

JDK-UDC 05:625; ISSN 0017-2774 • LJUBLJANA, APRIL-MAJ-JUNI, 1995 • LETNIK XXXIV • STR.: 59-131

# GRADBENI VESTNIK

# 4-5-6

1995



OB 100-LETNICI LJUBLJANSKEGA POTRESA

**Glavni in odgovorni urednik:**

---

Franc ČAČOVIČ

**Lektor:**

---

Alenka RAIČ

**Tehnični urednik:**

---

Danijel TUDJINA

**Uredniški odbor:**

---

Sergej BUBNOV, Stane PAVLIN,  
Andrej KOMEL,  
mag. Jože BOŠTJANČIČ,  
dr. Ivan JECELJ,  
dr. Franci STEINMAN

**Tisk:**

---

TISKARNA TONE TOMŠIČ  
v LJUBLJANI

Revija izdaja Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon: 061/221-587. Žiro račun pri SDK Ljubljana 50101-678-47602. Tiska Tiskarna Tone Tomšič v Ljubljani. Letno izide 12 števil. Celoletna naročnina za člane društev znaša 2.200 SIT. Za študente in upokojence velja polovična cena. Naročnina za gospodarske naročnike znaša 25.000 SIT, za inozemske naročnike 100 US \$. Revija izhaja ob finančni pomoči Ministrstva za znanost in tehnologijo, Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani in Fakultete za gradbeništvo, Univerze v Mariboru. V naročnini je všteti 5% prometni davek.

# GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE  
ŠT. 4-5-6 • LETNIK 44 • 1995 • ISSN 0017-2774

## VSEBINA-CONTENTS

Članki, študije,  
razprave  
Articles studies,  
proceedings

Vladimir Ribarič: LJUBLJANSKI POTRES 14. APRILA 1895 .....	61
THE EARTHQUAKE IN LJUBLJANA ON APRIL 14. 1895	
Matej Fischinger, Miha Tomažević, Janez Lapajne: VPLIV POTRESA V KOBEJU JANUARJA 1995 NA GRADBENE OBJEKTE THE EFFECT OF JANUARY 1995 KOBE EARTHQUAKE ON CIVIL ENGI- NEERING STRUCTURES	63
Sergej Bubnov: RAZVOJ POTRESNEGA INŽENIRSTVA V SLOVENIJI .....	77
THE DEVELOPMENT OF EARTHQUAKE ENGINEERING IN SLOVENIA	
Marko Breznik: POBUDE ZA PROTIPOTRESNO GRADNJO IN PREDPISE V SLOVENIJI V PETDESETIH IN ZAČETKU ŠESTDESETIH LET .....	86
INITIATIVES FOR ASEISMIC CONSTRUCTION AND AN ASEISMIC CODE IN SLOVENIA IN FIFTIES AND EARLY SIXTIES	
Peter Fajfar: NOVA METODA ZA OCENJEVANJE POTRESNE VARNOSTI IN POŠKO- DOVANOSTI KONSTRUKCIJ .....	88
NEW METHODS FOR SEISMIC SAFETY AND DAMAGE EVALUATION OF STRUCTURES	
Matej Fischinger: SODOBNI EVROPSKI IN SLOVENSKI STANDARDI ZA POTRESNO VARNO GRADNJO KONSTRUKCIJ .....	94
MODERN EUROPEAN AND SLOVENIAN STANDARDS FOR EARTH- QUAKE RESISTANT DESIGN OF STRUCTURES	
Miha Tomažević: ZIDANE STAVBE IN EUROCODE 8 .....	99
MASONRY BUILDINGS AND EUROCODE 8	
Renato Vidrih, Matjaž Godec: POTRESNA NEVARNOST MESTA LJUBLJANE .....	103
SEISMIC HAZARD IN LJUBLJANA	
Matjaž Godec, Renato Vidrih: POTRESNA OGROŽENOST CENTRA LJUBLJANE .....	110
THE SEISMIC HAZARD IN THE LJUBLJANA CENTER DISTRICT	
Janez Lapajne, Peter Fajfar: OCENA POTRESNE NEVARNOSTI NA LOKACIJI JEDRSKE ELEK- TRARNE KRŠKO .....	115
SEISMIC HAZARD ASSESSMENT AT THE SITE OF THE KRŠKO NUC- LEAR POWER PLANT	
Peter Fajfar: LJUBLJANSKI NEBOTIČNIK – Skrb za potresno varnost v tridesetih letih THE "SKYSCRAPER" OF LJUBLJANA – The concern for seismic safety in thirties	119
Miha Tomažević, Polona Weiss, Marjana Lutman: EKSPERIMENTALNA RAZISKAVA POVEZOVANJA ZIDOV OPEČNIH HIŠ Z JEKLENIMI ZIDNIMI VEZMI .....	123
EXPERIMENTAL STUDY OF TYING THE WALLS OF BRICK-MASONRY BUILDINGS STEEL TIES	

Poročila Fakultete za  
gradbeništvo  
in geodezijo  
Univerze v Ljubljani  
Department of Civil  
Engineering University,  
Ljubljana

Informacije Zavoda za  
raziskavo materiala in  
konstrukcij Ljubljana  
Institute for testing and  
research in materials  
and structures  
Ljubljana

# OB STOLETNICI VELIKEGA LJUBLJANSKEGA POTRESA

*Slovenci smo pravzaprav srečen narod, saj se lahko spominjamo že 100-letnice zadnjega velikega potresa v Sloveniji (Ljubljani) dne 14. aprila 1895, medtem ko nas nedavne tragične izkušnje drugih učijo (ali bi nas vsaj morale učiti) previdnosti.*

*Veliki ljubljanski potres je usodno zaznamoval razvoj potresnega inženirstva v Sloveniji. O Slovencih je razvil čut za potresno varno gradnjo pred mnogimi drugimi narodi, na kar smo lahko upravičeno ponosni. Po drugi strani pa je njegova časovna oddaljenost pripeljala do vprašljive samozavesti celih generacij projektantov, katerih konstrukcij še ni preizkusil res močan potres. Slednje pa še v večji meri velja za oblasti in družbo kot celoto.*

*Oh tem pomembnem datumu smo se Društvo za potresno inženirstvo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo FGG Univerze v Ljubljani, Uprava Republike Slovenije za geofiziko in Zavod za gradbeništvo iz Ljubljane odločili, da vsebinsko in denarno podpremo izdajo tematske številke Gradbenega vestnika.*

*Kot urednik te številke sem skrbel predvsem za njeno vsebinsko zasnovano, osečina posameznih člankov pa je bila prepuščena izbranim avtorjem. Prikazan je razvoj slovenskega potresnega inženirstva v preteklosti in nekateri njegovi orhunski dosežki v sedanjosti. Uvodoma je podan opis samega potresa, ki se po naključju navezuje na opis tragičnega razdejanja, ki ga je 100 let kasneje, na pragu tretjega tisočletja, povzročil veliki potres v Kobeju na Japonskem.*

*Predsednik Slovenskega društva  
za potresno inženirstvo:  
Matej Fischinger*

# THE CENTANARY OF THE GREAT EARTHQUAKE I N L J U B L J A N A

*The Slovenian are actually a lucky nation. We can observe the centenary of the latest great earthquake in Slovenia (Ljubljana), on April 14, 1895, while the recent tragic consequences of the other nations' earthquakes remind us (or at least, should remind us) to be cautious.*

*The great earthquake in Ljubljana left significant marks in the development of the earthquake engineering in Slovenia. The Slovenian developed long before other nations a strong sense for earthquake resistant building and we have been proud of it. On the other hand, the long time distance from the latest great earthquake has caused questionable self-assurance of the whole generations of practicing engineers, whose designed structures have not suffered any great earthquake. The fact concerns not only the engineers, but, even more, the government authorities and the society as a whole.*

*In remembrance of this significant event, The Slovenian Association of Earthquake Engineering, The Institute for Structural and Earthquake Engineering of the Faculty of Civil Engineering and Geodesy at the University of Ljubljana, The Geophysical Survey of Slovenia and the Institute of Civil Engineering in Ljubljana decided to support, by contents and by financial means, the edition of a special thematic issue of the Journal of Civil Engineering Society.*

*As the editor of the issue I have been mainly concerned with the scheme of contents, while the contents of every single paper was assigned to the chosen authors. The development of the Slovenian earthquake engineering in the past and some top achievements in this field of activity today are presented. In the introduction, the description of the earthquake itself is presented, which is by chance connected with the description of the tragic devastation, caused a hundred years later, at the threshold of the third millenary, by the great earthquake in Kobe, Japan.*

*President of the Slovenian Association of  
Earthquake Engineering:  
Matej Fischinger*

# LJUBLJANSKI POTRES 14. APRILA 1895

UDK 624.131.55(497.12)»1895«

VLADIMIR RIBARIČ

## POVZETEK

Ljubljanski potres z dne 14. aprila 1895 je povzročil hude poškodbe objektov, ki so presegle VIII. stopnjo po makroseizmični lestvici MSK. Na podlagi makroseizmičnih podatkov so ocenili njegovo magnitudo na M 6,1. Zaradi razpoložljivega obilnega makroseizmičnega opazovalnega gradiva je bilo možno rekonstruirati nekatere osnovne parametre potresa, kot so seizmični moment, srednji pomik tal vzdolž prelomne površine in okvirne podatke o hitrostih in pospeških nihanja tal.

Pomembnost tega dogodka je značilna. Po potresu so kmalu začeli z obnovo mesta, postavili so seizmološko postajo, ki je bila prva opazovalnica te vrste v Avstro-Ogrski monarhiji. Vpeljali so tudi sistematične seizmološke in potresno-inženirske raziskave.

## THE EARTHQUAKE IN LJUBLJANA ON APRIL 14, 1895

## SUMMARY

The heavily damaging earthquake which struck Ljubljana in Slovenia on April 14, 1895 exceeded VIII degree on MSK-64 macroseismic scale. Its magnitude based on macroseismic data was estimated M 6,1. Due to abundant observational material it was possible to reconstruct some basic parameters as seismic moment, mean displacement along the rupture area and data on ground velocities and accelerations.

The importance of this event is significant. After the earthquake the renewal of the town started very soon, a seismological station was established, being the first in the Austro-Hungarian monarchy. Also, systematic research on seismology and earthquake engineering has been introduced.

## UVOD

Področje Ljubljane je 14. aprila 1895 prizadejal tektonski potres, ki je v epicentru dosegel jakost med VIII. in IX. stopnjo po Medvedev–Sponheuer–Kárnikovi lestvici potresnih intenzitet iz leta 1964. Nastal je v lokalni ljubljanski seizmogeni coni in povzročil znatno materialno škodo, saj so morali okoli 10% resno poškodovanih objektov do temeljev porušiti. Potres v Ljubljani je pomenil tudi urbanistično in arhitektonsko prenavo mesta, dal je pobudo za ustanovitev prve seizmološke postaje v tedanji monarhiji in za organizacijo makroseizmične opazovalne mreže v vseh njenih deželah.

Instrumentalna mreža seizmoloških observatorijev v tistem času še ni obstajala, izjema so bile redke opazovalnice potresov v Italiji in Nemčiji, ki so prestregle potresne valove z ljubljanskega področja. Rekonstrukcijo tega seizmičnega dogodka je bilo torej možno opraviti le na podlagi makroseizmičnih opazovanj, torej podatkov o vplivu potresa na objekte, predmete v njih, na naravo in prebivalstvo. Po zbranih podatkih, za katere je bil zaslužen predvsem avstrijski geolog F. E. Suess [1], je bilo možno določiti najverjetnejše vrednosti osnovnih parametrov potresa, ki se uvršča na drugo mesto v naši potresni zgodovini, in to za potresom iz leta 1511. Osnovne rezultate prvih in dopolnilnih raziskav podajamo v preglednici 1.

Avtor:

Vladimir Ribarič, redni univ. profesor, dr.

## Preglednica 1

Datum in čas potresa:	14. april 1895 ob 23h 16m 40s (±12s)	
Epicenter:	Ljubljana	
Geografske koordinate epicentra:	46,1°N, 14,5°E po Greenwichu	
Epicentrska intenziteta:	VIII–IX° MSK	
Žariščna globina:	16 km	
Magnituda potresa (po Richterju):	6,1	
Makroseizmični polmeri:		
R(IX):	le ozke lokalne cone	R(V): 180 km
R(VIII):	18 km	R(IV): 250 km
R(VII):	52 km	R(III): 350–370 km
R(VI):	110 km	

Opomba: navedene so srednje vrednosti polmerov, upoštevaje osem azimutov.

Ocena vrednotenja posameznih intenzitetnih področij je dala naslednje rezultate:

1. pleistoseistično področje je doseglo površino 570 km<sup>2</sup>
2. cona z močnimi poškodbami objektov: 8400 km<sup>2</sup>
3. področje z manjšimi vplivi potresa: 47000 km<sup>2</sup>
4. področje, kjer so potres čutili vsi prebivalci: 97000 km<sup>2</sup>
5. posamezniki so rahlo tresenje čutili na površini 160 000 km<sup>2</sup>

6. Površina, ki ustreza skrajnim mejam občutljivosti potresa, je dosegla 400 000 km<sup>2</sup>. Potres so med drugim čutili do Olomouca, Frauenfelda v kantonu Thurgau v Švici, Vel. Bečkereka (Zrenjanina), Oradee v Romuniji, Boleslawieca na Poljskem in Ascoli Picena v Italiji.

Na voljo je bilo 1450 podatkov iz 940 lokacij, kar pomeni, da je zbrano gradivo dovolj zanesljivo za makroseizmične semiempirične interpretacije pojava.

**Brontidi:** podzemeljsko bobnenje pred potresom in med njim so slišali na 1474 lokacijah, na 135 brontidov ni bilo zaznati. Pri tej anketi so upoštevali tudi podatke iz časnikov in osebna sporočila.

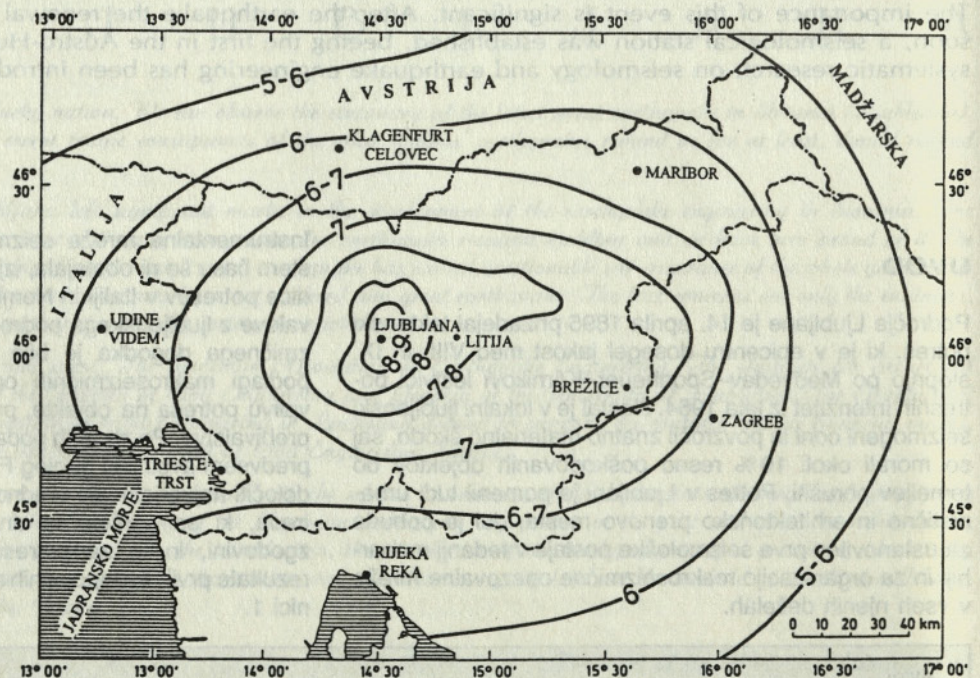
**Gibanja tal:** o valovitem gibanju poroča 512 opazovalcev, 131 o tresenju. V 81 točkah so najprej čutili sunek od spodaj, ki mu je sledilo valovanje. Vseh podatkov je bilo 1251.

**Trajanje nihajev:** večina opazovalcev je sporočila čas trajanja nihajev od 6–10s (338), do 5s 267 primerov, od 11–15 s 152 opazovalcev, nad 1 minuto pa celo 61 dvomljivih primerov.

V preglednici 1 navedeni podatki so izhodišče za izračun drugih parametrov tega potresa. Kritične so predvsem vrednosti makroseizmično določenih magnitud, ki pa konvergirajo k M 6,1 (V. Kárnik) (2), Chiaruttini, Kijko, Teisseyre (3), saj se gibljejo med 5,9 in 6,3.

Makroseizmične metode Hillerja, Gassmanna, Inglauderja ter kombinirane metode KSU dajejo srednjo vrednost

Slika 1. Makroseizmično polje učinkov ljubljanskega potresa dne 14. 4. 1895. Potresne jakosti so izražene v stopnjah lestvice MSK-94.



žariščne globine tega potresa 15,87 km, kar spričo relativne nenatančnosti aplikacije podatkov vsekakor dovoljuje uporabo približne vrednosti  $h = 16$  km. Z metodo KSU dobimo še vrednost koeficienta absorpcije  $\alpha = 0,002 \text{ km}^{-1}$ .

### ELEMENTI ŽARIŠČA

Pomemben element za vrednotenje žarišča je vsekakor **seizmični moment** potresa, ki je podan z odnosom:

$$M_0 = \mu \cdot \bar{u} \cdot F \text{ (N.m)}, \quad (1)$$

kjer so

- $M_0$  – seizmični moment v Newton.metrih
- $\mu$  – strižni koeficient snovi v Zemljini skorji
- $\bar{u}$  – relativni pomik plasti vzdolž prelomne površine (srednja vrednost) v m
- $F$  – prelomna površina v  $\text{km}^2$ .

Za vrednost  $\mu$  povzemamo  $3 \cdot 10^{10}$  N.m. Delovna hipoteza, ki jo uporabljamo na tem mestu, je ta, da je žariščna površina  $F$  produkt dolžine aktivnega dela preloma in širine v globino segajočega dela prelomne ploskve, pri čemer pa je ta enaka le polovici dolžine. Iz seizmotektonske slike območja smo povzeli, upoštevaje objavljena gradiva I. Rakovca, B. Sikoška, U. Premruja, K. Arica in drugih (V. Ribarič (4), dolžino preloma  $l_0 = 10,6$  km, širino  $b_0$  pa torej 5,3 km, kar pomeni, da se je ob tem potresu aktiviral ves spodnji del Zemljine skorje med Conradovo diskontinuiteto in nalegajočimi zgornjimi plastmi.

Po Kanemoriju in Andersenu citiramo iz omenjenega vira (4) še formulo za padec napetosti v žarišču med potresom.

Ta je enak:

$$\Delta\sigma = 2/\pi \cdot \mu \cdot \bar{u}/h \text{ (N.m)} \quad (2)$$

Z uvrščanjem izbranih vrednosti v enačbi (1) in (2) izračunamo naslednje rezultate:

#### Preglednica 2

$\log M_0 = 17,95 \text{ N.m}$
$\log F = 1,75$
$\bar{u} = 0,59 \text{ m}$
$\Delta\sigma = 18,6 \text{ bar} = 1,86 \cdot 10^6 \text{ Pa}$

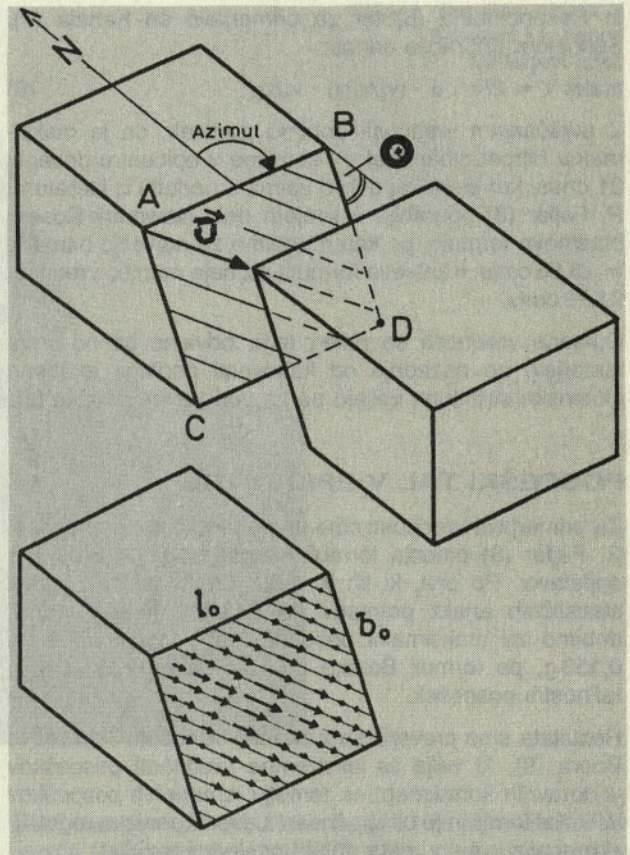
Dimenzije žarišča so bile preverjene tudi glede na ocenjeno magnitudo in njenim odnosom na maksimalno dolžino aktivne potresne cone. Po Otsuki (1965) pišemo, da je:

$$\log l_0(\text{maks}) = 3,2 + 0,5 M, \quad (3)$$

kjer je  $l_0$  (maks) izražen v centimetrih, po H. Berckhemerju (1962) pa preverjamo relativno pravilnost naše zgornje predpostavke še z izrazom:

$$\log F = 0,45 + 1,7 M, \quad (4)$$

kjer je  $F$  podan v  $\text{cm}^2$ . Vir za (3) in (4): V. Ribarič [4].



Slika 2. Shema pomika  $\bar{u}$  vzdolž prelomne površine ABCD s smerjo, ki je označena z azimutom in vpadnim kotom. Dolžina aktivnega dela preloma je  $l_0$ , globina pa  $b_0$ .

Ob pomanjkanju mikrosezmičnih registracij, ki bi bile primerne za nadaljnjo obdelavo problemov v zvezi z izračuni harmonijskih valovnih komponent, hitrosti prelamanja, spektralne analize, kotnih frekvenc in energetskih gostot, se lahko zatečemo k le posrednim izračunom **pospeškov tal in hitrosti nihanj delcev tal** v sami epicentrski coni.

V splošnem velja, da je hitrost prelamljanja, torej poteka procesa iz inicialne točke vzdolž prelomne površine, približno enaka:

$$v(r) = 0,8 \cdot v_s, \quad (5)$$

kjer je  $v_2$ , to je hitrost transverzalnih valov v Sloveniji na področju njenega osrednjega dela na globini 15 km enaka približno 3,50 km/s, hitrost longitudinalnih valov  $v_p$  pa 6,20 km/s, kar daje razmerje obeh, ki je enako 1,77 ter vrednost Poissonovega števila 0,266. Prelomna hitrost  $v(r)$  je torej kakšnih 2,8 km/s.

### HITROSTI NIHANJ DELCEV TAL V EPICENTRU

Maksimalne hitrosti nihanj delcev tal v epicentru izračunamo po formulah G. Schneiderja (5) oziroma Newmarka







Slika 4. Porušen objekt v Špitalski 11, danes Stritarjevi ulici.

### ODNOSI MED MAKROSEIZMIČNIMI POVRŠINAMI IN INTENZITETAMI

Jasno je, da so ti odnosi odvisni od struktur področja, žariščnih globin in absorpcijskih koeficientov v podlagi, po kateri se širijo potresni valovi. Pojav anizotropije ima tukaj pomembno vlogo. V našem primeru se omejimo na vrsto potresov v srednji in zahodni Sloveniji in izračunajmo koeficiente, ki opredeljujejo odnose med makroseizmičnimi površinami  $S_i$  potresnih stopenj  $i = III$  do VIII MSK ter ustreznimi epicenterskimi jakostmi  $I_0^{maks}$ . Indekse potresnih stopenj pišemo v nadaljevanju z arabskimi številkami.

Pišemo, da je:

$$\log S_i \text{ (km}^2\text{)} = a_i + b_i \cdot I_0^{maks}, \quad (10)$$

$n$  = število opazovanj

#### Preglednica 3

$\log S_8 = -6,44 + 1,08 I_0$	$n = 4$
$\log S_7 = -4,62 + 1,35 I_0$	$n = 5$
$\log S_6 = -3,77 + 0,99 I_0$	$n = 13$
$\log S_5 = -1,01 + 0,68 I_0$	$n = 11$
$\log S_4 = 1,08 + 0,45 I_0$	$n = 12$
$\log S_3 = 1,89 + 0,39 I_0$	$n = 11$

Empirični odnosi, ki so podani v Preglednici 3, omogočajo preverjanje natančnosti določanja maksimalne epicentrske intenzitete glede na izmerjene makroseizmične površine. Srednja vrednost za  $I_0^{maks}$  ljubljanskega potresa, ki jo dobimo za izoseiste višjega ranga, je  $I_0^{maks} = 8,61^{\circ}$

MSK, kar potrjuje odločitev, da smo potresno intenziteto uvrstili med kategorijo VIII–IX<sup>o</sup> MSK. Uporaba odnosov za  $S_4$  in  $S_3$  daje previsoke rezultate, kar je seveda posledica manjše natančnosti določitve makroseizmičnih površin z nižjimi intenzitetnimi stopnjami.

### SEIZMIČNOST LJUBLJANSKE SEIZMOGENE CONE

Statistično vrednotenje števila lokalnih ljubljanskih potresov v coni s polmerom 30 km, ki se nanaša na obdobje 1895–1981, lahko prikažemo z odnosom:

$$\log N = a_2 - b_2 I_0 \quad (10)$$

in

$$\log N_c = e_2 - f_2 I_0 \quad (11)$$

kjer pomeni  $N$  število pojavov v intervalih po  $\Delta I_0 = 0,5$ ,  $N_c$  pa kumulativno število za vse intenzitete  $\geq I_0$ . Pišemo še, da je  $I_{mh}$  meja homogenosti materiala,  $\sigma$  standardna napaka količine  $\log N$  in  $r_k$  korelacijski koeficient. Rezultati so prikazani v preglednici 4.

#### Preglednica 4

$I_0 = 0,5^{\circ}\text{MSK}$	$a_2 = 5,21 \pm 0,32$	$e_2 = 5,86 \pm 0,21$
$I_0 = 3 - 8,5^{\circ}\text{MSK}$	$b_2 = 0,61 \pm 0,05$	$f_2 = 0,67 \pm -0,03$
$I_{mh} = 4$	$\sigma = 0,23$	$\sigma = 0,15$
	$r_k = -0,975$	$r_k = -0,994$
	$a_2/b_2 = 8,54$	$e_2/f_2 = 8,75$

Vira podatkov: [4] in [11]

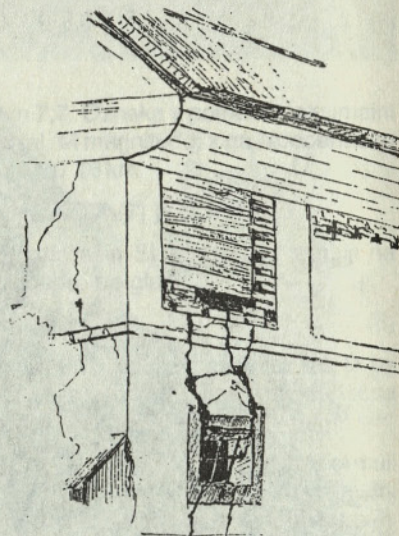
Splošno seizmičnost Slovenije v obdobju med letoma 792 in 1994 predstavljajo naslednji zgolj informativni podatki:

maksimalna možna potresna inteziteta: 10°MSK  
 maksimalna magnituda M 6,7 do 6,8  
 razpon žariščnih globin pri  $M_{\text{make}}$ : 12–18 km  
 sproščena seizmična energija:  $E^{0,5} \times 10^7 \text{ (J)} = 81$ .

Opaziti je migracijske cikle potresne aktivnosti s trajanjem okoli 200 let in s srednjimi hitrostmi pomikov od zahoda proti vzhodu 0,52 km/leto.

## SKLEPI

Obsežno makroseizmično gradivo je omogočilo približen vpogled v parametre, ki definirajo ljubljanski potres dne 14. aprila 1895. Podatki tedanjih seizmoloških, astronomskih in geodetskih opazovalnic v Evropi ne omogočajo opredelitve instrumentalnih magnitud niti določitve geografskih koordinat potresnega žarišča. Kljub razmeroma veliki nenatančnosti rezultatov, so objavljeni podatki temeljna baza za morebitne dodatne raziskave.



Slika 5. Skica poškodb tipičnega vaškega gospodarskega objekta v Vodica nad Ljubljano. Vir: (1).



Slika 6. Obnovitvena dela v Ljubljani. Nekaj hudo poškodovanih objektov je bilo potrebno porušiti.

## L I T E R A T U R A

1. F. E. Suess, Das Erdbeben von Laibach am 14. April 1895, Jahrb. d.K.K. geol. Reichsanstalt, 46. Band, 3. Heft, Wien, strani 411–890 (1896).
2. V. Kárník, Seismicity of the European Area, Part 2, Academia, Praha, 218 strani (1971).
3. C. Chiaruttini, A. Kijko, R. Teisseyre, Tectonic Discrimination of the Friuli Earthquakes, Boll, geof. teor. appl., XXII, No. 88, Trieste (1980).
4. V. Ribarič, Prilozi proučavanju seizmičnosti i seizmičkog zoniranja Slovenije. Doktorska disertacija. Prirodoslovno matematički fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb, 337 strani, 6 prilog (1986).
5. G. Schneider, Naturkatastrophen, Ferdinand Enke Verl., Stuttgart, strani 68–69 (1980).
6. N. M. Newmark, E. Rosenblueth: Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1971).
7. K. Kanai, Engineering Seismology, Univ. of Tokyo Press, (1983).
8. P. Fajfar, Osnove potresnega inženirstva, FAGG, Univerza v Ljubljani, Ljubljana, 83 strani (1990).
9. W. B. Joyner, D. M. Boore, Peak horizontal acceleration and velocity from strong motion records including records from 1979 Imperial Valley, California earthquake, Bull. Seism. Soc. America, 71, strani 2011–38, (1981).
10. C. Chiaruttini, L. Siro, The correlation of peak ground horizontal acceleration with  $M...$ , Proc. 17. Gen. Ass. ESC, Budapest, (1980).
11. D. Procházková, Seismicity of Central Europe, Publ. Inst. Geoph. Polish Acaad. Sciences, B-14 (321), PAN Instytut geofizyki, Warszawa-Lodz, 96 strani (1990).



**DGIIT**

**DRUŠTVO GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV VELENJE IN  
ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE  
ORGANIZIRATA**

2. državno prvenstvo

gradbenikov Slovenije

v tenisu - dvojice

**2. DGIIT  
TENIS cup**

Velenje 20. maj 1995



# VPLIV POTRESA V KOBEJU JANUARJA 1995 NA GRADBENE OBJEKTE

UDK 624.131.55 (521) + 699.841

MATEJ FISCHINGER, MIHA TOMAŽEVIČ, JANEZ LAPAJNE

## P O V Z E T E K

Močan potres v japonskem mestu Kobe je 17. januarja 1995 zahteval 5200 življenj in povzročil več sto milijard dolarjev posredne in neposredne škode. Zaradi neustrezne konstrukcije in trhlega lesa so se najslabše obnašale stare lesene družinske hiše. Ostali poglobitni vzroki porušitev so bili: slaba tla, oslABLJENA pritičja, nagla sprememba konstrukcijskega sistema armiranobetonskih stavb po višini, slabi konstrukcijski detajli in zvari v jeklenih konstrukcijah ter napačno projektiranje in konstruiranje mostnih stebrov in ležišč. Ohrabruje pa dejstvo, da se sodobne konstrukcije niso rušile.

## THE EFFECT OF JANUARY 1995 KOBE EARTHQUAKE ON CIVIL ENGINEERING STRUCTURES

## S U M M A R Y

The strong earthquake in the city of Kobe in Japan of January 17, 1995 claimed 5200 lives and caused several hundred billions U.S. dollars of direct and indirect damage. The poorest behaviour of old wooden family houses is due to the improper structural system and rotten wood. The other main reasons of collapses were: bad soil conditions, soft first stories, the sudden change of the structural system along the height of RC buildings, poor details and welding in steel structures as well as improper design and construction of bridge columns and bearings. It is encouraging, however, that there were no collapses of modern structures observed.

## ZNAČILNOSTI PRIZADETEGA PODROČJA

Poznavanje krajevnih razmer je pomembno za razumevanje posledic potresa. Japonski pacifiški priobalni pas je eno samo, zelo gosto naseljeno velemesto. Stavbe so zaradi potresne nevarnosti relativno nizke in večina ne presega 10 nadstropij. V konstrukcijah sta jeklo in beton enakomerno zastopana, z izjemo redkih stolpnic, ki so jeklene. V primestjih pa prevladujejo tradicionalne lesene hiše.

Gneča na ozkih ulicah je velika. Razmere v okolici Kobeja so še zlasti slabe, ker se mesto in veliko pristanišče stiskata na nekaj kilometrov širokem pasu med gorami in morjem. V takšnih razmerah je učinkovit le brezhibno

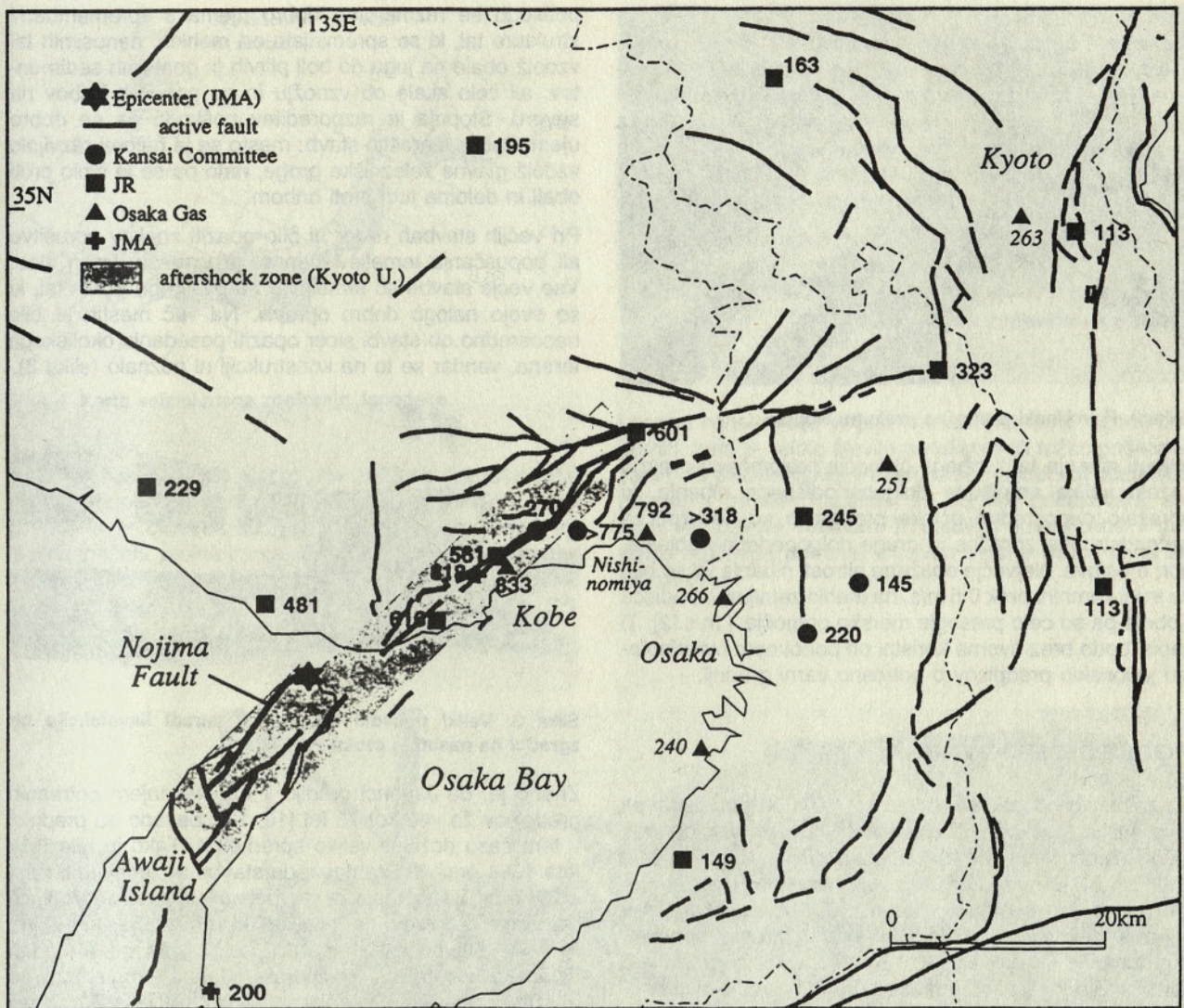
organiziran javni prevoz na dvignjenih in podzemnih prometnicah. vzdolž obale med Osako in Kobejem tako potekajo kar štiri železniške proge. Najbliže morju pa je zgrajena hanšinska avtocesta, ki poteka nad lokalno hitro cesto in zato stoji na središčno postavljenih konzolnih stebrih.

## ZNAČILNOSTI POTRESA

Žarišče potresa, ki ga imenujejo Hanshin oziroma Hyogoken Nanbu potres, je bilo ob severnem koncu otoka Awaji, kakih 25 km od središča Kobeja [1]. Po oceni japonske meteorološke agencije naj bi bila magnituda potresa 7.2. Seizmološke analize žariščnega dogajanja in ocene po-

### Avtorji:

izr. prof. dr. Matej Fischinger, FGG; prof. dr. Miha Tomažević, Zavod za gradbeništvo; dr. Janez Lapajne, Uprava Republike Slovenije za geofiziko



Slika 1. Položaj epicentra glavnega potresa, območje naknadnih potresov, lokacije akceleroagrafov različnih lastnikov s pripadajočimi zabeleženimi največjimi pospeški tal v  $\text{cm/s}^2$  in skica aktivnih prelomov. Povzeto po [2].

tresnega navora pa dajejo za navorno magnitudo vrednost 6.8 [3] oziroma 6.9 [4]. Ne glede na to ali ono oceno magnitude je imel ta razmeroma plitvi potres (po japonskih ocenah je bila globina žarišča med 13 in 17 km) izredno velike učinke na površju.

Zgoščeno območje naknadnih potresov [5], ki poteka v smeri SW-NE, in vrednotenje teleseizmičnih valov kaže, da je prelomni pretrg pod površjem dolg okoli 30 do 50 km [2]. Slika 1 kaže, da je nastal potres v razvejenem sistemu aktivnih prelomov. Iz slike je tudi razvidno, da je potekal prelomni pretrg prav pod središčem Kobeja, kar je bil osnovni vzrok tragičnih posledic. Naj dodamo, da segajo obširne poškodbe hiš do 40 km od epicentra vzdolž smeri prelomnega pretrga. Na sliki 2 pa je lepo viden površinski pretrg na prelomu Nojima, ki poteka vzdolž severozahodne obale otoka Awaji. Povprečni površinski pomik ene strani preloma glede na drugega je bil blizu 0.5 m v

navpični in 1 do 1.5 m v vodoravni smeri. Pretrg se s kopnega nadaljuje še 300 m daleč v morje. Potres je torej bil znotrajploščni (in ne medploščni, kot je poročalo naše dnevno časopisje). Gre pa pri tektonskem dogajanju na tem območju za prilagajanje skrajševanju evrazijske plošče, ki ga povzroča trk s severnoameriško ploščo vzdolž črte Izu-Itoigawa v osrednjem delu otoka Honshu [2], [6].

