postopki za snovanje in izvedbo sanacij konstrukcij so predpisani z novejšo tehnično regulativo (3), pri posebnih primerih pa pridejo v poštev tudi metode, ki so bile razvite in se razvijajo na specializiranih inštitutih. Pravilnik za sanacijo objektov visoke gradnje predpisuje tehnične normative za sanacijo objektov, ki so locirani na seizmičnih območjih VII., VIII. in IX. stopnje po skali MCS. Določila tega pravilnika se uporabljajo tudi za revitalizacijo dotrajanih objektov visoke gradnje. Objekti se morajo sanirati in ojačiti tako, da potresi največje jakosti lahko poškodujejo njihovo nosilno konstrukcijo, vendar pa je ne smejo porušiti. Filozofija predpisa je izraz ekonomske moči družbe, v kateri predpis velja. Zahteve po višji



Slika 1. Pogled na novozgrajeno (v sredini) in revitalizirani stari zgradbi na Lončarski stezi v Ljubljani

stopnji odpornosti objektov bi bile povezane z višjimi sredstvi, ki bi jih bilo potrebno angažirati pri sanacijskih posegih. Dosedanje izkušnje kažejo, da se s pravilnim pristopom k snovanju sanacije in z doslednim in kakovostnim izvajanjem sanacijskih del lahko doseže izredno visoka stopnja potresne odpornosti s sredstvi, ki v primerjavi z ostalimi stroški revitalizacije objekta, niso pretirano visoka.

Postopek projektiranja ojačitve zgradbe

Pri določanju potresne ogroženosti objekta se na eni strani upoštevajo vse obtežbe, ki delujejo na konstrukcijo vključno s potresno, na drugi strani pa mehanske lastnosti konstrukcije, kot so nosilnost, togost, dušenje, razpored mas, duktilnost in sposobnost disipacije energije. Ogroženost se določa na podlagi analize obnašanja računskega modela konstrukcije, s katero se lahko predvidi verjetni mehanizem razvoja poškodb in porušitve. Dosedanje analitične študije in analize poškodb objektov po potresih so pokazale, da je stabilnost objektov in stopnja poškodovanosti konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov odvisna tudi od njene duktilnosti in deformabilnosti v nelinearnem območju. Zaradi tega izhaja sodobni koncept projektiranja iz zahtev po doseganju ustrezne usklajenosti nosilnostnih in deformabilnostnih lastnosti posameznih delov in celotne konstrukcije. Pri analizah konstrukcij je potrebno smiselno upoštevati tudi vpliv nekonstrukcijskih elementov na odziv konstrukcije. To je pomembno zlasti v primerih, ko sovpliv nekonstrukcijskih in konstrukcijskih elementov vpliva na deformabilnostne lastnosti sistema in razvoj lokalnih poškodb in poškodb celotnega sistema osnovne nosilne konstrukcije.

Analiza posameznih elementov in celotne konstrukcije, ki jo je poškodoval potres ali ki jo nameravamo zaščititi pred porušitvijo, izhaja iz rezultatov preiskav vgrajenih gradiv, podatkov o obsegu in vrsti poškodb, vzrokov za nastanek poškodb, podatkov o strukturi in načinu gradnje konstrukcije in odkrivanja šibkih mest v konstrukcijskem sistemu. Pregledati je treba celoten objekt od temeljev, vertikalnih in horizontalnih elementov in ostrejša od sekundarnih, nenosilnih delov stavbe. V posameznih primerih, ko podatki, dobljeni s pregledom objekta, niso zadostni za spoznavanje vseh lastnosti konstrukcije, se poslužujemo eksperimentalnega določanja lastnosti konstrukcije.

Z analizo obstoječega stanja objekta in statično ter dinamično analizo konstrukcijskega sistema spoznavamo naslednje lastnosti (4):

— stopnjo odpornosti in deformabilnosti posameznih elementov in celotne konstrukcije glede na predpisane zahteve;

— nevarnost za nastanek krhkih lomov v posameznih delih objekta,

— možnost pojava mehanizmov nelinearnega obnašanja konstrukcijskih elementov in ocenjeno sposobnost disipacije energije,

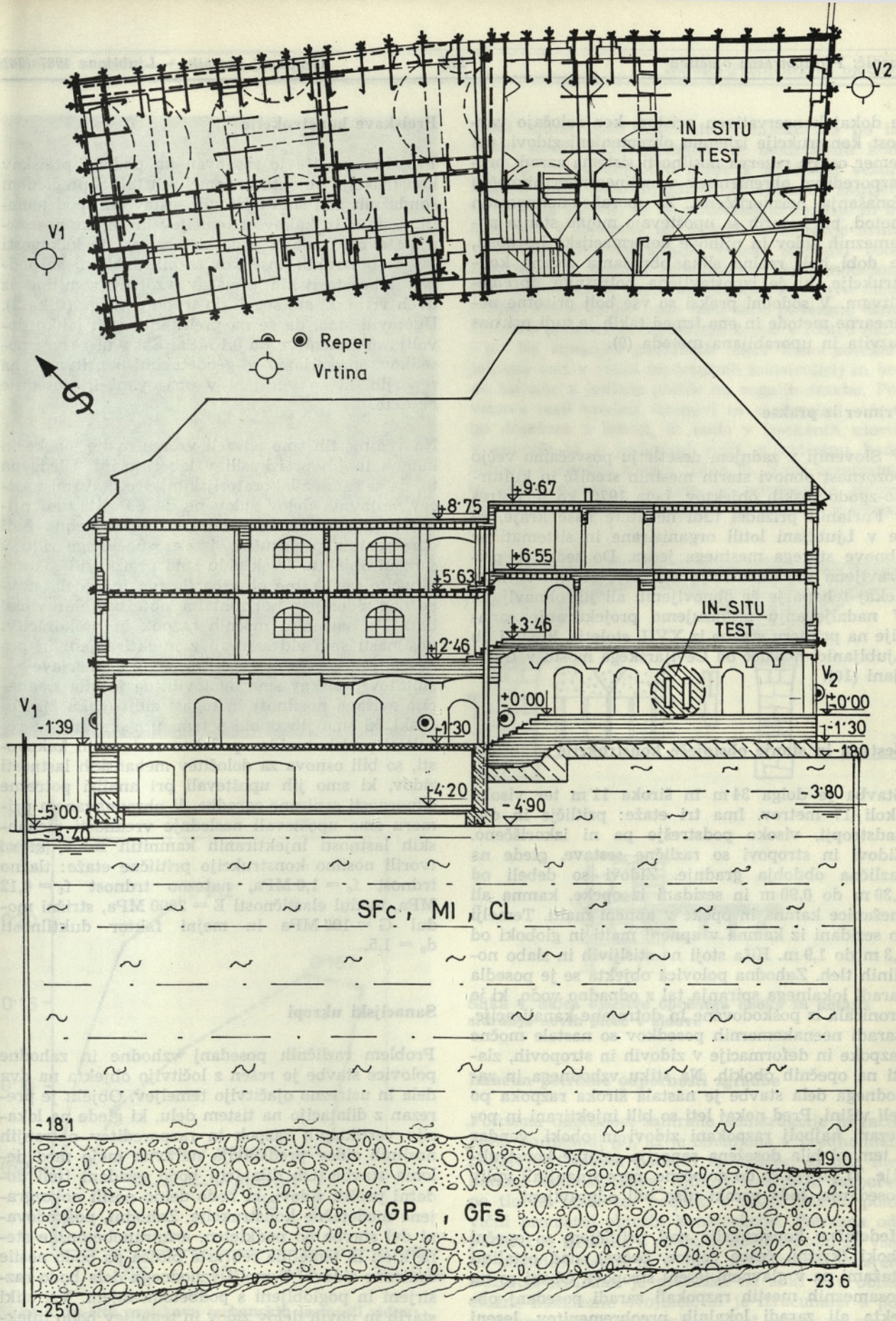
— vpliv variant sanacije posameznih elementov, skupin elementov ali celotne konstrukcije na njeno obnašanje,

— obseg sanacijskih ukrepov, s katerimi se doseže željeno obnašanje v linearnem in nelinearnem območju.

Izbira metode in posameznih tehnik sanacije objekta je odvisna od lastnosti konstrukcije. V uporabi so različne metode (5), njihova uspešnost pa je bila dokazana s preiskavami in med potresi. Veliko načinov sanacije armiranobetonskih in zidanih konstrukcij je navedenih tudi v naših predpisih (3). O razvoju novih metod in tehnik pričajo zapisi v strokovni literaturi in objave na strokovnih srečanjih. Nekatere vrste ojačitev in sanacij, ki so primerne za uporabo v naši gradbeni praksi, so preizkušane tudi v laboratorijih ZRMK v Ljubljani (6), (7).

Projektant mora s sanacijo zagotoviti ustrezno nosilnost in duktilnost poškodovanih elementov, nove elemente pa projektirati po sodobnih principih. Novi in stari sanirani elementi morajo biti povezani v celoto tako, da bo zagotovljeno polno sodelovanje pri prevzemu obremenitev zaradi statične in dinamične obtežbe. Vpliv saniranih in novih elementov na obnašanje konstrukcije je potrebno analizirati na enak način, kot je bila analizirana konstrukcija pred sanacijo. Pri ponovni analizi mora projektant ugotoviti, ali je dosežen pričakovani učinek sanacije in preveriti, ali ni sprememba lastnosti obstoječih in uvajanje novih elementov povzročila nepričakovane in škodljive spremembe razporeditve notranjih obremenitev konstrukcije. Značilni primeri, pri katerih je potrebna posebna pozornost, so ojačitve okvirnih konstrukcij s polnili, uvajanje armiranobetonskih sten v zidane konstrukcije, ojačitve okvirnih in stenastih konstrukcij brez ustrezne ojačitve temeljev, ojačitve medetažnih konstrukcij brez ojačitve stikov z vertikalnimi nosilnimi elementi ali samih vertikalnih elementov, uvajanje takih konstrukcijskih ali nekonstrukcijskih elementov, ki povzročajo nastanek neželenega strižnega mehanizma porušitve ali plastifikacije upogibno obremenjenih stebrov na neprimernih mestih, koncentracija ojačenih in novih zidov na enem delu objekta, kar povzroča torzijske obremenitve. Z nekontroliranimi posegi v objekt se lahko doseže nasproten učinek od pričakovanega: »sanirana« konstrukcija postane manj odporna od prvotne, nesansirane konstrukcije.

Potresna odpornost zidanih zgradb se lahko računa s pomočjo metod, ki predpostavljajo elastično, ali metod, ki temeljijo na predpostavki nelinearnega obnašanja konstrukcije. Pri prvih se kot odločilne značilnosti zidov upoštevajo dopustne napetosti. To



Slika 2. Tloris pritličja in značilni prerez zgradbe s shematskim prikazom načina povezave zidov in medetažnih konstrukcij

je dokaj konzervativen pristop, ker določajo varnost konstrukcije izjemno obremenjeni zidovi, pri čemer ostaja rezerva nosilnosti sistema zaradi preazporreditve obremenitev v nelinearnem območju obnašanja neizkoriščena. Z uporabo nelinearnih metod, pri katerih se upoštevajo mejna stanja posameznih zidov in njihove deformacijske lastnosti, se dobi bolj realna slika obnašanja zidane konstrukcije, ki je izpostavljena potresnim obremenitvam. V sodobni praksi so vse bolj prisotne nelinearne metode in ena izmed takih je tudi pri nas razvita in uporabljana metoda (9).