Na potresnem območju je bilo postavljenih več merilcev močnih nihanj (akceleroagrafi). Njihove položaje kaže slika 1 [2], [7]. Poleg lokacij so dane tudi največje zabeležene vrednosti pospeškov v  $\text{cm/s}^2$ . V bližini prelomnega pretrga so izmerili največje pospeške in hitrosti nihanja tal. Na mehkih tleh so v Kobeju na oddaljenosti dobrih 20 km od epicentra izmerili pospešek 0.85 g in v Nishinomiiji na oddaljenosti blizu 33 km presenetljivih 0.81 g. Značilna je bila velika navpična komponenta pospeška, ki je bila ponekod blizu 50 % večja od vodoravne. Časovni poteki



Slika 2. Površinski pretrg na prelomu Nojima.

hitrosti nihanja tal z ožjega območja prelomnega pretrga kažejo velike amplitude dolgoperiodičnega nihanja, ki odražajo neposredne učinke pretrga in so nevarne za večnadstropne zgradbe in druge dolgoperiodne objekte, npr. mostove. Največje opažene hitrosti nihanja tal so bile na trdni kamnini prek 0.5 m/s, na mehki zemljini v središču Kobeja pa so celo presegle mersko območje 1 m/s [2]. Ti zapisi bodo brez dvoma koristni pri ponovnem ovrednotenju japonskih predpisov o potresno varni gradnji.

## POSLEDICE POTRESA

Po začasnih podatkih je v več kot 107 000 porušenih ali tako težko poškodovanih stavbah, da jih ne bo več mogoče popraviti, v mestu Kobe in okolici izgubilo življenje približno 5200 ljudi, 26 800 je bilo ranjenih, brez strehe nad glavo pa je ostalo več kot 300 000 od skoraj 1,5 milijona prebivalcev mesta. Glede na to, da metropolitansko območje Osake, Kyota in Kobeja, v katerem živi več kot 15 milijonov ljudi, predstavlja drugo največje in gospodarsko najpomembnejše gospodarsko območje takoj za Tokiom, bo potres poleg neposredne škode, ki jo neuradno ocenjujejo na 90 milijard dolarjev, povzročil tudi velikansko posredno gospodarsko škodo. Le-te še niso ocenili, predvidevajo pa, da bo nekajkrat večja od neposredne škode.

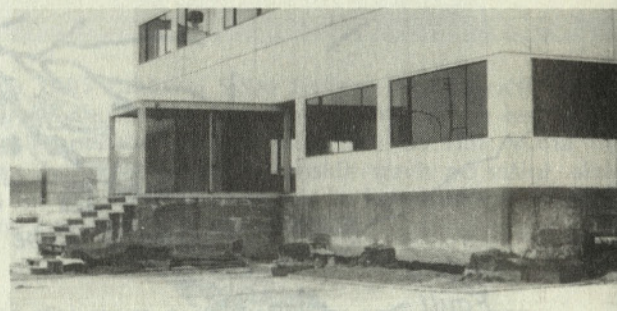
## VPLIV POTRESA NA STAVBE

### SPLOŠNE UGOTOVITVE

Samo na razmeroma majhnem območju 10 km<sup>2</sup> v središču Kobeja so našli več kot 2600 poškodovanih objektov, ki so bili grajeni po inženirskih principih, tj. z upoštevanjem potresnih predpisov, izmed katerih je bilo 350 resno poškodovanih ali porušenih. Za lesene hiše še nismo dobili številčnih podatkov. Iz delovnih analiz pa je videti, da v najbolj prizadetih krajih delež porušenih hiš dosega 50% celotnega števila! Preliminarne analize poškodb kažejo, da stopnja poškodb močno upada v smeri od juga proti severu, oziroma od morja proti hribom. Razporeditev

poškodb se razmeroma dobro ujema s spremembami strukture tal, ki se spreminjajo od mehkih, nenosilnih tal vzdolž obale na jugu do bolj plitvih in gostejših sedimentov, ali celo skale ob vznožju in na pobočjih hribov na severu. Stopnja in razporeditev poškodb pa se dobro ujema tudi s starostjo stavb: mesto se je najprej razvijalo vzdolž glavne železniške proge, nato pa se je širilo proti obali in deloma tudi proti hribom.

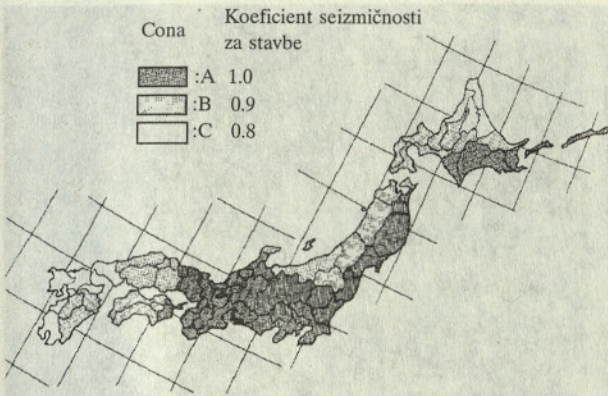
Pri večjih stavbah nikjer ni bilo opaziti znakov porušitve ali popuščanja temeljev, čeprav je v mestu teren slab. Vse večje stavbe so temeljene na pilotih do trdnih tal, ki so svojo nalogo dobro opravili. Na več mestih je bilo neposredno ob stavbi sicer opaziti posedanja okoliškega terena, vendar se to na konstrukciji ni poznalo (slika 3).



Slika 3. Veliki posedki tal, nastali zaradi likvefakcije ob zgradbi na nasutem otoku Port Island.

Znano je, da Japonci gradijo z upoštevanjem potresnih predpisov že več kot 70 let [10, 12]. Seveda so predpisi v tem času doživeli veliko sprememb. Tako je bila šele leta 1964 omiljena zahteva, da stavbe ne smejo biti višje od 31 m. Višinska meja za stavbe, za katere se uporabljajo določila predpisov, je bila takrat povečana na 45 m. Projekte stavb, višjih od 45 m, računanih po metodah dinamike konstrukcij, so morale odobriti stroge državne revizijske komisije. Predpisi so zadnji dve reviziji doživeli leta 1971 in 1981. V tisti leta 1971 je bila npr. pri armiranobetonskih stavbah uvedena zgostitev stremen ob vozliščih, v zadnji pa so bili predpisani detajli za duktilno konstruiranje in uvedena metoda preverjanja za projektni in maksimalni potres. Tudi višinska meja stavb, za katere niso potrebni posebni postopki in dovoljenja, je bila povečana na 60 m. Do danes pa je višinska meja 31 m ali približno 10 etaž ostala kot meja, kjer se potresna odpornost lahko preverja na enostavnejši način. Velja povedati, da je Japonska sicer razdeljena na tri seizmična območja, vendar razlika v velikosti osnovnega potresnega koeficienta med območjem z največjo in najmanjšo stopnjo seizmičnosti ni večja od 20% (slika 4). Že sam pogled na karto zanika namigovanja medijev, da Japonci na območju mesta Kobe niso pričakovali potresa in da so bile zato posledice potresa tako hude.

Z leti se je povečevala tudi računski potresna obtežba. Če jo poskušamo izraziti s koeficientom prečne sile v pritličju (BSC), s katerim bi računali povprečno, 31 m visoko, 10-etažno armiranobetonsko okvirno konstrukcijo pravilne zasnove, vidimo, da se je vrednost BSC povečala



Slika 4. Karta seizmičnega zoniranja Japonske.

od 0.1 v času potresa Kanto leta 1923 na 0.2 leta 1964 [10]. V sodobnih japonskih predpisih po letu 1981 pa ni povečana le obtežba, ampak so spremenjena tudi temeljna načela projektiranja. Pri  $BSC = 0.2$  mora ostati konstrukcija stavbe v elastičnem območju, kar pomeni,

da poškodbe pri pogostejših, zmerno močnih potresih niso dopustne. Pri ekstremnih potresih pa se preverja tudi mejno stanje porušitve. Ker predpisi predpisujejo detajle, ki konstrukcijam omogočajo duktilno obnašanje in disipacijo energije s poškodbami, ki ne ogrožajo njihove stabilnosti, se v principu 5-krat večje sile kot pri zmernem potresu lahko zmanjšajo. Mejni koeficient prečne sile za preverjanje mejnega stanja porušitve je tako  $BSC_u = 0.35$ .

Za razmeroma redke stavbe z višino nad 60 m pa je med drugim potrebno izvršiti analizo neelastičnega odziva na potesno gibanje tal z največjo hitrostjo 40–50 cm/s.

### LESENE HIŠE

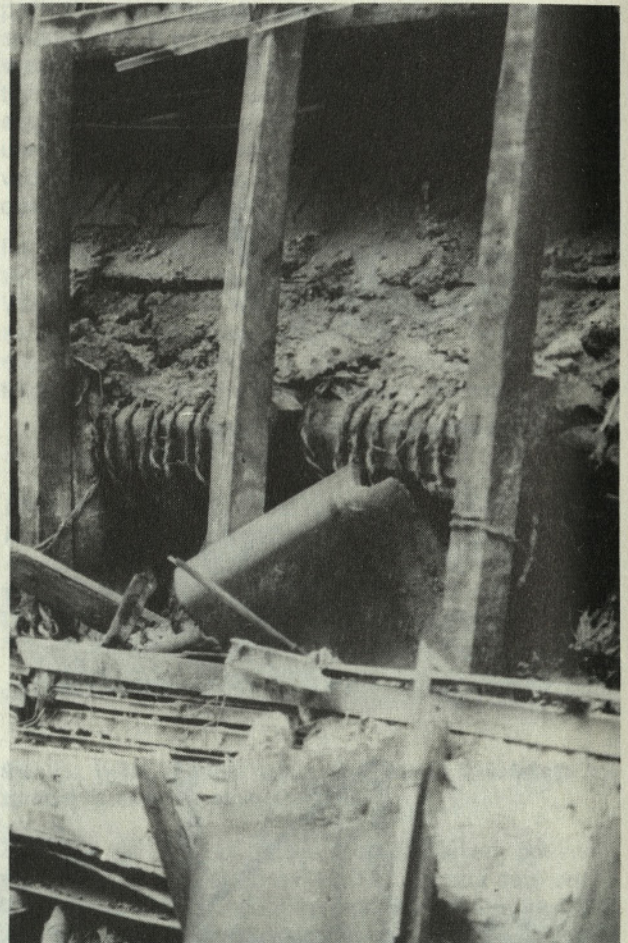
Lesene konstrukcije veljajo kot ene potresno najbolj odpornih, zato je veliko število porušenih ali težko poškodovanih hiš presenetljivo. Požari, ki so nastali kot posledica potrganih plinskih napeljav, so bili bolj pričakovani, saj kljub varnostnim ventilom, ki ustavijo dovod plina v trenutku močnega potresa, v ceveh ostane dovolj plina za katastrofo.



Slika 5. Porušena lesena hiša (šōpek in mandarine v ospredju so spomin na umrle).



Slika 6. Neustrezna konstrukcija stare lesene hiše.



Slika 7. Slabe vezi in trhel les v stari hiši.

Povprečne japonske stanovanjske hiše so za naše pojme neverjetno majhne, v tlorisu omejene na velikost srednje velike dnevne sobe, po višini pa na pritličje in nadstropje. Že površen pregled stanja starejših hiš pa pokaže, da je bilo njihovo rušenje pri tako močnem potresu pravzaprav neizogibno. Stene sestavljajo leseni stebrički, na katere so z žebliji pribite vodoravne deske, ki so ometane s slabim ometom ali kako drugače obložene. Takšna stena brez zavetrovanja nima togosti in se pri potresu spremeni v paralelogram (slika 6). Velikokrat so bila pritličja oslabiljena zaradi garaž ali prostorov za opravljanje obrtnih dejavnosti, kar je imelo za posledico velike nagibe ali prevrnitve hiš. Trhel les in neustrezna spojna sredstva (slika 7) ter masivne strehe, ki so podobno kot pri nas na Primorskem zaradi močnih vetrov med tajfuni krite s težkimi keramičnimi strešniki, so med potresom storili svoje.

#### ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE

Zaradi večdesetletne veljave potresnih predpisov, ki so vedno predstavljali ene najboljših in najstrožjih na svetu,

je bilo tudi veliko število porušitev in težkih poškodb armiranobetonskih zgradb na prvi pogled presenetljivo.

Ne da bi imeli na razpolago osnovne podatke o njihovi konstrukciji, lahko ugotovimo, da višina porušenih stavb ni presegla meje 31 m. To pomeni, da so zanje veljale osnovne zahteve za konstruiranje, podane v japonskih standardih za armiranobetonske konstrukcije, njihova potresna odpornost pa se je preverjala po enostavnih postopkih.

Razen nekaterih izjem so se na prizadetem območju armiranobetonske stavbe in stavbe z mešano jekleno in armiranobetonsko konstrukcijo rušile na dva načina:

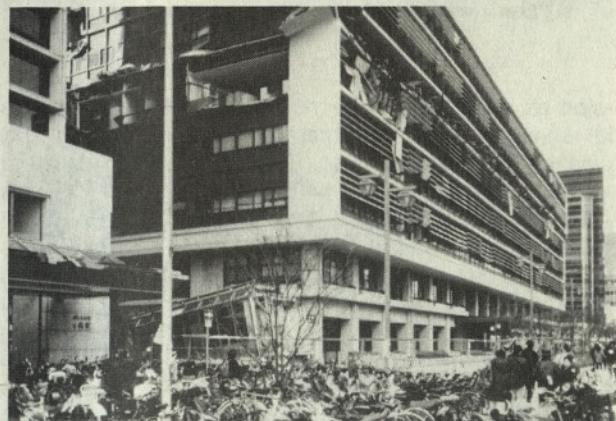
- zaradi porušitve pritličja (slika 8) in
- zaradi porušitve enega od višjih nadstropij (slika 9).

Če upoštevamo, da so japonski predpisi šele leta 1971 omejili razdaljo med stremeni na 15 cm in na 10 cm v območju vozlišč (pred letom 1971 je bila običajna razdalja med stremeni 30 cm) in so šele zadnje spremembe predpisov leta 1981 uvedle dodatne detajle za zagotavljanje duktilnega obnašanja kritičnih območij konstrukcije, potem lahko ugotovimo, da so bile vse stavbe s porušenim





Slika 8. Porušitev pritličja armiranobetonske stavbe.

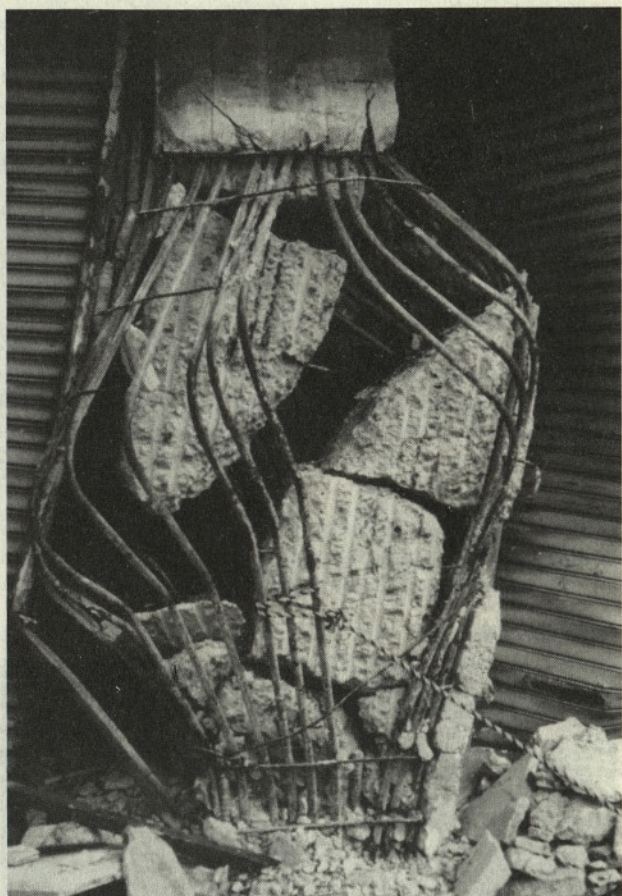


Slika 9. Porušitev nadstropja armiranobetonske stavbe.

pritličjem, ki smo jih pregledali, zgrajene pred letom 1971. Slika 11 kaže steber, ki ga šibka stremena niso mogla obvarovati pred strižno porušitvijo.

Do hanšinskega potresa so bile porušitve celotnih višjih nadstropij v velikem številu primerov ugotovljene le v Mexico Cityju po potresu leta 1985, kjer so jih pripisali deloma posledici vpliva višjih tonov nihanja konstrukcij, deloma pa trkom med dvema sosednjima stavbama. V Kobeju je šlo v večini primerov za posledico nezveznosti konstrukcije. Večina poškodb je nastala na mestih, kjer so se spremenile dimenzije nosilnih elementov v skladu z zahtevami seizmičnega računa, ali pa se je spremenil nosilni sistem. Tako npr. strižne stene, ki prevzemajo potresne sile v spodnjem delu stavbe, niso potekale po celi višini konstrukcije. Dolga leta je tudi veljala praksa, da se jeklena okvirna konstrukcija, obdana z armiranim betonom, zaradi ekonomskih razlogov izvajala le v spodnjem delu višine stavbe, v zgornjem pa jo je zamenjala čista armiranobetonska konstrukcija.

Kot pravijo japonski strokovnjaki, so bile v vseh primerih porušitve nadstropij prizadete stavbe, zgrajene pred letom 1981. Da je res tako, dokazujejo številne nove stavbe, ki



Slika 10. Strižna porušitev stebra s šibkimi stremeni.

so ostale nepoškodovane. Primer dveh sosednjih stavb, od katerih je bila nepoškodovana zgrajena po letu 1981 z upoštevanjem zahtev za zagotavljanje duktilnega obnašanja kritičnih območij konstrukcije, starejša, ki je zato izgubila eno nadstropje, pa ne, je prikazan na sliki 11.

## JEKLENE KONSTRUKCIJE

Kot so pokazali številni primeri porušeni ali napol porušeni stavb, je bila konstrukcija razmeroma lahek okvir, ki je pri starejših stavbah lahko tudi brez zavetrovalnih elementov – diagonal, ki bi zmanjšale deformacije in sodelovale pri prenosu potresnih sil. Jekleni profili konstrukcij, zgrajenih v šestdesetih letih, nimajo dimenzij, ki bi dopuščale nastanek plastičnih členkov pri vozliščih pred lokalnim izbočenjem. Veliko je konstrukcij, kjer so glavni elementi sestavljeni iz manjših profilov, ki so med seboj spojeni z zakovicami. Pri novejših konstrukcijah jekleni profili ustrezajo modernim zahtevam za plastično projektiranje, elementi pa so stikovani bodisi z varjenjem, bodisi s kombinacijo varjenja in stikovanja z vijaki. Pri tem je večina zvez projektiranih tako, da se varjenje izvede v delavnici, na gradbišču pa se elementi stikujejo z vijaki.

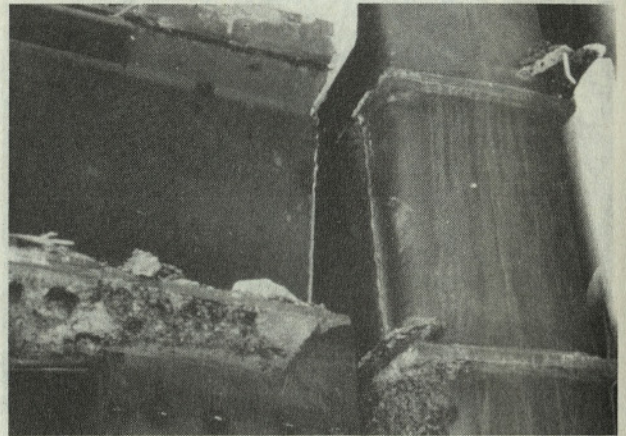
Stavb z jekleno konstrukcijo, ki so se zaradi porušitve stebrov nagnile in grozijo, da bodo padle na ulico, je v središču Kobeja precej. Stavba novejšega datuma se je nagnila zato, ker so popustili zvari ob priključku stebra na prečko (slika 12). Na sliki 13 je prikazana stavba, kjer je bila jeklena okvirna konstrukcija zavetrovana s šibkimi ploščatimi diagonalami, ki so se med potresom strgale.

Če analiziramo stanje številnih starih stavb z lahko jekleno okvirno konstrukcijo, lahko ugotovimo, da so podobno vlogo, kot so jo v Mehiki leta 1985 pri armiranobetonskih okvirih igrala zidana polnila, igrale pri jeklenih konstrukcijah v Kobeju lahke predelne stene in fasadne obloge. Polnilni elementi, katerih odpornosti nihče ni upošteval v računu, so velikokrat preprečili popolno porušitev stavbe, včasih pa tudi učinkovito zamenjali pomanjkljivo zavetrovanje. Pač pa je veliko nevarnost predstavljal padeč fasadnih oblog na ulico.

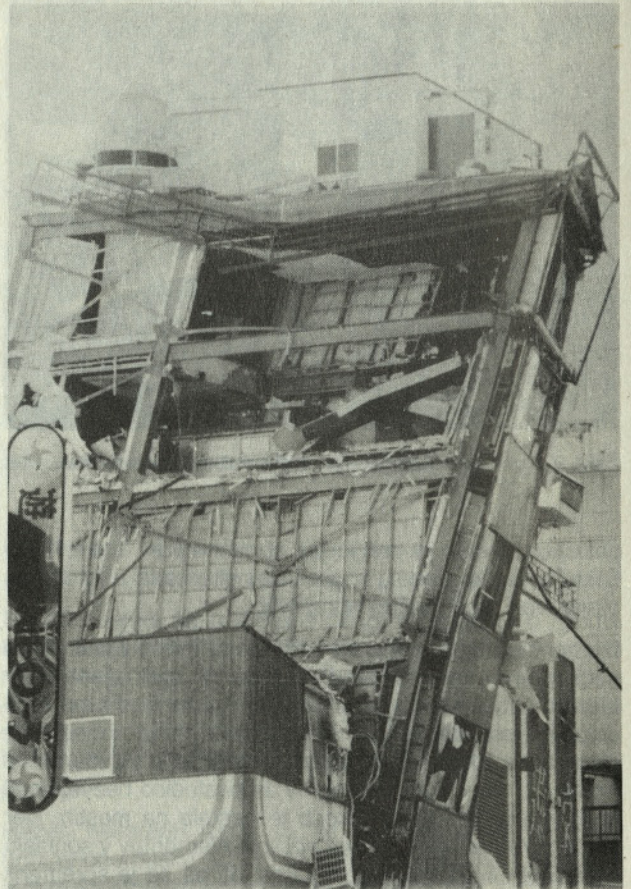
Pri modernih jeklenih konstrukcijah, zgrajenih s profili, ki dopuščajo plastifikacijo ob vozliščih, z ustreznimi sistemi za zmanjšanje vodoravnih pomikov, ni bilo večjih težav.



Slika 11. Nova armiranobetonska stavba (na levi) je ostala nepoškodovana, medtem ko je starejša (na desni) izgubila tretjo etažo).

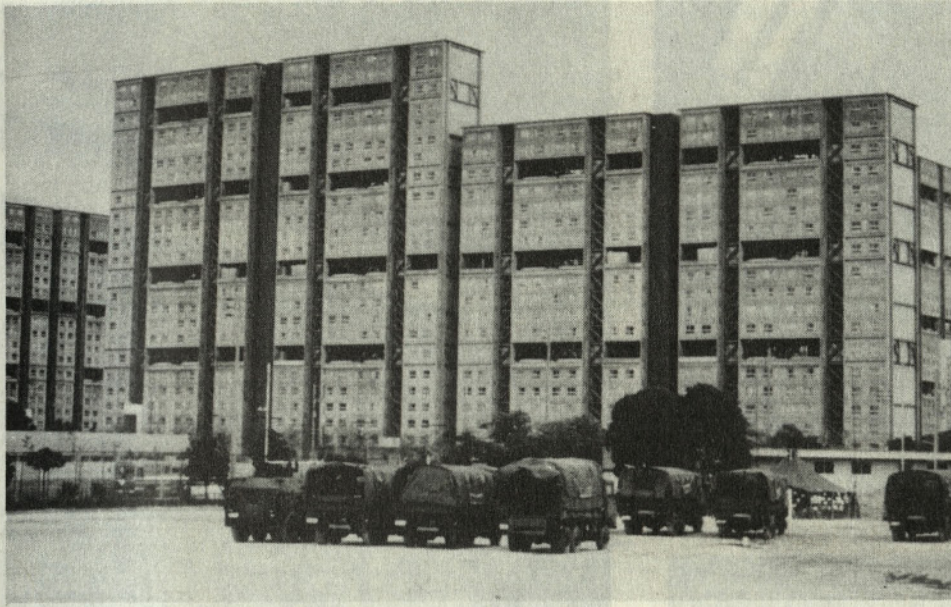


Slika 12. Porušitev zvara na stiku stebra z nosilcem.



Slika 13. Potrgane diagonale in poškodbe vozlišč v jekleni konstrukciji.

Z izjemo sistematične porušitve zvarov v stebrih velikih stanovanjskih stavb v Ashiya-hami, kjer štirietažne stanovanjske enote armiranobetonske konstrukcije kot kletke druga nad drugo visijo na glavni nosilni konstrukciji, ki je v navpični smeri čisto jekleno, v vodoravni pa sovprežno paličje (slika 14). Čeprav so stavbe potres preživele, pa dejstvo, da so popuščali zvari, zbuja med japonskimi



Slika 14. Moderne stanovanjske stavbe z jekleno konstrukcijo v Ashiya-hami.

strokovnjaki veliko zaskrbljenost. Ni še razloga za bojazen, da bi bile napake sistematične narave, vendar bi pred dokončno, za sedaj več kot dobro oceno o obnašanju novih jeklenih konstrukcij med hanšinskim potresom japonski strokovnjaki radi preverili dejansko stanje konstrukcij. Za kaj takega pa je še prezgodaj, saj bo za raziskave in analize treba konstrukcije odpreti, z jeklenih elementov odstraniti protipožarne in druge obloge in kritične zveze podrobno pregledati. To bo pa zahtevalo veliko časa in denarja, s katerim pa Japonci zaradi posledic, ki bi jih sistematične napake zvarov lahko imele na potresno odpornost visokih jeklenih konstrukcij, ne bodo smeli skopariti.

## OBNAŠANJE PREMOSTITVENIH OBJEKTOV

### SPLOŠNE UGOTOVITVE

Hanšinski potres je prvič v zgodovini povzročil rušenje prometne infrastrukture v res katastrofalnem obsegu. Porušene so prav vse hitre povezave med Osako in Kobejem, kar uničujoče vpliva na gospodarstvo področja.

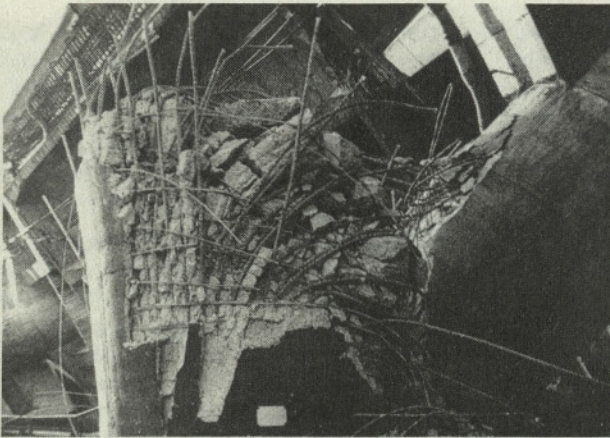
Japonci so se zavedali potresne ranljivosti mostov. Do letošnjega potresa v Kobeju so potresi na Japonskem poškodovali 3191 in porušili 15 mostov. Tako so že po velikem potresu v Kantu leta 1923 dobili tudi prve predpise za potresno varno gradnjo mostov, ki so jih kasneje večkrat dopolnjevali. Zadnja verzija teh predpisov je izšla leta 1990. Verjetno pa jih je majhno število rušenj v preteklosti navdalo s preveliko samozavestjo, saj oceni mejnega stanja običajnih premostitvenih objektov niso posvečali dovolj pozornosti.

Po Kanto potresu so bile sicer predpisane velike računske potresne sile ( $BSC = 0.15$  do  $0.4$ ; kar je neprimerno več, kot upoštevamo pri nas), ne pa tudi navodila za analizo

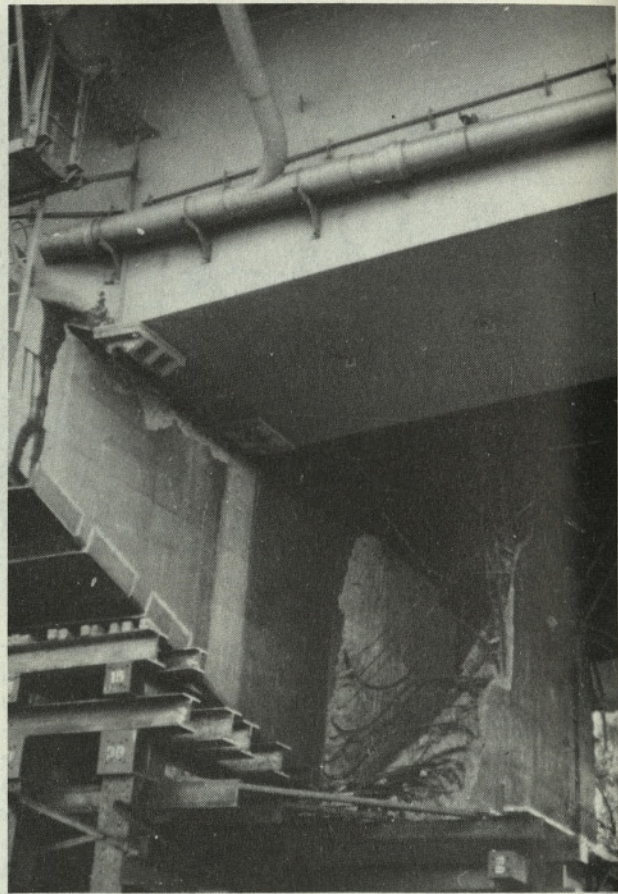
in konstruiranje. Posledica so bile predvsem številne poškodbe podpor zaradi napačnega temeljenja v 40-tih letih. Po izboljšavah v 50-tih in 60-tih letih zaradi primerov likvefakcije so bile pomanjkljivosti, povezane s temelji, leta 1971 odpravljene. Izkazalo pa se je, da je močno ojačenje temeljev povzročilo premik mesta poškodb v stebre in ležišča [13], kar so poskušali odpraviti v zadnjih spremembah predpisov leta 1990. To trditev je, žal, ponovno dokazal tudi primer dvignjene avtoceste Hanshin Expressway v Kobeju, ki je bila zgrajena v sedemdesetih letih. Zato se bomo v nadaljevanju od vseh porušeni prometnic posvetili prav tej in samo tej avtocesti.

### AVTOCESTA HANSHIN

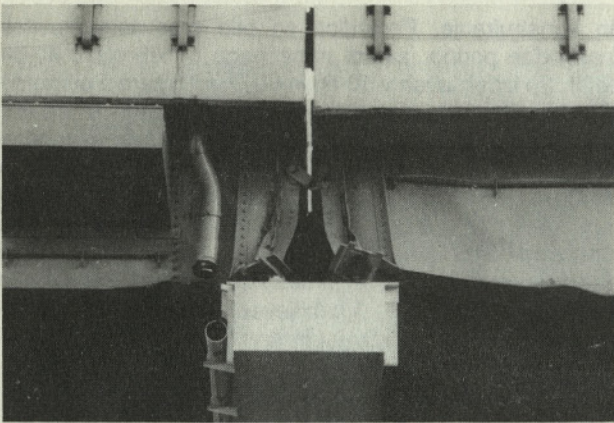
V medijih je bila v prvih dneh po potresu namenjena velika pozornost poružitvi dela hanšinske avtoceste med Osako in Kobejem v Ashiyi. Čeprav so Japonci do našega obiska spektakularno porušeni del avtoceste že odstranili, smo iz slik in razgovorov z japonskimi kolegi ugotovili, da sta bila (poleg konzolnega konstrukcijskega sistema) poglavitna vzroka za rušitev pretrganje zvarov in premajhna količina stremen na mestu stikovanja glavne nosilne armature (slika 15). Nasploh konstrukcijski sistem hanšinske avtoceste, ki je kljub sodobnemu videzu stara 20–30 let, ne omogoča primerne disipacije potresne energije. Zato je obseg poškodb, ki smo si jih ogledali na dobrih 12 km dolgem odseku neuporabne avtoceste, zelo velik. Poleg poškodb in porušitev stebrov vseh vrst so silovita nihanja potrgala varovala ležišč in veliki pomiki so povzročili padec posameznih nosilcev ali pa celotne konstrukcije. Nastale so tudi velike deformacije in nepopravljive poškodbe prekladne konstrukcije na mestih, kjer je le-ta zdrsnila z ležišča. Videti je tudi nekaj deset centimetrov velike medsebojne premike na mestih stikov dveh različnih sekcij. Zaradi potrganih sider ležišč je prišlo do medsebojnega udarjanja in mečkanja pločevine nosilcev



Slika 15. Porušitev stebra hanšinske avtoceste na mestu stikovanja armature (povzeto po japonski reviji).



Slika 17. Strižna porušitev stebra hanšinske avtoceste.



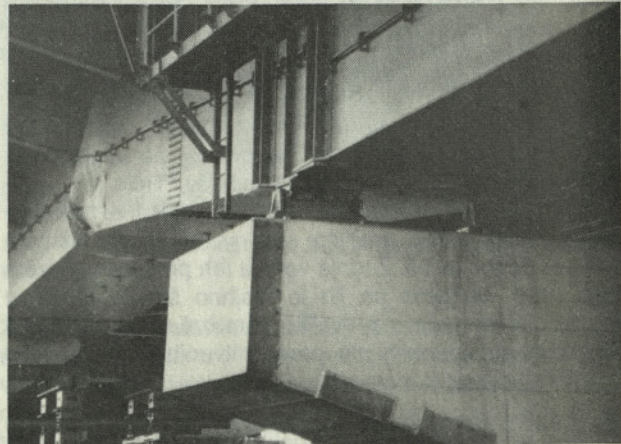
Slika 16. Udarec nosilcev in izrivanje ležišč.

prekladne konstrukcije in izrivanja ležišč (slika 16) ter do trganja dilatacij.

Podrobneje prikažimo samo dva primera:

– Armiranobetonski steber pod jeklenim kontinuirnim mostom se je strižno porušil (na sliki 17 so vidna šibka stremena) in horizontalno zdrsnil za skoraj 1 m. Jeklena preklada se je posedla, padla z ležišč in se močno poškodovala. Poškodbe so se raznesle prek več polj z izmeničnim uklonom v zgornji in spodnji pasnici (slika 18).

– Nekaj sto metrov naprej se je podobna preklada zalepela v krajni opornik ob podhodu pod cesto. Opornik je prestriglo na mestu stikovanja armature (slika 19), nosilec je bil na mestu udarca povsem zmečkan. Nekaj razponov naprej je most prešel v krivino. Videti je, da ga je udarec vrgel z ležišč v prečni smeri (na konveksno stran) in ga zopet povsem zveržil (slika 20).



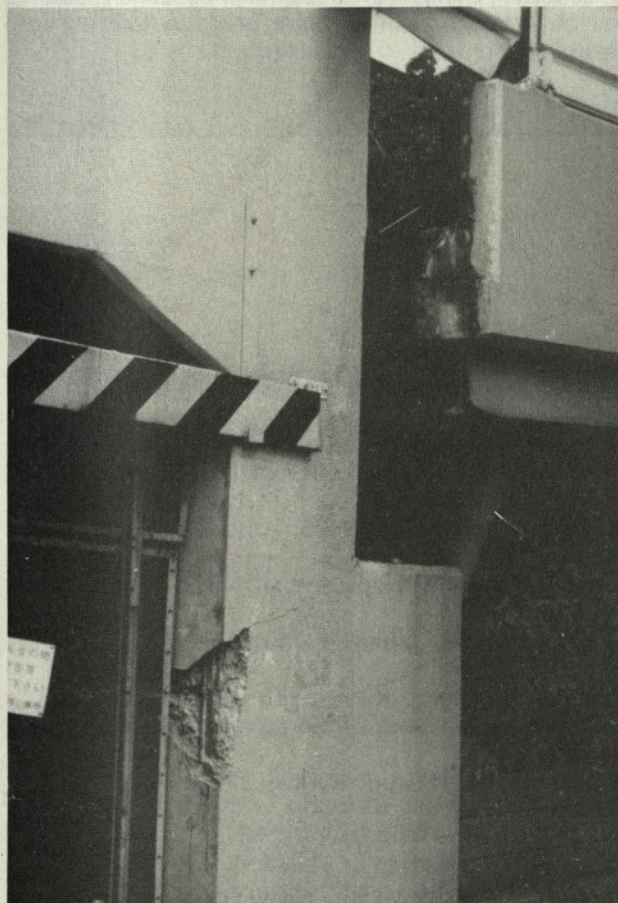
Slika 18. Uklon prekladne konstrukcije.

## NAUK ZA BODOČNOST

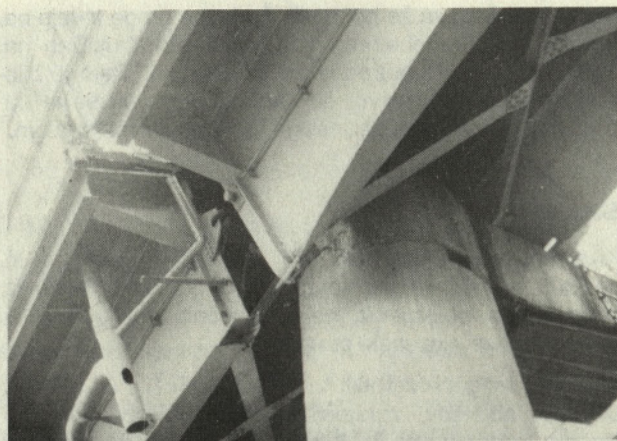
Poškodbe premostitvenih objektov so bile nepričakovano velike. Ker so vsi elementi mostu ključnega pomena, si večjih poškodb (od katerih je odvisna redukcija potresne sile) ne moramo privoščiti nikjer. Razvoj bo moral iti v smer posebnih naprav ali ločenih delov konstrukcije, ki bi s plastičnimi deformacijami disipirali potresno energijo.

## PRISTANIŠČE KOBE

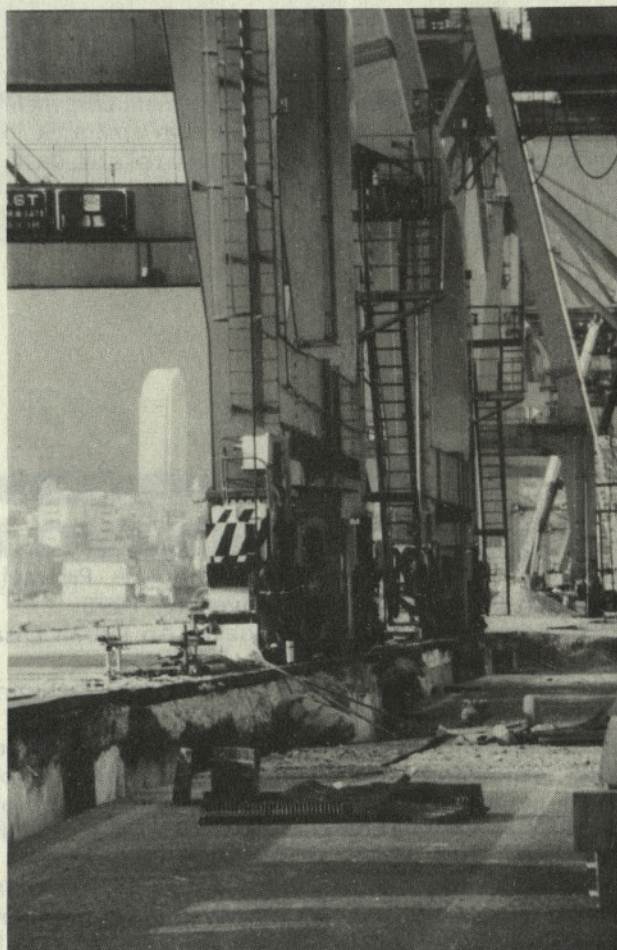
Tudi pristanišče Kobe, ki je eno največjih kontejnerskih pristanišč na svetu, je med potresom utrpelo hude poškodbe. Ogledali smo si del pristanišča na otoku Port Island, enem od umetnih otokov pristaniškega kompleksa, ki je nastal z nasipavanjem. Zaradi močnih pojavov likvefakcije tal je prišlo do velikih razpok in posedanj v sicer ravnem



Slika 19. Prestrig krajnega opornika zaradi udarca preklade.



Slika 20. Padec preklade v krivini z ležišč.



Slika 21. Veliki posedki tal ob žerjavni progi v pristanišču na otoku Port Island.

terenu (slika 21), kar je onemogočilo vožnjo kontejnerskih dvigal. Kot smo lahko razbrali iz poročil, se je marsikateri žerjav prevrnil, vendar so Japonci do našega prihoda

prevrnjene žerjave že popravili. Žerjavne proge tečejo na posebnih armiranobetonskih temeljnih konstrukcijah na pilotih, ki ne bodo potrebne večjih popravil. Tako je bilo vsaj sklepati po dejstvu, da Japonci teren, ki se je ob žerjavnih progah posedel, zasipavajo z novim materialom.

## SKLEP

Kljub drugačnim konstrukcijam, močnejšim potresom in nasploh drugačnim razmeram na Japonskem lahko iz povedanega oblikujemo nekaj splošnih zaključkov, ki veljajo tudi za slovenski prostor.

Mesta ni mogoče zgraditi v desetih letih [7]. Je skupek številnih objektov, zgrajenih v različnih obdobjih (ne smemo pozabiti, da je bila Japonska po vojni revna država, ki je na hitro obnavljala porušena mesta), z različnim znanjem in tehnologijo ter v lasti različno premožnih lastnikov.

Sprejeti moramo dejstvo, da sama gradnja po katerihkoli potresnih predpisih še ni popolno zagotovilo za potresno varnost konstrukcij. Predpisi za potresno varno gradnjo so le odraz znanja, zbranega v posameznem časovnem obdobju, ki pa se v zadnjem času hitro spreminja in izpopolnjuje. Hanšinski potres je ponovno dokazal, da se

med potresi večinoma rušijo in težko poškodujejo stari objekti, pa čeprav so bili projektirani z upoštevanjem predpisov, ki so v obdobju njihove gradnje veljali za najboljše. V mestu Kobe so bile po takšnih kriterijih »stare« že stavbe, zgrajene pred 15 leti! Zato se popolnoma strinjamo z mnenjem japonskih kolegov po potresu: »Potresna ojačitev starih objektov je prioriteta naloga!« Posamezni primeri nepričakovano poškodovanih sodobnih konstrukcij pa opozarjajo, da tudi današnje znanje še zdaleč ni popolno.

Nedvomno pa je res, da je splošna raven projektantske prakse v glavnem odvisna od obstoječih predpisov. Veljavni (jugoslovanski) predpisi za stavbe so pri nas stari že 15 let, za mostove pa jih sploh nismo imeli. Zato je stanje trenutno dokaj kritično. Imamo enkratno priložnost, da v procesu približevanja Evropi prevzamemo sistem evropskih standardov za konstrukcije, ki veljajo za zelo sodoben predpis. Družba za avtoceste v Republiki Sloveniji je na primer že osvojila priporočila Društva za potresno inženirstvo, da se pri projektiranju novih mostov in viaduktov na avtocestnem omrežju upoštevajo evropski standardi. Seveda pa tudi sodoben predpis sam po sebi ni dovolj. Z ustreznim znanjem in nadzorom je potrebno zagotoviti, da se bodo osnovni koncepti predpisa tudi ustrezno realizirali v praksi.

## LITERATURA

1. T. Fujiwara, Y. Suzuki, M. Nakashima, S. Iwai, A. Kitahara, M. Bruneau, Overview of building damage from the 1995 great Hanshin earthquake, Pripravljeno za objavo v News Letter of Disaster Prevention Research Institute 2, Kyoto University, 1995.
2. P. Somerville, Kobe Earthquake: An Urban Disaster, EOS, Transactions 76/6, American Geophysical Union, 1995.
3. National Earthquake Information Center, Preliminary determinations of epicenters, No.3, United States Geological Survey, 1995.
4. M. Kikuchi, Teleseismic analysis of the Southern Hyogo (Kobe), Japan, earthquake of January 17, 1995, Yokohama City University Seismological Note 38, 1995.
5. M. Ando, Osebno posredovanje podatkov ob obisku DPRI Univerze Kyoto, Februar 1995.
6. Huzita, K., Role of the median tectonic line in the Quarernary tectonics of the Japanese islands, Mem. Geol. Soc. Jpn., 18, str. 129-153, 1980.
7. M. Nakashima, A short memo on Hyogoken-Nanbu Earthquake, Pismo, Kyoto, 27. januar 1995.
8. T. Fujiwara, M. Nakashima: Pogovori in delovni materiali.
9. The Japan Times, 14., 15., 16. in 17. 2. 1995.
10. K. Muto, Aseismic design analysis of buildings, Maruzen, Tokyo, 1974.
11. M. Wakabayashi, Design of earthquake-resistant buildings, McGraw-Hill, New York, 1986.
12. Earthquake resistant regulations. A world list - 1992, International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 1992.
13. K. Kawashima, H. Ichimasu, J. Kodera, Basic seismic design concepts for RC bridges in Japan, Workshop »Seismic Design and Retrofitting of RC Bridges« (urednika G. M. Calvi in M. Y. N. Priestley), Bormio, 1991.

## ZAHVALA

Vlada Republike Slovenije je na pobudo Republiške uprave za zaščito in reševanje financirala naš študijski obisk na območju mesta Kobe na Japonskem, ki ga je 17. 1. 1995 prizadel katastrofalen potres.

Udeleženci obiska se zavedamo, da obisk brez nasvetov in tehnične dokumentacije, ki so jo ljubeznivo dali na razpolago japonski kolegi profesorji Teizo Fujiwara, Masayoshi Nakashima in Masataka Ando z Disaster Prevention Research Institute Univerze v Kyotu, profesor Akiyama z Gradbene fakultete Univerze v Tokiju, ter raziskovalni sodelavec profesorja Akiyame dr. Satoshi Yamada, ki je pripotoval iz Tokija, da bi nas prvi dan vodil po območju, ki ga je prizadel potres, ne bi bil uspešen. Za čas, ki so nam ga kljub obilici dela po potresu posvetili, se jim najiskrenejše zahvaljujemo.

Gospod Janez Premože, odpravnik poslov Republike Slovenije na Japonskem, je našemu obisku posvečal veliko skrbi ves čas našega bivanja na Japonskem. In ne nazadnje gre zahvala tudi priznanemu umetniku – kiparju gospodu Aliosu Jerčiču, ki si je utrgal del svojega dragocenega časa, nas že prvo popoldne po prihodu odpeljal na prizadeto območje in pripomogel, da smo se takoj vživeli v nesrečo, ki je prizadela območje mesta Kobe.

# RAZVOJ POTRESNEGA INŽENIRSTVA V SLOVENIJI

UDK 699.841(083.9)(497.12)

SERGEJ BUBNOV

## POVZETEK

Prikaz potresnega inženirstva na območju Slovenije v posameznih obdobjih. Predpisi za gradnjo v potresnih območjih v obdobju 1945–1963. Novi slovenski predpisi iz leta 1963. Problemi seizmične mikrorajonizacije. Seizmološke karte. Zakon o zaščiti pred potresi. Dejavnost ZRMK. Sanacija poškodovanih zgradb po potresih. Dejavnost IKPIR. Računalniški programi. Problem nelinearnega obnašanja konstrukcij. Vprašanje potresne varnosti JE Krško.

Avtor:

Sergej Bubnov, profesor, Štekljeva 2, Ljubljana

## THE DEVELOPMENT OF EARTHQUAKE ENGINEERING IN SLOVENIA

### S U M M A R Y

Development of Earthquake Engineering in Slovenia. Earthquake Engineering in Slovenia in various periods. Earthquake resistant regulations in the period 1945–1963. New Slovenian regulations of 1963. Seismic microzonation issue. Seismic maps. The law on the earthquake protection. Activity of the ZRMK. Repair of the damaged buildings after the earthquakes. Activity of IKPIR. Software programs. Problems of the nonlinear response of structures. The analysis of the earthquake safety of the NPP Krško.

#### POTRESNO INŽENIRSTVO V SLOVENIJI 1895–1941

Po potresu v Ljubljani l. 1895 je avstro-ogrška vlada l. 1897 ustanovila Seizmološko postajo na Golovcu pri Ljubljani, ki je bila opremljena s takrat sodobnimi seizmografi. Ta postaja deluje še vedno kot »Geofizikalni observatorij« Univerze v Ljubljani. Leta 1958 je bila opremljena s seizmografom za vertikalne pomike s povečavo okrog 10 000-krat.

Protipotresno gradnjo so po potresu v Ljubljani izvajali v skladu s takrat veljavnimi avstrijskimi gradbenimi predpisi, ki so določali debelino opečnih zidov v posameznih etažah stavbe, širino medokenskih slopov, način zidanja z opeko v stikih zidov, izdelavo stropov, požarnih zidov stopnišč in balkonov in podobno. Kot horizontalno silo so upoštevali predvsem pritisk vetra.

Železobetone se je pred prvo svetovno vojno šele začel uporabljati v praksi. Stropi so bili večinoma leseni. Tudi po prvi svetovni vojni so veliko stanovanjskih hiš gradili z lesenimi stropi, zlasti enodružinske. Sredi dvajsetih let se je železobetone začel bolj uveljavljati. Ljubljanski nebotačnik, zgrajen leta 1933, je bil dolga leta najvišja zgradba v prejšnji Jugoslaviji. Tukaj je železobetone imel že pomembno vlogo. Pri tej stavbi so upoštevali tudi potresne vplive tako, da so temelje stavbe potresno izolirali od morebitnega nihanja tal s pomočjo valjev pod temelji. Valji so bili postavljeni v dveh pravokotnih smereh. Žal nimamo podrobnejših načrtov te konstrukcije, ker je bilo veliko tehnične dokumentacije po vojni uničeno. Vendar je nesporno, da je ta ideja obstajala. To je zlasti pomembno, zato ker se v zadnjem času v svetu v strokovnih krogih intenzivno preučuje ta možnost za zaščito konstrukcij pred potresi. Nedavno (avgusta 1993) je bil v Italiji (Capri) mednarodni simpozij, namenjen samo temu vprašanju. Vsekakor je pomembno dejstvo, da so pri nas prvič v svetu poskušali konkretno realizirati idejo o seizmični izolaciji konstrukcije (seismic isolation). Znano je, da so se projektanti nebotačnika pri zasnovi potresne varnosti konstrukcije intenzivno sodelovali z znanim nemškim geofizikom A. Siebergom.

#### POTRESNO INŽENIRSTVO V ČASU 1945–1963

Po vojni so potresni zaščiti zgradb namenjali malo pozornosti.

Jugoslovanski predpisi za obtežbo zgradb, ki so veljali od l. 1948 naprej, so za vse konstrukcije predpisovali obvezno upoštevanje minimalne horizontalne sile ( $H_{min}$ ), v odstotkih stalne in polovice koristne obtežbe, v vrednosti od 1 % do 1,5 %, odvisno od vrste materiala in od nosilnih horizontalnih in vertikalnih delov konstrukcije. Za masivne zidove in strope (železobetonske) je bila predpisana minimalna horizontalna sila  $H_{min} = 1\%$ , ki naj deluje v višini stropov.

Potresno obremenitev po tem predpisu je bilo treba upoštevati glede na potresno stopnjo lokacije, kjer se je stavba nahajala. Vse območje FLRJ je bilo razdeljeno na tri potresne cone: a) manjših poškodb, b) velikih poškodb, c) katastrofalnih rušenj. Za cono c) je bilo zahtevano povečanje minimalne horizontalne sile za 100 %. To je pomenilo, da je bila maksimalna potresna sila za konstrukcije iz masivnega materiala v najhujšem primeru predpisana v višini 2 % celotne lastne teže in polovice koristne obtežbe. Ta predpis je veljal za celotno področje FLRJ in s tem tudi za Slovenijo vse do leta 1963 [1].

Gradbeniki-konstruktorji v Sloveniji so se zavedali, da so v PTP-2 predpisane potresne obremenitve nezadostne, čeprav so pri izdelavi tega predpisa sodelovali tudi nekateri gradbeni strokovnjaki iz Slovenije. Potres v Ilirski Bistrici l. 1956 ( $I_0 = 7^0$ ,  $M = 4,7$ ), ki so ga čutili tudi v Ljubljani, je spomnil na deloma že pozabljen ljubljanski potres iz l. 1895, in opozoril slovensko strokovno javnost na nevarnost potresov v Sloveniji in na potrebo po natančnejši preučitvi zaščite gradbenih objektov z ustreznimi sodobnejšimi gradbeno-tehničnimi predpisi. Zlasti strokovnjaki Geološkega zavoda v Ljubljani, odseka za mehaniko tal in temeljenja, so opozarjali na ta problem pri analizah temeljenja načrtovanih stolpnic v Pražakovi ulici in na Cankarjevem nabrežju v Ljubljani in objavili prve strokovne članke o potresni varnosti stavb [2, 3].



V časopisu Gradjevinar v Zagrebu (Gradbeni vestnik je takrat prenehal izhajati) je bil l. 1962 objavljen članek, v katerem je bila podana primerjava seizmičnih obtežb v predpisih nekaterih evropskih držav s predpisi v Sloveniji oziroma SFRJ.

Primerjava se je nanašala na velikost seizmičnih koeficientov (dinamična metoda takrat še ni bila v veljavi). Če seizmične cone iz PTP-2 predpisov a), b), in c) razumemo kot območja 7., 8. in 9. stopnje takrat na zahodu veljavne MCS lestvice, potem bi znašali seizmični koeficienti v Zahodni Nemčiji 0,05–0,10 za 7°, 1,10–0,20 za 8°, v Italiji 0,05 za 8° in 0,10 za 9°, v SZ 0,025, 0,05 in 0,10, V PTP-2 pa 0,01, 0,015 in 0,02. Iz te primerjave sledi, da smo v SFRJ in v Sloveniji imeli 5 do 10-krat manjše predpisane seizmične obremenitve kot drugod po svetu [4].

To dejstvo je spodbudilo Republiški sekretariat za industrijo vlade Republike Slovenije, da je imenoval strokovno komisijo z nalogo, da preuči problem zaščite gradbenih objektov pred potresi in pripravi ustrezne tehnične predpise. Komisija je preučila predpise za zaščito pred potresi nekaterih držav, najbolj pa se je naslonila na obsežno rusko publikacijo o osnovah projektiranja stavb v potresnih območjih [5].

Ko so bili predpisi izdelani in jih je sprejela komisija, je Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije izdala publikacijo, ki je vsebovala nove predpise, zasnovane na statični in dimanični analizi potresnih vplivov, in nekatere primere obravnave dinamičnega učinka, predvsem na že prej omenjenih ruskih osnovah projektiranja [6].

Ta predpis je bil tudi formalno sprejet v Skupščini Republike Slovenije in objavljen v Uradnem listu SR Slovenije na začetku leta 1963 [7]. Širša mednarodna strokovna javnost je bila seznanjena s temi predpisi na meddržavnem sestanku UNESCO o seizmologiji in potresnem inženirstvu v Parizu aprila l. 1964 [8].

Bolj podrobno so o vprašanju predpisov za potresno varno gradnjo razpravljali na Mednarodnem seminarju o potresnem inženirstvu v organizaciji UNESCO, ki je bil v Skopju od 29. 9. do 2. 10. 1964. Tega seminarja so se udeležili vodilni strokovnjaki s področja potresnega inženirstva z vsega sveta, med njimi tudi iz ZDA, Japonske, Sovjetske zveze, Anglije, Francije in drugih držav [9].

## POTRESNO INŽENIRSTVO PO LETU 1963

Medtem ko so v Sloveniji v letu 1963 že začeli uporabljati nove slovenske predpise za gradnjo na potresnih območjih, so v ostali Jugoslaviji še vedno uporabljali stari PTP-2 predpis. Potres v Skopju 26. 7. 1963. leta je ne samo prizadel ogromno materialno škodo in zahteval več kot 1000 življenj, temveč je tudi predramil jugoslovanske gradbene strokovnjake in vlado, da se je naenkrat zavedla, da Jugoslavija, razen Slovenije, nima ustrežnejšega gradbenega predpisa, ki bi zagotavljal potresno varnost stavb. Pomanjkljivi predpisi so vzrok za rušenja in poškodbe številnih stavb v Skopju.

Da bi čim hitreje odpravili to pomanjkljivost in omogočili začetek obnove Skopja na podlagi novih sodobnih gradbenih predpisov, je vlada SFRJ imenovala strokovno komisijo, v kateri so bile zastopane vse republike, z nalogo, da čimprej izdela nov jugoslovanski predpis za gradnjo v potresnih območjih. Komisija je praktično v celoti prevzela slovenske predpise glede obtežb, seizmičnih koeficientov, spektra odziva, razporeditve potresnih sil po višini stavbe, vpliv vrste nosilnih tal in drugo. V celoti pa je izločila 5. poglavje slovenskih predpisov, ki se je nanašalo na gradnjo zidanih zgradb. To poglavje so nadomestili z novim besedilom, v katerem so bili predpisani poleg horizontalnih vezi tudi vertikalni železobetonski ojačitveni stebri v vogalih zgradb in na stikih zunanjih in notranjih nosilnih zidov. Takšne ojačitve opečne gradnje so sedaj predpisane v številnih državah, pri nas pa so postale obvezne šele z uveljavitvijo novih zveznih predpisov.

Ko so bili novi jugoslovanski predpisi pripravljeni, je vlada povabila nekaj vidnih inozemskih strokovnjakov, da bi te predpise strokovno ocenili. Na sestanku v Ohridu v začetku l. 1964, ki so se ga poleg članov komisije udeležili še predstavniki ZDA, Japonske, Sovjetske zveze in Francije, so bili ti predpisi ocenjeni kot zelo dobri. Predstavniki Japonske je menil, da je naš (slovenski) spekter odziva boljši kot sovjetski, ker je bolj položen.

Novi predpisi so bili potem uradno sprejeti in objavljeni v Uradnem listu SFRJ [10].

Širša mednarodna strokovna javnost je bila seznanjena s tem predpisom in s pripravami za dopolnitev predpisa (s probabilističnim pristopom pri določanju seizmičnih obremenitev in seizmično mikrorajonizacijo) na kongresu EAEE v Dubrovniku leta 1972 [11].

Po letu 1963 se je aktivnost na področju potresnega inženirstva razširila iz Slovenije na širše območje Jugoslavije, vendar je glavni center te aktivnosti ostal v Sloveniji. Tukaj so se porajali in razvijali novi sodobnejši pristopi k reševanju problemov potresnega inženirstva in rešitve izvajale v praksi. Drugi center se je izoblikoval v okviru inštituta za potresno inženirstvo in inženirsko seizmologijo na Univerzi v Skopju. Ta inštitut je imel raziskovalen, predvsem pa izobraževalen namen. Inštitut v Skopju je bil deležen izdatne finančne podpore zvezne in makedonske vlade.

Na pobudo zvezne vlade je bilo v okviru Zveze gradbenih inženirjev in tehnikov Jugoslavije v Beogradu (SGITJ) 4. decembra l. 1963 osnovano Jugoslovansko društvo za gradnjo v seizmičnih območjih s sedežem v Beogradu, vendar je aktivnost tega društva že v začetku l. 1965 usahnila. S sklepom Izvršnega odbora SGITJ z dne 20. 9. 1969 je bilo to društvo ponovno aktivirano pod imenom Jugoslovansko društvo za seizmično gradbeništvo (JDSEG) s sedežem v Ljubljani. To je bilo tudi edino strokovno društvo SGITJ, ki je imelo sedež zunaj Beograda.

1. 10. 1964 je bilo v Skopju ustanovljeno Evropsko združenje za potresno inženirstvo (EAEE), katerega admi-

nistrativne posle naj bi opravljalo Jugoslovansko društvo za gradnjo v seizmičnih območjih. Ko je bil sedež tega društva prestavljen v Ljubljano, je Ljubljana postala tudi sedež Evropskega združenja. Sedež EAEE je ostal v Ljubljani do leta 1982, ko je bil po sklepu skupščine EAEE v Atenah prenesen v Zagreb.

JDSG in EAEE ves čas svojega delovanja v Sloveniji nista prejela nobene finančne podpore ne od zvezne ne od republiške vlade.

V Sloveniji so prvi začeli obravnavati vprašanje seizmične mikrorajonizacije za natančnejše določanje seizmičnih obremenitev glede na geološko strukturo nosilnih tal. Pri tem so bili predvsem upoštevani rezultati raziskav S. V. Medvedeva [12]. Ob tej problematiki je bilo objavljenih več člankov v slovenskem strokovnem tisku [13, 14]. Na pobudo JDSG je bil l. 1975 na Plitvicah organiziran simpozij o seizmični mikrorajonizaciji [15].

Po potresu v črnogorskem primorju l. 1979 so bila kritično analizirana določila veljavnih jugoslovanskih prepisov za gradnjo v potresnih območjih glede na izkušnje tega potresa. Te analize so bile upoštevane pri izdelavi novih jugoslovanskih predpisov za protipotresno gradnjo [16].

Iz Slovenije je tudi prišla pobuda za poenotenje predpisov za gradnjo v potresnih območjih v Evropi. EAEE je iz Ljubljane leta 1976 predložilo Evropski ekonomski komisiji (ECE) osnutek enotnega evropskega predpisa za projektiranje konstrukcij v seizmičnih področjih, ki ga je izdelala delovna komisija EAEE za poenotenje evropskih predpisov in koordinacijo raziskovanja na tem področju.

ECE je ta osnutek dostavila vsem svojim članom, med katere poleg evropskih držav štejeta tudi ZDA in Kanada, v preučitev in mnenje. Pripombe je dostavilo 17 držav, nakar je ECE sklicala sestanek za preučitev teh pripomb. Sestanek je bil v Beogradu v organizaciji Jugoslovanskega zavoda za standardizacijo (JZS) aprila l. 1978. Udeležili so se številni predstavniki evropskih držav in mednarodnih organizacij (UNICO, ECE, CEB, CIB, ESC, ISO, UIA, JCSS). Osnovni sklep tega sestanka je bil, da je treba uskladiti predloge EAEE za poenotenje evropskih predpisov s stališči Evropskega komiteja za beton (CEB), Mednarodnega sveta za zgradbe (CIB), Evropske konvencije za jeklene konstrukcije (ECCS) in predvsem s skupnim komitejem za varnost konstrukcij (JCSS). Podrobnejši sklepi so razvidni iz poročila ECE o tem sestanku [17].

Zahteva ECE na sestanku v Beogradu, da mora EAEE uskladiti svoj predlog poenotenja predpisov za gradnjo v potresnih območjih z vrsto drugih mednarodnih organizacij, je zavrla nadaljnje delo EAEE na tem področju, predvsem zaradi pomanjkanja finančnih sredstev. EAEE nikoli ni imela svojih lastnih sredstev, slovenska vlada, ki bi sicer morala podpirati delovanje mednarodnih organizacij s sedežem v Sloveniji, pa ni EAEE nikoli dodelila nobenih sredstev. Delo na poenotenju predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih je potem nadaljevala Mednarodna organizacija za standarde (ISO), ki je imela v svoji sestavi delovno skupino TC 98.WG-2, v kateri je bil tudi zastopnik EAEE. Ta skupina je izdelala končni tekst

predpisa, ki je obravnaval le določitev potresnih obremenitev konstrukcij [18].

V letu 1979 se je Jugoslovanski zavod za standardizacijo (JZS) odločil, da pripravi nove predpise za gradnjo v seizmičnih območjih. Stari predpisi so veljali že 15 let brez slehernih sprememb in dopolnitev. Za izdelavo novega pravilnika za gradnjo objektov visokogradnje v potresnih območjih je JZS imenoval strokovno komisijo iz zastopnikov posameznih republik SFRJ. Izdelavo samega pravilnika je zaupal inštitutu v Skopju (IZIIS), ki mu je tudi dodelil potrebna sredstva. Poslovanje same komisije naj bi financirale delovne organizacije njenih članov. Posledica takšnega ukrepa je bila neudeležba na sejah, kar je onemogočalo sprejemanje veljavnih sklepov.

Pravilnik je bil končno objavljen leta 1981, vendar so se kmalu pokazale pomanjkljivosti tega besedila, ker so se takoj po objavi začela vrstiti dopolnila in spremembe tega pravilnika, ki so bile objavljene v letih 1982, 1983 in 1988 [19]. Na te pomanjkljivosti so opozarjali zlasti slovenski strokovnjaki [20]. Ta Pravilnik z vsemi dopolnili od l. 1981 velja tudi za Slovenijo.

Poseben problem v predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih so seizmološke karte, ki določajo potresne obremenitve (intenziteto potresa) na posameznih lokacijah. Dokler so veljali PTP predpisi, je veljala zastarela seizmološka karta Jugoslavije. Ob sprejetju novih predpisov v Sloveniji v letu 1963 je stopila v veljavo nova seizmološka karta Slovenije, kjer so bolj realno prikazana potresna območja raznih intenzitet na determinističen način (stalna intenziteta, neodvisno od časa). Sedaj je v veljavi nova seizmološka karta Jugoslavije, ki je izdelana na probalističnem principu (intenzitete so različne glede na različne časovne povratne periode), iz leta 1990.

Naloga potresnega inženirstava ni samo v tem, da izdeluje vedno bolj izpopolnjene predpise za gradnjo v potresnih območjih, na podlagi katerih bodo gradili gradbene objekte v prihodnosti in s tem zagotavljali potresno varnost, temveč v enaki in morda še večji meri, da zagotovi potresno varnost prebivalstva, ki prebiva oziroma uporablja obstoječe gradbene objekte, zgrajene, še preden so bili uveljavljeni sodobni predpisi. To je sicer kompleksen pravni, gospodarski in gradbeno tehnični problem, vendar je od rešitev tega problema odvisno, ali se bo število žrtev pri prihodnjih močnih potresih lahko zmanjšalo.

Sekretariat za urbanizem vlade Republike Slovenije je že leta 1975 predložil Skupščini Republike Slovenije predlog zakona o seizmološki službi, ki je pomenil dejansko zakon o zaščiti pred potresi. Slovenska skupščina je na več sejah podrobno obravnavala določbe tega zakona ter dopolnila nekatere člene s kazenskimi določbami. Zakon je bil končno sprejet l. 1978 [21].

S tem zakonom je bil ustanovljen Seizmološki zavod Slovenije kot upravni organ, financiran iz republiškega proračuna. To je bil edinstven primer v prejšnji Jugoslaviji, ker nobena druga republika ni imela seizmološkega zavoda kot samostojnega upravnega organa z zagotovljenim financiranjem. Po organizacijski strukturi izvršnega sveta

(vlade) Republike Slovenije je bil Seizmološki zavod podrejen neposredno predsedniku Izvršnega sveta, kar je praktično pomenilo, da ni bil podrejen nikomur. Bistvo tega zakona je bilo v tem, da mora seizmološka služba Slovenije organizirati analitično ocenjevanje potresne varnosti pomembnejših gradbenih objektov v Sloveniji. Zakon je podal splošno definicijo teh objektov. S posebno odredbo, ki je bila v osnutku predložena v obravnavo v skupščinskih odborih, so bili pomembnejši objekti podrobneje specifikirani. Zakon je nalagal občinskim upravnim organom za gradbene zadeve obveznosti za realizacijo določb tega zakona. Konkretno odgovornost za zagotavljanje potresne varnosti je zakon naložil imetnikom pravice razpolaganja pomembnejših gradbenih objektov.

Skupščina Republike Slovenije je v prvotno besedilo predloga tega zakona vnesla še naslednje:

»Če imetnik pravice razpolaganja ne izvrši sanacije v določenem roku, pristojni občinski organ prepove uporabo tega objekta.«

Za realizacijo določb tega zakona bi bilo treba predhodno sprejeti določene podzakonske akte, ki jih je navajal 11. člen zakona. Žal se določbe tega zakona še vedno ne izvajajo. Podzakonski akti niso bili izdelani in konkretni ukrepi za povečanje potresne varnosti pomembnejših gradbenih objektov, razen redkih posameznih ukrepov (stavba predsedstva in vlade Republike Slovenije) niso bili realizirani.

V svetu je ta naš zakon (ki ni bil strokovni predpis) zbudil precej pozornosti, zlasti v ZDA. Bil je prvi tovrstni zakon v svetu, predstavljen širši svetovni strokovni javnosti na različnih strokovnih posvetovanjih in kongresih. Pozneje so temu zgledu sledile še nekatere druge države. Naši širši javnosti je bil zakon predstavljen tudi v nekaterih časopisih [22].

Konkretne gradbeno tehnološke probleme v zvezi z gradnjo opečnih stavb v potresnih območjih in njih sanacijo po poškodbah je obravnaval predvsem Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij v Ljubljani. Po potresu v Skopju so začeli raziskovati odpornost opečnih zidov na kombinirano vertikalno in horizontalno obremenitev [23]. Pozneje so v ZRMK raziskovali potresno odpornost opečnih zgradb na vibracijski mizi s pomočjo modelov pritličnih in enonadstropnih zgradb v merilu 1:5. Na takšnih modelih so raziskovali tudi vpliv horizontalnih in vertikalnih železobetonskih vezi na povečanje seizmične odpornosti opečnih zgradb. Rezultati teh raziskav so bili objavljeni na številnih domačih in mednarodnih strokovnih sestankih in kongresih [24, 25].

V ZRMK so razvili zelo učinkovit postopek za sanacijo stavb po potresu s povezovanjem zidov z jeklenimi vezmi [26]. Ta postopek je bil kombiniran z injektiranjem razpok v zidovih iz kamna in opeke [27]. Po potresu 6. 5. 1976 v Furlaniji ( $M = 6,5$ ,  $I_0 = 9,5$  MSK) je ZRMK v vasi Bardo saniral močno poškodovano enonadstropno opečno hišo kot zgled za uporabo omenjenih sanacijskih postopkov. Temu potresu je 15. 9. 1976 sledil drugi močan potres ( $M = 6,1$ ,  $I_0 = 9$  MSK). Sanacija te hiše je bila že končana

in je stavba odlično prestala ta novi potresni sunek brez razpok. To dejstvo je vzbudilo velik odmev tudi v italijanski strokovni javnosti, ki je sicer s problematiko potresne varnosti dobro seznanjena. Postopek ZRMK so priporočili tudi v uradnem navodilu vlade Furlanije Julijske Krajine za sanacijo zgradb po potresu I. 1976.

Raziskave potresne odpornosti zidanih zgradb in računsko ugotavljanje te odpornosti so tudi potem nadaljevali v ZRMK [28].

Drugi neformalni center za raziskovanja problemov potresnega inženirstva se je izoblikoval na FAGG v Ljubljani. Leta 1971 je bil ustanovljen Računski center, ki je kmalu potem postal Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR) FAGG. V tem inštitutu so preučevali in razvijali uporabo računalnikov pri analizi konstrukcij visokogradnje glede na potresne obremenitve [29].

Iz tega inštituta je I. 1976 izšel tudi znani računalniški program za elastično analizo večetažnih konstrukcij EAVEK, ki je pomenil velik korak naprej na poti racionalnejšega in hitrejšega projektiranja večetažnih stavb v potresnih območjih. Ta program je vzbudil veliko zanimanje ne samo v Sloveniji in Jugoslaviji, temveč tudi drugod po svetu [30].

Na tem inštitutu so raziskovali tudi probleme potresnega inženirstva kot kompleksne discipline, ki vsebuje seizmologijo, geologijo in gradbeništvo [31].

Za uveljavljanje varne gradnje na potresnih območjih v Sloveniji so pomembne ugotovitve IKPIR-a, da z racionalno zasnovano nosilnega sistema večetažnih stavb, zlasti stanovanjskih. Z uporabo stenastih železobetonskih konstrukcij, lahko dosežemo optimalno potresno varnost tudi na območjih intenzitete 9<sup>o</sup> MSK z minimalnim povečanjem investicijskih stroškov [32]. Dva slovenska strokovnjaka sta skupaj z dvema strokovnjakoma iz Hrvaške in enim iz Srbije, napisala obsežno knjigo (642 strani) o potresnem inženirstvu v visokih gradnjah. Ta knjiga predstavlja najpopolnejši prikaz potresnega inženirstva v teoriji in praksi, ki je bil kdajkoli izdan na območju bivše Jugoslavije [33].

## POTRESNO INŽENIRSTVO V REPUBLIKI SLOVENIJI

Po osamosvojitvi Republike Slovenije so trendi razvoja potresnega inženirstva v Sloveniji ostali takšni kot prej. Društvo za potresno inženirstvo Ljubljana se je preimenovalo v Društvo za potresno inženirstvo Slovenije (DPIS) (The Slovenian Association for Earthquake Engineering – SAEE) s sedežem v Ljubljani, Jamova 2. Na seji izvršnega odbora društva 12. 2. 1992 v Ljubljani so sprejeli statut društva. Društvo je bilo potem sprejeto v članstvo Evropskega združenja za potresno inženirstvo (EAEE), ki ima sedaj svoj prehodni sedež v Carigradu.

Zastopnik DPIS se je udeležil simpozija o načinih za zmanjšanje posledic potresov, ki je bil v Tsukubi na Japonskem. Društvo se je aktivno angažiralo pri uvajanju evropskega predpisa za gradnjo na potresnih območjih –

EUROCODE 8. Obravnavalo je akcije v okviru mednarodnega desetletja boja za zmanjšanje posledic naravnih katastrof.

Vsako leto v septembru sta Društvo gradbenih konstruktorjev in Društvo za potresno inženirstvo organizirala na Bledu Zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije. Ta zborovanja, ki se jih je udeleževalo 150 – 200 strokovnjakov s področja konstruktorstva in potresnega inženirstva, so bila organizirana tudi v letih 1991–1994. Ob vsakem zborovanju je bil objavljen zbornik referatov.

ZRMK je nadaljeval svojo dejavnost na področju raziskovanja potresne odpornosti zidanih zgradb. S svojimi projekti in strokovnimi ekipami je sodeloval pri povečanju potresne odpornosti zidanih zgradb v starih mestnih jedrih, predvsem v Ljubljani in Mariboru.

Z ustanovitvijo Gradbenega centra v okviru ZRMK je bila podana možnost za informiranje samostojnih graditeljev o postopkih in gradbenih ukrepih za povečanje potresne odpornosti individualnih hiš.

Na IKPIR-u so se lotili reševanja zelo zahtevnega problema: obnašanja konstrukcij in materialov v nelinearnem območju, ko naj bi konstrukcija prevzela vso energijo maksimalnega potresa, ne da bi se porušila. Sodobni trendi raziskovanja na področju potresnega inženirstva so usmerjeni prav v ta problem.

IKPIR je julija 1992 organiziral delavnico (workshop) z naslovom Nelinearna seizmična analiza armiranobetonskih stavb. Delavnica je zajela 23 prispevkov vidnih svetovanih strokovnjakov s področja teorije varnosti železobetonskih stavb, med katerimi sta bila dva prispevka iz Slovenije (3 avtorji). Vsi prispevki s sestanka na Bledu so bili objavljeni v Zborniku, ki ga je izdala ugledna založba v Londonu [34].

Celotni problem nelinearnega obnašanja konstrukcij pri potresni obtežbi je tako pri nas kot v svetu šele na začetku svoje poti. Treba bo izvršiti še veliko delo za takšno poenostavitev postopka projektiranja na osnovi potresne energije, da bi bil ta postopek uporaben v praksi. Sodelavci IKPIR-a bodo gotovo na tem problemu še naprej delali v naslednjih letih.

Strokovnjaki ZRMK in IKPIR-a so obiskovali potresna

območja močnih potresov v zadnjih letih (Mehiko, San Francisco, Los Angeles, Kobe) in o rezultatih teh ogledov obveščali strokovno javnost na predavanjih (največkrat na FAGG) ter objavljali poročila v strokovnih glasilih [35].

Po osamosvojitvi so se v slovenski javnosti in v skupščini oziroma državnem zboru pojavile zahteve po zaprtju JE Krško zaradi vprašljive potresne varnosti tega objekta. Postavljali so tudi zelo kratke roke za zaprtje in zahtevali razpis referendumu o tem vprašanju. Da bi poslanci v Skupščini dobili bolj transparentni vpogled v ta problem že pred razpisom referendumu, so poslanci leta 1990 ustanovili Komisijo za preučitev okoliščin izgradnje JE Krško in posledic njenega obratovanja. Pri obravnavi vprašanja potresne varnosti so pri delu komisije sodelovali strokovnjaki iz Geološkega zavoda, Seizmološkega zavoda in IKPIR-a. Komisija je delo končala l. 1992 [36].

Sklepi komisije niso zadovoljili vse slovenske javnosti, zato je slovenska vlada aprila 1992 ustanovila Mednarodno komisijo za neodvisno analizo varnosti JE Krško (International Commission for Safety Analysis of the Nuclear Power Plant Krško ... ICISA). Komisijo so sestavljali predsednik in dva člana iz Republike Slovenije, dva člana iz Avstrije in dva člana iz Italije. V delu komisije je sodelovalo 41 ekspertov, največ iz ZDA (10) in Slovenije (9).

Komisija je predložila končno poročilo novembra 1993. S tem poročilom je bilo vprašanje potresne varnosti JE Krško iz imaginarno-čustvene sfere postavljeno na realna tla. Ugotovljeno je bilo, da varnost JE Krško ustreza varnosti drugih evropskih jedrskih elektrarn na Zahodu, ki varno obratujejo že več kot dve desetletji. Ta ugotovitev ICISE pomeni pomemben prispevek k uspešnejšemu gospodarskemu in družbenemu razvoju Slovenije v prihodnjih letih [37].

Februarja 1995 je številna slovenska gospodarska in znanstveno-raziskovalna delegacija obiskala Kitajsko. Na koncu obiska, ko so kitajski sogovorniki ugotavljali tista raziskovalna področja, na katerih bi obe državi lahko sodelovali, so omenili samo lasersko optiko in potresno inženirstvo. To je bilo veliko priznanje potresnemu inženirstvu v Sloveniji.

Na področju potresnega inženirstva je ugled Slovenije v svetu gotovo na visoki ravni.

## L I T E R A T U R A

1. PTP-2. Privremeni tehnički propisi za opterećenje zgrada. Sl. list FNRJ (61/48).
2. Breznik M., Varnost stavb ob potresih. Gradbeni vestnik št. 75–76, Ljubljana, 1960, str. 69–75.
3. Drnovšek J., Dimenzioniranje visokih zgradb glede na potres. Geologija, 1961, str. 296–302.
4. Bubnov S., Sigurnost gradjevina od potresa. Gradjevinar št. 6, Zagreb, 1962, str. 178–183.
5. Korčinskij I. L., Osnovi projektiranja zdanij v seizmičkih rajonih. GOSIZDAT, Moskva, 1961.
6. Bubnov S., Namen novih predpisov za varnost pred potresi. Dimenzioniranje gradbenih objektov v potresnih območjih. Publikacija ZGITS, Ljubljana, 1963.