Primer iz prakse

V Sloveniji v zadnjem desetletju posvečamo večjo pozornost obnovi starih mestnih središč in kulturno-zgodovinskih objektov. Leta 1976, ko je potres v Furlaniji prizadel tudi nekatere naše kraje, so se v Ljubljani lotili organizirane in sistematične obnove starega mestnega jedra. Do sedaj je pripravljena dokumentacija za večje število zgradb, nekaj teh pa je že obnovljenih ali jih obnavljajo. V nadaljevanju prikazujemo projektiranje sanacije na primeru stavbe iz XVII. stoletja, ki stoji ob Ljubljani nedaleč od Čevljarskega mostu v Ljubljani (10).

Sestava in stanje obstoječe konstrukcije

Stavba je dolga 34 m in široka 11 m ter visoka okoli 17 metrov. Ima tri etaže: pritličje in dve nadstropji, visoko podstrešje pa ni izkoriščeno. Zidovi in stropovi so različne sestave, glede na različna obdobja gradnje. Zidovi so debeli od 0,30 m do 0,90 m in sezidani iz opeke, kamna ali mešanice kamna in opeke v apneni malti. Temelji so sezidani iz kamna v apneni malti in globoki od 1,3 m do 1,9 m. Hiša stoji na stisljivih in slabo nosilnih tleh. Zahodna polovica objekta se je posedla zaradi lokalnega spiranja tal z odpadno vodo, ki je pronicala iz poškodovane in dotrajane kanalizacije. Zaradi neenakomernih posedkov so nastale močne razpoke in deformacije v zidovih in stropovih, zlasti na opečnih obokih. Na stiku vzhodnega in zahodnega dela stavbe je nastala široka razpoka po celi višini. Pred nekaj leti so bili injektirani in povezani najbolj razpokani zidovi in oboki, vendar s tem ni bila dosežena sanacija celotne konstrukcije. Ti posegi so do določene mere zmanjšali vpliv posedanja, toda vzroki niso bili odpravljani.

Medetažne konstrukcije nad pritličjem so opečni oboki (križni, češke čepice, bečve), nad ostalimi etažami pa v glavnem leseni stropovi. Oboki so na posameznih mestih razpokali zaradi posedanj objekta ali zaradi lokalnih preobremenitev, leseni stropovi so dotrajali in deformirani zaradi posedanj.

Preiskave konstrukcije

Projekt sanacije je zasnovan na podlagi preiskav konstrukcije objekta in temeljnih tal. S pregledom sondažnih jam smo ugotovili sestavo tal pod temelji, sestavo in kakovost temeljev in vzroke posedanja stavbe. Dodatni podatki o sestavi in kakovosti tal ter o vzrokih posedkov so bili dobljeni na podlagi laboratorijskih preiskav vzorcev zemljine iz dveh vrtin, ki sta segali do trdne podlage (slika 2). Ugotovili smo, da se na preiskanih tleh lahko dovolijo obremenitve do 0,1 MPa. Časovni razvoj posedkov spremljamo z geodetskimi meritvami na reperjih, ki so vgrajeni v opazovani in sosednje objekte.

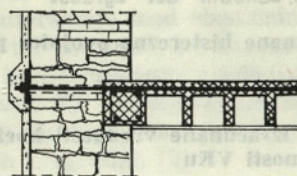
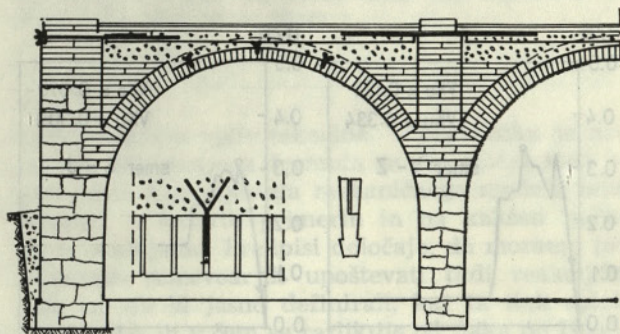
Na več mestih smo odvzeli vzorce malte, opeke in kamna in jih preizkusili v laboratoriju. Glede na to, da se samo z laboratorijskimi preiskavami vzorcev sestavnih delov zidov ne da določiti tudi njihovih mehanskih lastnosti, je bila potrebna tudi obremenilna preizkušnja izseka značilnega zidu v samem objektu. Izsek zidu smo preizkusili s kombinacijo vertikalne obtežbe (lastna teža dela stavbe nad zidom) in horizontalne obtežbe (hidravlični bat). Po nastanku močnih razpok in prekoračitvi nosilnosti smo zid sanirali z injektiranjem in ponovno preizkusili na enak način. Iz primerjave rezultatov preiskav smo ugotovili, da je bila s sanacijo zvišana nosilnost in togost zidu (slika 3). Podatki, ki smo jih dobili s temi preiskavami in rezultati preiskav zidov podobne sestave in kakovosti, so bili osnova za določitev mehanskih lastnosti zidov, ki smo jih upoštevali pri analizi potresne odpornosti sanirane zgradbe. V obravnavanem primeru smo upoštevali naslednje vrednosti mehanskih lastnosti injektiranih kamnitih zidov, ki so tvorili nosilno konstrukcijo pritlične etaže: tlačno trdnost $f_c = 1,6$ MPa, natezno trdnost $f_t = 0,12$ MPa, modul elastičnosti $E = 2000$ MPa, strižni modul $G = 100$ MPa in mejni faktor duktilnosti $d_u = 1,5$.

Sanacijski ukrepi

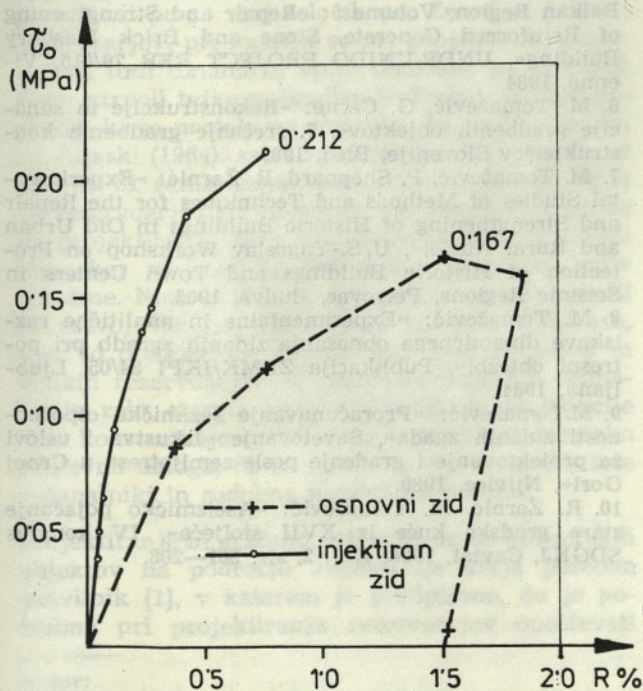
Problem različnih posedanj vzhodne in zahodne polovice stavbe je rešen z ločitvijo objekta na dva dela in ustrezno ojačitvijo temeljev. Objekt je prerezan z dilatacijo na tistem delu, ki glede na lokacijo vertikalnih razpok in razporeditev notranjih nosilnih zidov predstavlja naravno mejo med deloma stavbe. Ob dilataciji bodo sezidani tudi dodatni prečni zidovi, ki bodo delno nosili novozgrajene medetažne konstrukcije. Zahodni, poškodovani del stavbe bo podkleten, armiranobetonske stene kleti in temeljna rebrasta plošča pa bodo nosile sanirane zidove. Temelji vzhodnega dela bodo razširjeni in poglobljeni s podbetoniranjem. Vsi stiki starih in novih delov zidov in temeljev bodo injektirani s cementno injekcijsko maso, kateri so dodane sestavine za preprečitev pretoka vlage. Pri-



tlični zidovi bodo sistematično injektirani po izvedbi novih armiranobetonskih medetažnih konstrukcij in povezovanju zidov z jeklenimi vezmi. Opečni oboki bodo injektirani in ojačeni z zalitjem iz lahkega betona, ki bo nadomestilo nasutje in bo armirano z mrežami ter sidrano v sosednje armiranobetonske konstrukcije. Leseni stropovi bodo zamenjani z novimi rebričastimi armiranobetonskimi ploščami z opečnimi polnili. Vse nove medetažne konstrukcije bodo med sabo povezane skozi zidove s palicami iz rebrastega železa v rastru okoli 1 m. Na zunanjih površinah zidov bodo potekale jeklene vezi v višini medetažnih konstrukcij in bodo sidrane v jeklene plošče na vogalih stavbe. Povezava med novimi stropovi in saniranimi zidovi bo dosežena z ležišči, ki bodo v izsekanih utorih v zidovih in z jeklenimi sidri, s katerimi bodo sidrani v obodne zidove (slika 2). Nova armiranobetonska plošča z vencem bo povezovala zidove nad zadnjo etažo, ostrešje pa bo sidrano v venec.



Slika 4. Skica ojačitve opečnega oboka in detajla sidranja novih plošč v zidove

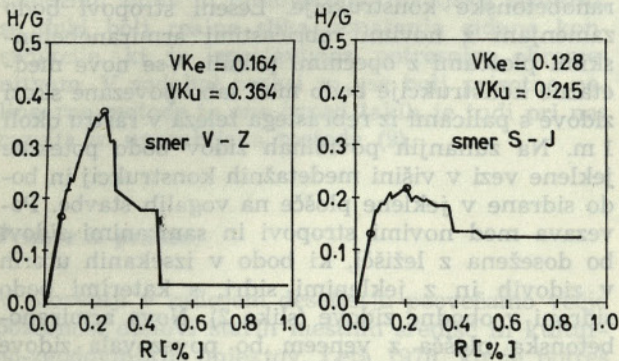


Slika 3. In-situ preiskava mehanskih lastnosti zidov: a) preiskava strižne nosilnosti zidu in b) primerjava nosilnosti in deformabilnosti obstoječega in injektiranega zidu

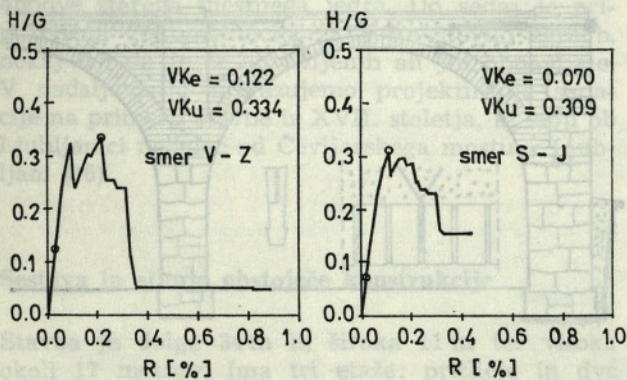
Izračun potresne odpornosti zgradbe

Potresna odpornost sanirane konstrukcije je računana po metodi (9), ki je omenjena v predhodnem poglavju. Osnovni podatki za izračun so bile mehanske lastnosti zidov, njihove izmere in razpored po tlorisu etaže ter podatki o lastni teži in polovični prometni obtežbi konstrukcije. Potresna odpornost je izražena s strižnim koeficientom za vsako polovico stavbe in v obeh pravokotnih smereh. Rezultat izračuna je prikazan na sliki 5 v obliki etažne histerezne ovojnice, ki je izračunana s postopkom »korak za korakom« kot odvisnost pomikov etaže z upoštevanjem vpliva torzije. Na diagramih so prikazane tudi vrednosti koeficientov

potresne odpornosti, ki so doseženi na mejah elastičnosti (VK_e) in mejah porušitve (VK_u). Minimalna vrednost, ki jo po predpisih (2) mora doseči obravnavana ojačena konstrukcija, znaša $VK = 0,18$.



a. Vzhodni del zgradbe



b. Zahodni del zgradbe

Slika 5. Izračunane histerezne ovojnice pritličja

Preglednica 1. Izračunane vrednosti koeficienta potresne odpornosti VK_u

Smer	Vzhodni del stavbe	Zahodni del stavbe
Vzhod — Zahod	0,36	0,33
Sever — Jug	0,22	0,31

Iz primerjave izračunanih in zahtevane vrednosti sledi, da se je s predvidenimi konstrukcijskimi posegi in ojačitvijo zidov dosegla ustrežna stopnja potresne odpornosti zidane zgradbe.