7. Odredba o dimenzioniranju in izvedbi gradbenih objektov v potresnih območjih, Ur. l. SRS 18/1963.
8. Bubnov S. A., Les normes applicables aux constructions parasismiques en Yougoslavie. UNESCO/NS/SEISM/REP/19, Paris, 1964.
9. Bubnov S. A., Proceedings of the international seminar on earthquake engineering. General report pp. 11–50. Skopje, 1964. Problems of earthquake resistant design and engineering, pp. 129–134. Published by UNESCO, 1968.
10. Privremeni tehnički propisi za gradjenje u seizmičkim područjima. Sl. l. SFRJ 39/64, Beograd.
11. Bubnov S. A., New Yugoslav regulations for earthquake engineering. Proceedings of the 6th European Conference on Earthquake Engineering. Dubrovnik, 1978.
12. Medvedev S. V., Inženernaja seizmologija. Moskva, 1962.
13. Bubnov S., Seizmična mikrorajonizacija in potresne obremenitve zgradb. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1965, str. 117–124.
14. Bubnov S., Nove metode seizmične mikrorajonizacije. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1972, str. 25–29.
15. Jugoslovenski simpozij o seizmičkoj mikrorajonizaciji, JDSC, JKOS, IGN, 1975.
16. Bubnov S., Uticaj lokalnih geomehničkih uslova u propisima za gradjenje u seizmičkim područjima prema iskustvima zemljotresa u Crnogorskom primorju. Dokumentacija za gradjevinarstvo i arhitekturu DGA-1654, Beograd, 1980.
17. UN.ECOSOC.ECE MEP-Report-Ad hoc meeting on requirements for construction in seismic regions. Belgrade, 1978.
18. ISO.DIS.3010 Design Seismic Actions on Structures 1987.
19. Pravilnik o tehničnim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Sl. l. SFRJ 31/81, 49/82, 20/83, 20/88.
20. Bubnov S., Fajfar P., Fischinger M., Ribarič V., Tomažević M., Ocena pravilnika. FAGG-IKPIR, Ljubljana, 1982.
21. Zakon o seizmološki službi. Ur. l. SRS, št. 14/78.
22. Bubnov S., Zaščita pred potresom. Delo, Ljubljana, 1983.
23. Čačovič F., Preliminary results on testing of brick walls. Proc. Intern. Sem. Earthq. Eng., Skopje, 1964, str. 121–122. Published by UNESCO, 1968.
24. Turnšek V., Analiza varnosti zidanih zgradb na raznih seizmičnih področjih. Simpozij JDSC, Škofja Loka, 1974.
25. Turnšek, V., Terčelj, S., Ukrepi pri reševanju tehničnih problemov popravil zgradb, ki jih je prizadel potres. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1977, str. 194–200.
26. Vugrinec E., Izvedba povezovanja zidov z jeklenimi vezmi v praksi. Informacije ZRMK št. 196–197 in 198. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1977.
27. Umek S., Teoretične osnove injektiranja pri sanaciji masivnih konstrukcij. Informacija ZRMK št. 199. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1977.
28. Tomažević M., Račun seizmične odpornosti zidanih zgradb. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1980, str. 182–194.
29. Fajfar P., Fischinger M., Reflak J., Uporaba računalnikov pri analizi konstrukcij v visokogradnji. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1977, str. 146–158.
30. Fajfar P., EAVEK – Program za elastično analizo večetažnih konstrukcij. Publikacija IKPIR FAGG. 1976.
31. Fajfar P., Osnove projektiranja v potresnih območjih. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1977, str. 158–171.
32. Fischinger M., Fajfar P., Rogač R., Stroški potresno varne gradnje stenastih stavb. Gradbeni vestnik, Ljubljana, 1978, str. 240–247.
33. Aničič D., Fajfar P., Petrovič B., Savits-Nossan A., Tomažević M., Zemljotresno inženjerstvo. Visokogradnja. Gradjevinska knjiga, Beograd, 1990.
34. Fajfar P., Krawinkler H., Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings. Elsevier Applied Science, London, New York, 1992.
35. Fischinger M., Poročilo o potresu v Northbridge-u, Los Angeles, 17. 1. 1994. IKPIR FAGG, 1994.
36. Skupščina Republike Slovenije. Poročilo o okoliščinah izgradnje JE Krško in posledic njenega obratovanja, št. 320-06/ 91-3/25, 3. 9. 1992, Ljubljana.
37. Bubnov S., ICISA je postavila vprašanje JE Krško na znanstvene temelje. Delo, Ljubljana, 12. 1. 1994.

# POBUDE ZA PROTIPOTRESNO GRADNJO IN PREDPISE V SLOVENIJI V PETDESETIH IN ZAČETKU ŠESTDESETIH LET

UDK 699.841(083.9)(4.97.12)

MARKO BREZNIK

## P O V Z E T E K

Sodelavci Geološkega zavoda LRS smo v poznih petdesetih letih opozarjali na premajhne potresne sile pri projektiranju in gradnji stavb. Opisali smo posledice potresa VI.–VII. MCS stopnje v Ilirski Bistrici v januarju 1956 in poudarili potrebo po močnih horizontalnih vencih in vezeh.

Povečanje potresnih sil iz študije za stolpnice Pražakova–Streliška (1959) okrajna revizijska komisija ni sprejela. Podoben predlog za stolpnico na Prulah v Ljubljani (1961) je republiška revizijska komisija sprejela in v januarju 1962 naročila spremembo potresnih predpisov.

## INITIATIVES FOR ASEISMIC CONSTRUCTION AND AN ASEISMIC CODE IN SLOVENIA IN FIFTIES AND EARLY SIXTIES

## S U M M A R Y

In the late 1950's the experts of the Geological Survey of Slovenia pointed out that the seismic forces prescribed by the Yugoslav code for the Design and Construction of Buildings of 1948 were too small for proper seismic safety calculations. The consequences of the earthquake which occurred in January 1956 in the Ilirska Bistrica Region, reaching an intensity of VI to VII on the MCS scale, were investigated and reported on, and the importance of providing strong horizontal tie-beams or tie-bars was emphasised.

When it was proposed (1959) that the calculated seismic loads for tower-blocks to be built on Pražakova and Streliška streets be increased, the district board for the revision of design documentation rejected this proposal. However, when, later, a similar proposal was made (1961) for the tower-block in Prule in Ljubljana, the Republic's Board for the revision of design documentation accepted it and, in January 1962 ordered the preparation of a changed seismic code.

### POTRES IN PREDLOG PROTIPOTRESNE GRADNJE V 1956. LETU

Prvi večji potres po vojni je bil 31. januarja 1956 v Ilirski Bistrici. Z geologom Mariom Pleničarjem sva napisala članek [1] z nasveti za protipotresno gradnjo. Solidno grajene stavbe niso bile poškodovane, samo v ometu so

na nekaterih mestih nastale tanke razpoke. Pri nekaterih starejših stavbah so bile poškodbe hude, čelni zidovi so se nagnili navzven, v zgornjem delu do 15 cm, ali pa so se v spodnjem delu »trebušasto« vzbočili. Te stare hiše so imele zidove iz neobdelanega kamenja, ki je bilo le slabo vezano z apneno malto. Vse te stavbe so imele tudi slabo horizontalno povezavo na vrhu zidov. Hude

**Avtor:**

Dr. Marko Breznik, dipl. inž. gradb., dipl. inž. geol., upok. prof. Hidrotehnična smer FAGG, Univerza v Ljubljani

Uredniški povzetek članka, ki bo v neskrajšani verziji izšel v eni od naslednjih številčk Gradbenega vestnika.

poškodbe so nastale na tistih novih stavbah, ki niso imele armiranobetonskega venca ali zidne vezi pod ostrejšem. Pri takih stavbah so se nagnili čelni zidovi do 15 cm navzven. Resne poškodbe so nastale tudi v novem dvonadstropnem skladišču tovarne Javor. To skladišče je bilo grajeno tako, da je bil v sredini stavbe železobetonski okvir, na čelnih straneh pa opečni zid. Razpoke ometa v pritličju so kazale, da so bili opečni zidovi deformirani, medtem ko je železobetonski okvir ostal nepoškodovan. Na podlagi poškodb stavb smo lahko ugotovili, da so pri vseh stavbah, vključno pritličnih, armiranobetonski venci ali železne zidne vezi odločilnega pomena za odpornost stavb proti potresu, kombinirane armiranobetonske – opečne konstrukcije pa niso primerne.

### PREDLOG PROTIPOTRESNE GRADNJE IN PREDPISOV V LETIH 1959–61

Potres je opozoril na problem potresne varnosti v Sloveniji, še zlasti zato, ker so se konec petdesetih let v Ljubljani začele graditi razmeroma visoke stolpnice. S kolegi [1–5] smo opozarjali predvsem na to, da so potresne sile v tedanjih jugoslovanskih predpisih daleč premajhne (1,5–3,0%) in da način računa ne ustreza za visoke stavbe. Predlagal sem [2, 3] za Ljubljano in druge kraje z enako intenziteto potresov za nižje stavbe 5–10% in za visoke stavbe 10–15% potresno silo v odvisnosti od sestave temeljnih tal in za 50 do 100% povečanje dopustnih napetosti materialov. V dokumentu [2] sem opozoril tudi na neustrezno konstrukcijsko izvedbo stolpnice v Pražakovi:

»Posebno pozornost je treba posvetiti konstruktivnemu izoblikovanju stavbe, predvsem togosti v horizontalni smeri in pravilni izbiri gradbenega materiala. Konstrukcija stolpnic po sedanjem konceptu, z nearmiranimi betonskimi stenami v žilindrih zidkih in s stenami, ki so z visokimi vrati in visokimi okni razrezane v posamezne ozke elemente, verjetno ne bo mogla prevzeti povečanih horizontalnih sil. V tem primeru sedanja konstrukcija stolpnice po našem mnenju ni primerna.«

Na te kritike se je okrajna oblast morala odzvati. Žal pa revizijska komisija za graditev stolpnic na Pražakovi in Streliški predloga ni sprejela, prevsem iz takrat značilnega strahu pred stroški. Zato sem razpravo objavil še v Gradbenem vestniku [3].

V letu 1961 smo ob načrtovanju stolpnice za Državni arhiv LRS ponovno opozarjali na to problematiko. Iz del inž. Drnovška [4, 5] lahko povzamemo, da je zopet kritiziral premajhne računске potresne sile in predlagal dinamično analizo stavb z več kot 10 nadstropji. Predvsem je pomemben sklep: »Republiška komisija za revizijo projektov naj... sklepa o dopolnitvi jugoslovanskih PTP predpisov ter sproži tozadevni postopek.«

V naših prizadevanjih je sodeloval prof. Ribarič in nas podprl prof. Marinček. Številne aktivnosti so pripeljale do novih slovenskih potresnih predpisov leta 1963 (takrat sva bila z inž. Drnovškom v tujini). Še istega leta pa je pravilnost in nujnost teh prizadevanj potrdil potres v Skopju.

### L I T E R A T U R A

1. M. Breznik, M. Pleničar, O potresu v Ilirski Bistrici, Ljudska pravica 5. 2. 1956.
2. Geotehnično poročilo o fundaciji stolpnic v Pražakovi ulici. Vključeno Potresna varnost stavbe, strani 17–31. Geološki zavod (Breznik) 28. 4. 1959.
3. M. Breznik, Varnost stavb ob potresih, Gradbeni vest. 69–76, 1960.
4. Poročilo o pogojih temeljenja stolpnice Državnega arhiva LRS v Ljubljani na Grubarjevem nabrežju. Vključeno Drnovšek: Varnost konstrukcije napram potresu, 12 str. in Ribarič: Možni premiki in periode potresnih valov ob potresih v Ljubljani in njeni neposredni okolici, 8 str. Geološki zavod (Drnovšek, Vidic, Pajek) 13. 4. 1961.
5. J. Drnovšek, Dimenzioniranje visokih stavb glede na potres. Geologija, 6. knjiga, 296–302, 1961.

# NOVA METODA ZA OCENJEVANJE POTRESNE VARNOSTI IN POŠKODOVANOSTI KONSTRUKCIJ

UDK 699.841:624.04:531.2

PETER FAJFAR

## P O V Z E T E K

Prišel je čas, ko bo treba obstoječo metodologijo za projektiranje novih objektov na potresnih območjih in za ocenjevanje potresne varnosti obstoječih objektov, ki temelji na elastični analizi, zamenjati z novo metodologijo, ki uporablja nelinearno statično analizo in nelinearne spektre odziva. V članku so na kratko prikazani stanje in trendi razvoja v svetu ter raziskave pri nas. Opisana je nova metoda, razvita v IKPIRu, ki bi lahko postala sestavni del nove metodologije, in prikazan je primer njene uporabe.

## NEW METHOD FOR SEISMIC SAFETY AND DAMAGE EVALUATION OF STRUCTURES

## S U M M A R Y

The time has come to introduce a new seismic design methodology, based on inelastic static analysis and inelastic response spectra, instead of the established method for seismic design and evaluation, based on the elastic analysis. The state-of-the-art and development trends in the world as well as research in Slovenia are presented. The method, developed at the Institute of Structural and Earthquake Engineering in Ljubljana, which could be a part of the new methodology, is described and an example of the application is given.

## UVOD

Zadnji potresi, med njimi še posebno Hanshin potres, ki je prizadel Kobe na Japonskem, so ponovno opozorili na možne katastrofalne posledice močnih potresov in na izjemen pomen potresno varne gradnje. Dejstvo je, da je potresno inženirstvo sorazmerno mlada veda, ki se je pričela razvijati šele v tem stoletju. Študije posledic potresov in številne eksperimentalne in analitične raziskave, ki so bile posebno intenzivne od začetka sedemdesetih let dalje, so omogočile sorazmerno dobro razumevanje glavnih značilnosti obnašanja gradbenih konstrukcij in njihove opreme med močnimi potresi. Izkušnje kažejo, da je že na razpolago znanje, ki omogoča potresno varno gradnjo večine gradbenih objektov. Statistični podatki o posledicah zadnjih potresov kažejo, da je med porušeni objekti ogromna večina starejših, to je tistih, ki so bili

grajeni pred več kot dvajsetimi leti. Za večino od njih lahko na podlagi znanja, ki je danes na razpolago, vnaprej napovemo, da so ogroženi med močnimi potresi, vendar nikjer na svetu ni na razpolago dovolj sredstev, da bi vse takšne objekte potresno ojačali v doglednem času.

Ne moremo in ne smemo pa zanikati dejstva, da vsak nov močnejši potres povzroči tudi nekaj presenečenj in opozori, da današnje vedenje o obnašanju konstrukcij med potresi še zdaleč ni zadostno. Predvsem je še potrebno izdelati metode za kvantifikacijo poškodb. Vsi trije zadnji potresi, ki so se zgodili v gosto naseljenih, visoko razvitih področjih (Loma Prieta, Northridge, Hanshin), so povzročili poleg človeških žrtev tudi ogromno materialno škodo. Po teh potresih ne more biti več dvoma o tem, da v bodoče ne bo cilj samo preprečevanje rušenj in s tem zaščita življenj, pač pa bo treba veliko več pozornosti kot doslej posvečati zmanjševanju poškodb (s čim manjšimi stroški).

Avtor:

prof. dr. Peter Fajfar, IKPIR, FGG, Ljubljana



Seveda je pot, ki je potrebna za prenos raziskovalnih dosežkov v prakso, dolga in zamudna. Za praktično uporabo je treba izdelati metode, ki so po eni strani dovolj enostavne, da so uporabne v okviru finančnih in časovnih omejitev v praksi, po drugi strani pa zagotavljajo čim boljše simulacijo dejanskega obnašanja objektov in njihove opreme med potresi. Pri tem je treba upoštevati zelo veliko negotovost, ki je povezana z ocenami značilnosti nihanja tal med bodočimi potresi, pa tudi pestrost načinov nelinearnega dinamičnega obnašanja različnih materialov, konstrukcijskih elementov in celotnih konstrukcij.

V članku je prikazan trend razvoja metod za projektiranje novih objektov in za ocenjevanje potresne odpornosti obstoječih objektov. V ta trend se vključuje metodologija, ki jo zadnjih deset let razvijamo v IKPIRu. Posamezni rezultati, dobljeni v okviru naših raziskav, že vplivajo na razvoj po svetu, predvsem v ZDA. V članku je podan kratek opis N2 metode, ki je bistveni sestavni del nove metodologije, in prikazan primer njene uporabe, podrobnosti pa je mogoče najti v objavah, navedenih v literaturi.

## TRENDI RAZVOJA

V standardih in predpisih, ki določajo minimalne zahteve za gradnjo na potresnih območjih, se uporabljajo metode, ki temeljijo na elastični analizi in empirično določenih koeficientih. Čeprav izkušnje kažejo, da te metode, v kombinaciji z ustreznimi konstruiranjem kritičnih prerezov in stikov, večinoma zagotavljajo primerno potresno varnost standardnih objektov, je po svetu vendarle dozorelo spoznanje, da je čas za razvoj nove metodologije za analizo konstrukcij. Metodologija naj bi eksplicitno upoštevala nelinearno obnašanje konstrukcij. Vsak korak naj bi temeljil na osnovnih fizikalnih principih, kar bi omogočilo transparentnost postopka in njegovo uporabnost tako za oceno potresne varnosti obstoječih objektov kot tudi za projektiranje novih objektov. Metodologija naj ne bi bila uporabna samo za običajne konstrukcijske sisteme, pač pa tudi za nove sisteme in materiale, med drugim za inovativne sisteme, ki uporabljajo dodatne dušilce za disipacijo energije ali posebne elemente za izolacijo celotnega objekta.

Najbolj natančna metoda analize, ki je trenutno na razpolago, je nelinearna dinamična analiza časovnega odziva. Čeprav so razviti računalniški programi (ki pa so pretežno omejeni na ravninske konstrukcije), je ta metoda zaenkrat še prezahtevna za vsakdanjo uporabo. Težavna sta tako priprava podatkov kot tudi interpretacija rezultatov. Med strokovnjaki na področju potresnega inženirstva prevladuje mnenje, naj bodoči standardi in predpisi uporabljajo metodologijo, ki temelji na nelinearni statični analizi pri monotono naraščajoči vodoravni obtežbi. Tak postopek je že uporabljen v najnovejših japonskih navodilih za gradnjo armiranobetonskih stavb na potresnih območjih (Otani, 1994), zelo previdno pa je implicitno vključen tudi v Eurocode 8, vendar samo v del, ki se nanaša na jeklene in sovrežne stavbe. V ZDA pripravljajo nova navodila za vrednotenje obstoječih stavb (ATC-33). Ta navodila kot

tudi metodologije, ki so jih predlagali ameriški raziskovalci (Bertero in Bertero, 1992, Krawinkler, 1994), temeljijo na nelinearni statični analizi. Statična analiza je seveda lahko samo bolj ali manj dober približek za simulacijo dinamičnih problemov, zato se metodologije, ki sicer vse vsebujejo nelinearno statično analizo, med seboj praviloma precej razlikujejo.

## RAZISKAVE V IKPIRU

K rezultatom raziskav, ki vodijo do razvoja novih metodologij, prispeva tudi raziskovalna skupina, ki se v IKPIRu ukvarja s problemi potresnega inženirstva. Večina raziskovalnega dela te skupine v zadnjih desetih letih je bila neposredno ali posredno povezanih z razvojem nove metode, ki smo jo imenovali N2 metoda. Osnove metode so bile izdelane leta 1987 (Fajfar in Fischinger, 1987). Leta 1992 smo metodo dopolnili tako, da smo vključili vpliv kumulativnih poškodb (Gašperšič et al, 1992), v naslednjih dveh letih pa smo postopke računa poenostavili in formalizirali (Fajfar in Gašperič, 1994, 1995). N2 metoda je na kratko opisana v naslednjem poglavju.

Vzporedno smo raziskovali številne parcialne probleme, ki so neposredno ali posredno povezani z uporabo metode. Najpomembnejši med njimi je določanje splošno veljavnih nelinearnih spektrov odziva (Vidic, Fajfar in Fischinger, 1994, Fajfar in Vidic, 1994). Pri predlaganih spektrih izhajamo iz elastičnega projektnega spektra. Poleg običajnih spektrov, ki se nanašajo na potrebno nosilnost konstrukcije, so predlagani tudi spektri pomikov ter histerezne in vhodne energije.

S spektri je mogoče določiti potresne obremenitve (zahteve potresa), ki jih je treba primerjati z odpornostjo (kapaciteto) konstrukcije in njenih elementov. Odpornost ni izražena samo v obliki nosilnosti, pač pa tudi, in predvsem, v obliki deformacijske sposobnosti. Določanje odpornosti, vsaj pri armiranobetonskih in zidanih konstrukcijah, še vedno temelji pretežno na empiričnih postopkih. Razvili smo nov postopek neparametrične večdimenzionalne regresije, ki ga je možno uporabiti za določanje potresne kapacitete elementov konstrukcij (Peruš, Fajfar in Grabec, 1994).

Potresne obremenitve so ciklične, poškodbe se kopičijo in s tem se zmanjšuje odpornost elementov in konstrukcij. Brezdimenzionalni parameter »gama« (Fajfar, 1992), ki se je izkazal kot ena od najstabilnejših količin v potresnem inženirstvu, precej poenostavi upoštevanje vpliva kumulativnih poškodb.

Večina dejanskih konstrukcij stavb je nesimetričnih in za njihovo analizo je potreben tridimenzionalen računski model. Za elastično analizo se je v praksi uveljavil tako imenovan psevdotridimenzionalen model, ki ga med drugim uporablja program EAVEK. Ta model je neprimerno enostavnejši od pravega tridimenzionalnega modela, njegovi rezultati pa so v veliki večini primerov dovolj natančni za prakso. Program NEAVEK (Kilar, 1995) predstavlja prvi poskus razširitve psevdotridimenzionalnega uporabljamo

bodnelinearno področje. V načrtu je vgraditev postopka v N2 metodo.

Pri nekaterih objektih, ki imajo pomembno opremo (npr. jedrski reaktorji), je potrebno opremo zaščititi pred posledicami potresa in zagotoviti njeno delovanje med potresom in po njem. Za projektiranje opreme se uporabljajo tako imenovani etažni spektri odziva, ki imajo za opremo enak pomen kot običajni spektri za konstrukcijo. Obstoječe metode za določanje etažnih spektrov temeljijo na predpostavki elastičnega obnašanja konstrukcije. Ena od raziskav je namenjena študiju vpliva neelastičnega obnašanja konstrukcije na etažne spektre (Fajfar in Novak, 1995). Končni cilj raziskave je izdelava približne metode za določitev etažnih spektrov ob upoštevanju nelinearnih spektrov odziva za konstrukcijo in njena vključitev v celovito metodologijo.

Vse poenostavljene postopke je potrebno verificirati s pomočjo primerjav z rezultati eksperimentov, če so ti na razpolago, v vsakem primeru pa z rezultati natančnejših analiz, v našem primeru predvsem z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz čim bolj natančnih računskih modelov. Za ta namen smo izdelali številne dopolnitve in spremembe obstoječih računalniških programov DRAIN-2D in IDARC. Najpomembnejša med njimi je razvoj in vgraditev posebnega elementa za modeliranje armiranobetonskih sten (Fischer, Vidic in Fajfar, 1992).

Čeprav kaže, da razvoj metod, ki temeljijo na metodah tako imenovane umetne inteligence, vsaj na področju potresnega inženirstva ni povsem izpolnil velikih pričakovanj, vendar ostaja dejstvo, da je odprl številne nove možnosti. Prototip programa ESAS (Peruš in Fajfar, 1993) predstavlja prvi poskus izdelave na znanje oprtega sistema (imenovan tudi »ekspertni sistem«), ki naj bi svetoval projektantom pri oceni potresne varnosti obstoječih in projektiranih objektov.

## »N 2« METODA

Metodo lahko uporabljamo bodisi za analizo obstoječih objektov ali kot drugi korak pri projektiranju novih objektov, pri čemer prvi korak predstavlja preliminarna analiza in dimenzioniranje po katerikoli metodi, npr. po obstoječih predpisih. Pri N2 metodi potrebujemo podatke o konstrukciji in potresni obtežbi, rezultat analize pa so indeksi poškodovanosti celotne konstrukcije in njenih posameznih elementov. Na podlagi rezultatov analize je mogoče oceniti, ali ima konstrukcija ustrezno potreso varnost, kakšne bodo poškodbe med potresi različnih jakosti in kje so kritične točke konstrukcije. Metoda uporablja dva matematična modela konstrukcije, nelinearno statično analizo, dinamično analizo s pomočjo nelinearnih spektrov odziva in Park-Angov model poškodovanosti (Park et al, 1984), ki vključuje vpliv kumulativnih poškodb. Posamezni koraki analize so prikazani na sliki 1. Za vsak korak so izdelani ustrezni postopki oziroma enačbe, vendar je namesto predlaganih postopkov mogoče uporabiti tudi katerikoli drugi ustrezen postopek.

Podatki o konstrukciji obsegajo poleg običajnih podatkov, potrebnih za linearno analizo, še dodatne podatke, ki jih zahteva nelinearna statična analiza. Ti so odvisni od uporabljenega računalniškega programa in tipično obsegajo nelinearne odnose moment – rotacija za posamezne elemente. Za upoštevanje vpliva kumulativnih poškodb je potrebno podati še koeficiente  $\beta$ , ki določajo upadanje nosilnosti pri cikličnih obremenitvah in ki so sestavni del Park-Angovega modela. Potresna obtežba je definirana z elastičnim projektnim spektrom in z enim od parametrov, povezanim z vhodno energijo. Trenutno uporabljamo trajanje močnega dela gibanja tal.

Nelinearno statično analizo izvršimo pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi ob konstantni razporeditvi obtežbe po višini. Razporeditev obtežbe je lahko npr. v obliki obrnjenega trikotnika (največja sila na vrhu), enakomerna ali sorazmerna s predpostavljeno deformacijsko linijo. Rezultat analize je nelinearen odnos med pomikom na vrhu in celotno prečno silo spodaj. Za analizo običajno uporabljamo IDARC-L (predelana verzija originalnega IDARC programa), na razpolago pa so tudi drugi programi, ki pa sovečinoma omejeni na ravninske (simetrične) konstrukcije.

Če predpostavimo, da se deformacijska oblika s časom ne spreminja (kar seveda ne velja v nelinearnem področju, vendar to predpostavko uporabimo kot približek), potem lahko sistem z več prostostnimi stopnjami prevedemo na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo. Predpostavimo poenostavljen bilinearen odnos med pomikom in prečno silo.

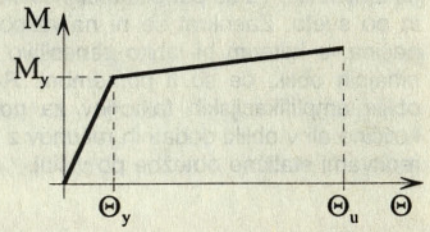
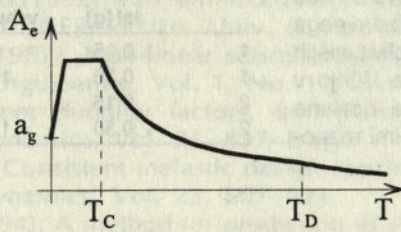
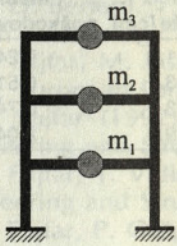
Prehod na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo omogoča uporabo spektrov odziva tudi v nelinearnem področju. Ob upoštevanju nihajnega časa sistema lahko s primerjavo ustrezne vrednosti v elastičnem spektru pospeškov (pomnožene z ekvivalentno maso) in nosilnosti sistema določimo redukcijski faktor  $R_{\mu}$ . Ta faktor predstavlja razmerje med nosilnostjo, ki bi bila potrebna za elastično obnašanje, in dejansko nosilnostjo. Čim večji je ta faktor, tem večja je potrebna (zahtevana) duktilnost. Odnos med redukcijskim faktorjem in duktilnostjo je mogoče dobiti iz spektra za  $R_{\mu}$ -faktorje, iz znane duktilnosti pa sledi potresna obremenitev, izražena v obliki maksimalnega pomika. Energijo, ki je povezana s kumulativnimi poškodbami, je mogoče dobiti s pomočjo spektra za parameter  $\gamma$ .

Iz maksimalnega pomika ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo je treba izračunati ustrezen pomik na vrhu osnovnega sistema in izvršiti nelinearno statično analizo do tega pomika. Dobljene rotacije in ustrezna histerezna energija posameznih elementov predstavljajo potresne obremenitve, ki jih primerjamo z empirično določenimi deformacijskimi kapacitetami elementov. To primerjavo izvedemo s pomočjo Park-Angovega modela poškodovanosti, ki daje kvantitativne ocene poškodovanosti za posamezne elemente. Indeks poškodovanosti za celotno konstrukcijo izračunamo kot uteženo povprečje indeksov za posamezne elemente.

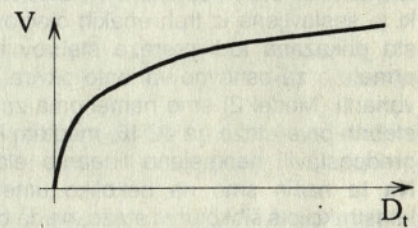
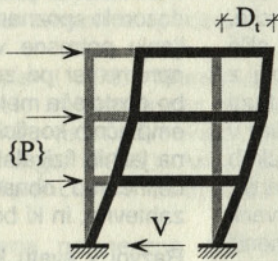
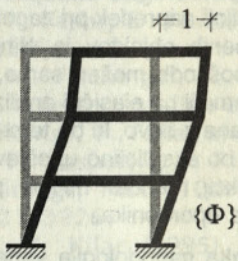
Glede na uporabljeno predpostavko, da je deformacijska

I. Podatki

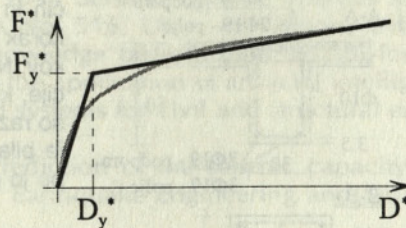
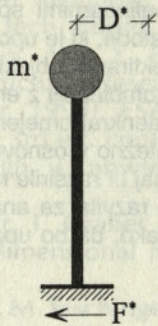
a) podatki o konstrukciji, b) podatki o obtežbi



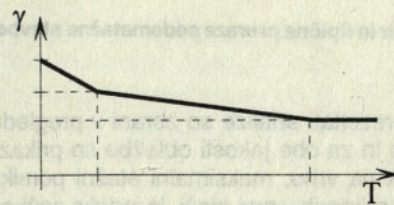
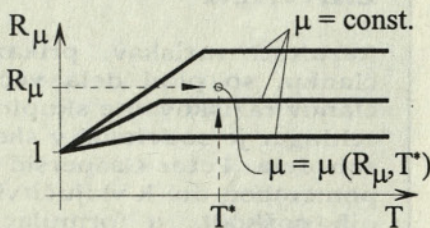
II. Nelinearna statična analiza sistema z več prostostnimi stopnjami



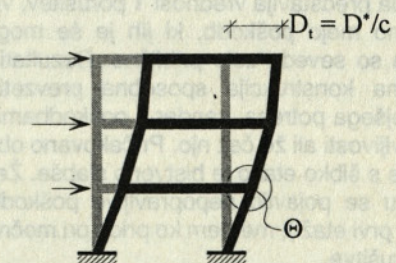
III. Določitev ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo



IV. Določitev obremenitev (pomikov) sistema z eno prostostno stopnjo s spektri odziva



V. Določitev maksimalnega pomika sistema z več prostostnimi stopnjami, lokalnih obremenitev in indeksov poškodovanosti

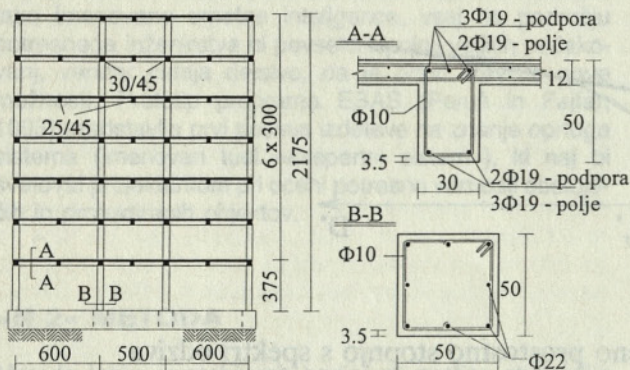


Slika 1. N2 metoda – postopek računa

oblika konstantna, je jasno, da je metoda primerna prvenstveno za konstrukcije, ki nihajo pretežno v osnovni nihajni obliki. To so potrdile tudi številne raziskave pri nas in po svetu. Zaenkrat še ni na razpolago enostavnega načina, s katerim bi lahko zanesljivo zajeli vplive višjih nihajnih oblik, če so ti pomembni. Rešitve se iščejo v obliki amplifikacijskih faktorjev za posamezne odzivne količine ali v obliki dodatnih računov z drugačnimi razporeditvami statične obtežbe po višini.

## ZGLED

Kot praktičen zgled uporabe metode bomo prikazali rezultate analize sedemetažne armiranobetonske konstrukcije, ki je sestavljena iz treh enakih okvirov (slika 2). Na sliki sta prikazana tudi prereza stebrov in prečk, skupaj z armaturo za osnovno varianto okvira (Model 1). V drugi varianti (Model 2) smo namenoma zmanjšali armaturo v stebrih prve etaže na  $4\Phi 16$ , medtem ko smo pri prečkah predpostavili neomejeno linearno elastično obnašanje. Na ta način smo na nekoliko umeten način ustvarili konstrukcijo s šibko prvo etažo, ne da bi pri tem spremenili začetno togost. Potresno obtežbo smo definirali z elastičnim projektnim spektrom po Eurocode 8 za srednja tla, pri čemer smo upoštevali dve jakosti gibanja tal, izraženi z maksimalnima pospeškoma tal 0,15 in 0,30 g.



Slika 2. Tipičen okvir in tipična prereza sedemetažne stavbe.

Najpomembnejši rezultati analize so zbrani v preglednici 1. Za oba modela in za obe jakosti obtežbe so prikazani maksimalni pomik na vrhu, maksimalni etažni pomik, ki je v obravnavanih primerih v prvi etaži, in indeks poškodovanosti DM za celotno konstrukcijo. Indeks je umerjen tako, da predstavlja vrednost 1 porušitev, vrednost 0,4 pa približno mejo poškodb, ki jih je še mogoče popraviti. Ocene so seveda zelo približne. Rezultati kažejo, da je osnovna konstrukcija sposobna prevzeti obremenitve močnejšega potresa, vendar s poškodbami, ki so na meji popravljivosti ali že čez njo. Pričakovano obnašanje konstrukcije s šibko etažo je bistveno slabše. Že pri šibkejšem potresu se pojavijo nepopravljive poškodbe (koncentrirane v prvi etaži), medtem ko pride pri močnejšem potresu do porušitve.

Preglednica 1. Glavni rezultati analize

Model	Pospešek tal [g]	Pomik na vrhu [cm]	Pomik 1. etaže [cm]	Indeks poškodovanosti
1	0.15	7.3	1.7	0.24
1	0.30	14.6	3.7	0.51
2	0.15	6.0	3.9	0.74
2	0.30	12.0	9.2	2.04

## SKLEP

Med strokovnjaki na področju potresnega inženirstva je dozorelo spoznanje, da je nadaljnji napredek pri zagotavljanju potresne varnosti gradbenih objektov in njihove opreme ter pri zmanjševanju poškodb možen samo, če bo obstoječa metodologija, ki temelji na elastični analizi in empiričnih koeficientih, zamenjana z novo, ki bo temeljila na jasnih fizikalnih principih, ki bo eksplicitno upoštevala nelinearno obnašanje konstrukcij, vendar ne bo prezahtevna, in ki bo pregledna za uporabnika.

Razvoj v svetu kaže, da bo taka metodologija verjetno vsebovala nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami, transformacijo sistema na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo in določanje obremenitev z nelinearnimi spektri odziva. To so tudi značilnosti N2 metode, ki je uporabna za analizo obstoječih in novo projektiranih objektov, pri slednjih kot drugi korak analize v kombinaciji z enim od obstoječih postopkov. Metoda je zaenkrat omejena na ravninske konstrukcije, ki nihajo pretežno v osnovni nihajni obliki, v teku pa so raziskave, ki naj bi razširile njeno uporabnost. Metoda je bila originalno razvita za analizo stavb, nameravamo pa jo prilagoditi tako, da bo uporabna tudi za mostove.

## ZAHVALA

Rezultati raziskav, prikazani v tem članku, so plod dela večjega števila članov raziskovalne skupine: Matej Fischinger je sodeloval v skoraj vseh fazah dela. Peter Gašperšič je prispeval pomemben del k vključitvi kumulativnih poškodb, k formulaciji trenutne verzije N2 metode in k njeni verifikaciji. Sedanja verzija nelinearnih spektrov je v pretežni meri rezultat dela Tomaža Vidica. Raziskovalni rezultati Iztoka Peruša, Vojka Kilarja in Dejana Novaka bodo predvidoma vključeni v bližnji prihodnosti. Raziskave je ves čas financiralo Ministrstvo za znanost in tehnologijo Republike Slovenije.

## L I T E R A T U R A

1. R. D. Bertero, V. V. Bertero (1992), Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology. Report UCB/EERC-92/16, Univ. of California, Berkeley.
2. P. Fajfar, M. Fischinger (1987), Non-linear seismic analysis of RC buildings: Implications of a case study, *European Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 1, 31–43.
3. P. Fajfar (1992), Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, 837–848.
4. P. Fajfar, T. Vidic (1994), Consistent inelastic design spectra: hysteretic and input energy, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, 507–521.
5. P. Fajfar, P. Gašperšič (1994), A method for prediction of seismic damage in RC buildings, Proc. 10th European Conf. on Earthquake Engineering, Vienna.
6. P. Fajfar, P. Gašperšič (1995), The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*
7. P. Fajfar, D. Novak (1995), Floor response spectra for inelastic structures, 13th SMIRT, Porto Allegre, Brazilija.
8. M. Fischinger, T. Vidic, P. Fajfar (1992), Nonlinear seismic analysis of structural walls using the multiple-vertical-line-element model, in *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*, P. Fajfar and H. Krawinkler (eds.), Elsevier, 191–202.
9. P. Gašperšič, P. Fajfar, M. Fischinger (1992), An approximate method for seismic damage analysis of buildings, Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Proceedings, Balkema, 3921–3926.
10. V. Kilar (1995), Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij stavb pri horizontalni obtežbi, Doktorska disertacija, FGG.
11. H. Krawinkler (1994), New trends in seismic design methodology, Proc. 10th European Conf. on Earthquake Engineering, Vienna.
12. S. Otani al (1994), Japanese PRESS design guidelines for reinforced concrete buildings, Proc. 4th meeting U.S. – Japan tech. coord. comm. on PRESs, Tsukuba, Japan.
13. Y. J. Park, A. H.-S. Ang, Y. K. Wen (1984), Seismic damage analysis and damage limiting design of R. C. buildings, Structural Research Series No. 516, Univ. of Illinois, Urbana.
14. I. Peruš, P. Fajfar (1993), ESAS – A knowledge based expert system for seismic evaluation of RC buildings, Proc. of the 3rd int. conference on the application of artificial intelligence to civil and structural engineering, Edinburgh, v Knowledge based systems for civil and structural engineering (B. M. Topping, editor), 217–226.
15. I. Peruš, P. Fajfar, I. Grabec (1994), Prediction of the seismic capacity of RC structural walls by non-parametric multidimensional regression, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, 1139–1155.
16. T. Vidic, P. Fajfar, M. Fischinger (1994), Consistent inelastic design spectra: strength and displacement, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, 507–521.
17. T. Vidic, P. Fajfar (1994), Behaviour factors taking into account cumulative damage, Proc. 10th European Conf. on Earthquake Engineering, Vienna.

# SODOBNI EVROPSKI IN SLOVENSKI STANDARDI ZA POTRESNO VARNO GRADNJO KONSTRUKCIJ

UDK 699.841:006.3(EC8)

MATEJ FISCHINGER

## P O V Z E T E K

Opisana so temeljna načela in značilnosti novih evropskih in bodočih slovenskih standardov za gradnjo konstrukcij na potresnih območjih Eurocode 8 (EC8). Ilustrirana so z nekaj primeri za armiranobetonske konstrukcije, narejena pa je tudi primerjava s prakso v Sloveniji. EC8 je sodoben predpis, ki lahko zagotovi primerno potresno varnost. Pred uspešno uporabo v Sloveniji pa se bomo morali še precej naučiti, saj se EC8 v nekaterih delih razlikuje od dosedanjih predpisov in prakse.

## MODERN EUROPEAN AND SLOVENIAN STANDARDS FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF STRUCTURES

## S U M M A R Y

The basic design principles and characteristics of the new European and future Slovenian standards for the earthquake resistant design of structures Eurocode 8 (EC8) are described. Some examples for RC structures are given and the comparison with the existing design practice in Slovenia is made. EC8 is a modern code which is able to provide earthquake resistance of structures. However, we should learn a lot before it could be successfully implemented in Slovenia, since some important differences between the EC8 and the existing codes and practice in Slovenia exist.

## UVOD

Potresi zadnjih let in še zlasti potres v Kobeju [1] so pokazali, da lahko pravilno uporabljeni sodobni predpisi zavarujejo gradbene konstrukcije pred porušitvijo. V to kategorijo predpisov nedvomno sodijo tudi novi evropski standardi za gradnjo konstrukcij na potresnih območjih Eurocode 8 (EC8) [2]. Nastajali so skoraj 10 let ob intenzivnih eksperimentalnih in teoretičnih raziskavah ter močni finančni podpori v državah ES. Lansko leto je bil večji del tega dokumenta končno sprejet v triletno poskusno uporabo kot alternativa nacionalnim predpisom.

V Sloveniji je proces nastajanja novih predpisov sovpadel s procesom osamosvajanja in težnjami k integraciji v Evropo. Tako je odločitev za evropske standarde logična in naravna pot. To še zlasti zato, ker so obstoječi (bivši jugoslovanski) predpisi za stavbe že zastareli, seizmičnih predpisov za mostove pa sploh nimamo. Takšno stanje in intenzivnejša gradbena dejavnost sta nas spodbudila k razmeroma hitremu ukrepanju. Zato nas samo še formalnosti ločijo od sprejetja vseh v Evropi veljavnih predstandardov iz skupine EC8 za slovenske predstandarde.

Avtor:

izr. prof. dr. Matej Fischinger, FGG, Ljubljana

Medtem ko smo pri nastajanju teh dokumentov sodelovali le posredno z osebnimi stiki med raziskovalci, pa nam sedanji status Slovenije daje vse možnosti, da pri nadaljnjem oblikovanju EC8 (in drugih standardov za konstrukcije) aktivno sodelujemo, če bomo le hoteli in znali. Zato pa je poleg raziskovalnega dela potrebna predvsem intenzivna uporaba pri konkretnem delu v praksi.

## NAMEN IN VSEBINA EC8

Proces združevanja v Evropi med drugim močno ovira različna zakonska regulativa. Na področju gradbeništva to še zlasti velja pri pravilnikih za gradnjo na potresnih območjih. Ti se ne razlikujejo le glede kvantitativnih zahtev (kar je posledica različne jakosti pričakovanih potresov in različne ekonomske moči posameznih držav), ampak tudi glede nekaterih temeljnih principov. Zato je poglavitni cilj projekta skupnih evropskih predpisov na področju gradbeništva (Eurocode) postaviti skupne temeljne principe, ki pa bi jih vsaka država članica realizirala z nacionalnimi pravilniki v skladu s svojimi konkretnimi razmerami.

Področje potresne varnosti konstrukcij obravnava Eurocode 8 (EC8) z naslovom Projektiranje potresno varnih konstrukcij. Razdeljen je na 5 delov, ki zajemajo splošne principe in objekte visokogradnje (1. del), mostove (2. del), stolpe in dimnike (3. del), silose, rezervoarja in cevovode (4. del) ter temelje, podporne konstrukcije in ostale geotehnične objekte (5. del). Prvi del, ki se nanaša na splošne principe in stavbe, je razdeljen na štiri poglavja, in sicer: 1.1 Potresna obtežba in splošne zahteve za konstrukcije, 1.2 Splošna pravila za stavbe, 1.3 Zahteve za različne materiale in elemente (vključuje betonske, jeklene, sovprežne, lesene in zidane stavbe), 1.4 Ojačevanje in sanacija stavb. Od tega deli 1.1 do 1.3, 2 in 5 že veljajo kot predstandardi, 1.4 in 3 sta v zaključni obravnavi, 4 pa je v delu.

Obseg teh dokumentov je zelo velik (približno 1000 strani za EC8 in skoraj 10-krat toliko za vse Eurocode), kar bo povzročalo precejšnje težave pri uvajanju v prakso. Po drugi strani pa je celoten sistem samozadosten, kompleten in kompatibilen, kar mu dolgoročno daje odločilno prednost pred drugimi predpisi, čeprav trenutno še vedno manjkajoči deli otežujejo uporabo.

## KOMENTAR TEMELJNIH PRINCIPOV S PRIMEROM

### UVOD

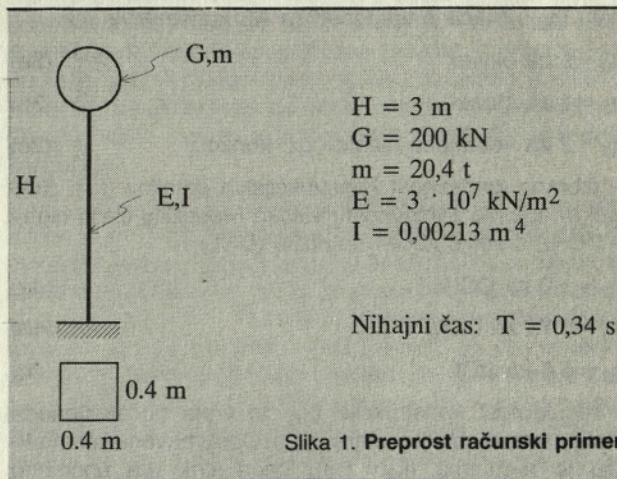
Konstrukcija mora biti praviloma sposobna z duktilnim neelastičnim obnašanjem disipirati dovedeno potresno energijo. Preprosteje povedano, konstrukcija naj bo sposobna oddati dovedeno potresno energijo v okolje in s tem razbremeniti svoje elemente. Čim več energije lahko disipira, tem manjše (bolj reducirane) so lahko računske potresne sile. Obratno pa moramo neduktilnim konstruk-

cijam zagotoviti ustrezno večjo nosilnost.

Ta princip je bil posredno upoštevan tudi v starejših predpisih. Šele eksplicitna obravnava v sodobnih predpisih pa omogoča projektantu dejansko kontrolo pri načrtovanju obnašanja konstrukcije. Pri tem mora projektant opraviti naslednje:

- določiti potrebno izhodiščno nosilnost (velikost potrebnih obremenitev) v odvisnosti od izbrane stopnje duktilnosti, vrste konstrukcijskega sistema in zahtevnosti konstrukcijskih detajlov,
- zagotoviti duktilno obnašanje konstrukcije z načrtovanjem želenega neelastičnega mehanizma, ki ga dosežemo z ustreznim povečanjem izhodiščne nosilnosti kritičnih obremenitev,
- zagotoviti potrebno lokalno duktilnost s primernimi konstrukcijskimi ukrepi.

Oglejmo si te tri ključne korake na primeru preproste armiranobetonske (AB) konzole po sliki 1! Vsak korak posebej bomo primerjali s postopkom po sedaj veljavnih predpisih.



Konzola naj bo del AB konstrukcije običajne pomembnosti, ki stoji na tleh srednje kakovosti v VIII. potresni coni, kjer je maksimalni pospešek temeljnih tal enak 20% pospeška prostega pada ( $a_g = 0,2g$ ). Nihajna doba te konzole je 0,34 s.

### DOLOČITEV POTREBNE NOSILNOSTI

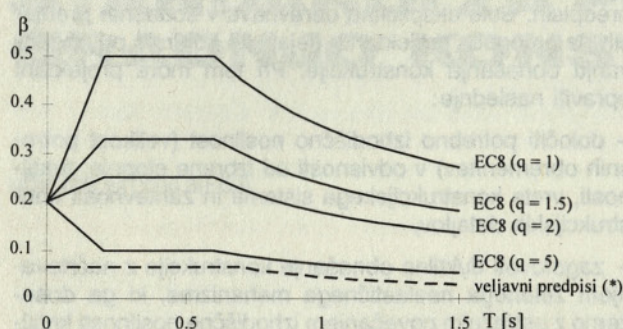
Računske potresne sile določimo z enačbo:

$$S_d = \frac{S_{el}}{q} = \frac{\beta_{el} G}{q} = \beta G \quad (1)$$

$$q = q_0 k_D k_R k_W \geq 1,5 \quad (2)$$

$S_{el}$  bi bila potresna sila pri elastičnem obnašanju, ki pa jo lahko zaradi disipacije energije pri neelastičnem obnašanju reduciramo s faktorjem obnašanja  $q$ .  $\beta$  je vrednost

v spektru odziva (sl. 2) pri nihajni dobi  $T$ ,  $G$  pa teža konstrukcije.



Slika 2. Brezdimenzijski projektni spektri za VIII. cono in srednja tla (\*)... spekter za sodobne AB konstrukcije, pomnožen z 1,3

Na stopnjo dovoljene redukcije vpliva:

– vrsta konstrukcijskega sistema in uporabljenega materiala ( $q_0$ ). Značilne vrednosti za AB konstrukcije so:

$$q_0 = 5 \text{ za okvire} \quad (3a)$$

$$q_0 = 4 \text{ za stene} \quad (3b)$$

$$q_0 = 2 \text{ za »obrnjena nihala« oz. konzole} \quad (3c)$$

– izbrana zahtevnost konstrukcijskih detajlov ( $k_D$ ). EC8 loči tri stopnje zahtevnosti: visoko (»ductility class high« – DCH), srednjo (DCM) in nizko (DCL)

$$k_D = 1,0 \text{ za DCH} \quad (4a)$$

$$k_D = 0,75 \text{ za DCM} \quad (4b)$$

$$k_D = 0,5 \text{ za DCL} \quad (4c)$$

– regularnost konstrukcije ( $k_R$ ) in vrsta pričakovanega mehanizma v mejnem stanju ( $k_W$ ). Obravnavana konstrukcija je regularna ( $k_R = 1,0$ ), načrtujemo pa upogibno obnašanje ( $k_W = 1,0$ ).

Za obravnavano konzolo velja ( $q_0 = 2$ ). Tako (za DCH) dobimo:

$$S_d = 0,25 G = 50 \text{ kN} \quad (5)$$

Za srednjo in nizko stopnjo duktilnosti je merodajna minimalna vrednost  $q = 1,5$ . Zato velja  $S_d = 75 \text{ kN}$ .

Po znani enačbi iz veljavnih predpisov bi dobili

$$\begin{aligned} S_d &= 1,3 K_G = 1,3 K_0 K_s K_p K_d(T)G = \\ &= 1,3 \cdot 1,0 \cdot 0,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot G = 1,3 \cdot 0,05 G = \\ &= 0,065 G = 13 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6)$$

Pri tem smo z upoštevanjem obtežnega faktorja 1.3 dobili mejno obtežbo, ki je direktno primerljiva z vrednostmi v EC8.

Ugotovimo lahko več pomembnih razlik v primerjavi z evropskimi standardi:

1) Obtežba EC8 je neprimerno večja (čeprav bi bilo potrebno za bolj korektno primerjavo upoštevati še druge varnostne faktorje). Razloga za to sta vsaj dva:

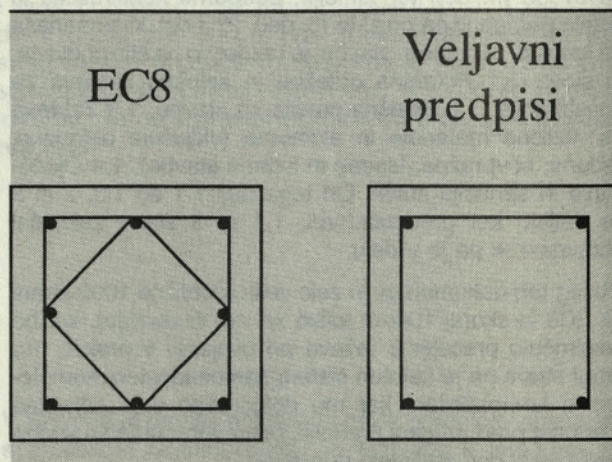
– V obravnavanem primeru je najpomembnejši ta, da veljavni predpis ne identificira majhne zmožnosti statično določene konzole za disipacijo potresne energije (spomnimo se samo slabega obnašanja hanšinske avtoceste med potresom v Kobeju [1]). Tako je faktor duktilnosti ( $K_p = 1,0$ ) enak za vse »sodobno projektirane konstrukcije«. V EC8 je dovoljena stopnja redukcije potresnih sil za konzolo 2,5-krat manjša kot za element okvira.

– EC8 je nasploh bolj konzervativen (potresne sile so večje kot pri nas tudi za največjo dovoljeno stopnjo redukcije  $q = 5$ ). Evropske države so si pač izbrale večjo stopnjo zaščite pred poškodbami pri morebitnem močnem potresu.

2) Naš predpis projektantu ne nudi možnosti izbire zahtevnosti konstrukcijskih detajlov. Nedvomno pa je, da so lahko optimalne konstrukcijske rešitve na področjih z močnimi ali šibkimi potresi različne.

3) Ne nazadnje pa je redukcija potresnih sil pri nas implicitna, v EC8 pa eksplicitna, kar je odločilno za razumevanje.

Za navedene obremenitve smo določili upogibno armaturo po sliki 3 in preglednici 1. Podrobnosti dimenzioniranja presegajo obseg članka.



Slika 3: Razporeditev armature

Preglednica 1. Rezultati računskega primera

	Računska potresna sila $S_d$ [kN]	Upogibna armatura	Stremena ob vpetju (slika 3)
EC8, DCH	50	8Ø22	Ø10/7,5 cm
EC8, DCM	75	8Ø25	Ø10/10 cm
EC8, DCL	75	8Ø25	Ø6/10 cm
veljavni predpisi	13	4Ø19	Ø6/7,5 cm



## ZAGOTOVITEV DUKTILNEGA OBNAŠANJA KONSTRUKCIJE

Pri redukciji potresnih sil smo predpostavili, da je konstrukcija sposobna disipacije potresne energije z neelastičnimi deformacijami med potresom. To pa (na primer) v strigu ali v temeljnih tleh ni mogoče. Zato moramo zagotoviti, da se bo obravnavana konzola upogibno plastificirala ob vpetju. To lahko načrtujemo tako (v angleški literaturi se postopek načrtovanja imenuje »capacity design«), da strižna nosilnost in nosilnost temeljnih tal nista izčrpana tudi, ko ob vpetju nastopi največji možni upogibni moment ( $M_{u,dej}$ ). V primeru konzole s stopnjo duktilnosti DCH dobimo

$$M_{u,dej} = \gamma_{Rd} M_{Rd} = 1,35 \cdot 191 = 258 \text{ kNm} \quad (7)$$

Teoretično izračunana upogibna nosilnost dejanskega prereza ( $M_{Rd} = 191 \text{ kNm}$ ) je praviloma večja od računsko potrebne ( $M_{u,d} = 150 \text{ kNm}$ ; preglednica 1). Razlog za to je lahko zaokroževanje pri izbiri armature, konzervativno dimenzioniranje (npr. zanemaritev srednjih palic) ali zahteva kakšne druge obtežbe. Ker so lahko dejanske trdnosti materiala ali dimenzije večje od teoretičnih (tu je to neugodno!), je potrebno  $M_{Rd}$  povečati še s statistično določenim faktorjem  $\gamma_{Rd}$  (= 1,35 za DCH).

Maksimalna možna prečna sila v obravnavani konzoli je tako (za DCH):

$$V_{CD} = M_{u,dej}/H = 86 \text{ kN}, \quad (8)$$

kar je precej več od izhodiščne računске prečne sile ( $V_{du} = 50 \text{ kN}$ ).

Postopek načrtovanja duktilnega mehanizma je bil sicer v veljavnih predpisih iz leta 1981 deklarativno zahtevan, vendar v praksi pretežno ni bil realiziran. Pač pa so po letu 1981 mnogi statiki glede na priporočila [3] upoštevali povečani varnostni faktor za strig.

## ZAGOTOVITEV LOKALNE DUKTILNOSTI

Za razliko od striga je načrtovano upogibno obnašanje sicer lahko duktilno, vendar moramo to z ustreznim konstruiranjem šele zagotoviti. Predvsem je pomembno, da na kritični dolžini ob vpetju zavarujemo kompaktnost betonskega jedra z dovolj gostimi stremenji, pa tudi z ne preveliko razdaljo med vzdolžnimi palicami. Pri tem je strogost zahtev v EC8 odvisna od izbrane stopnje duktilnosti. Zaradi omejitve dolžine članka podajamo v preglednici 1 le končni rezultat za stremena ob vpetju. Oblika stremen (slika 3) po EC8 in veljavnih predpisih je različna zato, ker je razdalja med nepodprtima vzdolžnima palicama v EC8 precej manjša (15 cm za DCH, 20 cm za DCM, 25 cm za DCL) kot v veljavnih predpisih (40 cm).

Na prikazani rezultat vpliva kar precej parametrov in ga težko posplošujemo. Vendar je tudi tu EC8 nedvomno strožji, kar je odraz številnih slabih izkušenj med zadnjimi potresi.

## POVZETEK POSTOPKA

Prikazani postopek projektiranja je v načelu drugačen od tistega, ki se pri nas uporablja v praksi. Velikost (reduciranih) računskih potresnih sil je pomembna le še za določitev potrebne nosilnosti tistih elementov konstrukcije, ki smo jih izbrali za primarni vir disipacije energije. Potrebno nosilnost vseh ostalih elementov izpeljemo iz predpostavljene duktilnega mehanizma obnašanja, ki ga moramo z ustreznim konstruiranjem tudi zagotoviti.

Ne gre pa pozabiti, da je redukcija potresnih sil povezana s plastifikacijo, torej s poškodbami. Naši dosedanja predpisi so implicitno predpostavljali veliko redukcijo (ca. 8 za sodobne AB stavbe). Če bi bila dejanska nosilnost tako projektiranih konstrukcij enaka računsko potrebni (na srečo je običajno večja), bi po naših predpisih pravilno projektirani objekti med močnim potresom utrpeli hude poškodbe. EC8 je glede tega precej bolj konzervativen.

## NEKAJ PRAKTIČNIH IZKUŠENJ PRI UPORABI EC8

Pri raziskovalnem delu v podporo uvajanja EC8 smo v preteklih letih izračunali nekaj primerov konkretnih konstrukcij [4–9]. Zaradi specifičnosti gradnje in pogostosti uporabe smo več pozornosti posvetili stavbam z nosilnimi stenami, zaradi aktualnosti pa premostitvenim objektom. Obseg članka dovoljuje le povzetek nekaterih zanimivih zaključkov.

V [5] smo zapisali: »EC8 je predpis pretežno bogatih držav, ki pri projektiranju sten temelji na novozelandski in ameriški praksi, kjer ponavadi gradijo stavbe z majhnim številom močnih sten (delež prereza sten napram tlorisu je tipično pod 1%). Pri našem tipičnem konstrukcijskem sistemu (z 1,5–4% sten v vsaki smeri) pa so nekatera pravila (za količino stremen v vogalih in najverjetneje tudi za debelino sten) zelo konzervativna. Če k temu prištejemo še na splošno visok nivo potresnih sil v EC8, je razlika že tako velika, da mnogih naših tipičnih stavb po EC8 sploh ne bi mogli graditi (seveda, če se ga mislimo v praksi tudi držati)!«

Pri računu stanovanjskega objekta na Zeleni poti [9] smo ugotovili, da bi EC8 zahteval večje debeline sten s prostimi pravokotnimi vogali. EC8 je zahteval tudi dodatno armaturo proti zdrsu v stenah.

Pri računu idealiziranega stenasto-okvirnega objekta [6] smo med drugim ugotovili:

– Minimalna predpisana vzdolžna armatura stebrov po EC8 (1%) je mnogo večja od tiste, ki jo zahtevajo veljavni predpisi (0,6%).

– Za razliko od veljavnih predpisov, EC8 zahteva tudi kontrolo nosilnosti vozlišč.

– Pri stenah je razlika med EC8 in veljavnimi predpisi še večja kot pri okvirih. Pri tem je potrebno omeniti še to, da bi bile lahko stene po veljavnih predpisih tanjše kot po EC8.

– Minimalna zahtevana porazdeljena armatura v stenah je po EC8 (0,2%) manjša od tiste, ki jo zahtevajo naši predpisi (0,25%).

– V primeru sten menimo, da je EC8 standard mnogo bolje premišljen za pravokotne stene kot za stene s prirobnicami.

V [3] smo za analizirano stenasto-okvirno konstrukcijo ugotovili, da jo na območju IX. potresne cone ni bilo možno projektirati v izvedbi z nizko duktilnostjo, kar je za področje s tako močnimi potresi tudi pravilno. Podobno smo ugotovili tudi za cestni nadvoz na območju VIII. potresne cone [7].

Glede projektiranja mostov po evropskem standardu EC8/2 smo ugotovili, da se v več ključnih korakih precej razlikuje od naše današnje prakse [8]. Pomembne razlike obstajajo predvsem:

- v velikosti potresnih sil,
- v doslednem načrtovanju neelastičnega obnašanja in
- pri računu pomikov konstrukcije.

V naših projektih se pri računu pomikov zaradi potresne obtežbe namreč pogosto pozablja dejstvo, da je potresna obtežba reducirana. Elastičen pomik, določen s temi silami, moramo bistveno povečati, ker se togost razpokanih elementov zmanjša in ker je pomik pri neelastičnem odzivu približno za redukcijski faktor  $q$  večji od elastičnega pomika, izračunanega z reduciranimi silami. Glede na to so v naših projektih pomiki zaradi potresnih sil pogosto nekajkrat manjši od dejanskih.

Potrebno bo še mnogo dela, da si bomo iz teh parcialnih ugotovitev izoblikovali celostno podobo o tehničnih, tehnoloških in ekonomskih učinkih uvajanja EC8 v slovenski prostor.

## SKLEP

Sodobni predpisi za graditev na potresnih območjih, med katere gotovo sodi tudi EC8, omogočajo projektantu aktiven nadzor nad načrtovanjem ugodnega duktilnega obnašanja. Eksplicitni nadzor nad redukcijo potresnih sil zmanjša možnost napačnih ocen za potrebno nosilnost konstrukcije, ki so bile v preteklosti pogost vir usodnih napak. Na podlagi intenzivnega eksperimentalnega dela in empiričnih izkušenj zadnjih let so močno napredovali tudi konstruktivni detajli. Obnašanje tako projektiranih konstrukcij je bilo med močnimi potresi v zadnjem času zelo ugodno.

Zato je sprejetje sodobne regulative za projektiranje konstrukcij na potresnih območjih v Sloveniji nujnost. Zaradi integracije v evropski prostor je izbira evropskih standardov za konstrukcije logična. Prihranjene pa nam bodo tudi težave ob izteku ustavnega zakona o podaljšanju veljavnosti starih jugoslovanskih predpisov v naši državi.

Seveda pa samo formalno sprejetje standardov in predpisov, ki se nanje sklicujejo, ne pomeni vsega. Potrebna bosta predvsem ustrezno znanje in skrben nadzor, da se bodo osnovna načela teh predpisov tudi realizirala v praksi. Zato se tisti, ki vidijo problem predvsem (ali celo samo) v prevajanju tisočev strani dokumenta, žal motijo. Še mnogo več navora bo potrebno za ovrednotenje in kalibracijo standardov, njihovo prilagoditev slovenskim razmeram ter za obvladovanje novih principov in postopkov, kar bo v času povečanega obsega gradbenih del dodatno breme.

## LITERATURA

1. M. Fischinger, M. Tomažević, J. Lapajne, Vpliv potresa v Kobeju 17. januarja 1995 na gradbene objekte. Objavljeno v tej številki gradbenega vestnika, 1995.
2. Eurocode 8 – Design provisions for earthquake resistance of structures pr. ENV 1998, deli 1, 2 in 5. CEN, Bruselj, 1993–94.
3. S. Bubnov, P. Fajfar, M. Fischinger, V. Ribarič, M. Tomažević, Graditev objektov visokogradnje na seizmičnih območjih – ocena pravilnika. Publikacija IKPIR št. 25, Ljubljana, 1982.
4. M. Fischinger, T. Vidic, P. Fajfar, Evaluation of the inelastic response of a R. C. building with a structural wall designed according to EUROCODE 8, 1. mednarodna konferenca o stavbah z nosilnimi betonskimi stenami v potresnih območjih, Pariz, Zbornik del, str. 487–498, 1991.
5. A. Bradaš, M. Fischinger, Ocena projektiranja potresnovarnih armiranobetonskih konstrukcij po pravilniku Eurocode 8, 14. ZGKS, Bled, Zbornik del, str. 23–31, 1991.
6. T. Isakovič, M. Fischinger, Projektiranje armiranobetonskih stenasto-okvirnih konstrukcij po »EC8« – primerjalna analiza, 15. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 16.–17. 9. 1993, Zbornik del, str. 69–76, 1993.
7. T. Isakovič, Primer projektiranja armiranobetonskega podvoza po standardu EC8/2, 16. ZGKS, Bled, 8. 9. 1994, Zbornik del, str. 239–246, 1994.
8. P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isakovič, Eurocode 8.2: Projektiranje konstrukcij v potresnih območjih – mostovi. Preliminarni priročnik, DARS, 1994.
9. M. Magistr, Račun in dimenzioniranje stenastega stanovanjskega objekta po standardu Eurocode 8 ter primerjava z veljavnimi predpisi. Diplomaska naloga na FAGG, 1994.

# ZIDANE STAVBE IN EUROCODE 8

UDK 693:006.3(EC8)

MIHA TOMAŽEVIČ

## POVZETEK

Razpravljamo o eksperimentalnih podatkih, ki jih bomo uporabili pri pripravi dokumenta za nacionalno uporabo tistega dela Eurocode 8, ki obravnava zidane konstrukcije. Tako smo pokazali, da so vrednosti faktorjev redukcije nosilnosti, ki jih Eurocode 8 predpisuje za navadne in armirane zidane konstrukcije, ustrezne. Glede armiranega zidovja predlagamo, naj se količina minimalne armature določi v odvisnosti od trdnostnih lastnosti osnovnega zidovja. Na podlagi sistematičnih primerjalnih preiskav pa ugotavljamo, da je treba preiskave za ugotavljanje parametrov potresne odpornosti navadnega in armiranega zidovja v skladu z Eurocode 8 uskladiti v mednarodnem merilu.

## MASONRY BUILDINGS AND EUROCODE 8

## SUMMARY

Experimental data needed for preparation of masonry part of National Application Document, based on Eurocode 8, are discussed. It has been shown that acceptable values of force reduction factors for plain and reinforced masonry buildings have been proposed in Eurocode 8. As regards reinforced masonry, it has been suggested that quality of basic masonry be taken into account when determining the minimum percentage of reinforcement. The importance of international harmonization of testing methods used for the determination of parameters of seismic resistance according to requirements of Eurocode 8, has been also emphasized.

### 1.0. UVOD

V skupini devetih evropskih modelnih predpisov Eurocode s področja gradbeništva, ki jih pripravlja Evropski komite za standardizacijo – CEN, je tudi predpis, ki obravnava zidane konstrukcije: *Eurocode 6 – projektiranje zidanih konstrukcij* [1]. Grajenje vseh vrst gradbenih konstrukcij na potresnih območjih ureja poseben predpis *Eurocode 8 – projektiranje konstrukcij na potresnih območjih* [2]. V državah Evropske zveze so nekateri Eurocodi, od katerih je vsak sestavljen iz večjega števila delov, že v uporabi kot predstandard.

Predpisi Eurocode so modelni predpisi, standardi, po katerih morajo države članice Evropske zveze izdelati t. i. Dokumente za nacionalno uporabo (National Application Document), v katerih predpišejo dokončne vrednosti za elemente varnosti, ki jih osnovni dokument pušča odprte. Takšne dokumente bo morala pripraviti tudi Republika Slovenija, ki se je odločila, da bo Eurocode v celoti prevzela.

Medtem ko so za potresno varno projektiranje armirano-betonskih konstrukcij v Eurocodu 8 podana razmeroma zelo natančna in včasih celo komplicirana navodila, pa se zdi, da so ustrezna navodila za zidane konstrukcije še

**Avtor:**

dr. Miha Tomažević, dipl. inž. gradb., redni profesor, Zavod za gradbeništvo – ZRMK, Dimičeva 12, 61109 Ljubljana

Opomba: Prispevek je nekoliko spremenjena verzija avtorjeve vabljene diskusije na 10. evropski konferenci o potresnem inženirstvu na Dunaju, septembra 1994.

vedno enostavna ter so, zaradi pomanjkanja podatkov, dobljenih s sistematičnimi in v mednarodnem merilu koordiniranimi eksperimentalnimi in teoretičnimi raziskavami, osnovana predvsem na izkušnjah.

Ne glede na to pa Posebna pravila za zidane konstrukcije Eurocode 8, ki dopolnjujejo osnovne zahteve Eurocode 6, predstavljajo dobro osnovo za projektiranje in grajenje zidanih konstrukcij na potresnih območjih. Ker je novosti, ki jih uvajata Eurocode 6 in tisti del Eurocode 8, ki govori o zidanih konstrukcijah, v primerjavi s starimi jugoslovanskimi predpisi veliko, se bomo v tem prispevku omejili na nekatere vidike zahtev, ki so povezane s preverjanjem potresne varnosti in prikazali eksperimentalne osnove za določitev nekaterih parametrov, ki jih moramo vgraditi v Dokument za nacionalno uporabo.

## 2.0. FAKTOR REDUKCIJE NOSILNOSTI

Potresna varnost konstrukcije je verjetnostna funkcija, odvisna od odpornosti konstrukcije in pričakovane potresne obtežbe. Pri preverjanju mejnega stanja porušitve mora biti po Eurocode 8 za vsak element konstrukcije izpolnjen pogoj:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

kjer je:

$E_d$  – računska vrednost vpliva kombinacije stalne, spremenljive in potresne obtežbe, ki je funkcija računske potresne obtežbe  $A_{Ed}$ .

$R_d$  – računska odpornost, izračunana na osnovi karakterističnih vrednosti lastnosti materiala in delnih faktorjev varnosti  $\gamma_m$ .

Velikost potresne obtežbe, ki med potresom deluje na stavbo, je odvisna od dinamičnih karakteristik potresa in same stavbe. Eurocode 8 potresno obtežbo podaja z elastičnim spektrom odziva  $S_e(T)$ , katerega oblika je predpisana s šestimi parametri v odvisnosti od kategorije temeljnih tal, velikost pa določa t. i. »računski pospešek tal«  $a_g$ . Čeprav je v Eurocode 8 ni najti, pa ima enačba, s katero določamo računsko obtežbo, naslednjo splošno obliko:

$$A_{Ed} = (S_e(T)/q) W, \quad (2)$$

kjer je:

$A_{Ed}$  – računska vrednost potresne obtežbe,

$S_e(T) = \alpha\beta(T)$  – spektralna vrednost,

$\alpha$  – računski pospešek tal  $a_g$ , ki je odvisen od seizmičnosti območja, izražen kot delež pospeška prostega pada ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ),

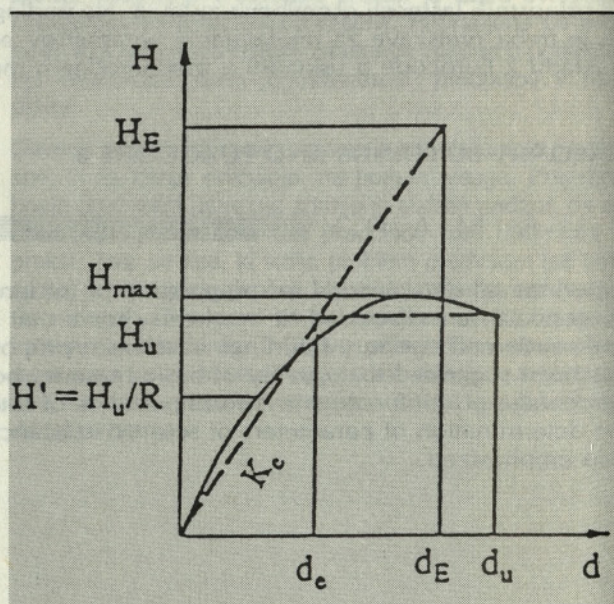
$\beta$  – dinamični faktor, ki je odvisen od lastnosti temeljnih tal ( $\beta = \beta(T)$ ) in se določi iz spektra odziva,

$q$  – faktor obnašanja konstrukcije (faktor redukcije nosilnosti),

$W$  – teža stavbe nad pritličjem.

Enačbi (1) in (2) jasno pokažeta, da sta pri izbrani stopnji varnosti postopka za določitev računske nosilnosti konstrukcije in mejne računske obtežbe medseboj povezana. Če pri enem ali drugem uporabljamo nasprotujoča si izhodišča, nas preverjanje varnosti po enačbi (1) lahko pripelje k napačnim sklepom.

Medtem ko dolgoletne seizmološke študije dajejo razmeroma zanesljive podatke o seizmičnosti in pričakovanih pospeških tal, pa je zanesljivih podatkov o možni redukciji elastičnih sil za zidane konstrukcije zelo malo. Določitev faktorja redukcije sil je namreč povezana z eksperimentalnimi raziskavami in obsežnimi parametričnimi korelacijskimi študijami, pri katerih se uporabljajo računski modeli, s katerimi se simulira dejansko nelinearno obnašanje konstrukcij.



Slika 1. Osnovna definicija faktorja redukcije nosilnosti

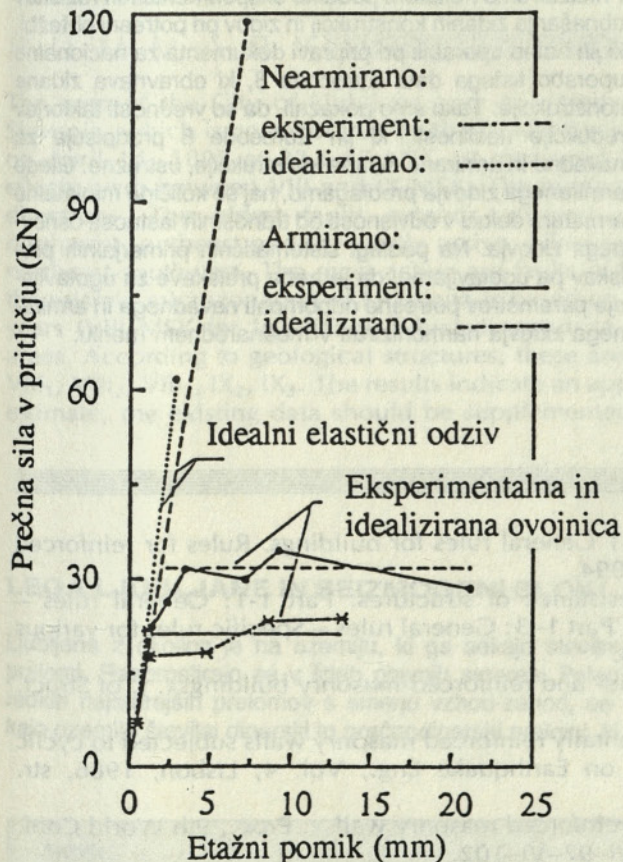
Poznana definicija faktorja redukcije sil je razložena na sliki 1, kjer je odziv idealno elastične konstrukcije primerjan z dejansko krivuljo odziva konstrukcije in z njeno idealizirano elasto-plastično ovojnico z enako začetno togostjo. Zaradi disipacije energije dejanske konstrukcije, ki jo, poenostavljeno, izraža globalni faktor duktilnosti  $\mu = d_u/d_e$ , ni potrebe, da bi konstrukcijo računali na prevzem elastične sile  $H_E$ . Konstrukcijo računamo na mejno računsko silo  $H_u$ , razmerje med obema pa imenujemo faktor redukcije nosilnosti  $q = H_E/H_u$ . Če je bila konstrukcija računana na obtežbo  $H_u'$ , tj. na mejno obtežbo  $H_u$  zmanjšano z globalnim faktorjem varnosti  $\gamma_d$ , rezerva v nosilnosti (po angleško ji rečemo »overstrength«) dovoljuje, da se faktor redukcije poveča na  $q' = \gamma_d q$ .

Pred nedavnim smo na Zavodu za gradbeništvo (prej Zavodu za raziskavo materiala in konstrukcij) na potresni mizi raziskali obnašanje dveh modelov trinadstropne zidane stavbe enake zasnove konstrukcije, z nearmiranim ali armiranim zidovjem (3). Rezultate preiskav smo med

drugim uporabili tudi za preverjanje vrednosti faktorjev redukcije nosilnosti  $q$ , ki jih predlaga Eurocode 8 za zidane konstrukcije. Dejstvo, da so rezultati preiskav na potresni mizi pokazali prevladujoč vpliv prvega tona nihanja in etažni porušni mehanizem, nam je olajšalo analizo in omogočilo primerjavo na način, opisan na sliki 1. Da bi lahko primerjali odziva realne in idealne elastične konstrukcije, smo odziv le-te na maksimalni potres, ki ga je model prenesel, izračunali. Primerjava je prikazana na sliki 2, kot rezultat pa smo dobili vrednost  $q = H_E/H_U = 3.74$  in  $q = 2.84$  za model z armiranim oziroma nearmiranim zidovjem.

Če bi prototipa modelov, ki sta bila sicer projektirana po metodah teorije elastičnosti, računali po določilih Eurocode 8, bi bile zaradi faktorjev varnosti materialov, ki bi jih morali upoštevati v računu, vrednosti računске odporosti nižje od dejanske. Rekli bi, da ima konstrukcija rezervo v nosilnosti. Če bi upoštevali dejanske povprečne vrednosti materialnih lastnosti in ne karakterističnih, pa bi bili dejanska in računska nosilnost zelo blizu. To potrjuje, da je izračunani elastični odziv primerljiv z rezultati meritev.

Navedeni vrednosti  $q$ -faktorjev sta bili ovrednoteni za primer, da je računska odpornost enaka dejanski – ni rezerve nosilnosti. Če bi upoštevali utrditev, bi bili ovrednoteni vrednosti lahko še večji.



Slika 2. Ovrednotenje faktorja redukcije nosilnosti iz eksperimentalnih rezultatov (3)

Preglednica 1. Opis preizkusnih zidov

Serija zidaka	Tip malte (MPa)	Geometrija zidu (h/l)	Armatura	
			vodoravna (%)	navpična (%)
A	beton 10–15	1,5	0,14–0,50	ni
B	opeka 10–15	1,5	0,14–0,50	ni
C	beton 10	1,25–2,3	0,14–0,50	0,26
D	beton 10	1,25–2,3	0,14–0,50	0,52

Preglednica 2. Učinkovitost vodoravne armature v odvisnosti od odstotka armiranja  $q$

$q$ (%)	Serija A	Serija B	$q$ (%)	Serija C	Serija D
Učinkovitost armature: $H_{rh}/H_{rh,y}$					
0,18	0,84	0,89	0,14	0,83	0,79
0,32	0,58	0,63	0,28	0,65	0,78
0,38	0,39	0,46	0,50	0,65	0,61

$H_{rh}$  – dejanski nateg, izmerjen v palicah vodoravne armature,  $H_{rh,y}$  – nosilnost vodoravne armature.

Na podlagi te analize bi sicer lahko sklepali, da sta vrednosti faktorjev, ki jih za redukcijo nosilnosti potresnih sil priporoča Eurocode 8 za navadne in armirane zidane konstrukcije (1.5 oziroma 2.5), razmeroma nizki. Če pa pri tem upoštevamo dejstvo, da je treba pri zidanih konstrukcijah zaradi omejitve nastanka prevelikih poškodb omejiti tudi etažne deformacije, se zdita predlagani vrednosti kar ustrezni. Seveda pa bodo za dokončno potrditev velikosti redukcije sil potrebne dodatne raziskave.

### 3.0. ARMIRANO ZIDOVJE

Zahteve v zvezi z armiranim zidovjem lahko komentiramo na podlagi rezultatov preiskav nekaj serij zidov z vodoravno armaturo v fugah in z navpično armaturo ob robovih (4 in 5). Opis zidov je podan v preglednici 1, najvažnejši rezultati pa so opisani, kot sledi.

Pri strižni porušitvi že pred doseženo mejo elastičnosti v vodoravni armaturi po razbremenitvi z vodoravno silo ostajajo preostale deformacije. Nategi v armaturi kažejo, da le-ta drži skupaj z razpokami ločene dele zidu, ki jih razriva navpična sila. Zaradi delovanja armature se razpoke razporedijo po celotnem zidu. Kot pa kaže preglednica 2, zaradi porušene sprjemnosti med armaturo in malto v vodoravnih fugah ni mogoče doseči polne natezne nosilnosti armature  $H_{rh,y}$ .

Kot je videti, je učinkovitost vodoravne armature močno odvisna od vrste in kakovosti zidakov in malte kakor tudi od njene količine. Opaziti je upadanje učinkovitosti s povečanim odstotkom armature. Učinkovitost se poveča, če je armatura ustrezno ukrivljena okrog navpičnih palic. V zvezi z zahtevami, ki jih določata Eurocode 6 in 8, lahko ugotovimo:

- Da bi se zagotovila ustrezna sprjemnost med malto in armaturo, je treba v predpisih vgraditi dodatne zahteve in

detajle. Eksperimenti so tudi pokazali, da se pri cikličnih obtežbah sprjemnost bistveno zmanjša. Čeprav je vodoravna armatura pravilno ukrivljena okrog palic navpične armature, se nosilnost armature v vodoravnih fugah ne more v celoti izkoristiti.