Sklep

Potresne obremenitve predstavljajo potencialno nevarnost za večino obstoječih zgradb. Močno poškodovane zgradbe je možno sanirati tako, da so sposobne prevzeti celo večje obremenitve kot pred delovanjem potresa. Izbira metode in načina sanacije temelji na predhodni študiji intenzitete in tipov poškodb kakor tudi njihove razporeditve in lokacije poškodovanih konstrukcijskih elementov v obstoječi konstrukciji zgradbe. Z uspešno sanacijo se z ojačitvijo posameznih in uvajanjem novih elementov doseže povečanje nosilnosti in duktilnosti celotnega konstrukcijskega sistema. Izbira metode sanacije je odvisna tudi od stanja in vrste gradiva, iz katerega je zgradba zgrajena, in nosilnostno-deformabilnostnih značilnosti posameznih konstrukcijskih elementov.

Literatura

1. M. Tomažević, D. Aničić: »Spomenici kulture i stare urbane cjeline u seizmičkim područjima«, Zbornik Simpozija SDGKJ, Dubrovnik 1985.
2. »Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih področjih« (Uradni list SFRJ, št. 31, 5. 6. 1981).
3. »Pravilnik o tehničnih normativih za sanacijo, ojačitev in rekonstrukcijo objektov visoke gradnje, ki jih je poškodoval potres, ter za rekonstrukcijo in revitalizacijo objektov visoke gradnje« (Uradni list SFRJ, št. 52, 4. 10. 1985).
4. M. Velkov: »Koncept i metodologija sanacije i ojačanja postojećih konstrukcija«, Zbornik radova 2, IV Kongres SDSGJ, Cavtat, 1986.
5. Building Construction Under Seismic Conditions in Balkan Region, Volume 5: »Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick Masonry Building«, UNDP/UNIDO PROJECT RER 79/015, Vienna, 1984.
6. M. Tomažević, G. Černe: »Rekonstrukcije in sanacije gradbenih objektov«, 7. srečanje gradbenih konstrukterjev Slovenije, Bled, 1985.
7. M. Tomažević, P. Sheppard, R. Žarnić: »Experimental Studies of Methods and Techniques for the Repair and Strengthening of Historic Buildings in Old Urban and Rural Nuclei«, U.S.-Yugoslav Workshop on Protection of Historic Buildings and Town Centers in Seismic Regions, Petrovac, Budva, 1985.
8. M. Tomažević: »Experimentalne in analitične raziskave dinamičnega obnašanja zidanih zgradb pri potresni obtežbi«, Publikacija ZRMK/IKPI 84/05, Ljubljana, 1984.
9. M. Tomažević: »Proračunavanje seizmičke otpornosti zidanih zgradb«, Savetovanje »Iskustva i uslovi za projektovanje i gradnje posle zemljotresa u Crnoj Gori«, Njivice, 1980.
10. R. Žarnić, M. Tomažević: »Aseizmičko pojačanje stare gradske kuće iz XVII stoljeća«, IV kongres SDGKJ, Cavtat, 1986, Knj. 2, str. 201—208.

Vpliv hidrodinamičnih tlakov na potresni odziv valjastega rezervoarja

UDK 624.953:699.841:532.5

HINKO ŠOLINC

Izvleček

V prispevku je podana analiza hidrodinamičnih tlakov, ki so posledica dinamične interakcije med tekočino in rezervoarjem pri potresu. Obravnavani so različni načini izračuna potresnih obtežb. Vpliv posameznih tlakov na dinamično obnašanje rezervoarja je prikazan na primeru delno napoljenega rezervoarja, za katerega je s pomočjo programa DANER izračunan potresni odziv. Predstavljen je del rezultatov in primerjava z eksperimentalnimi izsledki A. Niwe.

INFLUENCE OF HYDRODYNAMIC PRESSURES ON EARTHQUAKE RESPONSE CYLINDRICAL STORAGE TANK

Summary

The hydrodynamic pressures induced by dynamic interaction between the liquid and ground supported storage tank during an earthquake are treated. Different approaches of seismic load evaluated are described. To illustrate the influence of different kinds of pressures on the dynamic behaviour, the earthquake response of partly filled tank has been calculated by means of the program DANER. Some results are presented and compared with the experimental results obtained by A. Niwa.

1. UVOD

Med potresi v zadnjih dvajsetih letih je bilo močno poškodovanih ali uničenih več nadzemskih rezervoarjev. V takih primerih je vedno ocenjena velika ekonomska škoda. O ekološki škodi, ki nastane z izlivom tekočine v okolico in lahko povzroči nepopravljive posledice, pa navadno ni nobenih poročil ali pa so vsaj zelo skopa. Znani so primeri rezervoarjev, pri katerih so pri projektiranju upoštevali tudi dinamični vpliv tekočine, pa so kljub temu utrpeli težke poškodbe. Podrobna analiza poškodb, ki so nastale na rezervoarjih med potresom na Aljaski (1964), samo na območju Anchoragea, je bilo od 21 rezervoarjev poškodovanih ali uničenih 17 rezervoarjev, je pokazala, da obstoječe metode za projektiranje niso zanesljive predvsem zaradi tega, ker ni pravilno upoštevan dinamični vpliv tekočine. Nove raziskave s tega področja je sprožil že razvoj raketne tehnike in jedrskih elektrarn, kjer so predpisi za projektiranje tlačnih posod in velikih rezervoarjev za potrebe reaktorske tehnologije zelo strogi. Analiza dinamične interakcije med konstrukcijo in tekočino je matematično tako zahtevna naloga, da so pravi razvoj omogočili šele računalniki in sodobne numerične metode.

Projektiranje in gradnjo potresnovarnih inženirskih objektov na področju Jugoslavije ureja poseben pravilnik [1], v katerem je predpisano, da je potrebno pri projektiranju rezervoarjev upoštevati

tudi dinamični vpliv tekočine. V pravilniku je navedena Housnerjeva formula za dinamični tlak in parametri Housnerjevega mehaničnega modela brez pojasnil, v katerih primerih in na kakšen način jih uporabljamo. Predpisi določajo, da moramo pri elastičnih rezervoarjih upoštevati tudi reakcijski tlak, ne da bi jasno definirali, kaj ta tlak sploh predstavlja in v čem se razlikuje od tlaka po Housnerju. Namen tega prispevka je pojasniti pomene in rabo posameznih hidrodinamičnih tlakov, razčleniti težave, na katere naletimo pri formulaciji dinamične interakcije med elastičnim rezervoarjem in tekočino, ter pokazati, v katerem primeru lahko interakcijo aproksimiramo z adicijsko masno matriko tekočine. Ta aproksimacija se danes veliko uporablja ne samo pri rezervoarjih [2], temveč tudi pri dolinskih pregradah [3].

2. ENAČBE GIBANJA REZERVOARJA

Valjasti rezervoar obravnavamo kot tanko lupino, ki je pritrjena na togo talno ploščo. Predpostavljamo, da se dno rezervoarja med potresom ne loči od podlage, ter se ves čas giblje z enakim pospeškom $a(t)$ kot tla. Relativni pomik točke na osrednji ploskvi lupine določa osni pomik u , tangentialni pomik v in radialni pomik w (slika 1). Po diskretizaciji rezervoarja na končne elemente zapišemo enačbe gibanja v matrični obliki

$$[M] \{ \ddot{U} \} + [C] \{ \dot{U} \} + [K] \{ U \} = \{ F(t) \} + \{ F_t(t) \} \quad (1)$$

kjer sta $[M]$ in $[K]$ masna in togostna matrika praznega rezervoarja, $[C]$ matrika koeficientov dušenja in $\{ U \}$ posplošen vektor vozliščnih pomikov rezervoarja. V vektorju $\{ F(t) \}$ so zajete zunanje sile, v vektorju $\{ F_t(t) \}$ pa dodatna tekočinska potresna obtežba.

Avtor:

Dr. H. Šolinc, dipl. ing. fiz., izredni profesor, Univerza E. Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, VTOZD gradbeništvo in geodezija, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, 61000 Ljubljana, Jamova 2

3. HIDRODINAMIČNI TLAK

3.1. Osnovne predpostavke

Med potresom stene rezervoarja vsiljujejo nihanje tekočini, za katero predpostavimo, da je neviskozna. Pri tem se na gladini tekočine vzbudijo površinski valovi, v tekočini pa pojavi dinamični tlak, zaradi katerega je rezervoar obremenjen z dodatnimi časovno spremenljivimi silami. Osnovna lastna frekvenca valov na gladini tekočine je približno 50-krat manjša kot osnovna lastna frekvenca rezervoarja. Sklopitev med površinskim valovanjem in vibracijami rezervoarja je torej precej šibka [4]. Zato je v začetnem obdobju potresa, ki traja nekaj sekund, amplituda vzbujenih valov zanemarljivo majhna. V tem obdobju prevladujejo v tekočini vztrajnostne sile, ki so pri velikem volumnu tekočine lahko zelo velike. Pripadajoči dinamični tlak imenujemo impulzni tlak. Za drugo obdobje potresa je značilno bolj ali manj močno površinsko valovanje. Tisti del dinamičnega tlaka, ki je posledica tega valovanja, imenujemo konvekcijski tlak. Danes prevladuje prepričanje, da površinski valovi tudi v drugem obdobju niso posebno veliki [5], tako da lahko konvekcijski tlak zanemarimo. To poenostavitev priporočajo tudi naši predpisi.

3.2. Elastičen rezervoar

Pri navedenih predpostavkah velja za hidrodinamični tlak valovna enačba, ki se za nestisljivo tekočino poenostavi v Laplaceovo enačbo

$$\nabla^2 p(r, \vartheta, z, t) = 0 \quad (2)$$

r , ϑ in z so cilindrične koordinate poljubne točke v tekočini. Rešitev te enačbe mora zadoščati naslednjim robnim pogojem:

$$S_1: p(r, \vartheta, H, t) = 0 \quad (3)$$

$$S_2: \frac{\partial p(R, \vartheta, z, t)}{\partial r} = -\rho_t [\ddot{w}(z, t) + a(t)] \cos \vartheta \quad (4)$$

$$S_3: \frac{\partial p(r, \vartheta, 0, t)}{\partial z} = 0 \quad (5)$$

kjer je ρ_t gostota tekočine, w pa relativni radialni pospešek stene rezervoarja. Ostale oznake so razvidne s slike 1. Robni pogoj (4) je glavni vzrok težav, na katere naletimo pri obravnavanju interakcije med tekočino in rezervoarjem. Pri elastičnem rezervoarju pospeška w namreč ne poznamo in ga dobimo šele z rešitvijo enačbe (1). Te pa ne moremo rešiti, ker ne poznamo tekočinske potresne obtežbe, ki jo povzroča dinamični tlak. Enačbe gibanja rezervoarja in tekočine je potrebno na neki način sklopiti in jih nato reševati skupaj.

Značaj robnega pogoja (4) omogoča, da lahko hidrodinamični tlak zapišemo kot vsoto dveh delov

$$p[\ddot{w}(z, t), a(t)] = p_o[a(t)] + p_r[\ddot{w}(z, t)] \quad (6)$$

Prvi del tlaka p_o je sorazmeren pospešku tal $a(t)$. Ker je ta del tlaka pri istih dimenzijah rezervoarja enak ne glede na to, ali je rezervoar tog ali elastičen, ga imenujemo osnovni tlak. Drugi del tlaka, ki je odvisen od relativnega radialnega pospeška, imenujemo reakcijski tlak. Osnovni tlak ima največjo vrednost vedno ob dnu rezervoarja. Porazdelitev reakcijskega tlaka po višini rezervoarja je odvisna od tipa rezervoarja. Pri širokem rezervoarju ($2R > L$) nastopi maksimum reakcijskega tlaka malo nad dnom, pri visokem rezervoarju ($2R < L$) pa približno na dveh tretjinah višine.

3.3. Tog rezervoar

Pri togem rezervoarju je relativni radialni pospešek w enak nič, zato je enak nič tudi reakcijski tlak. Analitično rešitev enačbe (2) pri robnih pogojih (3, 4, 5) dobimo za valjasti rezervoar brez težav. Zato vse starejše metode za izračun hidrodinamičnega tlaka temeljijo na predpostavki, da je rezervoar tog. Na tej predpostavki je osnovana tudi najbolj znana med njimi, Housnerjeva metoda [6], ki so jo zaradi enostavnosti sprejeli projektanti po vsem svetu. Uporaba metode se je ohranila do današnjih dni, čeprav so mnenja o njeni zanesljivosti že dalj časa precej različna. Iz navedenega sledi, da Housnerjeva formula za hidrodinamični tlak ne predstavlja celotnega impulznega tlaka, temveč samo osnovni tlak. Že Veletsos in Yang [7] sta pokazala, da je hidrodinamični tlak v jeklenem nadzemskem rezervoarju precej večji kot v enakem togem rezervoarju. To spoznanje so potrdili tudi eksperimenti, ki jih je v Berkeleyju opravil A. Niwa [8]. Zato so tudi notranje sile in momenti elastičnega rezervoarja, ki jih izračunamo s pomočjo dinamičnega tlaka za tog rezervoar, prenizko ocenjeni. Haroun v doktorski nalogi [2, str. 209], ki jo je izdelal pod mentorstvom Housnerja, navaja, da je največja notranja osna sila obravnavanega visokega rezervoarja dejansko 2,3-krat večja od sile, izračunane s pomočjo Housnerjevega modela.

4. FORMULACIJA DINAMIČNE INTERAKCIJE MED REZERVOARJEM IN TEKOČINO

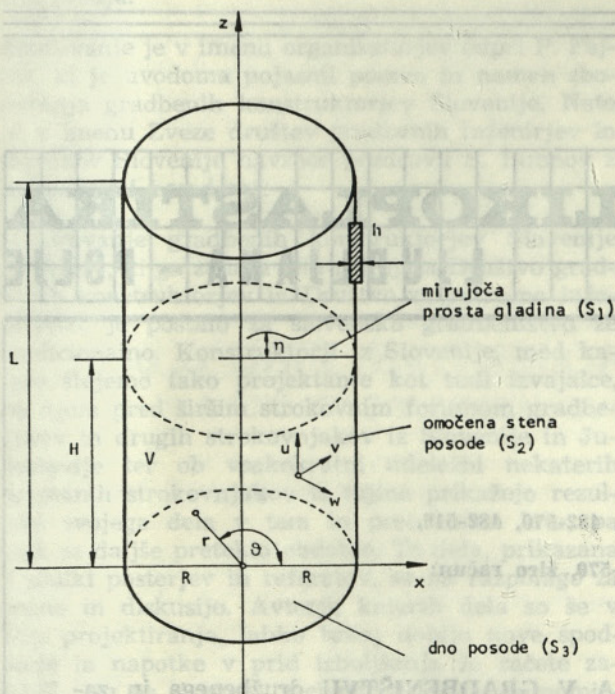
4.1. Adicijska masna matrika tekočine

Uspešno sklopitev enačb gibanja konstrukcije in tekočine je omogočila šele metoda končnih elementov. Prvi jo je izvedel Zienkiewicz [9], ki je gibanje tekočine obravnaval s končnimi elementi, pri

katerih je za vozliščne parametre vpeljal hidrodinamični tlak. Pokazal je, da gibanje sistema konstrukcija-tekočina v splošnem (dolinske pregrade, cevovodi, ladje, različne posode itd.) določata dva povezana sistema diferencialnih enačb, katerih reševanje je še vedno zelo komplicirano. Sistema v praksi poenostavijo z vpeljavo dodatnih predpostavk. Če pri rezervoarju predpostavimo, da je tekočina nestisljiva, dobimo en sam sistem enačb, ki ga v matrični obliki zapišemo [10]

$$([M] + [M]_a)\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F(t)\} + \{P_o(t)\} \quad (7)$$

Dobljena enačba gibanja rezervoarja s tekočino se od enačbe gibanja praznega rezervoarja razlikuje v tem, da je masni matriki praznega rezervoarja $[M]$ prišteta tekočinska matrika $[M]_a$, vektorju običajne potresne obtežbe $\{F(t)\}$ pa dodana obtežba zaradi osnovnega tlaka $\{P_o(t)\}$. V Matriki $[M]_a$, ki se imenuje adicijska masna matrika tekočine, je torej zajet vpliv reakcijskega tlaka. Prednost te aproksimacije je v tem, da kompliciran mehanizem interakcije popišemo s simetrično matriko, ki ni odvisna od časa. Na žalost je matrika $[M]_a$ polna. Zato je ne moremo vgraditi v standardne programe, katerih numerični algoritem temelji na pasovnosti ali diagonalnosti osnovnih matrik konstrukcije.



4.2. Metode za izračun tekočinskih potresnih obtežb in adicijske masne matrike tekočine

Vektor obtežbe osnovnega tlaka $\{P_o(t)\}$ najlažje izračunamo s pomočjo virtualnega dela. Za ta račun potrebujemo osnovni tlak p_o na omočenem

delu rezervoarja. Če ima tekočina preprosto geometrijo (valj, prizma), obstaja analitična rešitev enačbe (2). V tem primeru lahko vektor $\{P_o(t)\}$ in matriko $[M]_a$ izračunamo analitično. V vseh ostalih primerih uporabimo za izračun osnovnega tlaka in matrike $[M]_a$ metodo končnih elementov [11] ali metodo robnih elementov [12], pri kateri diskretiziramo na elemente le rob območja tekočine. S tem odpade računanje tlaka v notranjih vozliščih tekočine, ki ga za izračun vektorja $\{P_o(t)\}$ ne potrebujemo.

5. NUMERIČNI PRIMER IN PRIMERJAVA

Na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo v Ljubljani smo razvili računalniški program DANER (Dinamična ANaliza Elastičnih Rezervoarjev), ki temelji na aproksimaciji interakcije z adicijsko masno matriko tekočine. S tem programom smo izračunali odziv rezervoarja iz aluminija ($L = 4,57$ m, $R = 1,18$ m, $H = 3,96$ m) pri pospešku El Centro (1940, NS) z $a_{max} = 0,5$ g in dobljene rezultate primerjali z rezultati A. Niwe [8]. Omenjeni rezervoar že pred pričetkom vzbujanja ni imel krožnega preseka, kar je naša temeljna predpostavka. To dejstvo otežuje podrobno kvantitativno primerjavo. Vendar takšna primerjava vsekakor pokaže, ali je pravilno zadet velikostni red notranjih sil in kolikšen je pri tem vpliv reakcijskega tlaka [13]. V preglednici 1 so prikazane največje vrednosti nekaterih količin za dva različna primera tekočinske obtežbe. V obeh primerih smo pri izračunu vektorja $\{F(t)\}$ upoštevali le vztrajnostne sile praznega rezervoarja. V primeru A smo za tekočinsko obtežbo upoštevali reakcijski in osnovni tlak, v primeru B pa le osnovni tlak, ki smo ga aproksimirali s Housnerjevo formulo. Največji reakcijski tlak znaša 11 kPa in nastopi na višini 2,7 m, kjer je osnovni tlak enak 4 kPa.

Preglednica 1. Maksimalne vrednosti radialnega pomika in notranjih sil

Primer	Dušenje (%)	w (cm)	N_z (kN/m)	N_{θ} (kN/m)
A	1	0,45	94,0	24,3
	2	0,39	81,9	21,1
	5	0,29	59,8	15,2
B	2	0,12	28,0	6,2
Eksp.		0,58	80,0	28,2

6. SKLEP

Potres vzbudi v tekočini, ki jo rezervoar vsebuje, impulzni in konvekcijski dinamični tlak. Odločilen vpliv na dinamične karakteristike rezervoarja ima

impulzni tlak. Impulzni tlak elastičnega rezervoarja sestavljata osnovni in reakcijski tlak. Za valjasti rezervoar obstaja za osnovni tlak analitična rešitev, ki jo dobro izraža tlak po Housnerju. Reakcijski tlak je odvisen od deformacij rezervoarja. Njegov vpliv na gibanje rezervoarja pri nestisljivi tekočini dobro aproksimira adicijska masna matrika tekočine.

7. ZAHVALA

Avtor se zahvaljuje Raziskovalni skupnosti Slovenije, ki je finansirala raziskave s področja dinamične interakcije med konstrukcijo in tekočino pri potresu. Del teh raziskav je predstavljen v tem prispevku.

8. LITERATURA

1. Pravilnik o tehničnih normativih za projektiranje in proračun inženirskih objektov v seizmičnih področjih, Zvezni zavod za standardizacijo, Beograd.
2. M. A. Haroun, »Dynamic Analyses of Liquid Storage Tanks«, California Institute of Technology, EERL 80-04, Pasadena, Feb. 1980.
3. J. Shaw-Han Kuo, »Fluid-Structure Interactions: Added Mass Computations for Incompressible Fluid«, University of California, UCB/EERC-82/09, Berkeley, 1982.
4. D. D. Kana, »Status and Research Needs for Prediction of Seismic Response in Liquid Containers«, Nuclear Engineering and Design, 69, 1982, 205—221.

5. M. A. Haroun, »Vibration Studies and Tests of Liquid Storage Tank«, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 11, 1983, 179—206.

6. G. W. Housner, »The Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers«, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 47, 1, 1957, 15—35.

7. A. S. Veletsos and J. Y. Yang, »Earthquake Response of Liquid Storage Tank«, Advances in Civil Engineering Through Engineering Mechanics, ASCE, 1977, 1—24.

8. A. Niwa, »Seismic Behaviour of Tall Liquid Storage Tanks«, University of California, UCB/EERC-78/04, Berkeley, Feb. 1978.

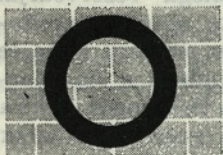
9. O. C. Zienkiewicz and R. E. Newton, »Coupled Vibrations of a Structure Submerged in a Compressible Fluid«, International Symposium on Finite Element Techniques, Stuttgart, May 1969.

10. H. Šolinc, J. Reflak, »Dinamična analiza elastičnih rezervoarjev z metodo končnih elementov«, RSS, URP: C2-0138-792/81, 82, 83, Ljubljana, 1981, 1982, 1983.

11. T. Balendra, »Seismic Stresses in Liquid Storage Tanks«, Inter. Conf. on Engineering for Protection from Natural Disasters, Bangkok, Jan. 1980.

12. H. Šolinc, »Interakcija med tekočino in elastičnim rezervoarjem pri seizmični obtežbi«, 4. kongres Saveza društava za seizmično gradevinarstvo Jugoslavije, Cavtat 1986, Zbornik del, 1, 341—348.

13. H. Šolinc, »Primerjalna študija jugoslovanskih predpisov za aseizmično projektiranje valjastih rezervoarjev«, 8. kongres Saveza društava gradevinskih konstrukterov Jugoslavije, Cavtat 1987, Zbornik del, T2, 179—184.