- Zaradi tega, ker je načeloma bolj duktilno od strižnega, je zaželeno upogibno obnašanje armiranega zidu. Pri uporabi votlakov pa je pri tem treba biti precej previden, saj lahko lokalno drobljenje in prestriženje sten in reber votlakov povzroči nepričakovane porušne mehanizme. Na ta način se lahko upogibna nosilnost zidu, izračunana na podlagi tlačne trdnosti osnovnih materialov, zidakov in malte, pa čeprav se le-ta po Eurocode 6 izraža s trdnostjo ekvivalentnega polnega zidaka, v precejšnji meri preceni. Medtem ko se armirano zidovje z zalito armaturo obnaša bolj ali manj kot armirani beton, pa je mehanizem obnašanja armiranega zidovja iz votlakov in armature v fugah v veliki meri odvisen od vrste in kakovosti zidakov. Izračunana količina armatur, ki ni uravnotežena z nosilnostjo osnovnega zidu, navadno ni ekonomična.

- Eksperimenti so pokazali, da je minimalni odstotek armature v vodoravnih fugah odvisen od strižne nosilnosti osnovnega, nearmiranega zidu.

#### 4.0. EKSPERIMENTALNO POTRJEVANJE

Eurocode 8 za industrijsko izdelane sisteme iz armiranega zidovja pravilno priporoča, naj se njihovo obnašanje preveri z eksperimenti. Seveda pa predpis načina eksperimentalnega preverjanja ne predpisuje.

Čeprav laboratorijske preiskave niso predmet predpisa, lahko na tem mestu poudarimo, da so le-te, poleg preiskav, potrebnih za kontrolo kakovosti, pri zidanih konstrukcijah neizogibne za določanje osnovnih parametrov, ki jih uporabljamo pri preverjanju varnosti konstrukcij. Medtem ko podatke o mehanskih lastnostih osnovnih

materialov (zidakov, malte, armature) dobimo z enostavnimi standardiziranimi preiskavami, pa so za določanje podatkov o duktilnosti in sposobnosti disipacije energije potrebne zahtevnejše preiskave, pri katerih se simulira obnašanje zidovja med potresom. Še več, da bi se iz vrednotili nekateri drugi parametri, potrebni za preverjanje potresne varnosti, so neizogibne tudi dinamične preiskave zidanih konstrukcijskih sistemov.

Pokazali smo, da se z različnimi metodami preiskav lahko dobijo precej različne vrednosti nekaterih glavnih parametrov [5]. Tako na rezultate preiskav vpliva nivo navpične obtežbe, oblika obtežbe, s katero ponazorimo potres, pa tudi hitrost nanašanja obtežbe. Da bodo preiskave, s katerimi se določajo vrednosti parametrov, potrebnih za preverjanje potresne odpornosti po zahtevah Eurocode 8, koordinirane in usklajene v mednarodnem merilu, bo treba vložiti še veliko naporov.

Uskladitev tovrstnih preiskav je nujna, saj bodo v primeru, ko se za preverjanje varnosti uporabljajo eksperimentalni podatki, ki niso dobljeni z metodami, ki so v skladu s filozofijo Eurocode 8, ocene varnosti dale napačne rezultate.

#### 5.0. SKLEPI

Prikazali smo nekatere podatke eksperimentalnih raziskav obnašanja zidanih konstrukcij in zidov pri potresni obtežbi, ki jih bomo uporabili pri pripravi dokumenta za nacionalno uporabo tistega dela Eurocode 8, ki obravnava zidane konstrukcije. Tako smo pokazali, da so vrednosti faktorjev redukcije nosilnosti, ki jih Eurocode 8 predpisuje za navadne in armirane zidane konstrukcije, ustrezne. Glede armiranega zidovja predlagamo, naj se količina minimalne armature določi v odvisnosti od trdnostnih lastnosti osnovnega zidovja. Na podlagi sistematičnih primerjalnih preiskav pa ugotavljamo, da je treba preiskave za ugotavljanje parametrov potresne odpornosti navadnega in armiranega zidovja harmonizirati v mednarodnem merilu.

## LITERATURA

1. »Eurocode 6. Design of masonry structures. Part 1.1 General rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry«. prENV 1996-1-1:1994, 1994.
2. »Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-1: General rules – Seismic actions and general requirements for structures. Part 1–3: General rules – Specific rules for various materials and elements«. prENV 1998-1-3:1993, 1993.
3. Tomažević, M., Weiss, P. »Seismic behavior of plain- and reinforced-masonry buildings«. J. of Struct. Eng. (1994) 2, ASCE, str. 323–338.
4. Tomažević, M., Žarnić, R. »The behaviour of horizontally reinforced masonry walls subjected to cyclic in-plane load reversals«. Proc., 8th European Conf. on Earthquake Eng., Vol. 4, Lisbon, 1986, str. 7.6/1–7.6/8.
5. Tomažević, M., Lutman, M. »Seismic resistance of reinforced masonry walls«. Proc., 9th World Conf. on Earthquake Eng., Vol. 6, Tokyo-Kyoto, 1989, str. VI–97–VI–102.
6. Tomažević, M., Lutman, M., Petković, L. »Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation«. V oceni za J. of Struct. Eng., ASCE.

# POTRESNA NEVARNOST MESTA LJUBLJANE

UDK 699.841 (497.12)

RENATO VIDRIH, MATJAŽ GODEC

## P O V Z E T E K

Ljubljana leži v ljubljanskem seizmogenem bloku, ki pripada gorenjsko-ljubljanskemu seizmogenemu območju. Po sproščeni potresni energiji to območje uvrščamo pred idrijsko in krško-brežiško. V širši okolici mesta je v preteklosti nastalo 59 potresov, ki so dosegli VI. ali višjo stopnjo po MSK lestvici in torej povzročali manjšo ali večjo gmotno škodo. 31. potresov je doseglo VI. stopnjo, 9 potresov med VI. in VII. stopnjo, 10 potresov VII. stopnjo, 4 potresi med VII. in VIII. stopnjo, 4 potresi VIII. stopnjo in eden med VIII. in IX. stopnjo. Največje učinke je dosegel potresni sunek 14. aprila 1895 z magnitudo 5,8 stopnje po Richterjevi lestvici. Poleg gmotne škode je zahteval tudi deset življenj. Na podlagi karte povratnih dob potresov za 500 let, seizmoloških podatkov in geološke zgradbe, smo izdelali karto potresne mikrorajonizacije, ki pa je zaradi premalo podatkov, predvsem pa niso bile narejene mikrosezmične meritve, uporabna le za namene civilne zaščite.

## SEISMIC HAZARD IN LJUBLJANA

## S U M M A R Y

The area of the City of Ljubljana and its vicinity ranks among the seismically most active regions in Slovenia, which is corroborated by the released seismic energy. The most powerful earthquake took place on April 14, 1895 at 22.: 17 UTC. It measured 5.8 on the Richter scale and its strongest devastating effects were between VIII and IX MSK. The numerous faults that criss-cross the area extend in four main directions. The oldest faults extend east-west and are seismically inactive. Dinaric faults stretch northwest-southeast and are partly active. Likewise partly active are transverse Dinaric faults extending northeast-southwest. The most active are faults of later geological development north-south. The map of the seismic microzonation of Ljubljana is based on the probability seismic map for a return period of 500 years (VIII MSK for Ljubljana), which is requisite for the construction of high-rise buildings in seismic areas. According to geological structures, these areas are ranked by expected levels of seismic activity as VIII<sub>1</sub>, VIII<sub>2</sub>, VIII<sub>3</sub>, IX<sub>2</sub>, IX<sub>3</sub>. The results indicate an approximate seismic hazard estimate. For a more accurate estimate, the existing data should be supplemented by field work results.

## LEGA LJUBLJANE IN SEIZMOGENI BLOKI

Ljubljana z okolico je na ozemlju, ki ga sekajo številni prelomi. Razprostirajo se v štirih glavnih smereh. Poleg redkih najstarejših prelomov s smerjo vzhod-zahod, sekajo ozemlje številni dinarski in prečnodinarski prelomi, ki

so večinoma potresno aktivni. Potresno pa so aktivni tudi prelomi s smerjo sever-jug. Prelomi so povzročili nastanek več blokov, ki zaradi različnih medsebojnih vertikalnih in horizontalnih gibanj povzročajo veliko seizmično aktivnost sporadičnega tipa. Najpomembnejši seizmogeni bloki so [4, 6]:

**Avtorja:**

Mag. Renato Vidrih, dipl. inž. geol., Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava R Slovenije za geofiziko, Pot na Golovec 25, Ljubljana  
Matjaž Godec, dipl. inž. gradb., Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava R Slovenije za geofiziko, Kersnikova 3, Ljubljana

- blok Tošča
- blok Polhograjskih Dolomitov
- Horjulski blok
- blok Ljubljanskega barja
- blok Kamniškega polja
- centralni blok Ljubljane
- blok Posavskih gub

Območja južno od Ljubljane so se v kvartarju pogrezala, zahodni in vzhodni predeli imajo tendenco dvigovanja, severne predele pa gradijo miocenske depresije s pogre-zanjem v pliocenu in kvartarju.

## SEIZMOTEKTONSKE ZNAČILNOSTI

Mesto Ljubljana z okolico leži v gorenjsko-ljubljanskem seizmogenem območju. To območje sodi med potresno najaktivnejša v Sloveniji. Po sproščeni energiji ga uvrščamo na prvo mesto, sledita pa mu idrijsko in krško-bre-žiško. Za seizmogene bloke, kakor tudi za celotno območ-je, so bile izračunane prognozne karakteristike. Največja možna ocenjena magnituda naj bi bila 6.2 stopnje po Richterjevi lestvici, največja možna ocenjena intenziteta pa IX. stopnje po MSK lestvici [4].

Na nevarnost mesta Ljubljane in okolice vplivajo tudi močne tektonske cone, ki potekajo neposredno čez to ozemlje. Predvsem je potrebno poudariti dobrepoljski prelom, ki poteka v smeri severozahod-jugovzhod in je aktiven od srednjega pliocena dalje. Zelo pa je pomemben tudi idrijski prelom, ki je od Ljubljane nekoliko oddaljen, ima pa velike seizmotektonske zmogljivosti, saj so ob njem v preteklosti nastajali zelo močni potresi, do X. stopnje po MSK lestvici.

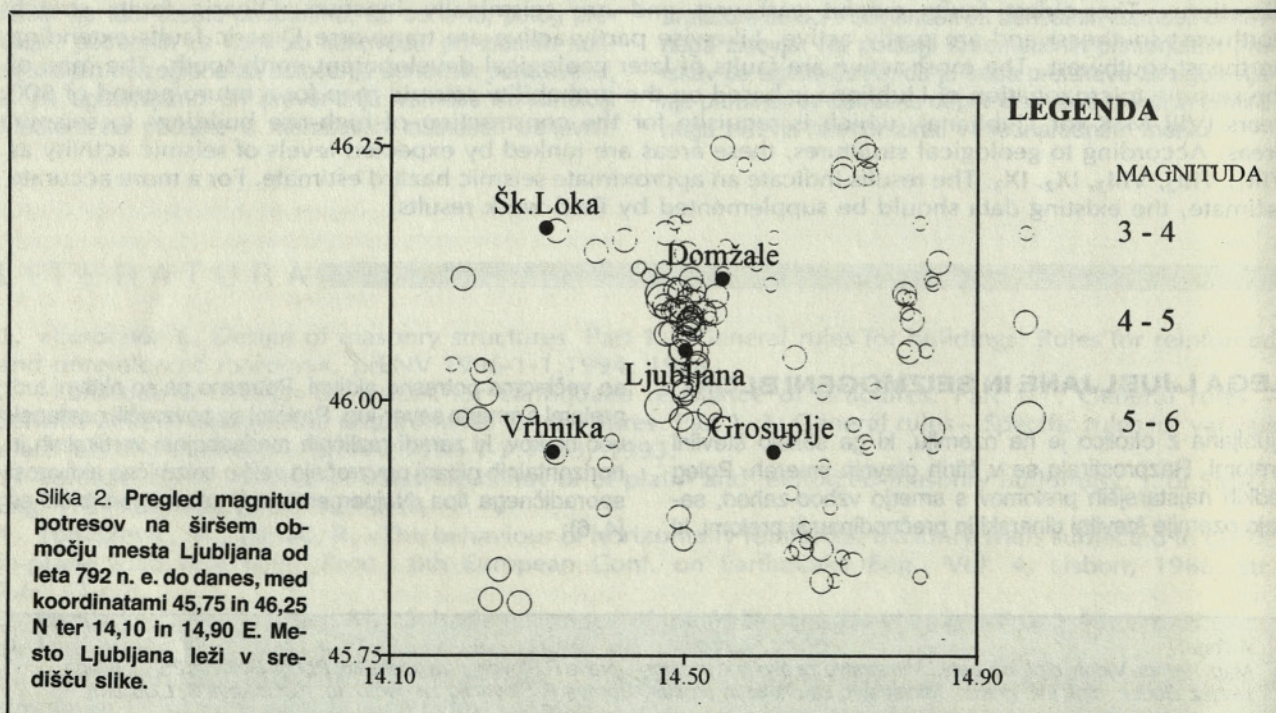
## SEIZMOGEOLOŠKE ZNAČILNOSTI

Večino tektonskih blokov gradijo kamnine, ki so v seizmo-geološkem smislu pretežno neugodne, le ponekod srednje ugodne. Prevladujejo barjanski sedimenti z nizko seizmo-akustično impedanco, plitvo podtalno vodo, majhno zmog-ljivostjo in slabo stabilnostjo, kar povzroča povečanje potresnih učinkov. Prodni nasipi in konglomerati, ki gradijo severni predel, predstavljajo nekoliko boljšo podlago. Debeline kvartarnih nanosov znašajo od 10 do prek 100 metrov. Skalna podlaga je zgrajena pretežno iz karbonat-nih kamnin, večinoma apnencev in dolomitov, ki se spuščajo pod majhnim kotom proti jugozahodu. Ponekod podlago gradijo skrivalci in laporji.

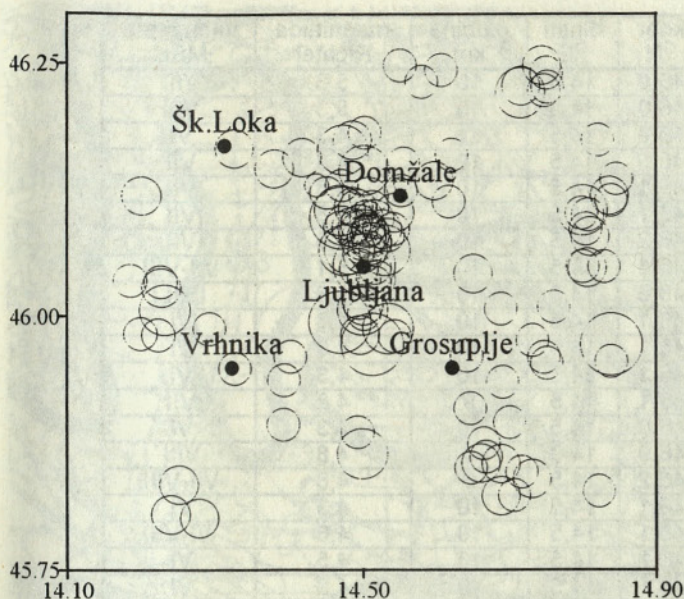
## PREGLED MOČNEJŠIH POTRESOV V PRETEKLOSTI

Preglednica 1 prikazuje močnejše potrese, ki so nastali v Ljubljani in okolici od leta 792 n. e. dalje in so na epicentralnem območju dosegli VI. ali višjo stopnjo po MSK lestvici. Razpored magnitud vseh potresov, ki so nastali na tem območju, kaže slika 2, razpored intenzitet pa slika 3.

Najmočnejši potres je nastal 14. aprila 1895 ob 22. uri in 17 minut po UTC. Dosegel je 5,8 stopnje po Richterjevi lestvici in največjo intenziteto med VIII. in IX. stopnjo po MSK lestvici. Poleg velike gmotne škode je terjal tudi deset življenj. Poleg omenjenega je ljubljansko območje v preteklosti zatreslo še 58 potresov, ki so dosegli učinke VI. ali višje stopnje.







**LEGENDA**

INTENZITETA

- 3 - 4
- 4 - 5
- 5 - 6
- 6 - 7
- 7 - 8
- 8 - 9

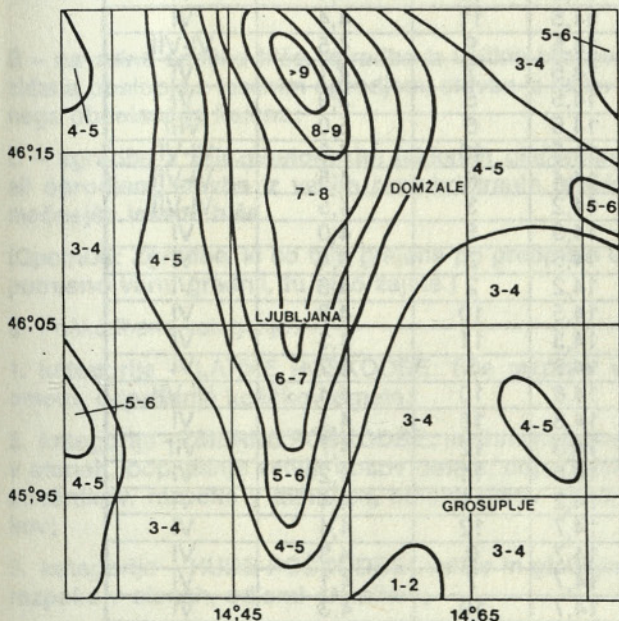
Slika 3. Pregled intenzitet potresov na širšem območju mesta Ljubljane od leta 792 n. e. do danes, med koordinatami 45,75 in 46,25 N ter 14,10 in 14,90 E.

**IZRAČUN SPROŠČENE POTRESNE ENERGIJE**

Po sproščeni potresni energiji je gorenjsko-ljubljansko seizmogeno območje najaktivnejše v Sloveniji. Celovita slika sproščene energije (slika 1) predstavlja približno oceno, izračunano na podlagi zabeleženih potresov. Izračunana je po enačbi Solovjeva:

$$\log E = 11,5 + 1,5M$$

Energija je podana v enotah  $\log_{10}MJ$  (megajoulov).



Slika 1. Sproščena potresna energija na širšem območju mesta Ljubljana, izražena v enotah  $\log_{10}MJ$ .

**KARTA POTRESNE MIKORAJONIZACIJE**

Slika 4 kaže seizmično mikrorajonizacijo dela mesta Ljubljane. Narejena je na podlagi karte za povratno dobo potresov 500 let, ki je predpisana pri projektiranju objektov visoke gradnje [3]. Povratno dobo 500 let imajo na območju mesta Ljubljane potresi z največjo intenziteto do VIII. stopnje po MSK lestvici. Na podlagi geoloških struktur in litološke sestave tal smo ozemlje razdelili na manjša območja z največjimi pričakovanimi učinki VIII<sub>1</sub>, VIII<sub>2</sub> in VIII<sub>3</sub> [5]. Zaradi izjemno slabih seizmogeoloških pogojev, kjer lahko pride do povečanja potresnih učinkov, pa smo območje Ljubljanskega barja uvrstili v IX<sub>2</sub> in IX<sub>3</sub>.

**OPIS PRIČAKOVANIH POTRESNIH UČINKOV**

Karta tako poenostavljene mikrorajonizacije mesta Ljubljane in pričakovani potresni učinki pripadajočih potresnih stopenj predstavljajo osnovo za oceno pričakovanih izgub pri potresu določene intenzitete.

Opis potresnih učinkov, ki temelji na različni potresne lestvice MSK 78, povzemamo po J. Lapajnetu [5, 6], vidike klasifikacije, vrste zgradb in poškodbene kategorije pa iz opisa MSK lestvice [1].

1. Vidiki klasifikacije:
  - a) ljudje in njihova okolica – zaznavanje
  - b) zgradbe – poškodbe
  - c) narava – pojavi, spremembe

2. Vrste zgradb:

A – stavbe iz neobdelanega kamna, kmečka poslopja, hiše iz na zraku sušene opeke – adobe, domovi iz ilovice;

leto	mes	dan	ura UTC	min	sek	koor °N	dinati °E	globina km	magnituda Richter	intenziteta MSK
792	2	0	0	0	0,0	46,0	14,5	10	5,3	VIII
1000	1	0	0	0	0,0	46,0	14,5	10	5,3	VIII
1077	1	0	0	0	0,0	46,0	14,5	0	4,3	VI
1508	1	0	0	0	0,0	46,0	14,5	10	4,8	VII
1575	11	17	0	0	0,0	46,1	14,5	10	4,8	VII
1590	4	22	12	30	0,0	46,1	14,5	10	4,8	VII
1621	0	0	0	0	0,0	46,2	14,5	10	4,8	VII
1622	5	5	11	0	0,0	46,1	14,5	10	5,1	VII-VIII
1625	0	0	0	0	0,0	46,0	14,5	10	4,8	VII
1626	1	7	4	0	0,0	46,1	14,5	10	4,3	VI
1641	1	13	6	0	0,0	46,1	14,5	10	4,3	VI
1669	9	1	3	0	0,0	46,1	14,5	10	4,3	VI
1684	10	21	5	30	0,0	46,1	14,5	9	4,8	VII
1686	0	0	0	0	0,0	46,0	14,5	10	4,3	VI
1689	5	10	3	0	0,0	46,0	14,9	4	4,8	VIII
1691	2	19	0	0	0,0	46,2	14,5	6	4,8	VII-VIII
1703	11	23	13	0	0,0	46,1	14,5	10	4,3	VI
1784	3	24	0	0	0,0	46,1	14,5	10	4,6	VI-VII
1786	4	11	9	0	0,0	46,1	14,5	13	4,5	VI
1822	8	12	2	30	0,0	46,1	14,5	10	4,3	VI
1836	6	29	1	28	0,0	46,1	14,7	8	4,2	VI
1840	8	27	12	5	0,0	46,2	14,7	7	4,9	VII-VIII
1840	8	30	5	45	0,0	46,2	14,7	8	4,5	VI-VII
1840	9	24	21	0	0,0	46,3	14,8	11	4,4	VI
1845	12	21	20	40	0,0	46,1	14,5	7	4,9	VII-VIII
1845	12	22	1	0	0,0	46,1	14,5	10	4,3	VI
1856	11	9	22	17	0,0	45,9	14,5	7	4,6	VII
1879	2	12	13	42	0,0	46,2	14,4	11	4,4	VI
1879	9	12	0	0	0,0	46,2	14,3	6	4,3	VI-VII
1882	7	17	7	51	0,0	46,0	14,3	11	4,9	VII
1889	1	27	21	47	0,0	46,3	14,6	6	4,0	VI
1895	4	14	20	17	30,0	46,1	14,5	16	5,8	VIII-IX
1895	4	14	22	20	0,0	46,1	14,5	10	4,6	VI-VII
1895	4	14	22	40	0,0	46,1	14,5	11	4,4	VI
1895	4	14	23	1	0,0	46,1	14,5	13	5,0	VII
1895	4	14	23	49	0,0	46,1	14,5	11	4,4	VI
1895	4	15	2	36	0,0	46,1	14,5	11	4,4	VI
1895	4	15	3	19	0,0	46,1	14,5	9	4,5	VI-VII
1895	4	15	5	52	0,0	46,1	14,5	7	4,1	VI
1897	2	2	0	32	0,0	46,2	14,5	5	3,9	VI
1897	7	15	5	57	0,0	46,1	14,5	6	5,0	VIII
1898	4	17	22	49	31,0	46,1	14,5	10	4,6	VI-VII
1899	9	18	5	16	23,0	46,2	14,4	8	4,5	VI-VII
1903	2	16	19	59	0,0	46,0	14,2	3	4,5	VI-VII
1906	6	16	11	17	23,0	46,1	14,6	5	4,0	VI
1907	5	10	4	25	0,0	46,1	14,6	2	3,4	VI
1915	3	15	21	55	38,0	45,8	14,2	2	4,3	VI
1916	2	8	2	33	0,0	46,1	14,5	10	4,3	VI
1930	2	25	13	35	54,0	45,8	14,3	11	4,3	VI
1931	12	23	5	26	30,0	46,1	14,8	3	3,7	VI
1939	5	6	4	10	11,0	46,1	14,8	10	4,4	VI-VII
1952	2	23	21	56	23,0	45,8	14,3	18	4,1	VI
1963	5	19	10	0	5,0	46,1	14,8	12	4,7	VII
1963	11	15	5	15	46,0	46,1	14,8	11	4,2	VI
1973	12	21	8	17	41,0	46,1	14,2	11	4,4	VI
1990	3	14	1	27	55,0	45,8	14,7	12	4,4	VI
1990	5	24	8	23	5,0	45,9	14,7	0	4,3	VI
1990	5	30	19	19	1,0	45,9	14,7	7	4,1	VI
1990	7	11	7	27	11,0	45,8	14,7	10	4,3	VI

Preglednica 1: Pregled močnejših potresov v Ljubljani in bližnji okolici od leta 792 n. š. do danes. Našteti so vsi potresi, ki so dosegli učinke VI in višje stopnje po MSK lestvici (2).



Na pobočjih lahko pride do poškodb in zdrsov osnovne blazine cest. Na poteh se pojavijo razpoke, stiki cevovodov na vodovodnih omrežjih se marsikje poškodujejo.

c) Peščene in prodne brežine marsikje zdrsnejo, na strmejših pobočjih pride do zdrsov zemljin, v vlažnih tleh se pojavijo širše razpoke, voda postane motna zaradi vzburkanega blata, nekateri izviri presahnejo, ponekod pa se pojavijo novi. Vodostaji v vodnjakih se spremenijo.

### STOPNJA VIII<sub>2</sub>

a) Nastaneta strah in panika. Prestrašijo se tudi ljudje v vozečih avtomobilih. Maloštevilni se poškodujejo.

Premakne se težko pohištvo, posamezni kosi se prevrnejo. Nekatero viseče svetilke se poškodujejo.

b) Prek 50 % zgradb tipa A pretrpi poškodbe 3. kategorije, okoli 20 % 4. kategorije, maloštevilne pa 5. kategorije.

Prek 50 % zgradb tipa B pretrpi poškodbe 2. kategorije, okoli 20 % 3. kategorije, maloštevilne pa 4. kategorije.

Prek 50 % zgradb tipa C pretrpi poškodbe 1. kategorije okoli 20 % 2. kategorije, maloštevilne zgradbe pa 3. kategorije.

Pojavijo se posamezni lomi na šivih vodovodnih napeljav, spomeniki in kipi se premaknejo in deloma zavrtijo, nagrobniki se prevrnejo, kamniti zidovi se rušijo.

c) Na pobočnih cestnih nasipih pride do zdrsov in usadov zemljin, v tleh se pojavijo nekaj centimetrov široke razpoke, pojavijo se nove vodne kotanje v mnogih primerih pride do spremembe toka in gladine vode, posamezne veje dreves se odlomijo.

### STOPNJA VIII<sub>3</sub>

a) Panika zajame mnoge. Nekateri se poškodujejo, možna je tudi kakšna smrtna žrtev. Precej predmetov se prevrne ali pade in razbije.

b) Dobra polovica zgradb tipa A pretrpi poškodbe 3. kategorije, slaba tretjina 4. kategorije, prek 5 % pa 5. kategorije.

Dobra polovica zgradb tipa B pretrpi poškodbe 2. kategorije, slaba tretjina 3. kategorije, prek 5 % 4. kategorije, posamezne se porušijo.

Polovica zgradb tipa C pretrpi poškodbe 1. kategorije, okoli 30 % 2. kategorije, prek 5 % 3. kategorije, posamezne (okoli 2 %) tudi 4. kategorije. Na šivih vodovodnih napeljav so pogosto lomi, lažje se poškodujejo vodni rezervoarji, spomeniki in kipi se ponekod prevrnejo.

c) Na pobočjih pride do manjših zemeljskih plazov, v tleh nastanejo širše razpoke, voda v rezervoarjih vzalovi, na poplavnih območjih se ponekod pojavijo voda, blato in pesek.

### STOPNJA IX<sub>2</sub>

a) Ljudi zajame splošna panika. Možne so smrtne žrtve. Živali begajo sem in tja in spuščajo predirljive glasove. Pohištvo se močno poškoduje.

b) Dobra polovica zgradb tipa A pretrpi poškodbe 4., okoli 20 % pa 5. kategorije.

Dobra polovica zgradb tipa B pretrpi poškodbe 3. kategorije, okoli 20 % poškodbe 3. kategorije, kakih 5 % pa se jih poruši.

Dobra polovica zgradb tipa C pretrpi poškodbe 2. kategorije, okoli 20 % 3. kategorije, kakih 5 % pa 4. kategorije.

Spomeniki in stebri se prevrnejo. Rezervoarji se precej poškodujejo, podzemeljski cevovodi se ponekod pretrgajo. Tu in tam se poškodujejo železniške proge in ukrivijo tračnice.

c) V ravninskih predelih so pogosta poplavljanja ter nanosi peska in blata. Razpoke v tleh dosežejo širino do 1 decimetra, na pobočjih in brežinah pa tudi več. Poleg teh nastane tudi več manjših razpok. Skalovje se ruši. Pogosti so usadi, udori in osipi zemljin. Na vodni gladini nastanejo veliki valovi.

### STOPNJA IX<sub>3</sub>

a) Splošna panika in obup. Možne so smrtne žrtve.

b) Okoli 60 % zgradb tipa A pretrpi poškodbe 4. kategorije, prek četrtine pa se jih poruši. Dobra polovica zgradb tipa B pretrpi poškodbe 3. kategorije, dobra četrtina poškodbe 4. kategorije, med 5 in 10 % pa se jih poruši.

Dobra polovica zgradb tipa C pretrpi poškodbe 2. kategorije, okoli 30 % 3. kategorije, med 5 in 10 % 4. kategorije, tu in tam pa se katera lahko tudi poruši.

Pregrade, nasipi in mostovi se deloma poškodujejo. Na več mestih se pretrgajo podzemeljski cevovodi, poškodujejo železniške proge in ukrivijo tračnice.

c) Razpoke v tleh dosežejo širino prek 1 decimetra, na pobočjih in brežinah tudi precej več. Zelo pogosti so usadi, udori in osipi zemljin ter rušenje skalovja. Gladine vod so močno razburkane in vzvalovljene.

**OPOMBA:** Učinki, ki so značilni za neko stopnjo, pa niso naštetni pri naslednjih stopnjah, se seveda pojavijo tudi pri teh, če ne pride do hujših posledic. Možnost smrtnih žrtev je navedena šele pri stopnji VIII<sub>3</sub>, ker so pri nižjih stopnjah smrtni primeri izredno redki. Zaradi številnih dejavnikov, ki lahko privedejo do nevarnih okoliščin, so posamezne smrtne žrtve možne tudi pri nižjih stopnjah (posebno pri VIII<sub>1</sub> in VIII<sub>2</sub>).



# POTRESNA OGROŽENOST CENTRA LJUBLJANE

UDK 699.841 (497.12)

MATJAŽ GODEC, RENATO VIDRIH

## POVZETEK

Potresna ogroženost nam kaže pričakovane potresne izgube v določenem času na določenem prostoru. Izdelana je na podlagi karte potresne mikrorajonizacije in podatkov o potresni ranljivosti objektov v mestu Ljubljani. Rezultate smo uporabili na območju nekdanje občine Ljubljana Center, kjer so bili zbrani potrebni podatki o objektih in uporabnikih.

V scenariju ocene potresne ogroženosti smo predpostavili nastanek potresa v večernih urah, ko so stanovalci večinoma doma, poslovni prostori pa so v glavnem prazni.

## THE SEISMIC HAZARD IN THE LJUBLJANA CENTER DISTRICT

### SUMMARY

The article gives a seismic hazard analysis for the Ljubljana Center district. On the basis of the seismic hazard map, an assessment of expected seismic damage, i. e. seismic hazard has been made.

Because of the limited availability of information, only local residents are considered as endangered, which suits the circumstances of an earthquake taking place at night. Of course, quite another situation is also possible since in the course of daily migration the number of people in Ljubljana Center increases by 100 % compared to the situation at night.

## LITERATURA

### SPLOŠNO O POTRESNI OGROŽENOSTI

Iz zgodovine potresne dejavnosti je znano, da so na območju Ljubljane možni potresi, ki poleg grotne škode lahko povzročijo tudi smrtne žrtve [3]. Ocena tega je zelo težavna, zato smo si pomagali s tragičnimi izkušnjami močnih potresov po svetu.

V obdobju od leta 1900 do 1988 je bilo na svetu okoli 650 potresov, ki so zahtevali smrtne žrtve. Skupaj je v tem obdobju zaradi posledic potresa izgubilo življenje 1,3 milijona ljudi, od tega približno 75 % zaradi rušenja stavb. V 20. stoletju se je na Zemlji zgodilo prek tisoč potresov z magnitudo nad 7.0 (potres v Furlaniji 6. maja 1976 je

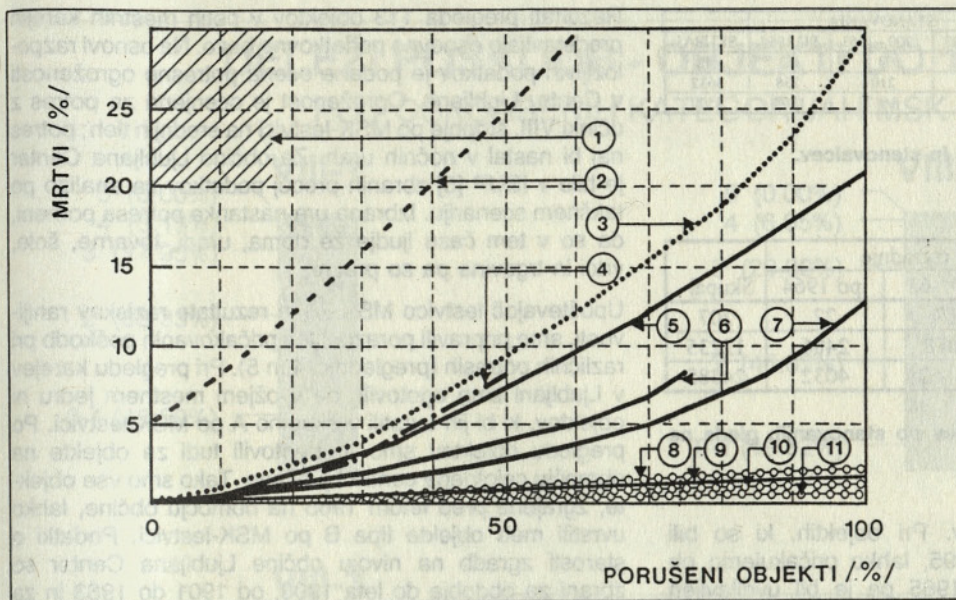
imel magnitudo 6.5), toda le v 30 potresih je bilo več kot 10.000 žrtev. Tragične posledice potresa so splet različnih vplivov. Najpomembnejši so:

- epicenter na območju velike naseljenosti,
- obsežno rušenje objektov,
- hude sekundarne posledice (požari, poplave, plazovi) in
- onesposobitev možnosti samopomoči.

Na sliki 1 je prikazana odvisnost števila mrtvih od števila porušениh objektov. Posamezne krivulje predstavljajo različne načine gradnje in vrste materiala v različnih delih sveta [1].

**Avtorja:**

Matjaž Godec, dipl. inž. gradb., Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava R Slovenije za geofiziko, Kersnikova 3, Ljubljana  
Mag. Renato Vidrih, dipl. inž. geol., Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava R Slovenije za geofiziko, Pot na Golovec 25, Ljubljana



Slika 1. Število žrtev pri poružitvah objektov ob potresu [1].

**Pomen oznak:**

1. armiranobetonske stavbe
2. posamezne vasi v vzhodni Turčiji (neobdelan kamen)
3. povprečne vasi v vzhodni Turčiji (neobdelan kamen)
4. zidane stavbe – evropski potresi
5. zidane stavbe na Kitajskem (štirje potresi 1960–1979)
6. stavbe iz obdelanega kamna v Italiji (potres I. 1930)
7. stavbe iz obdelanega kamna v Italiji (potres I. 1980)
8. lesene hiše (leseni okvirji) na Japonskem (potres I. 1900)
9. San Francisco (potres I. 1972)
10. lesene hiše (leseni okvirji) na Japonskem (potres I. 1940)
11. lesene hiše (leseni okvirji) na Japonskem (potres I. 1970)

**POTRESNA OGROŽENOST V NEKATERIH MESTNIH KAREJIH LJUBLJANE**

Oceno potresne ranljivosti objektov smo opravili v nekaterih mestnih karejih. Ti podatki so poleg potresne nevarnosti bistveni za ocenjevanje potresne ogroženosti [6].

Kareji, v katerih je bila opravljena ocena ranljivosti, so:

1. CO 1/19 – Cankarjevo nabrežje
2. CO 5/9 – Slomškova ulica
3. CO 1/5 – Trubarjeva ulica
4. CO 1/38 – Breg
5. ŠS 1/8 – Litostrojski bloki

Vsi pregledani objekti so bili zgrajeni pred letom 1965. Od takrat naprej naj bi bili vsi objekti grajeni v skladu z zahtevami predpisov o potresno varni gradnji na potresnih območjih iz leta 1964.

Stavbe so bile do leta 1964 grajene praviloma le za prenos vertikalne obtežbe. Ukrepe za povečanje potresne odpornosti stavb so graditelji upoštevali le v krajših obdobjih po rušilnih potresih. Tudi predpisi iz leta 1948 so potresno obremenitev glede na sodobna spoznanja močno poddimenzionirali.

Pregledani objekti so zidani iz kamna, opeke ali iz mešanice teh materialov, največkrat povezani z apneno malto. Stropi so navadno leseni. Takšne objekte uvrščamo v MSK-lestvici med zgradbe tipa B [2]. Glede na ocene ranljivosti ( $V_s$ ) lahko vse objekte razvrstimo v štiri razrede v skladu z lestvico MSK. Razredi so izbrani glede na pričakovani obseg poškodb v primeru potresa določene intenzitete (preglednica 1). Pri oceni ranljivosti smo ocenjevali vrsto in kakovost zidov, količino zidov, tlorsko razporeditev zidov, povezanost zidov in druge dejavnike. Pri končni oceni, ki je med 5 in 25, pomeni nižja vrednost večjo skladnost s predpisi kot višja. Poškodbe, ki jih lahko

Tip objekta	Razred	Ranljivost
B	B1	$V_s < 15$
B	B2	$15 \leq V_s < 18$
B	B3	$18 \leq V_s < 20$
B	B4	$20 \leq V_s$

Preglednica 1. Razredi ranljivosti za objekte tipa B v mestu Ljubljana.

pričakujemo v posameznem razredu ranljivosti, so ocenjene v razponu od 1 do 5. Opis teh poškodb (klasifikacija MSK lestvice), ki so kategorizirane v pet skupin, je podan v članku Vidrih, Godec »Potresna nevarnost mesta Ljubljane« [2, 7].

Pregledanih je bilo 113 objektov. Čeprav so vsi ti objekti tipa B po MSK-lestvici, je pregled pokazal bistvene razlike med njimi. Glede pričakovanih poškodb v primeru potresa lahko razlikujemo vsaj dve skupini objektov glede na obdobje, v katerem so bili zgrajeni. V primeru analize večje množice objektov bi lahko imeli tudi več skupin. Objekte tipa B smo razdelili na tiste, zgrajene pred letom 1895 (48 objektov), zgrajene v obdobju med 1896 in 1965 (65 objektov) in na zgrajene po letu 1965. Leto 1895 predstavlja mejnik pri potresno varni gradnji. Po ljubljanskem potresu I. 1895 je bil namreč sprejet stavbinski red, ki je uvažal konstruktivne ukrepe pri zagotavljanju večje

INTENZITETA	STANOVALCI	STANOVANJA			SKUPAJ
		DO 1900	1900 - 1963	PO 1964	
VIII-1	207	39	4	5	48
VIII-2	12235	793	2101	738	3632
VIII-3	24583	3489	3617	1394	8500

Preglednica 2. Število stanovanj in stanovalcev.