OBLOGA SLIKOPLASTIKA

LJUBLJANA - POLJE

telefon: komerciala: 482-944, 482-931, 482-970, 482-516,
računovodstvo: 482-025,
kadrovska sl.: 482-840, direktor: 483-570, žiro račun:
50103-601-15507

Izvajamo vsa **ZAKLJUČNA DELA V GRADBENIŠTVU** družbenega in zasebnega sektorja, pri novogradnjah in adaptacijah kot so:

Oblaganje sten in podov s keramičnimi, keramitnimi, klinker ploščicami in mozaikom — pečarska, soboslikarska in pleskarska dela — oblaganje s tapetami, polaganje tlakov iz plastičnih mas in iglanih preprog.

9. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije

Društvo gradbenih konstruktorjev in Društvo za potresno inženirstvo sta v dneh 15. in 16. oktobra 1987 na Bledu organizirala zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, že deveto po vrsti. Udeležilo se ga je prek 200 strokovnjakov s področja gradbeništva. Značilnost letošnjega zborovanja je doslej najštevilnejša udeležba priznanih gradbenih strokovnjakov iz ostalih republik, s čimer je zborovanje gotovo pridobilo splošen jugoslovanski pomen. Velik je bil tudi odziv avtorjev iz prakse in raziskovalnih institucij, torej izven univerze.

Organizatorji so za zborovanje izdali zbornik, ki so ga uredili P. Fajfar, F. Kržić in F. Saje. V njem je objavljenih 31 referatov, obsega pa 300 strani. Organizatorji so sicer prejeli več referatov, vendar vseh niso mogli objaviti zaradi visokih cen tiska in skromnih finančnih možnosti. Zborniku so priložene 3 publikacije Inštituta za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo FAGG za naslednja področja računalništva: analiza konstrukcij, CAD-CAM gradbenih konstrukcij ter programska orodja.

Zborovanje je v imenu organizatorjev odprl P. Fajfar, ki je uvodoma pojasnil pomen in namen zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije. Nato je v imenu Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije navzoče pozdravil S. Bubnov z naslednjimi besedami:

»Zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije na Bledu, ki ga zadnja leta prirejata Društvo gradbenih konstruktorjev in Društvo za potresno inženirstvo, je postalo za slovensko gradbeništvo že tradicionalno. Konstruktorji iz Slovenije, med katere štejemo tako projektante kot tudi izvajalce, na njem pred širšim strokovnim forumom gradbenikov in drugih strokovnjakov iz Slovenije in Jugoslavije ter ob vsakokratni udeležbi nekaterih priznanih strokovnjakov iz tujine prikažejo rezultate svojega dela v tem in pretečenem letu, pa tudi za daljše preteklo obdobje. Ta dela, prikazana v obliki posterjev in referatov, so na razpolago za oceno in diskusijo. Avtorji, katerih dela so še v fazi projektiranja, lahko tukaj dobijo nove spodbude in napotke v prid izboljšanja že začete zamisli, vse pa v smeri racionalnejših in ekonomičnejših rešitev. Zato ta zborovanja dobivajo posebno družbeno vlogo in kvaliteto.

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije ceni požrtvovalno delo, ki ga ob vedno skromnejših finančnih možnostih organizatorji vlagajo v pripravo in uspešen potek zborovanja. Za ta trud si vsekakor zaslužijo vse naše priznanje.

Žal ima naša družba manj posluha za tehnične znanosti kot pa za družboslovne in humanistične. Na to kaže tudi dejstvo, da sredstva javnega obveščanja namenjajo zborovanjem s področja tehničnih znanosti dosti manj pozornosti kot raznim zborovanjem medicincev, pravnikov, ekonomistov in drugih iz netehničnih strok. Udeležba visokih predstavnikov oblasti je na naših zborovanjih dokaj redka.

Tudi sestava dopisnih in rednih članov Slovenske akademije znanosti in umetnosti kaže, da humanistične vede prevladujejo nad tehničnimi.

In vendar se vsi zavedamo, da nam lahko samo razvoj tehničnih znanosti, ki naj bi izboljšal našo produktivnost in dvignil proizvodnjo, zagotovi izhod iz sedanje družbene in gospodarske krize.

Proizvajalci, delavci in strokovnjaki (od delavcev, ki delajo z lopatami, do tehnikov in inženirjev) so tisti, ki zagotavljajo sredstva za življenje in obstoj družbene nadgradnje.

Če ne bi bilo proizvajalcev, delavcev, tehnikov in inženirjev, ne bi mogli razvijati in financirati družboslovnih in humanističnih ved. Ne glede na takšno zapostavljanje tehničnih strok v naši družbi pa inženirji in tehniki na področju gradbeništva že več kot 40 let vlagamo svoje ustvarjalno delo v razvoj družbe, v izgradnjo njene materialne osnove in dvig življenjskega standarda delovnih ljudi. In tako bomo delali tudi naprej. Današnje zborovanje je le ena izmed postaj na tej poti.«

V imenu Zveze društev konstruktorjev Jugoslavije je zborovanje pozdravil njen predsednik Ž. Perišić.

Strokovni del zborovanja je pričel F. Standfuss, ministrski svetovalec pri ministrstvu za promet ZR Nemčije, šef referata za mostove in inženirske gradnje. V svojem zanimivem referatu z naslovom »Gradnja cestnih mostov v ZRN« je prikazal zelo lepe barvne posnetke številnih pomembnejših mostov, zgrajenih pri njih v zadnjih letih, in razložil predpise ter tehnološke postopke v zvezi z njihovimi popravili in vzdrževanjem. Dejstvo je, da so za ta dela angažirali samo visoko kvalificiran inženirski kader. Potek periodičnih pregledov, kontrole nosilnosti, načina odprave posameznih poškodb, zlasti pojavov korozije, je podrobno določen z ustreznimi predpisi. ZR Nemčija kot država z zelo visokim družbenim standardom torej namenja pomemben del svojih sredstev za delovanje tehnične administracije, za organe tehničnega nadzora in

kontrole. V diskusiji je avtor povedal, da je po njegovi oceni v zvezi s temi storitvami smo na področju gradnje mostov v ZR Nemčiji zaposlenih 1200 inženirjev izključno v administrativni službi. To je vsekakor poučen primer za nas, ki ves čas govorimo o potrebi po zmanjšanju administrativnega kadra, čeprav je tehnično-upravni administrativni kader že sedaj izredno šibek in ni sposoben zagotoviti normalnega tehnično-upravnega funkcioniranja naše države na področju gradbeništva.

Avtor je med drugim povedal tudi to, da se v ZR Nemčiji na avtocestah izogibajo gradnji velikih mostov iz prefabriciranih elementov. Načelno dajejo prednost monolitnim armiranobetonskim ali prednapetim kontinuiranim konstrukcijam. Posebno pozornost namenjajo zaščiti prednapetih kablov pred korozijo.

Drugi gost na zborovanju je bil I. Plemelj, naš rojak, sicer pa dolgoletni sodelavec in eden izmed vodilnih inženirjev velikega zahodnonemškega gradbenega podjetja Ph. Holzmann iz Frankfurta. V svojem referatu je obravnaval problem obstojnosti železobetonskih konstrukcij in vpliv okolja na beton. Na zborovanju je prikazal film o izgradnji razkošnega olimpijskega stadiona v Riadu (Saudska Arabija). Gradilo ga je omenjeno podjetje, I. Plemelj pa je opravljal eno izmed vodilnih nalog.

Nekaj avtorjev je v svojih referatih obravnavalo aktualne probleme projektiranja in gradnje sodob-

nih železobetonskih in prednapetih konstrukcij, in sicer tako na področju teorije kot tudi tehnologije graditve.

Več referatov je obravnavalo poškodbe železobetonskih konstrukcij zaradi korozije jekla v betonu. Ta problem postaja vedno bolj pereč zlasti v obmorskih krajih, kjer vlaga povzroča rjavenje armature, zaradi česar nastajajo v betonu razpoke, ki v njegovo notranjost dovajajo vedno več vlage in povzročajo vse hitrejšo razpadanje nosilnega jekla. Precej objektov je zaradi tega resno ogroženih. V nevarnosti je celo veliki most na otok Pag.

Pojav nevarnosti korozije v železobetonu, torej v materialu, ki je svojo stoletnico praznoval nedavno tega (pariški vrtnar Monier je svoj patent prijavil leta 1867), pa ne postaja resen problem samo pri nas, temveč povsod po svetu. Ogroženi so zlasti mostovi in druge armirane in prednapete betonske konstrukcije, ki so izpostavljeni neposrednim vplivom vlage in padavin. Zato bodo morali gradbeniki temu problemu v prihodnjih desetletjih posvetiti precej pozornosti. Zborovanje slovenskih konstruktorjev je pokazalo, da se slovenski gradbeniki tega zelo dobro zavedajo. Bilo je nadvse koristno, da je udeleženec zborovanja seznanil z načinom in postopki reševanja problema zaščite železobetonskih konstrukcij, kar pristojni strokovnjak iz ZR Nemčije kot ene izmed tehnično najbolj naprednih držav v svetu.

S. B.



**DOLENJSKI
PROJEKTIVNI BIRO p. o.
NOVO MESTO, SOKOLSKA 1**

TEHNIČNA DOKUMENTACIJA

- arhitektonski načrti za stanovanjske, upravne, industrijske in javne zgradbe
- načrti gradbenih konstrukcij za visoke in nizke zgradbe ter jeklene konstrukcije
- načrti nizkih in prometnih zgradb
- načrti strojnih in elektroinstalacij

INVESTITORSKI POSLI

v zvezi s pripravo na graditev, z gradnjo objektov in zagonom objektov

INVESTICIJSKA DOKUMENTACIJA

URBANISTIČNA DOKUMENTACIJA

STROKOVNO NADZORSTVO NAD GRADNJO OBJEKTOV

IZVAJANJE GEODETSKO TEHNIČNIH STORITEV

INFORMACIJE? telefon (068) 24-409

Ocenjevanje pričakovane potresne ranljivosti in ogroženosti večjih skupin starejših objektov

UDK 624.131.55.001.8:711.168

1. UVOD

Ocenjevanje potresne ranljivosti starejših objektov, to je objektov, zgrajenih pred sprejetjem predpisov o gradnji objektov na potresnih področjih, je pomembna naloga gradbenikov tako v času pred potresom kot tudi v popotresnem obdobju. Za ugotavljanje stopnje poškodovanosti in ranljivosti zaradi potresa prizadetih zgradb že dalj časa obstajajo določene metodologije. V Jugoslaviji so se te metodologije razvijale predvsem po zadnjih potresih na Kozjanskem (l. 1974), v Posočju (l. 1976) in v Črni gori (l. 1979) (glej [1]). Tako je bila v letu 1979 (Uradni list SFRJ, št. 17/1979) sprejeta enotna metodologija za cenitev škode zaradi elementarnih nesreč, ki je bila v letu 1987 dopolnjena z novim navodilom (Uradni list SFRJ, št. 27/1987). Po drugi strani še nimamo vsestransko uporabne metodologije za ocenjevanje potresne ranljivosti večjih skupin starejših objektov, katerih potresna varnost nikakor ne zadošča zahtevam veljavnih predpisov za gradnjo objektov visokogradnje na potresnih področjih. Gre torej za razliko med tako imenovano »opaženo potresno ranljivostjo«, ki jo ugotavljamo na podlagi stanja objekta po potresu, in »pričakovano potresno ranljivostjo«, ki jo izračunavamo ali ocenjujemo na podlagi vseh razpoložljivih podatkov o objektu in pričakovanem potresu (glej [2]).

Pri posameznih objektih, predvsem kadar je predvidena prenova zgradbe s protipotresno ojačitvijo, običajno izračunamo potresno odpornost zgradbe v obstoječem in ojačenem stanju. Ta izračun postane sestavni del projektne dokumentacije predvidenega prenovitvenega posega. Računske metode za določanje potresne odpornosti zidanih in ostalih zgradb so znane, pravilne rezultate pa dobimo le, če imamo zanesljive podatke o materialno-tehnič-

nih karakteristikah nosilnih elementov. Zaradi tega je pogosto potrebno izvajati bolj ali manj obsežne raziskave teh elementov, pri čemer nastanejo precejšnji stroški. Pri večjih skupinah starejših objektov, kjer je prenova ali protipotresna ojačitev predvidena le v srednjeročnem oziroma dolgoročnem obdobju, lahko postanejo stroški raziskav in računa potresne odpornosti preveliki v primerjavi z razpoložljivimi sredstvi. Zato smo v tem primeru prisiljeni uporabljati hitrejše in cenejše postopke. Njihova natančnost in obsežnost je seveda nujno manjša kot pri računski analizi, kljub temu pa naj dajejo čim bolj pregledno in zanesljivo sliko potresne ranljivosti oziroma ogroženosti večjih skupin zgradb.

V pričujočem prispevku opisujemo enostavno metodologijo za ocenjevanje pričakovane potresne ranljivosti in ogroženosti starejših, predvsem zidanih zgradb. Uporabnost prikazane metodologije je precej široka, saj jo je možno prilagoditi skupinam zgradb različnih tipov in namembnosti. Prikazali bomo tudi oceno potresne ranljivosti po opisani metodologiji za dve različni skupini zgradb. Prva skupina obsega 27 objektov na zaključnem uređenem območju v Stari Ljubljani, druga skupina pa 22 starejših objektov vzgojno-izobraževalnih ustanov v občini Ljubljana Bežigrad.

2. OCENJEVANJE PRIČAKOVANE POTRESNE RANLJIVOSTI IN DOLOČANJE RELATIVNE OGROŽENOSTI

2.1. Izbira metodologije

Pri razvijanju ustrezne metodologije za ocenjevanje potresne ranljivosti starejših zgradb smo izhajali iz lastnih izkušenj kot tudi iz virov, dostopnih v literaturi. Iz teh virov (za splošni pregled glej npr. [3] in [4]) je razvidno, da obstaja za ocenjevanje pričakovane potresne ranljivosti objektov veliko različnih metodoloških pristopov, ki so v večji

Avtorja:

Mag. Peter Sheppard, dipl. inž. gradb.

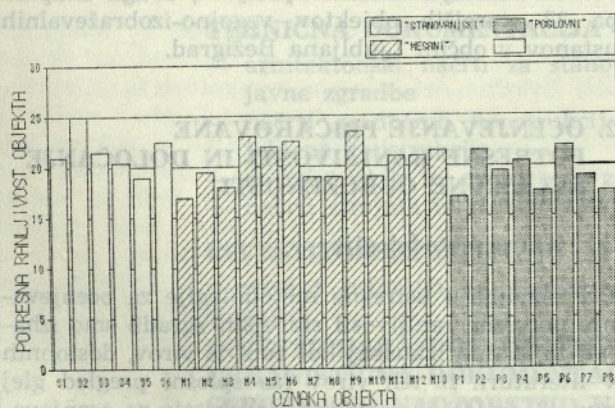
Marjana Lutman, dipl. inž. gradb.

ali manjši meri prilagojeni specifičnim pogojem v posameznih državah. Na splošno velja, da je izbira metodologije za uporabo na nekem določenem potresnem območju odvisna predvsem od treh faktorjev: od velikosti in narave fonda objektov, od končnih ciljev analize (npr. za urbanistično planiranje, za potrebe ljudske obrambe ali za pripravo strategije za dolgoročno zmanjšanje seizmičnega rizika) in, v precejšnji meri, tudi od razpoložljivih finančnih sredstev in časa.

V okviru tega prispevka se bomo omejili le na metodologije, ki temeljijo na načelu razvrščanja stavb in njihovih nosilnih elementov v različne kategorije predvsem na podlagi izkušenj, pridobljenih pri prejšnjih potresih. Pri teh metodologijah ocenjujemo potresno ranljivost objektov s pomočjo ogle-
dov »stavbe po stavbi« in sprotne ovrednotenjem sposobnosti njihovih nosilnih sistemov za prevzem potresnih obremenitev. Analitične in polanalitične metode za izračunavanje potresne odpornosti zidanih zgradb so podane v literaturi (glej npr. [5] in [6]).

2.2. Ocenjevanje potresne ranljivosti objektov

Med prvimi objavljenimi postopki za ocenjevanje potresne ranljivosti objektov je »metoda za terensko ocenjevanje« (angl. »Field Evaluation Method«), ki ga je razvil C. G. Culver s sodelavci (glej [7]). Metoda je uporabna za ocenjevanje potresne ranljivosti zgradb vseh vrst, ocenjevalni parametri pa so naslednji: (1) vrsta nosilne konstrukcije, (2) simetričnost konstrukcije, (3) količina nosilnih elementov, (4) obstoječe stanje objekta, (5) togost konstrukcije, (6) kakovost sidranja stropov in drugih zvez in (7) prisotnost ali odsotnost protipotresnih vezi. Do neke mere podobno metodo je predlagal J. H. Wiggins (glej [8]) z ocenjevalnimi parametri: (1) vrsta nosilne konstrukcije, (2) vrsta diafragme ali sistema za zagotavljanje togosti v horizontalni smeri, (3) vrsta notranjih sten, (4) ocena obstoječega stanja objekta in (5) ocena posebnih nevarnosti. Po obeh metodah se potresna ranljivost objektov določa s seštevanjem izbranih vrednosti ocenjevalnih parametrov, potresna ogroženost pa z upoštevanjem pričakovane stopnje seizmičnosti.



Slika 1. Potresna ranljivost objektov zaključnega ureditvenega območja v Stari Ljubljani

Zaradi več zaporednih močnih potresov se je v zadnjem desetletju tudi v Italiji močno povečalo zanimanje za potresno ranljivost starejših, večinoma zidanih zgradb. Za tovrstne zgradbe se je v tej državi uveljavila predvsem metoda, ki sta jo predlagala D. Benedetti in V. Petrini (glej [9]). Upoštevala sta deset parametrov: povezanost zidov, vrsta zidov, vrsta tal, strižna odpornost zidov (računsko ocenjena), regularnost tlorisa, regularnost objekta po višini, vrsta horizontalnih diafragm, streha, detajli in splošno stanje objekta. Za vsak parameter sta predlagala tudi vrednost pripadajočega utežnega faktorja, razen za parametre regularnosti tlorisa, vrste horizontalnih diafragm in strehe (utežne faktorje za te parametre naj bi določili sami izvajalci pregleda stavbe). Zanesljivost te metode sta avtorja preverila na primeru mesta Gubbio v osrednji Italiji, kjer je bila potresna ranljivost stavb starega mestnega jedra ocenjena že pred potresom v letu 1984.

Na podlagi primerjave opisanih metod in ob upoštevanju rezultatov, dobljenih za zamišljeno skupino objektov s potresno ugodnimi in neugodnimi značilnostmi (glej [10]), smo se odločili, da pripravimo nov predlog metodologije za določanje potresne ranljivosti starejših, predvsem zidanih zgradb na potresnih območjih 8. in 9. stopnje po lestvici MCS. Pri tem smo se omejili na pet osnovnih ocenjevalnih parametrov zgradbe. Za zidane zgradbe in za zgradbe s konstrukcijo mešanega tipa (objekte z nosilnimi zidovi in armiranobetonskimi stebri) smo osvojili naslednje parametre in utežne faktorje:

A. zidane zgradbe

	utežni faktor
(1) vrsta in kakovost zidov	1,0
(2) količina zidov	1,0
(3) razporeditev zidov	1,0
(4) povezanost zidov	1,5
(5) drugi faktorji	0,5

B. zgradbe s konstrukcijo mešanega tipa

	utežni faktor
(1) vrsta in kakovost zidov in stebrov	1,0
(2) količina zidov in stebrov	1,0
(3) razporeditev zidov in stebrov	1,0
(4) mešanost konstrukcije, konstrukcijski detajli	1,5
(5) drugi faktorji	0,5

Ti parametri lahko zavzamejo vrednosti od 1 do 5, kjer pomeni ocena »1« dokazano stanje v skladu s predpisi, ocena »5« pa stanje, ki predpisom o protipotresni gradnji sploh ne ustreza. Vsoto uteženih osnovnih parametrov označimo s »P_s«. Giblje se v razponu od 5 do 25 točk, in nam da osnovo za račun potresne ranljivosti objekta.

Poleg osnovnih parametrov zgradbe upoštevamo dodatni, potresno neugodni vpliv večje višine objekta s parametrom »P_h«, ki pri posamezni zgradbi zavzame eno od naslednjih vrednosti:

- etažnost zgradbe P_h
- do $P + 2$ (normalne etažne višine) 0
- $P + 2$ (velike etažne višine) ali 1

P + 3 (normalne etažne višine)	2
— P + 3 (velike etažne višine) ali	
P + 4 (normalne etažne višine)	4
— P + 4 (velike etažne višine) ali	
P + 5 (normalne etažne višine)	6

Kot objekte z velikimi etažnimi višinami upoštevamo objekte, kjer višina večine etaž presega 3,5 metra. Vpliv stopnje seizmičnosti lokacije, na kateri se objekt nahaja, pa zajamemo s parametrom »P₁«, ki na potresnih območjih 8. ali 9. stopnje po lestvici MCS zavzame eno od naslednjih vrednosti:

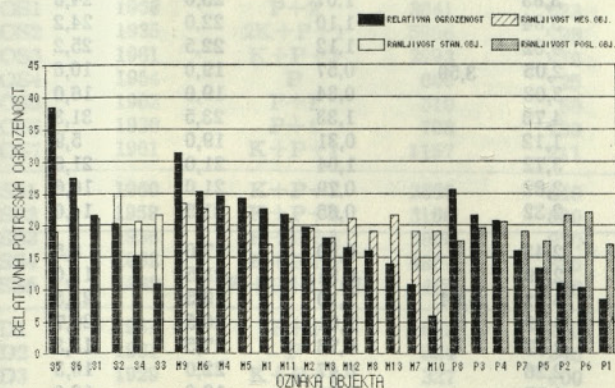
Območje	Seizmični koeficient K _s	P ₁
8 ₁	0,04	— 3
8 ₂	0,05	0
8 ₃	0,06	+ 3
9 ₁	0,08	+ 9
9 ₂	0,10	+ 15
9 ₃	0,12	+ 21

Pri določitvi ustreznih vrednosti za parameter »P₁« smo upoštevali razporeditev seizmičnih koeficientov, kot je predvidena na potresno-mikrorajonzacijskih kartah. Ta razporeditev upošteva vpliv različnih tal pri isti osnovni potresni stopnji. Osnovni računski seizmični koeficient za območje 9. stopnje po lestvici MCS je za tla različnih kakovosti še enkrat večji od seizmičnega koeficienta, ki za enaka tla ustreza 8. stopnji. Če upoštevamo, da znaša povprečna potresna ranljivost starejših objektov na različnih območjih približno P_s = 15,0 točk, potem sledi, da lahko upravičeno pripišemo enako število točk razponu od 8. do 9. stopnje za srednje dobra tla.