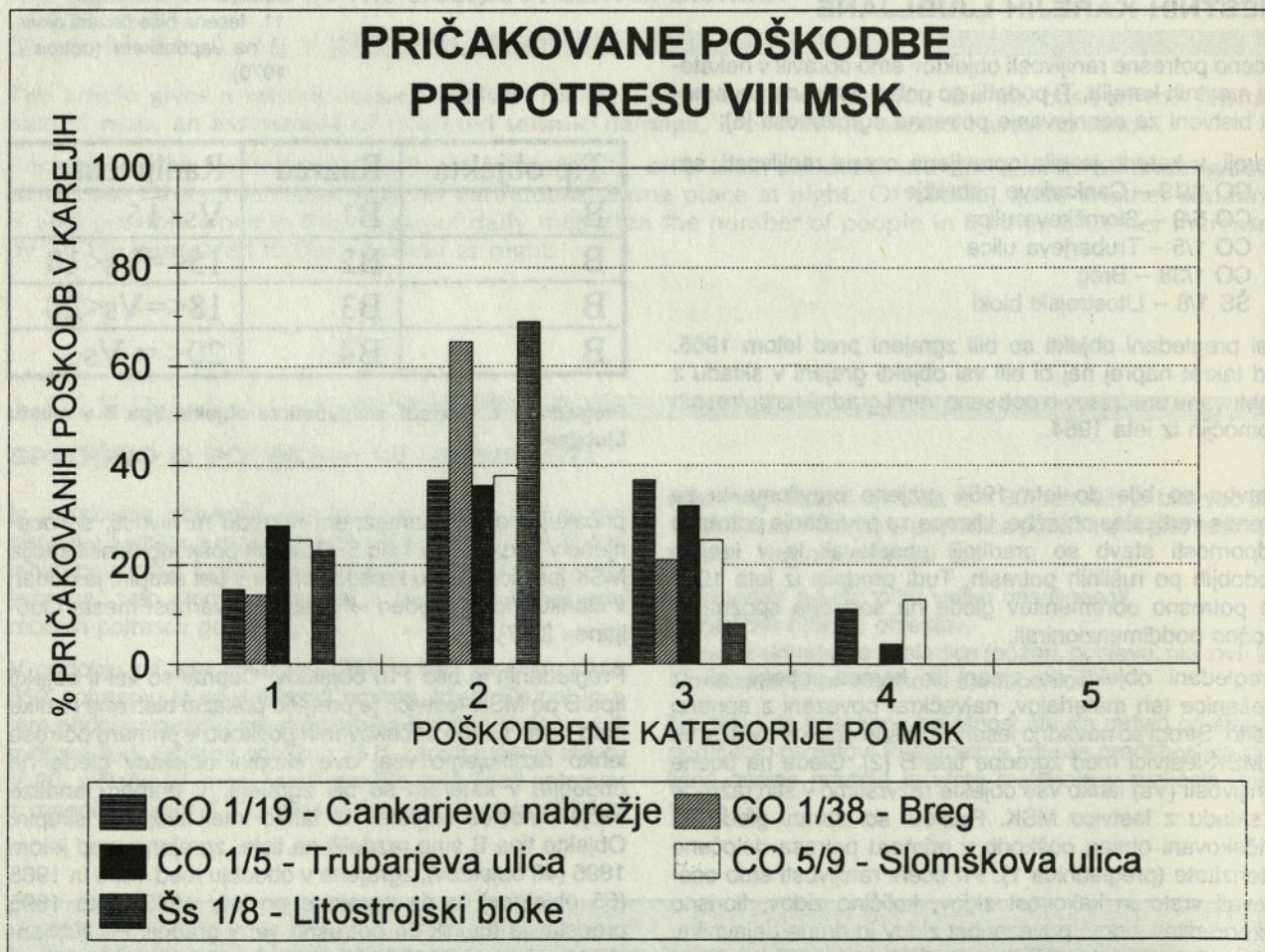
Intenziteta	Obdobje izgradnje			Skupaj
	do 1900	1901-63	po 1964	
VIII - 1	168	17	22	207
VIII - 2	2671	7078	2486	12235
VIII - 3	10091	10462	4032	24585

Preglednica 3. Število stanovalcev po stanovanjih glede na obdobje izgradnje.

potresne odpornosti objektov. Pri objektih, ki so bili zgrajeni pred potresom l. 1895, lahko pričakujemo ob potresu hujše učinke. Leta 1965 pa je bil uveljavljen sodoben predpis o gradnji na potresnih območjih, ki je bil sprejet leta 1964.

Rezultati pregleda 113 objektov v petih mestnih karejih predstavljajo osnovno podatkovno bazo. Na osnovi razpoložljivih podatkov je podana ocena potresne ogroženosti v Centru Ljubljane. Ogroženost je ocenjena za potres z učinki VIII. stopnje po MSK-lestvici na srednjih tleh; potres naj bi nastal v nočnih urah. Za občino Ljubljana Center je bilo v ISUP [5] zbranih precej podatkov za analizo po takšnem scenariju. Izbrana ura nastanka potresa pomeni, da so v tem času ljudje že doma, uradi, tovarne, šole, vrtci in trgovine pa so prazni.

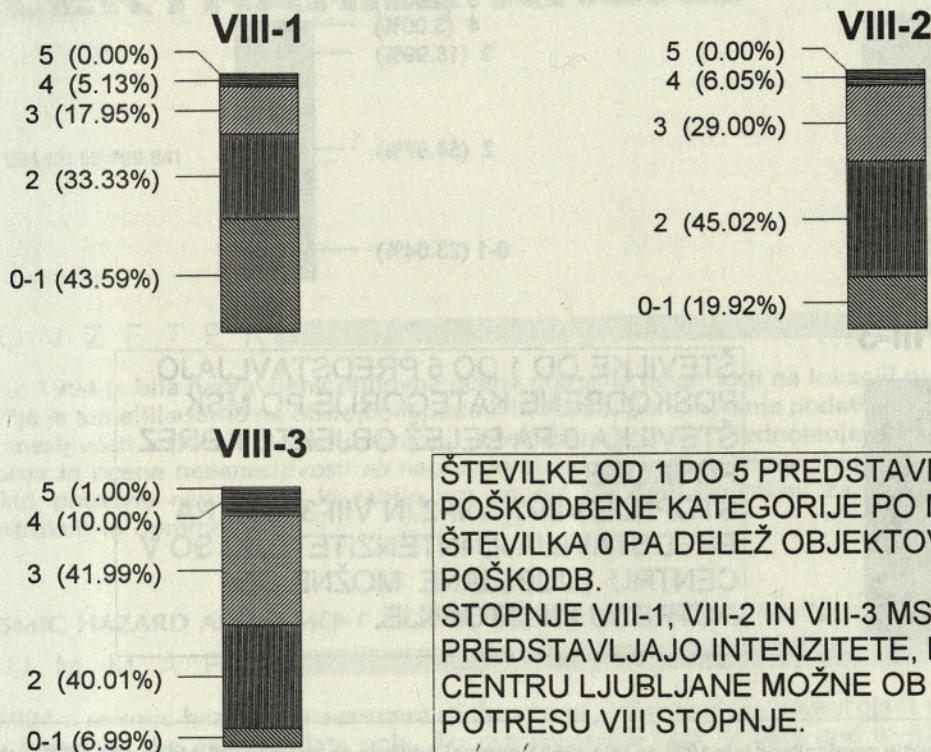
Upoštevač lestvico MSK 78 in rezultate raziskav ranljivosti, smo pripravili porazdelitev pričakovanih poškodb pri različnih potresih (preglednici 4 in 5). Pri pregledu karejev v Ljubljani smo ugotovili, da v ožjem mestnem jedru ni objektov, ki bi jih uvrstili v skupino A po MSK-lestvici. Po pregledu objektov smo to ugotovili tudi za objekte na območju celotnega centra Ljubljane. Tako smo vse objekte, zgrajene pred letom 1965 na območju občine, lahko uvrstili med objekte tipa B po MSK-lestvici. Podatki o starosti zgradb na nivoju občine Ljubljana Center so zbrani za obdobja do leta 1900, od 1901 do 1963 in za objekte, zgrajene po letu 1964. Žal se ti razredi ne prekrivajo popolnoma s porazdelitvijo obdobji, ki pomenijo



Slika 2. Pričakovane poškodbe v posameznih karejih v Ljubljani pri potresu VIII. stopnje po MSK lestvici.



## DELEŽI POŠKODB - OBJEKTI DO 1900 PO POŠKODBENIH KATEGORIJAH MSK



ŠTEVILKE OD 1 DO 5 PREDSTAVLJAJO POŠKODBENE KATEGORIJE PO MSK, ŠTEVILKA 0 PA DELEŽ OBJEKTOV BREZ POŠKODB.  
STOPNJE VIII-1, VIII-2 IN VIII-3 MSK PA PREDSTAVLJAJO INTENZITETE, KI SO V CENTRU LJUBLJANE MOŽNE OB POTRESU VIII STOPNJE.

Slika 3. Delež poškodb pri objektih zgrajenih do leta 1900 v centru Ljubljane ob potresu VIII. stopnje po MSK lestvici.

mejnike pri potresno varni gradnji. Ker so odstopanja majhna, smo sklepali, da ustrezajo značilnosti objektov, ki so bili zgrajeni pred letom 1895, objektom, ki so bili zgrajeni pred letom 1900 (ISUP), značilnosti objektov iz časa med letoma 1896 in 1965 pa ustrezajo objektom, ki so bili zgrajeni v obdobju med letoma 1901 in 1963 (IUSP). Podatki o stanovalcih v teh karejih so iz leta 1985. Tako se lahko razlikujejo od današnjih.

Potres VIII. stopnje, ki ga v Ljubljani pričakujemo na podlagi kart povratnih dob za 500 let, bo imel v občini Ljubljana Center na različnih tleh različne učinke. Razvrstili smo jih v učinke stopnje VIII<sub>1</sub>, VIII<sub>2</sub> in VIII<sub>3</sub> MSK-lestvice. Pri oceni ogroženosti je upoštevana enakomerna zasedenost stanovanj. Podatki o stanovalcih in stanovanjih so podani v preglednicah 2 in 3. Ocena pričakovanih poškodb po objektih glede na čas izgradnje pa je prikazana v preglednicah 4 in 5.

Iz pregleda je razvidno, da na območju občine Ljubljana Center v primeru potresa VIII. stopnje po MSK lahko pričakujemo, da se bodo nekatere zgradbe porušile. V takih zgradbah je več kot 50 stanovanj s približno 150 stanovalci. V najneugodnejšem primeru (nastanek po-

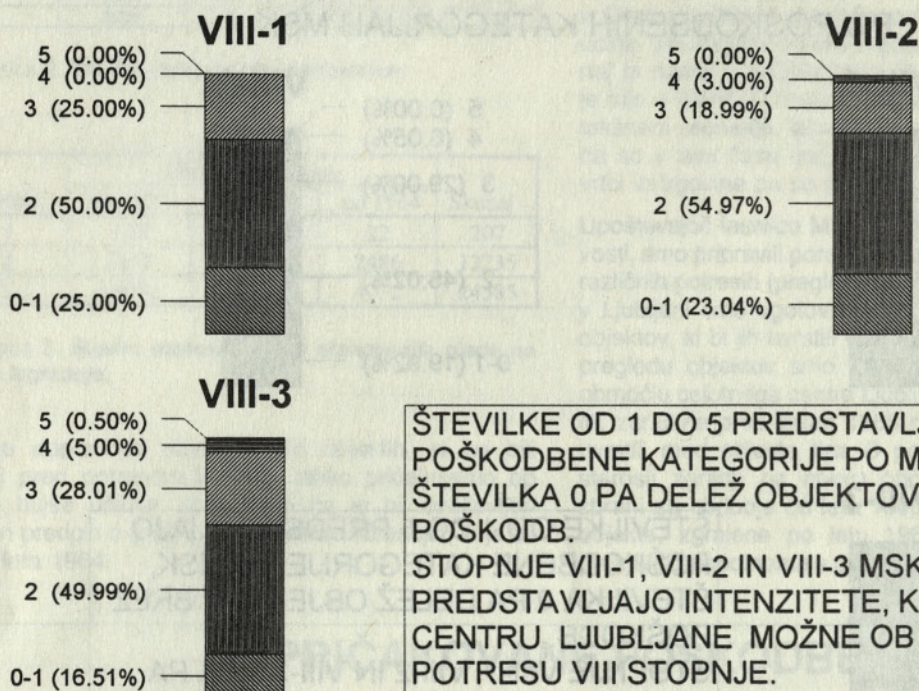
Intenziteta	Poškodbene kategorije				
	1	2	3	4	5
VIII -1		13	7	2	
VIII -2		357	230	48	
VIII -3		1396	1465	349	35

Preglednica 4. Število stanovanj s pričakovanimi poškodbami. Obdobje izgradnje do 1900.

Intenziteta	Poškodbene kategorije				
	1	2	3	4	5
VIII -1		2	1	0	
VIII -2		1155	399	63	
VIII -3		1808	1013	181	18

Preglednica 5. Število stanovanj s pričakovanimi poškodbami. Obdobje izgradnje 1901–1963.

## DELEŽI POŠK. - OBJEKTI OD 1901 DO 1963 PO POŠKODBENIH KATEGORIJAH MSK



ŠTEVILKE OD 1 DO 5 PREDSTAVLJAJO POŠKODBENE KATEGORIJE PO MSK, ŠTEVILKA 0 PA DELEŽ OBJEKTOV BREZ POŠKODB. STOPNJE VIII-1, VIII-2 IN VIII-3 MSK PA PREDSTAVLJAJO INTENZITETE, KI SO V CENTRU LJUBLJANE MOŽNE OB POTRESU VIII STOPNJE.

Slika 4. Deleži poškodb pri objektih zgrajenih od leta 1901 do leta 1963 v centru Ljubljane ob potresu VIII. stopnje po MSK lestvici.

tresa v času, ko ljudje spijo) lahko pričakujemo, da bo približno 130 stanovalcev zasutih.

### SKLEPI

Zaradi omejenega obsega razpoložljivih podatkov smo kot ogrožence upoštevali le stanovalce, kar ustreza razmeram pri potresu v nočnih urah. Seveda so možne tudi bistveno drugačne razmere, saj vemo, da se število prebivalcev v občini Ljubljana Center zaradi dnevne migracije poveča tudi za 100% glede na stanje ponoči.

Rezultati so, po našem mnenju, dokaj zanesljivi, a seveda le približni, saj je takšnih tudi večina vhodnih podatkov. Veljajo pa za celotno občino Ljubljana Center, kar pomeni, da zaenkrat slabo poznamo možno porazdelitev posledic potresa v manjših enotah, na primer v krajevnih skupnostih. Za druga območja mesta zaradi pomanjkanja kakovostnih podatkovnih baz še nismo mogli priti niti do približnih ocen števila močno poškodovanih in porušenih zgradb ter števila zasutih stanovalcev. Zavedati pa se moramo, da se stalno spreminja tako stanje gradbenega fonda mesta kot tudi število in razporeditev stanovalcev in drugih uporabnikov.

### LITERATURA

1. Coburn, A., Pomonis A., Sakai S., Assessing Strategies to Reduce Fatalities in Earthquakes. International Workshop on Earthquake Injury Epidemiology for Mitigation and Response, Baltimore (1989).
2. Lapajne, J., Potresna lestvica MSK. Ujma št. 3, Ljubljana, 62–66 (1989).
3. Ribarič, V., Seizmičnost Slovenije. Katalog potresov (792 n. e.–1981), Seizmološki zavod SR Slovenije, Ljubljana, str. 649 (1982).
4. Sakai, S., Coburn A., Spence R., Human Casualties in Building Collapse Literature review, Martin Centre for Architectural and Urban Studies, Cambridge (1990).
5. Souvan, T. in sar., ISUP – Informacijski sistem za urejanje prostora občine Ljubljana Center, Urbanistični inštitut SR Slovenije in Zavod za izgradnjo Ljubljane, Ljubljana (1985).
6. Tomažević, M., Lapajne J., Sheppard P., Bergant M., Lutman M., Godec M., Vidrih R., Potresna ogroženost mesta Ljubljana I. in II. del, Seizmološki zavod R Slovenije in IKFIS – ZRMK, Ljubljana (1991).
7. Vidrih, R., Godec M., Potresna nevarnost Ljubljane, Ujma 6, Ljubljana, str. 78–81 (1992).

# OCENA POTRESNE NEVARNOSTI NA LOKACIJI JEDRSKE ELEKTRARNE KRŠKO

UDK 624.131.55:699.841

JANEZ LAPAJNE, PETER FAJFAR

## P O V Z E T E K

V letu 1994 je bila napravljena ponovna ocena potresne nevarnosti na lokaciji nuklearne elektrarne Krško. Študija je temeljila samo na obstoječih podatkih. Zaradi pomanjkanja podatkov in ustreznega obravnavanja nezanesljivosti v podatkih smo uporabili večmodelni pristop. Vrednotenje tektonike, določitev potresnih izvorov in ocene nezanesljivosti so napravile tri neodvisne strokovne skupine. Rezultat študije so enotni spektri potresne nevarnosti, ki rabijo kot en del vhodnih podatkov za verjetnostno potresno analizo konstrukcij in opreme.

## SEISMIC HAZARD ASSESSMENT AT THE SITE OF THE KRŠKO NUCLEAR POWER PLANT

## S U M M A R Y

In 1994 a seismic hazard reassessment of the site of Krško nuclear power plant was performed. The study was based on the existing data only. To overcome the lack of data and to handle uncertainties in the data, multiple model approach was implied. Tectonic interpretations, seismic source determinations and estimates of the uncertainty were made by three independent earth-scientists' groups. The results of the study are uniform hazard spectra used as one part of the input for probabilistic seismic analysis of building structures and equipment.

## UVOD

Potresno varno projektiranje nuklearne elektrarne Krško (NEK) je bilo izvedeno v skladu z metodologijo ocenjevanja potresne nevarnosti v zgodnjih sedemdesetih letih. Dani sta bili dve ravni projektnega gibanja tal: »projektni potres« (OBE) in »maksimalni potres« (DBE oz. SSE). Osnovni parameter gibanja tal je bil največji pospešek. Leta 1989 je bila napravljena reevaluacija projektnih parametrov, ki pa ni prinesla izboljšav v smislu novih smeri v metodologiji ocenjevanja potresne nevarnosti, ki je posebej v zadnjih desetih letih precej napredovala.

Da bi preverila potresno varnost NEK v luči novih postopkov, je Republiška uprava za jedrsko varnost (po novem Uprava Republike Slovenije za jedrsko varnost) leta 1992 postavila zahtevo po novi verjetnostni oceni potresne nevarnosti (VAPN) na lokaciji NEK. Ta je leta 1992

sklenila pogodbo z Inštitutom za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo Oddelka za gradbeništvo in geodezijo Fakultete za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani za izdelavo ustrezne študije, ki naj bi temeljila samo na obstoječih podatkih. VAPN je bila končana v letu 1994 [1].

Študija je v okviru možnosti, ki so jih omejili razpoložljivi podatki, v skladu z varnostnimi priporočili Mednarodne agencija za atomsko energijo z Dunaja. Uporabljen metodologija je podobna metodologiji, ki so jo uporabili za oceno potresne nevarnosti na 69 lokacijah jedrskih elektrarn v osrednjih in vzhodnih ZDA, kar je bila tudi zahteva investitorja. Ta metodologija temelji na več neodvisnih in praviloma dokaj različnih ocenah potresne nevarnosti za isto lokacijo. To se doseže tako, da dela študijo vzporedno več neodvisnih skupin strokovnjakov, v vsaki pa so vsi potrebni strokovni profili. Pri tem se

### Avtorja:

Janez Lapajne, dr., dipl. inž. fiz., MOP, Uprava RS za geofiziko

Peter Fajfar, dr., dipl. gradb. inž., redni profesor na FGG, redni član SAZU

predpostavlja, da se tako vsaj deloma nadoknadi pomanjkljivost podatkov. Razhajanje izsledkov posameznih skupin pa naj bi bilo merilo nezanesljivosti ocene potresne nevarnosti.

Celoten postopek sestavljajo: priprava potresnega kataloga, seizmotektonska študija, določitev potresnih izvorov in njihovih količin, določitev atenuacijskih modelov gibanja tal ter ocena potresne nevarnosti. Potresna nevarnost je dana z letno verjetnostjo prekoračitve kot funkcijo ene ali več količin, ki opredeljujejo gibanje tal – v našem primeru največjega pospeška  $a_g$  in spektra psevdohitrosti  $S_v$ .

Vzporedno z VAPN je bila za primerjavo in preverbo verjetnostne ocene napravljena tudi deterministična ocena potresne nevarnosti.

## MODELI POTRESNIH IZVOROV

Osnovna potresna datoteka – potresni katalog je bil napravljen s spajanjem potresnih katalogov Slovenije ter katalogov obmejnih območij Avstrije, Hrvaške, Italije in Madžarske. V skupnem katalogu je bilo treba poenotiti različne opredelitve potresnih magnitud ter izločiti predhodne in naknadne potrese, da je bil katalog primeren za Poissonov verjetnostni model pojavljanja potresov, ki ga predpostavlja uporabljeni računalniški program FRISK 88 pri izračunu potresne nevarnosti. Program temelji na dopolnjenem postopku Cornella.

Seizmotektonska študija obsega predvsem ugotavljanje aktivnih tektonskih elementov. Območja aktivnih prelomov ter lokacije preteklih potresov omogočajo opredelitev možnih lokacij ali območij bodoče potresne dejavnosti, to je potresnih izvorov. FRISK 88 predpostavlja dve obliki potresnih izvorov: **ploskovni izvor** kot poligon v vodoravni ravnini določene globine in **prelomni izvor** kot poševno podpovršinsko ploskev – ravnino, ki pa je lahko lomljena. Predpostavlja se, da so potresi enakomerno porazdeljeni znotraj izvora.

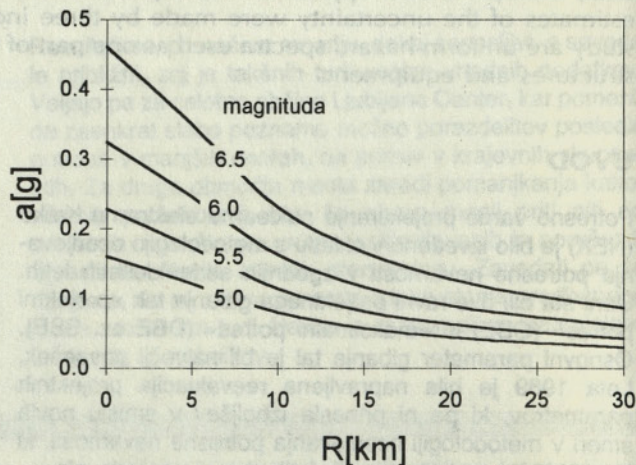
Potresni izvori so bili glede na različno pomembnost opredeljeni posebej v širši in posebej v ožji okolici NEK. Območji ustrezata regionalnemu in bližnjemu regionalnemu območju, ki sta opredeljena v priporočilih Mednarodne agencije za atomsko energijo. Regionalno območje obsega ozemlje s polmerom 150 km, v nekaterih smereh pa tudi več. Bližnje regionalno območje pa obsega ozemlje s površino od 3000 do 4000 km<sup>2</sup>. To območje je raztegnjeno v smeri SW-NE.

Poleg geometrijskih količin (zemljepisne koordinate in globina) je bilo pri potresnih izvorihih treba opredeliti spodnjo in zgornjo vrednost potresne magnitude, letno število vseh potresov ter upadanje tega števila z naraščanjem magnitude, za prelomne izvore pa še povprečne letne pomike ob prelomih ter odvisnost dolžine potresnega pretrga na prelomu od magnitude. Pri tem so bile potrebne mnoge bolj ali manj subjektivne predpostavke ter privzetki iz literature. Za vse izvore je bila določena spodnja magnitude 5.0, ker manjši potresi po dosedanjih izkušnjah nimajo zaznavnih učinkov na inženirske objekte.

Seizmotektonska študija ter opredelitev potresnih izvorov in njihovih količin so delale tri neodvisne skupine. Vsi obstoječi podatki so bili na voljo vsem trem skupinam, ocena pomembnosti posameznih podatkov ter njihovo večje ali manjše upoštevanje pri obdelavi in vrednotenju pa je bilo prepuščeno vsaki skupini posebej. Tako so nastali trije različni seizmotektonski modeli in trije različni modeli potresnih izvorov.

## ATENUACIJSKI MODEL

Atenuacijski model omogoča izračun gibanja tal na lokaciji v odvisnosti od magnitude potresa, oddaljenosti od potresnega izvora in značilnosti tal na lokaciji. Enačbe modela so dobljene empirično na podlagi statistične analize zapisov preteklih potresov. V Sloveniji in Hrvaški je bilo do sedaj registriranih zelo malo akceleroogramov, zato nimamo na voljo lastnega atenuacijskega modela. Po pregledu vseh dostopnih obstoječih atenuacijskih modelov smo se odločili, da uporabimo enačbe, ki sta jih predlagala italijanska avtorja Pugliese in Sabetta. Te enačbe temeljijo na zapisih potresov v Italiji. Skoraj polovica je iz Furlanije. Atenuacijski model omenjenih avtorjev daje enačbe v odvisnosti od krajevnih talnih razmer za  $a_g$ , za največjo hitrost tal  $v_g$  in izbrane vrednosti spektra psevdohitrosti  $S_v$  za 5% dušenje. Slika 1 kaže primer atenuacijskih krivulj za  $a_g$ . Glede na razmere na ožjem območju NEK smo za kategorijo tal privzeli »globoko zemljiško plast«. Posebna študija je pokazala, da so značilnosti lokalnih tal zelo dobro zajete v izbranih enačbah.



Slika 1. Primer atenuacijskih krivulj modela Pugliese – Sabetta za  $a_g$ ; R je oddaljenost od preloma.

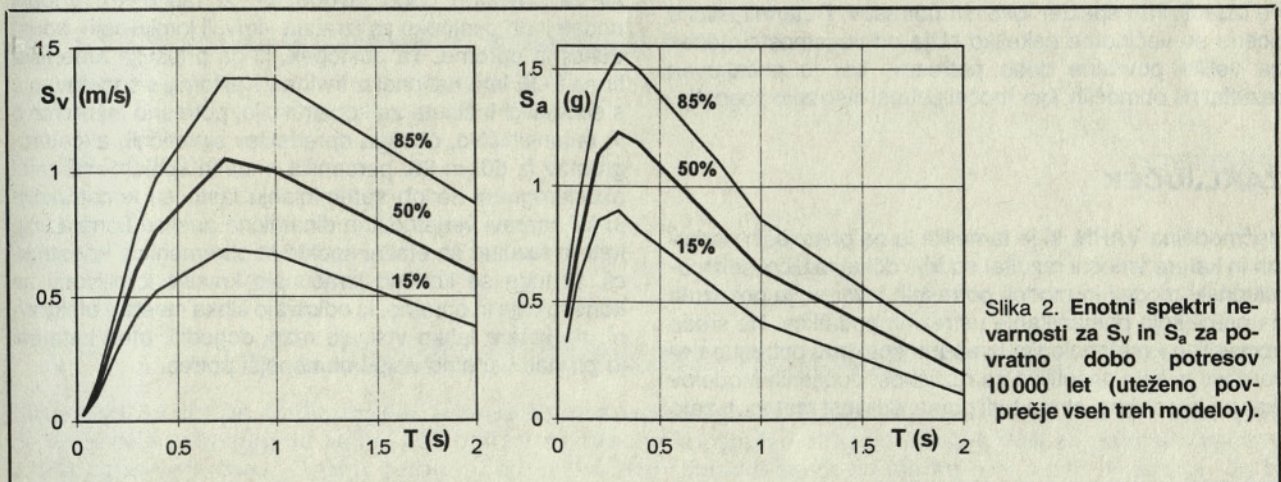
V študiji smo ugotovili, da ima izbira atenuacijskega modela večji vpliv na rezultate kot katerikoli drug vhodni parameter. Nezanesljivost, ki je povezana z atenuacijskimi enačbami in ki je ne bo mogoče bistveno zmanjšati, dokler ne bo dobljenih dovolj zapisov močnejših potresov, se zato odraža v nezanesljivosti ocene potresne nevarnosti na lokaciji.

## POTRESNA NEVARNOST NA PROSTEM POVRŠJU

Izračun potresne nevarnosti na prostem površju lokacije NEK smo napravili v treh korakih. Prvi korak je bila analiza občutljivosti. Na podlagi izsledkov te analize smo napravili nekaj poenostavitven modelov potresnih izvorov. V drugem krogu smo iz nadaljnega obravnavanja izločili potresne izvore z zanemarljivim prispevkom k potresni nevarnosti na lokaciji. Pokazalo se je, da prispevajo izvori v širši okolici manj kot 2% k potresni nevarnosti na lokaciji NEK. Zato smo jih izločili iz nadaljnega obravnavanja in se posvetili podrobnejšemu modeliranju bližnjega regionala. V zadnjem koraku smo izračunali 15., 50. in 85. percentil krivulj potresne nevarnosti za  $a_g$  in  $S_v$ . Iz njih smo napravili enotne spektre nevarnosti za  $S_v$  za 1000, 5000 in 10 000 let. Spektre smo napravili za vsak model posebej ter za vse modele skupaj tako, da smo pripisali modelom vseh treh skupin enako utež. Iz enotnih spektrov za  $S_v$  ter krivulj potresne nevarnosti za  $a_g$  smo dobili še enotne spektre psevdopospeškov  $S_a$ . Del rezultatov prikazuje slika 2.

poškodujejo zgradb in opreme. Izjema so morda nekatere visokofrekvenčne komponente, npr. nekateri releji. Pospeški, registrirani nad temelji reaktorske zgradbe so bili vedno bistveno manjši od pospeškov na površju tal. K temu sta prispevala tudi zmanjševanje pospeškov z globino ter vpliv sodelovanja med konstrukcijo in zemljino.

Spektri pospeškov, ki se uporabljajo za analizo konstrukcij, ne vsebujejo nobene informacije o trajanju gibanja tal in ne upoštevajo tega parametra, ki je zelo pomemben za energijo, ki pride med potresom v konstrukcijo. Kratko trajajočih visokofrekvenčnih nihanj tal torej ne kaže obravnavati na enak način kot dlje trajajoče nihanje tal z ne tako visokimi frekvencami. Zato smo predlagali, da je treba pri študijah potresne nevarnosti obe vrsti nihanj obravnavati neodvisno. Značilnosti dlje trajajočega nihanja naj določa spekter, ki smo ga dobili v okviru VAPN. Visokofrekvenčno kratkotrajno nihanje, ki ustreza majhnim lokalnim potresom, pa naj določa idealizirani spekter lokalnih potresov, ki ga prikazuje slika 3 in pri katerem traja močno nihanje do 1 s.



Slika 2. Enotni spektri nevarnosti za  $S_v$  in  $S_a$  za povratno dobo potresov 10 000 let (uteženo povprečje vseh treh modelov).

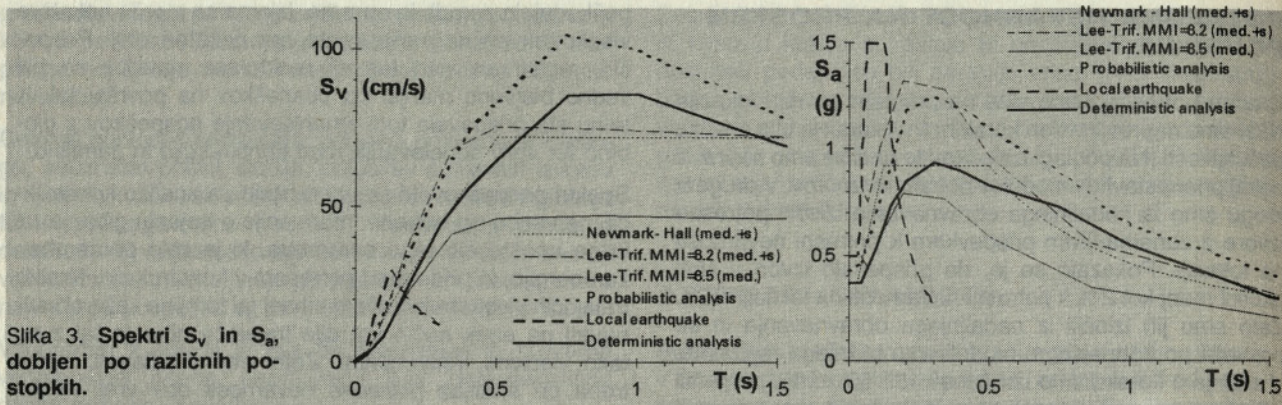
## LOKALNI POTRESI

V samem objektu in v njegovi bližini je nameščenih več akceleroagrafov. Ti so zabeležili več manjših lokalnih potresov, ki pa so povzročili sorazmerno visoke maksimalne pospeške na površju terena v bližini elektrarne. Največja vrednost pospeška je preseгла 0,4 g (magnituda potresa pa je bila le 3,9). Slika 3 kaže poleg drugih spektrov idealizirani spekter uteženega povprečja spektrov šestih zapisov lokalnih potresov. Pri večjih nihajnih časih je idealizirani spekter prilagojen uteženemu spektru, pri majhnih nihajnih časih (tu je spekter pomembnejši) pa uteženemu spektru, povečanem za en standardni odklon. V spektru očitno prevladujejo visoke frekvence (majhni nihajni časi). Z naraščanjem nihajnega časa spektralne vrednosti hitro padajo. Vsi akceleroagrami omenjenih lokalnih potresov kažejo zelo kratko trajanje močnega nihanja tal (manj kot 1 s). Vhodna energija takega gibanja je izredno majhna. Po dosedanjih izkušnjah taka nihanja ne

## DETERMINISTIČNA ANALIZA POTRESNE NEVARNOSTI

Deterministično analizo smo naredili z namenom, da bi na neodvisen način približno preverili pravilnost rezultatov verjetnostne analize in jih primerjali s spektri, dobljenimi po različnih postopkih, predlaganih v literaturi. Prvi postopek deterministične ocene temelji na treh neodvisnih opredelitvah naslednjih vhodnih podatkov: najnevarnejšega potresnega izvora, magnitude največjega verjetnega potresa v tem izvoru in najmanjše oddaljenosti tega potresa od lokacije. Iz teh podatkov so bili izračunani enotni spektri psevdohitrosti in psevdopospeškov za vse tri skupine skupaj. Ob upoštevanju enakih uteži za spektre posameznih skupin smo izračunali utežena spektra za oba parametra.

V drugem postopku smo izračunali spektre tipa Newmark-Hall. Pri tem smo uporabili podatke za  $a_g$  in  $v_g$  iz prvega postopka. V tretjem postopku smo privzeli 9. stopnjo MCS



Slika 3. Spektri  $S_v$  in  $S_a$ , dobljeni po različnih postopkih.

oziroma MSK lestvice za največjo pričakovano intenziteto na lokaciji NEK. Ta intenziteta ustreza intenziteti 8.2 oziroma 8.5 po MM lestvici. Pripadajoča spektra smo izračunali po postopku, ki sta ga razvila Lee in Trifunac. Rezultate teh treh analiz in 50. percentil (mediana) spektra, ki je bil dobljen pri verjetnostni analizi za povratno dobo potresov 10 000 let kaže slika 3. Na sliki je dodan še izidealiziran spekter lokalnih potresov. Deterministične ocene so večinoma nekoliko nižje od verjetnostnih ocen za velike povratne dobe potresov, kar je pričakovan rezultat na območjih, kjer močni potresi niso zelo pogosti.

## ZAKLJUČEK

Večmodelna VAPN, ki je temeljila le na obstoječih podatkih in katere vmesni rezultat so trije dokaj različni seizmotektonski modeli in modeli potresnih izvorov, je pokazala na precejšnje pomanjkanje ustreznih podatkov. Na srečo uporabljena metodologija izračuna spektrov potresne nevarnosti ni zelo občutljiva za različnost dobljenih modelov (kar pa je po drugi strani tudi pomanjkljivost metode), zato

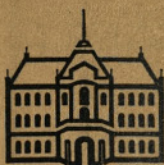
razlike v ocenah potresne nevarnosti posameznih skupin niso zelo različne. Je pa to v precejšnji meri posledica dejstva, da so vse skupine uporabljale isti atenuacijski model in isti potresni katalog in da so dale pri modeliranju potresnih izvorov precejšnje težo potresni zgodovini.

Glavni rezultat VAPN so enotni spektri potresne nevarnosti za povratno dobo 10 000 let, ki rabijo kot vhodni podatek pri postopku za izračun »krivulj lomljivosti« konstrukcij in opreme. Ta postopek, ki ga pripavlja ameriška firma EQE International iz Irwina v Kaliforniji v sodelovanju s sodelavci Inštituta za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, obsega opredelitev sintetičnih akceleroگرامov iz 50. in 85. percentila enotnih spektrov. S temi akceleroگرامi se ob spreminjanju lastnosti konstrukcije in tal napravi verjetnostna dinamična analiza konstrukcij, katere rezultat so etažni spektri in obremenitve konstrukcij. Iz tega se končno izračunajo krivulje lomljivosti za konstrukcije in opremo, ki odkrivajo šibka mesta v elektrarni, na katera lahko vplivajo razni dogodki, med katerimi je pri nas verjetno najpomembnejši potres.

**ZAHVALA** V oceno potresne nevarnosti so vložili precej truda in poglobljen študij novih postopkov člani projektnega tima (našteti po abecednem vrstnem redu) B. Aljinović, Z. Breška, J. Logar, D. Matičec, M. Poljak, E. Prelogović, U. Premru, S. Sočan, T. Vidic in M. Živčič, verifikatorji M. Fischinger, M. Godec, H. Mržič, V. Ribarič in R. Vidrih ter sodelavke B. Jevšenak, B. Šket Motnikar in P. Zupančič. K izvedbi projekta so prispevali in pripomogli tudi predstavniki investitorja NEK Ž. Pavlovič (v začetni fazi), M. Novšak, J. Špiler in B. Kranjec, predstavniki Uprave RS za jedrsko varnost E. Lukacz, M. Gregorič in M. Levstek, predstavniki Mednarodne agencije za atomsko energijo A. Gürpınar, A. R. Godoy in N. Pieronni, eksperti te agencije M. Trifunac, L. Serva in S. D'Offizi, recenzent F. H. Swan (Geometrix Consultants, San Francisco), konzultant za QA D. Horvat, predstojnik IKPIR-a J. Reflak in drugi sodelavci IKPIR-a. Vsem omenjenim ter morebitnim nenamerno prezrtim se najlepše zahvaljujeva.

## LITERATURA

1. Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, Verjetnostna ocena potresne nevarnosti na lokaciji Nuklearne elektrarne Krško, Revizija 1, Končno poročilo, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 1994. (Opomba: Ostala literatura je citirana v omenjenem poročilu.)



GV XXXIV • 4-5-6

# POROČILA

38

## LJUBLJANSKI NEBOTIČNIK

**Skrb za potresno varnost v tridesetih letih**

UDK 699.841, „1930“

PETER FAJFAR

### POVZETEK

Natančno 36 let po ljubljanskem potresu je bilo izdano gradbeno dovoljenje za Nebotičnik. Zanimivo je, da je bila v dovoljenju zahtevana potresna izolacija konstrukcije, kar dokazuje skrb za potresno varnost v tem zgodnjem času. Čeprav je bila ideja o potresni izolaciji stavb znana že prej, nam ni znano, da bi bila kjerkoli na svetu pred tem uporabljena v praksi. V prispevku je reproduciran del originalnega teksta gradbenega dovoljenja.

### THE "SKYSCRAPER" OF LJUBLJANA – The concern for seismic safety in thirties

### SUMMARY

Exactly 36 years after the earthquake in Ljubljana, the construction of the first "high-rise" building (called "the skyscraper" by the inhabitants of Ljubljana) was approved. It is interesting that the base isolation of the construction was required which proves the concern for seismic safety in those early days. Although the idea of the base isolation of buildings was known before, the "skyscraper" represents, according to our knowledge, its first application in practice in the world. A part of the original document of the official approval is reproduced in the text.