Ob upoštevanju vseh navedenih parametrov lahko sedaj zapišemo obrazec za določanje potresne ranljivosti starejših objektov:

$$V_s = (P_s + P_h + P_l) \cdot F_t \quad (1)$$

kjer je parameter »F_t« še faktor vrste nosilnega sistema. Za zidane zgradbe privzamemo vrednost F_t = 1,0, pri zgradbah s konstrukcijo mešanega tipa pa vrednost F_t = 0,85, kar pomeni, da smo potresno ranljivost teh zgradb na splošno zmanjšali za 15,0% v primerjavi z nadomestnimi zidanimi zgradbami.



Slika 2. Relativna potresna ogroženost v primerjavi s potresno ranljivostjo za zaključeno ureditveno območje v Stari Ljubljani

2.3. Določanje relativne potresne ogroženosti

Medtem ko predstavlja ocena potresne ranljivosti kakega objekta predvsem oceno verjetnosti nastanka poškodb ali porušitve objekta pri potresu predvidene maksimalne intenzitete, se pojem potresne ogroženosti nanaša v prvi vrsti na uporabnike objekta, do določene mere pa seveda tudi na materialne dobrine v objektu in osnovno vrednost stavbe. Glavna parametra sta zato število uporabnikov v objektu in velikost uporabne tlorisne površine v vseh etažah objekta, na podlagi katerih lahko takoj ugotovimo gostoto uporabnikov. Gostota uporabnikov posameznih objektov se bo seveda spreminjala z dnevnim in letnim časom, zato je pri oceni števila uporabnikov potrebno upoštevati neko povprečno število, ki najbolj ustreza dejanskemu stanju (za raziskovalne namene bi bilo možno za vsako stavbo izdelati posebno oceno izpostavljenosti uporabnikov). Najprej določimo gostoto uporabnikov v posameznem objektu (običajno na 100,0 m² uporabne površine), nato pa jo primerjamo s povprečno (ponderirano) gostoto uporabnikov v skupini zgradb podobne namembnosti. Tako ugotovimo relativno gostoto uporabnikov v okviru obravnavane skupine zgradb, označeno z »D_r«. Relativna potresna ogroženost pri posameznem objektu »V_u« je potem dana z izrazom:

$$V_u = V_s \cdot D_r \quad (2)$$

Glede na to, da se relativna gostota uporabnikov nanaša na povprečno gostoto znotraj skupine objektov, se tudi relativna potresna ogroženost nanaša samo na to skupino in pove, v kolikšni meri je določen objekt s svojimi uporabniki potresno bolj ali manj ogrožen glede na ostale. Za oceno ogroženosti samega gradbenega tkiva objektov bi bilo možno izhajati predvsem iz uporabne površine tlorisa ob upoštevanju dosedanje amortizacije stavbe. To je zlasti pri starejših zgradbah oziroma kulturno-zgodovinskih spomenikih razmeroma zapleteno vprašanje, zato ga na tem mestu ne obravnavamo.

3. DVA PRIMERA UPORABE METODOLOGIJE V PRAKSI

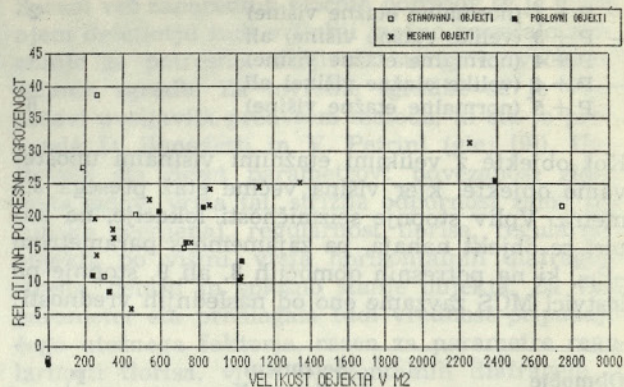
3.1. Zaključeno ureditveno območje v Stari Ljubljani

V okviru priprave posebnih strokovnih podlag za ureditveni načrt za območje urejanja CO 1/19 v Stari Ljubljani (območje med Cankarjevim nabrežjem, Stritarjevo ulico, Mestnim trgom in pod Trančo) smo izdelali oceno potresne ranljivosti 27 zgradb (vseh v območju, razen treh, ki se v tem času prenavljajo). Vsaka obravnavana stavba predstavlja konstrukcijsko celoto. Vse zgradbe na tem območju so zidane in stare večinoma več sto let, razen petih, ki so zgrajene po ljubljanskem potresu leta 1895. Nosilni zidovi so kamniti, kamnito-opečni ali, pri novejših stavbah, opečni. Stropne konstrukcije so večinoma še lesene, v redkih primerih pa so nad eno ali več etažami vgrajene armiranobetonske plošče. Največ je stavb s pritličjem in dvema ali

tremi nadstropji. Vsi objekti so locirani na območju 8. potresne stopnje po lestvici MCS, s pripadajočim seizmičnim koeficientom $K_s = 0,06$.

Glede na njihovo namembnost smo obravnavane zgradbe razdelili na tri različne skupine: »stanovanjski objekti« (objekti, kjer znaša delež uporabne površine, ki rabi stanovanjskemu namenu, več kot 75,0 % celotne uporabne površine v objektu), »poslovni objekti« (objekti, kjer znaša delež uporabne površine, ki rabi poslovnim namenom, več kot 75,0 % celotne uporabne površine) in »mešani objekti« (ostali objekti, ki ne spadajo v prej omenjeni skupini). Tako smo dobili 6 »stanovanjskih objektov« (S1–S6), 13 »mešanih objektov« (M1–M13) in 8 »poslovnih objektov« (P1–P8). Opazili smo precejšnje razlike v gostoti uporabnikov objektov, saj znaša ponderirana povprečna gostota uporabnikov v navedenih treh skupinah objektov 2,62, 3,59 in 4,84 uporabnikov na 100,0 m² uporabne površine.

V tabeli 1 so prikazani osnovni podatki o objektih in rezultati raziskave potresne ranljivosti in relativne ogroženosti na omenjenem območju. Na sliki 1 je grafično prikazana potresna ranljivost objektov, na sliki 2 relativna potresna ogroženost v



Slika 3. Relativna potresna ogroženost glede na velikost koristne tlorisne površine objektov za zaključeno ureditveno območje v Stari Ljubljani

primerjavi s potresno ranljivostjo (vrstni red objektov je sedaj spremenjen) in na sliki 3 relativna potresna ogroženost glede na velikost objektov, kar nam na določen način ponazarja »potresno problematičnost« posameznih objektov. Iz teh prikazov je razvidno, da je po tej metodologiji ocenjena potresna ranljivost objektov precej homogena, medtem ko je ocenjena potresna ogroženost pri posa-

Tabela 1. Rezultati raziskave potresne ranljivosti in relativne ogroženosti objektov v zaključenem ureditvenem območju Stare Ljubljane

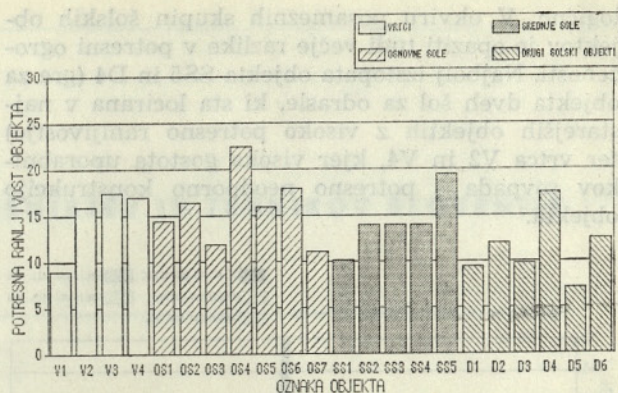
Objekt	Leto izgradnje: 1: pred potresom leta 1895 2: po potresu leta 1895	Etažnost	Koristna površina [m ²]	Število uporabnikov	Gostota uporabnikov [na 100 m ² koristne površine]	Povprečna gostota uporabnikov [na 100 m ² koristne površine]	Relativna gostota uporabnikov	Potresna ranljivost objekta	Relativna potresna ogroženost
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S1	2	K+P+3+M	2751,2	74	2,69		1,03	21,0	21,6
S2	1	P+3	473,6	10	2,11		0,81	25,0	20,3
S3	1	P+2+M	303,0	4	1,32	2,62	0,50	21,5	10,8
S4	1	P+3+M	723,1	14	1,94		0,74	20,5	15,2
S5	1	K+P+3	258,0	15	5,81		2,22	19,0	42,2
S6	1	P+2	188,0	6	3,19		1,22	22,5	27,5
M1	1	K+P+2+M	545,0	26	4,77		1,33	17,0	22,6
M2	2	P+2	247,7	9	3,63		1,01	19,5	19,7
M3	1	P+2+M	345,4	3	0,87	0,24 → 1,00*		18,0	18,0
M4	1	K+P+3+M	1122,8	43	3,83		1,07	23,0	24,6
M5	1	P+3	862,9	34	3,94		1,10	22,0	24,2
M6	1	K+P+3+M	1343,8	54	4,02		1,12	22,5	25,2
M7	1	K+P+2 (3)	1023,8	21	2,05	3,59	0,57	19,0	10,8
M8	1	P+3+M	758,0	23	3,03		0,84	19,0	16,0
M9	1	P+4	2257,1	108	4,78		1,33	23,5	31,3
M10	2	P+2	444,7	5	1,12		0,31	19,0	5,9
M11	2	K+P+3+M	859,3	32	3,72		1,04	21,0	21,8
M12	1	P+2	354,0	10	2,82		0,79	21,0	16,6
M13	1	P+3	258,4	6	2,32		0,65	21,5	14,0
P1	1	P+2	328,9	8	2,43		0,50	17,0	8,5
P2	1	P+1	241,4	6	2,49		0,51	21,5	11,0
P3	1	P+2+2M	826,3	44	5,32	4,84	1,10	19,5	21,5
P4	1	K+P+2+2M	592,8	29	4,89		1,01	20,5	20,7
P5	1	K+P+2 (3)	1029,8	38	3,69		0,76	17,5	13,3
P6	2	P+3+M	1018,1	23	2,26		0,47	22,0	10,3
P7	1	K+P+2	736,9	30	4,07		0,84	19,0	16,0
P8	1	P+2+M	2388,7	169	7,07		1,46	17,5	25,6

* Popravek zaradi velike spremenljivosti števila uporabnikov.

meznih objektih zelo različna. To dejstvo je, glede na približno enako dobo graditve objektov na eni strani in na precej različne relativne gostote uporabnikov na drugi strani, seveda razumljivo in ga bo potrebno upoštevati pri določanju prednosti objektov pri prenovi.

3.2. Starejši objekti vzgojno-izobraževalnih ustanov v občini Ljubljana-Bežigrad

Raziskovali smo tudi potresno ranljivost in relativno ogroženost vseh starejših objektov vzgojno-izobraževalnih ustanov v občini Ljubljana-Bežigrad, tako 4 objektov vzgojno-varstvenih ustanov (V1—V4), 7 objektov osnovnih šol (OS1—OS7), 5 objektov srednjih šol (SS1—SS7) in 6 drugih šolskih objektov (D1—D6), kar je skupaj 22 objektov. Najstarejši stavbi sta bili zgrajeni v 19. stoletju, 5 objektov je bilo zgrajenih v obdobju 1900 do 1945 in 15 v povojnem času do leta 1965. Vsi objekti so locirani na območju 8. potresne stopnje po lestvici MCS, s seizmičnimi koeficienti v razponu $K_s = 0,04—0,06$. 13 objektov je bilo zidanih, in 9 objektov z nosilno konstrukcijo mešanega tipa. Način gradnje objektov je bil zato heterogen in je obsegal vse od kamnitih in opečnih zidov do armiranobetonskih stebrov, z lesenimi ali armirano-betonskimi stropnimi konstrukcijami. Pri vseh objektih smo upoštevali enotno ponderirano povprečno gostoto uporabnikov, ki znaša 20,0 uporabnikov na 100,0 m² uporabne površine.



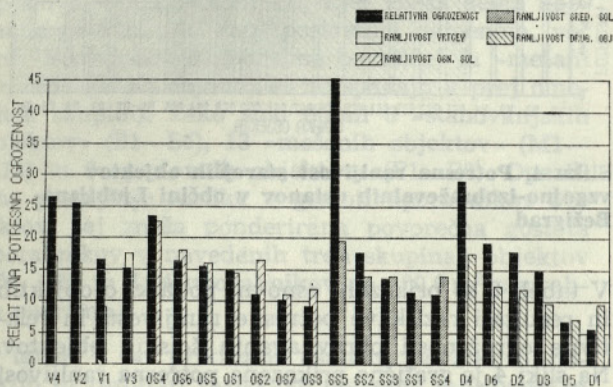
Slika 4. Potresna ranljivost starejših objektov vzgojno-izobraževalnih ustanov v občini Ljubljana-Bežigrad

V tabeli 2 so prikazani osnovni podatki o objektih in rezultati raziskave potresne ranljivosti in relativne ogroženosti obravnavanih šolskih objektov. Na sliki 4 je grafično prikazana potresna ranljivost objektov, na sliki 5 relativna potresna ogroženost v primerjavi s potresno ranljivostjo (vrstni red objektov je ponovno spremenjen) in na sliki 6 relativna potresna ogroženost glede na velikost objektov. Iz teh podatkov je razvidno, da pri potresni ranljivosti objektov obstajajo precejšnje razlike, nivo ranljivosti pa je na splošno nižji kot pri prej obravnavanih objektih v Stari Ljubljani, kar je povsem

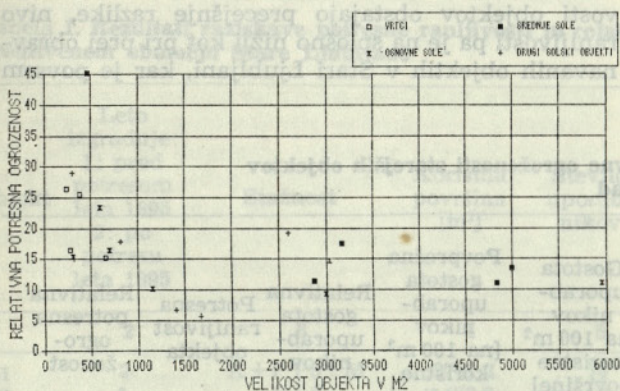
Tabela 2. Rezultati raziskave potresne ranljivosti in relativne ogroženosti starejših objektov vzgojno-izobraževalnih ustanov v občini Ljubljana-Bežigrad

Objekt	Letnica izgradnje	Etažnost	Koristna površina [m ²]	Število uporabnikov	Gostota uporabnikov [na 100 m ² koristne površine]	Povprečna gostota uporabnikov [na 100 m ² koristne površine]	Relativna gostota uporabnikov	Potresna ranljivost objekta	Relativna potresna ogroženost
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V1	1938	K+P+M	283	104	36,8	20,0	1,84	9,0	16,5
V2	1936	K+P+1	389	124	31,9		1,59	16,0	25,5
V3	1948	P+1	660	115	17,4		0,87	17,5	15,2
V4	1939	K+P+M	240	75	31,2		1,56	17,0	26,5
OS1	1958	P+2	3041	623	20,5		1,02	14,5	14,8
OS2	1935	2K+P+1	5956	798	13,4		0,67	16,5	11,1
OS3	1961	K+P+2	2993	470	15,7		0,78	11,9	9,3
OS4	1954	P	600	125	20,8		1,04	22,5	23,4
OS5	1902	P+1	310	60	19,4		0,97	16,0	15,5
OS6	1938	P+1	708	130	18,4		0,92	18,0	16,5
OS7	1961	K+P+1	1157	211	18,2		0,92	11,1	10,2
SS1	1960	K+P+2	2866	640	22,3		1,12	10,2	11,4
SS2	1958	K+P+3	3166	800	25,3		1,26	14,0	17,6
SS3	1936	K+P+4	5000	970	19,4		0,97	14,0	13,6
SS4	1962	K+P+5	4837	800	16,5		0,83	14,0	11,6
SS5	1882	K+P+1+M	465	216	46,5		2,32	19,5	45,2
D1	1961	P+2	1672	200	12,0		0,60	9,5	5,7
D2	1961	P	824	246	29,9		1,49	12,0	17,9
D3	1929	K+P+1	327	100	30,6		1,53	9,8	15,0
D4	1870	P+1	302	100	33,1		1,66	17,5	29,0
D5	1965	P+2	1406	270	19,2		0,96	7,2	6,9
D6	1961	K+P+4	2600	800	30,8		1,54	12,5	19,2

logično. V okviru posameznih skupin šolskih objektov je opaziti tudi večje razlike v potresni ogroženosti. Najbolj izstopata objekta SS5 in D4 (gre za objekta dveh šol za odrasle, ki sta locirana v najstarejših objektih z visoko potresno ranljivostjo) ter vrta V2 in V4, kjer visoka gostota uporabnikov sovпада s potresno neoporno konstrukcijo objekta.



Slika 5. Relativna potresna ogroženost v primerjavi s potresno ranljivostjo za starejše objekte vzgojno-izobraževalnih ustanov v občini Ljubljana-Bežigrad



Slika 6. Relativna potresna ogroženost glede na velikost koristne tlorisne površine starejših objektov vzgojno-izobraževalnih ustanov v občini Ljubljana-Bežigrad

4. SKLEP

Rezultati, dobljeni s pomočjo predlagane metodologije, kažejo, da jo lahko uspešno uporabljamo za ocenjevanje potresne ranljivosti in relativne potresne ogroženosti starejših zgradb, ki ne izpolnjujejo zahtev veljavnih predpisov o gradnji objektov na potresnih območjih. Menimo, da opisana meto-

dologija lahko ob pravilnem pristopu zagotavlja dovolj pregledno in zanesljivo sliko potresne ranljivosti in relativne potresne ogroženosti večjih skupin objektov. S tem že dosežemo razvrstitev objektov v okviru skupine glede na nujnost protipotresne ojačitve. Pred izvedbo ojačitve posameznih objektov je seveda potrebno ob detajlnejšem pregledu in raziskavi konstrukcije opraviti računsko analizo njihove potresne odpornosti.

5. ZAHVALA

Osnovne raziskave potresne ranljivosti starejših zgradb sta podprli Raziskovalna skupnost Slovenije in Posebna raziskovalna skupnost za graditeljstvo. Raziskavo potresne ranljivosti starejših šolskih objektov v občini Ljubljana-Bežigrad je sofinancirala raziskovalna skupnost te občine, raziskavo objektov v Stari Ljubljani pa Zavod za izgradnjo Ljubljane, TOZD Urbanizem — LUZ. Vsem se na tem mestu zahvaljujemo.

6. Literatura

- Petrovski J., V. Stanković, N. Nočevski, D. Ristić: Development of empirical and theoretical vulnerability and seismic risk models. Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984.
- Bubnov, S.: Seizmološki, ekonomski in pravni kriteriji za sanacijo zgradb zaradi potresa. Gradbeni vestnik, Ljubljana, št. 6/83.
- Corsanego, A.: A review of methodologies for seismic vulnerability assessment. Proceedings of the International conference on reconstruction, restoration and urban planning of towns and regions in seismic prone areas, Skopje, 1985.
- Post-earthquake damage evaluation and strength assessment of buildings under seismic conditions. Building construction under seismic conditions in the Balkan region, vol. 4, UNIDO/UNDP project RER/79/015, Vienna, 1985.
- Tomažević, M.: Račun seizmične odpornosti zidanih zgradb. Gradbeni vestnik, Ljubljana, št. 9/80.
- Turnšek, V.: Parametri seizmične odpornosti zidanih zgradb. Gradbeni vestnik, Ljubljana, št. 6/77.
- Culver, C. G., H. S. Law, G. C. Hart, C. W. Pinkham: Natural hazards evaluation of existing buildings, NBS BSS-61, Building science series, National Bureau of Standards, Washington D. C., 1975.
- Wiggins, J. H., L. T. Lee, M. R. Ploessel, W. J. Peltak: Seismic safety study: City of Los Angeles. Redondo Beach, California, J. H. Wiggins Company, 1974.
- Benedetti, D., V. Petri: On seismic vulnerability of masonry buildings: proposal of an evaluation procedure. L'Industria delle Costruzioni, vol. 18, 1984.
- Sheppard, P., M. Tomažević: Izhodišča in kriteriji za ugotavljanje potresne ranljivosti zidanih zgradb. Poročilo ZRMK/IKPI-86/11, Ljubljana, 1986.



ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
LJUBLJANA, ERJAVČEVA ULICA 15

ROKI PRIPRAVLJALNIH SEMINARJEV ZA STROKOVNE IZPITE V GRADBENIŠTVU ZA LETO 1988

5. seminar: od 23. do 27. maja 1988
6. seminar: od 19. do 23. septembra 1988
7. seminar: od 17. do 21. oktobra 1988
8. seminar: od 21. do 25. novembra 1988
9. seminar: od 19. do 23. decembra 1988

ROKI PRIPRAVLJALNIH SEMINARJEV ZA STROKOVNE IZPITE EKONOMSKE STROKE ZA LETO 1988

1. seminar: od 16. do 18. maja 1988
2. seminar: od 12. do 14. decembra 1988

Prijave, z natančnimi podatki udeležencev (ime-priimek, strokovnost, naslov) in izjavo o plačniku stroškov seminarja v obliki dopisa, prejema **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Erjavčeva 15** do 10. dne v mesecu tekočega seminarja.

IZPITNI ROKI STROKOVNIH IZPITOV ZA GRADBENIKE, ARHITEKTE IN GEODETE V LETU 1988

PISNI

14. maj 1988
24. september 1988
22. oktober 1988
19. november 1988

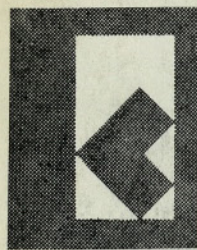
USTNI

9.—13. maj 1988
6.—10. junij 1988
10.—14. oktober 1988
14.—18. november 1988
12.—16. december 1988

IZPITNI ROKI STROKOVNIH IZPITOV ZA EKONOMISTE

20.—24. junij 1988
24.—28. oktober 1988

Prijave (izpolnjene obrazce s prilogami) je treba poslati 20 dni pred pričetkom pisnega dela izpita na **ZVEZNI CENTER ZA IZOBRAŽEVANJE GRADBENIH INŠTRUKTORJEV, Ljubljana, Kardeljeva ploščad 27.** Izpit za ekonomiste se razpiše, če je vsaj 10 prijavljenih!



splošno gradbeno podjetje

sozd
imos

konstruktor

n.sol.o., maribor

62000 MARIBOR, Sernčeva ulica 8 – Tel. 062/21-741 – Telex: 33180 yu konmar



Lent dobiva novo podobo

Gradimo vse vrste objektov v klasičnih in montažnih tehnologijah doma in v tujini, vključeni smo v družbeno usmerjeno stanovanjsko gradnjo, izvajamo revitalizacijo objektov in naselij, izvajamo inženiring storitve, projektiramo vse vrste objektov, proizvajamo in nudimo gramozne agregate, betone, armaturo, betonske polizdelke, opečne izdelke in ročno izdelano okrasno in uporabno keramiko, kovinske in mizarske izdelke ter gradbene obrtniške storitve.