Avtor:  
P. FAJFAR

## UVOD

Močni potresi so naravne nesreče, ki običajno zaradi velikega števila žrtev in ogromne materialne škode vzbudijo močan odmev v javnosti in povzročijo precejšen strah. Marsikdo med bralci se spominja, da je bila leta 1976, ko sta dva potresa v Furlaniji poškodovala številne objekte na Tolminskem in ko so se rahlo zatresle tudi stavbe v Ljubljani, ena glavnih tem pogovorov v Sloveniji potresna varnost gradbenih objektov. Ko pa čas mineva, zelo hitro upade zanimanje širše javnosti in celo nekateri strokovnjaki se tolažijo, saj »meni (nam) se pa to ne more zgoditi«.

Glede na to je še toliko bolj zanimivo, da so leta 1931, 36 let po močnem potresu v Ljubljani, ko je bilo potresno inženirstvo še v povojih, pri nas mislili na potresno varnost objektov. O tem priča dokument, ki ga je 14. aprila 1931 (torej na samo obletnico potresa) v imenu Kraljevske banske uprave podpisal takratni ban Drago Marušič.

Dokument, ki je v nadaljevanju (nelektoriran) v nekoliko skrajšani obliki reproduciran, dovoljuje gradnjo ljubljanskega Nebotičnika (takrat najvišje stavbe v srednji Evropi) pod posebnimi pogoji. Med njimi posebno zanimivost predstavlja zahtevana potresna izolacija objekta. Ideja o potresni izolaciji stavb je bila znana že prej, vendar nam ni znano, da bi bila kjerkoli na svetu pred tem uporabljena v praksi. Dejstvo je, da je praktična izvedba izolacije povezana s številnimi problemi in šele v zadnjih letih se je pričela po svetu uporabljati v nekoliko večjem obsegu kot potresna zaščita stavb. Morebitne pozitivne učinke potresne izolacije ljubljanskega Nebotičnika je sicer takoj izničilo dejstvo, da je bila dilatacija zahtevana samo ob nezazidanem obodu, medtem ko je bil objekt lahko prislonjen na sosednji poslopji, vendar dokument (in Nebotičnik, za katerega predpostavljamo, da je bil zgrajen v skladu z zahtevami dokumenta) kljub temu predstavlja (ta) zanimiv in dragocen prispevek k razvoju potresnega inženirstva.

## SKRAJŠAN TEKST ORIGINALNEGA DOKUMENTA

V. N. 2597/1

14. aprila 1931.

Predmet: Gradnja desetnadstropne visoke hiše Pokojninskega zavoda na vogalu Dunajske ceste in Gajeve ulice.

Mestnemu načelstvu

v

LJUBLJANI.

Ob povratku vseh spisov in načrtov obveščam mestno načelstvo, da sicer smatram gradnjo prekomerno visokih hiš v Ljubljani, ki leži na potresnem ozemlju in ki ima sredi mesta še mnogo nezazidanih parcel, za nepotrebno in neekonomično, posebno ako gre za objekte javnih institucij, vendar pa v načelu ne nasprotujem spremembi regulačnega in zazidalnega načrta za mesto Ljubljana s tem, da se dovoli gradnja desetnadstropne visoke hiše Pokojninskega zavoda na vogalu Dunajske ceste in Gajeve ulice, to pa pod sledečimi pogoji:

- 1.) Poslopje mora biti fundirano na živi skali.
- 2.) Masivno kletno zidovje je ločiti od gorenjih zidov z dvema legama 2,5 mm močne cinkove ali železne pločevine ter položiti med nje lego 2,5 mm močne pločevine iz svinca. Pod in nad lege iz cinkove oziroma železne pločevine, oziroma med svinčeno pločevino in obe legi cinkove pločevine je namestiti po 2 mm močno asfaltno lepenko, ki jo je napram cinkovi oziroma železni pločevini dobro izolirati s tekočim asfaltom. Ob zunanjih kletnih zidovih, t.j. ob nezazidanem obodu, je tako na cestni kot na dvoriščni strani v razdalji 10 cm zgraditi dilatacijske zidove, ki segajo od asfaltne prevlake na tratoarju do 15 cm pod dilatacijsko plast iz pločevine.
- 3.) Stebre je v spodnjih etažah zvezati s trdnimi, masivnimi zidovi na mestih in v debelini kot to v zeleni barvi kažejo priloženi načrti.
- 4.) Fasadne prekate je izpolniti s trdnimi v stebre vezanimi stenami. Votli zidaki so dovoljeni le pri vporabi cementne malte in med stebri napete in v zid položene železne žice.
- 5.) Poslopje je zgraditi stikoma s sosednjimi objekti, t.j. dilatacijam se je izogniti.
- 6.) Za železobetonske konstrukcije je uporabiti izključno samo visokovredni cement.



Statični račun je kontrolirati ter gradnjo strogo nadzirati. Za pravilnost računa ter pravilno izvršitev zgradbe po gorenjih temeljnih pogojih nosi mestno načelstvo polno odgovornost. Pridržujem si pravico, da se o točnem izpolnjevanju gorenjih pogojev od slučaja do slučaja preverim po svojih tehničnih organih.

Pri tej svoji odločbi so me vodili sledeči razlogi:

Obstoječi povsem zastareli stavbni red za mesto Ljubljana sicer prepoveduje gradnjo višjih kot štirinadstropnih objektov, osnutek novega gradbenega zakona pa ne ovira prostega razmaha modernega stavbstva ter prepušča odločitve višine poslopij regulacijskemu in zazidalnemu načrtu.

Pri visokih poslopijih, ki so zgrajena po skeletnem sistemu iz ojačenega betona, statične prilike danes vobče ne igrajo izrazite vloge, ker je mogoče po metodi virtualnih premaknitev vse vertikalne in horizontalne palice (stebre in podlake) pravilno zasnovane prostorninske okvirne konstrukcije z ozirom na trdnost betona in odpornost železa najtočneje dimenzionirati. Pri visokovrednih cementih, ki so graditeljem na razpolago, so dimenzije stebrov in podlak tudi pri zelo visokih hišah lahko naravnost gracilne. Običajne statične prilike pri visokih poslopijih torej danes niso nikak problem več, kar kažejo številni do 375 m visoki nebotičniki v Ameriki, važno pa je vprašanje, v koliko je take objekte mogoče zavarovati proti škodljivim vplivom horizontalnih dinamičnih momentov, ki jih povzročajo potresni sunki. Strokovna literatura ima sicer na tem polju zelo skromne podatke, pač pa se dajo iz njih posneti pogoji, pod katerimi je mogoče graditi visoka poslopja tudi na potresnem ozemlju. (Sledi zelo kratek povzetek ugotovitev, objavljenih v treh člankih v nemški reviji, in določilo japonskih predpisov.)

Na osnovi teh podatkov se je dne 23. oktobra 1930 na stavbišču Pokojninskega zavoda vršila konferenca strokovnjakov, ki so se je udeležili zastopniki kraljevske banske uprave, mestnega načelstva, Pokojninskega zavoda in Ljubljanske gradbene družbe, kateri je poverjena izvršitev zgradbe.

Konferenca je po daljši izčrpani debati soglasno prišla do sledečih zaključkov:

- 1.) Gradnja poslopja po dotlej predloženih načrtih je navzlic dejstvu, da leži Ljubljana na potresnem ozemlju, v tehničnem pogledu principijelno mogoča.
- 2.) Poslopje se mora na en ali drug način fundirati tako, da stoje temelji na živi skali.
- 3.) Temelje je od gorenjih zidov čimbolj ločiti.
- 4.) Stebre v spodnjih etažah je izvršiti čim jače ter jih po možnosti zvezati s trdnimi masivnimi umesnimi zidovi.
- 5.) Pri vseh podlakah (prekladah) je napraviti navzdolnje in navzgornje vute.

Pripomnjeno naj bo še, da dilatacije ob sosednjih poslopijih niso potrebne, ker bo poslopje Pokojninskega zavoda fundirano na živi skali. Z ozirom na potresno nevarnost se jih je celo izogniti, ker tesno prislonjeni objekti skupno togost vsekakor povečajo.

Kraljevska banska uprava statičnega računa ni pregledala, ker je mnenja, da mora ta

posel obaviti pristojna gradbena oblast, omejila se je zgolj na določitev temeljnih pogojev, pod katerimi bi bilo mogoče tako visoko zgradbo z ozirom na § 68 osnutka novega gradbenega zakona dovoliti.

Sledita dva odstavka, ki govorita o oskrbi z vodo in požarni varnosti.

Ban :

*Starič*

GRADSKO INŽENJSTVO  
LJUBLJANA



MESTNO NAŠELSTVO  
LJUBLJANA

VI No 10781-2  
prilog 1 kv

16. 14. 1931

*I M/5*

✓  
17. 4. 1931 št. 4631 IV

Prejeto tega odloka se je izročilo zastopniku Pokojninskega zavoda.

Lj. 17. IV. 1931.

*Prejel preps odloka za Pokojninski zavod  
17. aprila 1931. Tur. J. M. Medved*

## EKSPERIMENTALNA RAZISKAVA POVEZOVANJA ZIDOV OPEČNIH HIŠ Z JEKLENIMI ZIDNIMI VEZMI

UDK 624.012.2+014.2:624.046

MIHA TOMAŽEVIČ, POLONA WEISS, MARJANA LUTMAN

### POVZETEK

Eksperimentalno smo raziskali učinek povezovanja zidov na obnašanje starih opečnih hiš med potresom. Na potresni mizi smo preiskali tri modele dvoetažnih opečnih hiš z lesenimi stropi in nepovezanimi ali s povezanimi zidovi, za primerjavo pa še model z armiranobetonskimi ploščami namesto lesenih stropov. Medtem ko je zidovje nepovezanega modela razpadlo od zgoraj navzdol, so vezi in a.b. plošče bistveno izboljšale obnašanje med potresom. Preiskave so pokazale, da zamenjava lesenih stropov z masivnimi ni vedno potrebna, saj se podobna stopnja izboljšanja doseže s povezovanjem. Predložena je enostavna metoda za dimenzioniranje vezi.

### EXPERIMENTAL STUDY OF TYING THE WALLS OF BRICK-MASONRY BUILDINGS WITH STEEL TIES

### SUMMARY

The influence of tying the walls with steel ties on the seismic behaviour of existing brick-masonry houses has been investigated experimentally. Three models of simple two-storey brick masonry houses with wooden floors, with or without ties, have been tested on earthquake simulator. A model with identical structural configuration, but with r.c. slabs instead of wooden floors, has been tested for comparison. Whereas wooden floors with joists not anchored to the walls did not prevent separation and disintegration of the walls, rigid slabs and steel ties significantly improved seismic behaviour. It has been found that the replacement of wooden floors with r.c. slabs is not always necessary. Similar degree of improvement of the seismic resistance can be obtained by tying the walls with steel ties. On the basis of test results, a simple method for designing the ties has been also proposed.

**Avtorji:**

Miha Tomaževič, prof., dr., dipl. inž. grad., redni profesor; Polona Weiss, Marjana Lutman, mag., dipl. inž. gradb., raziskovalni sodelavki, Zavod za gradbeništvo – ZRMK, Dimičeva 12, 61109 Ljubljana

## 1.0. UVOD

Izhodišče varstva pred potresi je ugotovitev, da potresov ne moremo preprečiti, lahko pa zmanjšamo njihove posledice na sprejemljiv obseg. V vsakdanji praksi nas k temu obvezujejo potresni predpisi, ki so danes, po nekaj desetletnem razvoju že tako izpopolnjeni, da jim lahko zaupamo (glej prispevek o potresu Hyogoken-Nanbu na Japonskem!). Potresna ranljivost stavb, ki niso bile projektirane in grajene z upoštevanjem današnjega znanja o potresno varnem grajenju, pa je načeloma veliko večja. Zato so tudi posledice potresov pri njih praviloma veliko hujše.

Ker je starih, potresno ranljivih objektov, med katere štejemo tudi vse zidane stavbe v zgodovinskih mestnih in podeželskih jedrih, še vedno razmeroma veliko, je treba možne posledice potresov z ustreznimi ukrepi pravočasno preprečiti ali vsaj ublažiti. Zato ni naključje, da se čedalje več držav vedno resneje ukvarja s problemi protipotresne zaščite obstoječih stavb, ki ne ustrezajo današnjim kriterijem za potresno varnost. Ker so zidane konstrukcije ene najbolj kritičnih, predstavljajo pa arhitektonsko kulturno dediščino večine razvitega sveta, se prav njim posveča največ pozornosti. Celo razvite ZDA se v zadnjem času s sistematičnimi raziskavami pridružujejo Evropi [1]. V Evropi na področju zaščite zgodovinskih stavb pred potresi prednjači predvsem Italija, ki je svoje raziskave koordinirala z ameriškimi [2].

Nujnost povezovanja zidov starih zidanih hiš smo na tem mestu že večkrat dokazovali. V Gradbenem vestniku in Informacijah Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij smo pred nedavnim poročali o eksperimentalnih raziskavah, s katerimi smo ugotavljali, kako togost stropov v ravnini in povezanost zidovja vpliva na potresno odpornost starih kamnitih hiš. Na podlagi rezultatov preiskav modelov kamnitih hiš na potresni mizi smo ugotovili, da pri hišah enostavne zasnove zamenjava lesenih stropov z amiranobetonskimi ploščami ni nujen pogoj za zagotavljanje celovitosti konstrukcije in s tem ustrezne ravni potresne odpornosti. Podoben učinek se doseže z vgraditvijo ustreznih močnih zidnih vezi. Izhajajoč iz meritev smo predlagali tudi način, kako jeklene zidne vezi, ki smo jih do sedaj vgrajevali izkustveno, dimenzionirati.

Med zgodovinskimi hišami v naših mestnih in podeželskih središčih na potresnih območjih sicer prevladujejo kamnite hiše, vendar tudi število starih opečnih hiš ni zanemarljivo. V gradbenem fondu, grajenem po ljubljanskem potresu leta 1895, pa so opečne hiše v veliki večini. Opečne hiše prevladujejo v stanovanjski gradnji med obema vojnama, pa tudi v prvih letih po drugi svetovni vojni. Glede na to, da se konstrukcijska zasnova starih opečnih zidanih hiš navadno razlikuje od zasnove kamnitih hiš oziroma hiš z mešanim kamnitim in opečnim zidovjem, smo se odločili raziskave ponoviti na opečnih hišah. Opečno zidovje je praviloma močnejše od kamnitega, zato so pri podobnih višinah hiš debeline zidovja manjše, večji pa je tudi razstoj med nosilnimi in konstruktivnimi zidovi, kar vse vpliva na način nihanja celotne stavbe in posameznih zidov med potresom. Rezultate raziskav, ki smo jih izvedli na modelih opečnih hiš, in ki zgoraj opisane ugotovitve samo še potrjujejo, bomo predstavili v tem prispevku.

## 2.0 OPIS PREISKAV

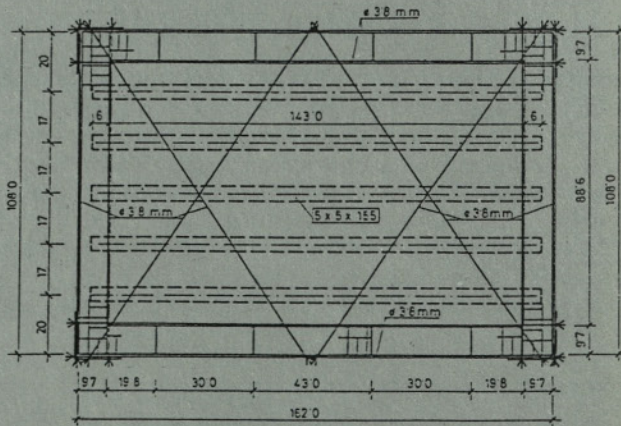
Prototipna stavba, na podlagi katere smo zasnovali mode-

le, je starejša opečna stanovanjska hiša, katere višina praviloma ne presega treh do štirih nadstropij, medsebojna razdalja zidov, katerih debelina se po višini hiše spreminja v odvisnosti od števila nadstropij od 72 do 38 cm, pa ne 5.5 m. Tudi etažna višina je navadno omejena na 3 m. Stropi so leseni, včasih pa nad kletjo in pritličjem ter nad hodniki in stopnišči lesene tramovne strope zamenjajo opečni oboki.

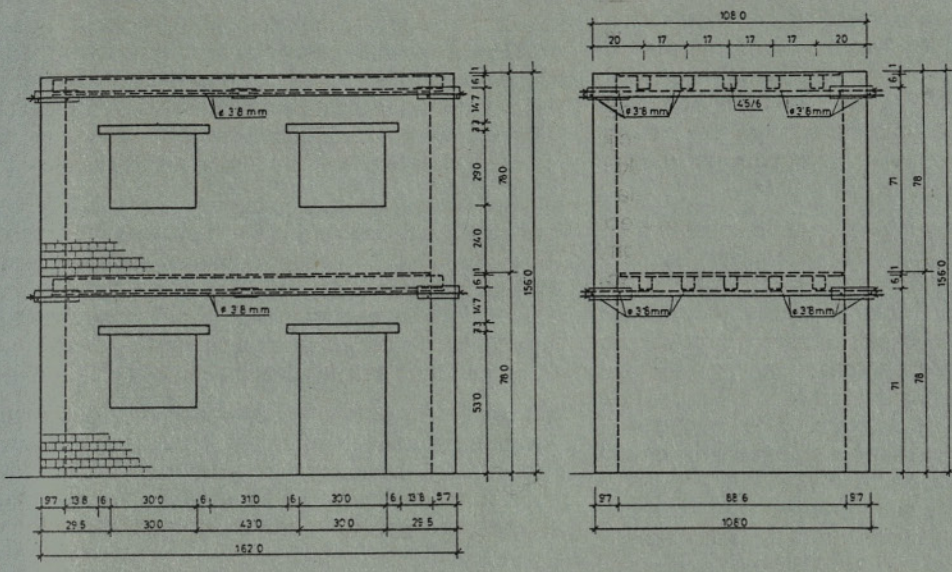
Zidovje je sezidano iz polne opeke dimenzij 29/14/6 cm oziroma 25/12/5 cm, katere trdnost se giblje v mejah med 7,5 do 15 MPa. Malta, s katero je sezidano zidovje, je apnena, njena trdnost pa v večini primerov ne presega vrednosti 2,5 MPa. Medsebojna povezava zidov je slaba. Le redkokdaj so zidovi sistematično povezani z železnimi zidnimi vezmi, leseni stropniki pa praviloma niso sidrani v zidove.

Preiskave nosilnosti zidov obstoječih opečnih stavb, ki smo jih v zadnjih letih izvedli na ZRMK [5 in 6] in drugod po Evropi [7], so pokazale, da se vrednosti mehanskih lastnosti starega opečnega tudi gibljejo v širokih mejah. Tako lahko pričakujemo, da bodo vrednosti tlačne trdnosti  $f_c$  med 2,5 in 10,0 MPa, natezne trdnosti  $f_t$  med 0,10 in 0,70 MPa, sekantnega modula elastičnosti  $E$  med 2000 in 4000 MPa ter strižnega modula  $G$  med 60 in 165 MPa.

Preiskali smo štiri modele dvonadstropnih opečnih hiš, ki so predstavljali izsek prototipne hiše enostavne tlorisne zasnove. Kot mejna primera, pri katerih lahko pričakujemo izrazite razlike v delovanju stropov med potresom, sta bila najprej preiskana model A z lesenimi stropi in s stropniki, prosto položenimi na nosilne zidove, pri katerem zidovi niso bili povezani z vezmi, in model B s polnimi armiranobetonskimi ploščami, pri katerem naj bi bila dosežena največja možna povezanost zidovja, nihanje zidov pravokotno na ravnino pa kar najbolj zmanjšano. V drugi fazi raziskav pa sta bila preiskana modela z lesenimi stropi, po zasnovi popolnoma enaka modelu A, ki sta imela zidove v višini stropov povezane z jeklenimi vezmi. Modela C in D s povezanimi zidovi sta bila preiskana z namenom, da se ugotovi učinkovitost povezovanja in oceni velikost sil, ki nastanejo v vezeh med rušilnim potresom. Pri obeh je bilo z obojestransko položenimi vezmi povezano obodno zidovje. Za razliko od modela C pa so bile pri modelu D vgrajene tudi diagonalne vezi, ki so povezovale sredino prečnih zidov, pravokotnih na smer potresa, z nasprotnimi vogali. Zasnovo modelov in razporeditev zidnih vezi prikazujeta sliki 1 in 2.



Slika 1. Tloris modela D s povezanim zidovjem (model C nima diagonalnih vezi)



Slika 2. Navpična prereza modela s povezanim zidovjem

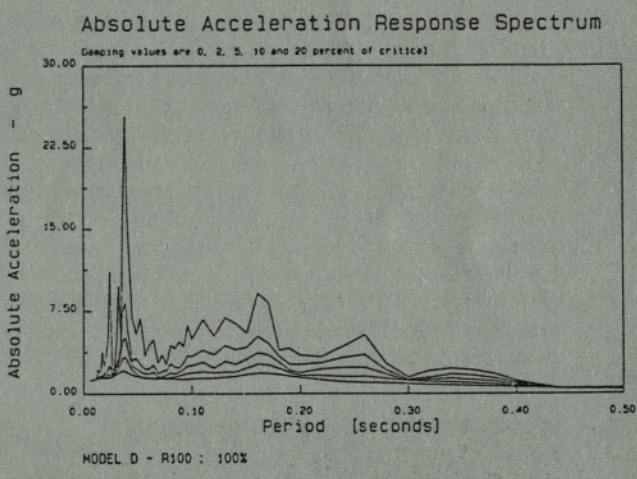
Da bi zagotovili takojšnje delovanje vezi in preprečili nastanek večjih razpok na stikih zidov, smo vezi pri modelu C pred preiskavo na potresni mizi prednapeli. Da bi ugotovili, koliko prednapetije vezi pripomore k izboljšanimu obnašanju, pa smo vezi modela D pustili nenapete.

Vse modele smo preiskali na potresni mizi, v vodoravni in navpični smeri vodeni jekleni ploščadi, na katero je bila z vijaki pritrjena temeljna plošča z modelom. Potres, s katerim smo krmilili pomike hidravličnega bata, ki je premikal mizo, je predstavljalo prvih 24 sekund N-S komponente dejanske registracije črnogorskega potresa iz leta 1979 iz Petrovca z maksimalnih izmerjenim pospeškom tal v velikosti 0,43 g, ki pa smo jih za potrebe naše preiskave časovno stisnili na polovico dejanskega časa trajanja. Tipični spekter odziva pospeškov modelnega potresa prikazuje slika 2.

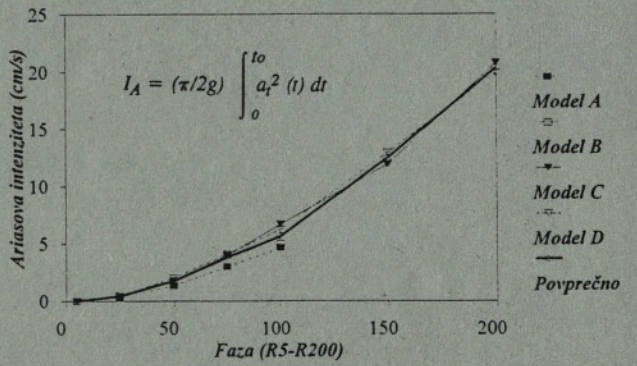
Preglednica 1: Največje vrednosti pospeškov potresne mize, izmerjene v posameznih fazah preiskave

Oznaka faze	Model A (m/s <sup>2</sup> )	Model B (m/s <sup>2</sup> )	Model C (m/s <sup>2</sup> )	Model D (m/s <sup>2</sup> )
R5	—	0.82	0.98	0.88
R25	2.65	4.06	3.73	3.73
R50	6.67	6.37	7.26	7.55
R75	9.53	12.22	10.20	10.30
R100	10.41	10.28	15.11	11.58
R150	ni meritev	ni meritev	16.00	15.50
R150/1	ni meritev	ni meritev	—	—
R150/2	—	ni meritev	—	—
R200	—	—	18.25	19.23
R200/1	—	—	17.27	18.25
R200/2	—	—	17.27	—

Vse modele smo preiskali z enakim zaporedjem potresnih vzbujanj, ki smo jim stopnjema povečevali intenziteto do porušitve modelov (preglednica 1). Da je bila intenziteta simuliranih potresov v fazah preiskave z enako oznako pri vseh modelih enaka, dokazuje slika 4, kjer je v odvisnosti od oznake faze prikazana intenziteta gibanja potresne mize, izražena s ti. Ariasovo intenziteto [8]. Modele smo opremili s po tremi merilniki pomikov in pospeškov, ki so bili v vsaki etaži razporejeni vzdolž razpetine stropa, deformacije zidnih vezi pa smo merili z merilnimi trakovi.



Slika 3. Tipični spekter odziva pospeškov gibanja potresne mize med preiskavo



Slika 4. Primerjava Ariasove intenzitete gibanja potresne mize v posameznih fazah preiskave

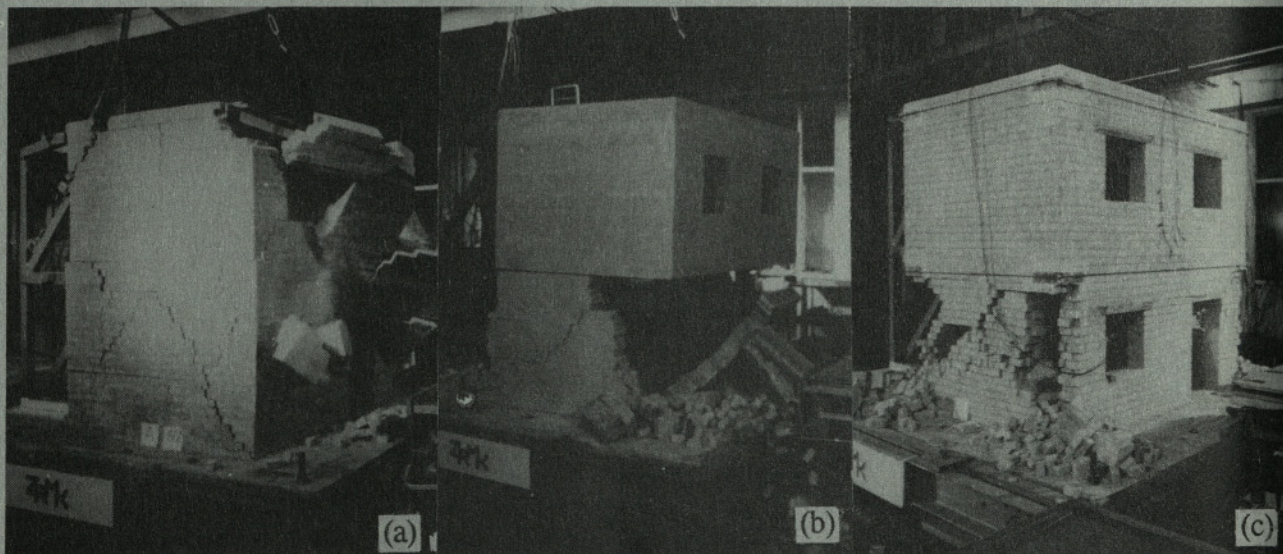
### 3.0 REZULTATI PREISKAVE

**Model A** z lesenimi stropi in brez zidnih vezi je že pri vzbujanju z majhno intenziteto začel kazati znake ločevanja zidov, zelo izrazito pa je bilo tudi nihanje prečnih sten

z odprtini pravokotno na ravnino. Pri močnejšem vzbujanju, ko so začele nastajati poškodbe v vzdolžnih nosilnih zidovih, je razpadel njegov zgornji del: odtrgali in premaknili so se vsi zgornji vogali, na sredini prečnih zidov so v višini stropa nad nadstropjem začeli izpadati deli zidovja, v nadaljevanju preiskave pa se je zgornji del modela porušil.

**Modela C in D** popolnoma enake zasnove konstrukcije z lesenimi stropi, pri katerih je bilo zidovje povezano z zunanji jeklenimi vezmi, sta se obnašala kot celovita konstrukcija. Pri modelih C in D s povezanim zidovjem do ločevanja zidov kljub manjšim začetnim razpokam ob vogalih ni prišlo. Tako prednapete kot tudi nenapete vezi so učinkovito preprečile nastanek močnejših razpok na stikih zidov v začetnih in ločevanje zidov modelov v vogalih v zadnjih fazah preiskave. Ohranjena celovitost konstrukcije je pripomogla, da se je v primerjavi z modelom A z nepovezanim zidovjem povečala tako nosilnost, še bolj pa deformabilnost in sposobnost disipacije energije.

**Model B** z armiranobetonskimi ploščami je predstavljal drugačno, bolj togo konstrukcijo, ki je pri povečani intenziteti vzbujanja zanihala z zibanjem. Zaradi zibanja so nastale poškodbe vogalov in razpoke na stiku med zidovjem pritličja in ploščo nad pritličjem. Nadstropje je kot toga škatla med obema stropnima ploščama zanihala po zidovju pritličja, le-to pa je bolj zaradi izrivanja prečnih sten v smeri nihanja kot pa zaradi izkoriščene nosilnosti vzdolžnih sten utrpelo hude poškodbe. V zadnjih fazah preiskave je močno potresno vzbujanje povzročilo porušitev vogalov ter izpadanje dela vzdolžnih zidov v pritličju, pri čemer je pa nadstropje do konca preiskave ostalo praktično nepoškodovano. Način porušitve preiskanih modelov prikazuje slika 5.



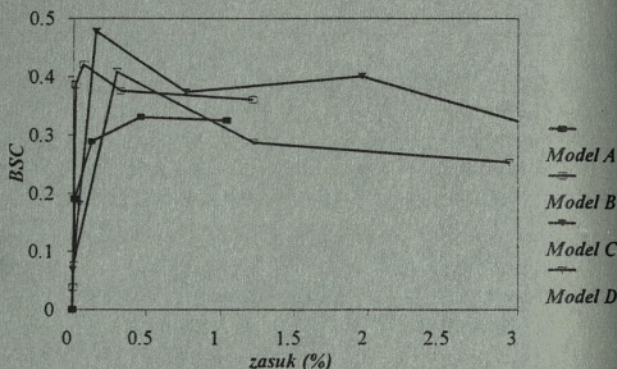
Slika 5. Način porušitve modela z lesenimi stropi brez vezi (a), modela z a.b. ploščami (b) in modela z lesenimi stropi in povezanim zidovjem (c)

Odvisnost med prečno silo v pritličju, izražena z razmerjem med prečno silo in težo modela, in etažno deformacijo, izražena s kotom zasuka pritličja, je prikazana na sliki 6. Kot je videti, je maksimalna dosežena prečna sila v pritličju modela B z armiranobetonskima ploščama precej večja od sile, dosežene pri modelu A z lesenima stropoma in nepovezanim zidovjem. Nosilnosti modela B se precej

približata vrednosti, doseženi med preiskavo modelov C in D s povezanim zidovjem. Pri medsebojni primerjavi deformacij pa moramo upoštevati, da so bili med preiskavo modela B z armiranobetonskimi ploščami merilniki pomikov odstranjeni eno fazo preiskave prej kot pri modelih C in D z lesenimi stropi in s povezanimi zidovi.

Primerjava parametrov potresne odpornosti, ki smo jih ugotovili s preiskavo modelov na potresni mizi, ni mogoča brez upoštevanja intezitete potresne obtežbe. Iz slike 4 lahko ugotovimo, da so bili vsi modeli preiskani na podoben način, tj. z enakim zaporedjem podobnih potresov. To kaže tudi medsebojna primerjava spektrov odziva, ki pa jih v tem prispevku ne prikazujemo.

Če za merilo potresne odpornosti preiskanih modelov privzamemo samo odvisnost med prečno silo, ki jo, idealizirano, izračunamo iz vztrajnostnih sil, nastalih v modelu med odzivom na simulirano potresno vzbujanje, in deformacijami, ne moremo ugotoviti bistvenih razlik v



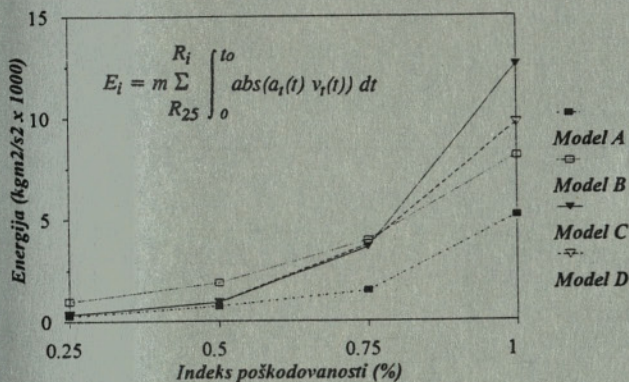
Slika 6. Primerjava odvisnosti koeficienta prečne sile v pritličju in kota zasuka pritličja

potresni odpornosti. Niti za model A, katerega obnašanje je bilo očitno najslabše, ne moremo reči, da je bila njegova potresna odpornost bistveno slabša od odpornosti ostalih treh modelov. Na diagramih so bolj vidne le razlike v deformabilnosti, vendar vsi modeli očitno ustrezajo zahtevam, ki jih glede faktorjev duktilnosti oziroma redukcije nosilnosti (obnašanja konstrukcije) za tovrstne konstruk-

cije postavlja veljavna tehnična regulativa ( $\alpha = 1,5$  do 2,0). Odvisnost med prečnimi silami in deformacijami na sliki 6 ne pokaže očitnih razlik v obnašanju, ki so bile ugotovljene med preiskavo, tj. razlike v nastajanju poškodb in porušnih mehanizmov, kakor tudi v vzdržljivost modelov, da prestanejo zaporedna močna potresna vzbujanja.

Da bi razlike v obnašanju lahko ovrednotili, smo primerjali stopnjo poškodovanosti modelov z dovedeno energijo, ki smo jo definirali kot integral dela, ki ga je potresna miza opravila za premikanje modela v posamezni fazi preiskave, pri čemer smo modele poenostavili kot togo telo, pritrjeno na mizo. Indeks poškodovanosti smo definirali na naslednji način:

- prve poškodbe zidov:  $I_d = 0,25$ ,
- strižne razpoke v zidovih:  $I_d = 0,50$ ,
- močne poškodbe, drobljenje vogalov, izpadanje delov zidovja:  $I_d = 0,75$ ,
- porušitev modela:  $I_d = 1,00$ .

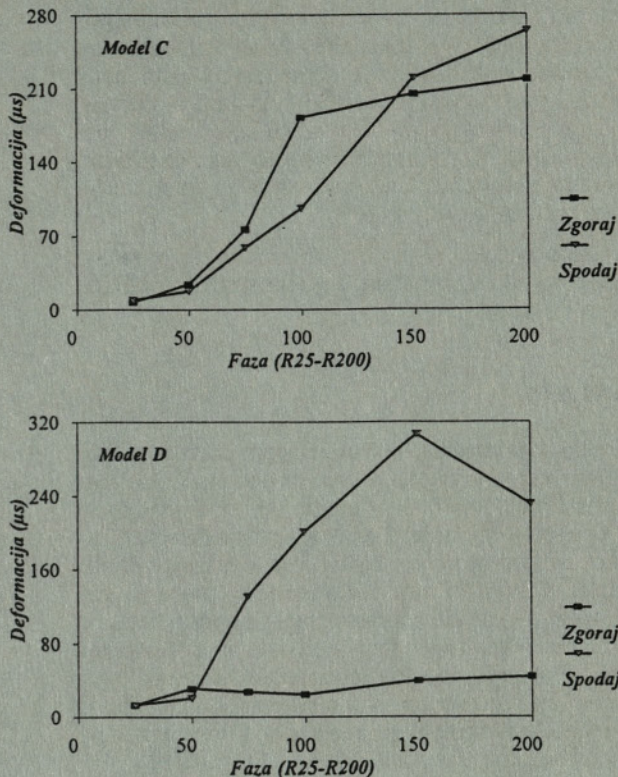


Slika 7. Poškodovanost modelov v odvisnosti od dovedene energije

Stanje poškodb pri posameznih modelih, izraženo z indeksom poškodovanosti, primerjamo s količino dovedene energije (kumulativnim delom potresne mize) na sliki 7. Energetski kriterij nam šele pokaže pravo vrednost učinka togih stropov oziroma povezovanja zidov. Približno 2,5-krat manj energije je bilo potrebno za nastanek resnejših poškodb in porušitve pri modelu A z lesenimi stropi in nepovezanimi zidovi kot pri ostalih treh modelih. Rezultati preiskav tudi kažejo, da je bil v začetnih fazah preiskave model B s polnimi armiranobetonskimi ploščami sicer bolj odporen proti poškodbam kot modela C in D z lesenimi stropi in s povezanim zidovjem, vendar pa v mejnem stanju porušitve energetski kriterij ne kaže bistvenih razlik v potresni odpornosti modelov, ki izpolnjujejo pogoj povezanosti zidovja.

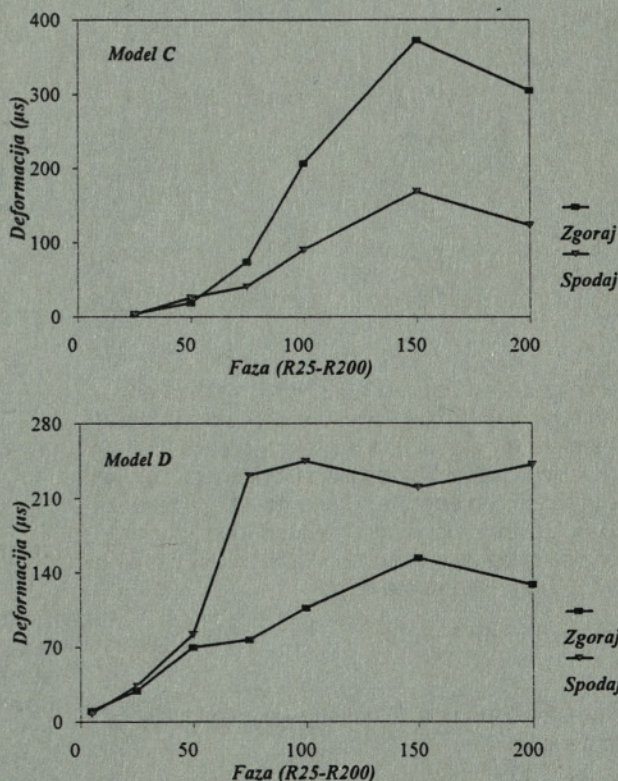
Pri modelu C, kjer so bile vezi prednapete, je z naraščanjem intenzitete vzbujanja in s poškodbami zidovja prišlo do popuščanja sile prednapetja, medtem ko so pri nenapetih vezeh modela D preostale deformacije naraščale, vendar je bila njihova absolutna vrednost v primerjavi z največjim odklonom, izmerjenim med nihanjem, razmeroma majhna.

Vzdolžne vezi so med nihanjem v posamezni fazi preiskave pri obeh modelih prevzele največje sile v prvi etaži (slika 8), katerih velikost ustreza nastalim prečnim silam.



Slika 8. Deformacije vzdolžnih vezi v posameznih fazah preiskave

Medtem ko so sile v drugi etaži pri modelu C s prednapetimi vezmi pričakovano velike, pa so v nenapetih vzdolžnih vezeh modela D sile nepričakovano majhne.



Slika 9. Deformacije prečnih vezi v posameznih fazah preiskave

Velikostni red nastalih sil v prečnih vezeh je podoben pri obeh modelih, čeprav je bilo pričakovati, da bodo pri modelu D z diagonalnimi vezmi prečne vezi bistveno manj obremenjene. Medtem ko so bile pri modelu C s prednapetimi vezmi deformacije prečnih vezi v zgornji etaži vse do zadnjega večje od deformacij spodnjih vezi, so bile pri modelu D z nenapetimi vezmi izmerjene večje deformacije v spodnjih prečnih vezeh (slika 9).

Čeprav je bilo pričakovati razlike, so bile največje deformacije diagonalnih vezi modela D v obeh etažah približno enake.

#### 4.0. SKLEPI

Da bi rezultate modelnih preiskav na potresni mizi lahko preslikali na prototipno konstrukcijo in povezali z dejanskim potresnim gibanjem tal, moramo vrednosti parametrov potresnega vzbujanja (pomikov, pospeškov tal) in parametrov odziva modelov (frekvence, potresne sile in deformacije), ki smo jih izmerili na modelih, pretvoriti po zakonih modelne podobnosti na podlagi dejanskih razmerij med mehanskimi lastnostmi modelnih in prototipnih materialov. Faktorji modelne podobnosti, ki veljajo v našem primeru, so podani v preglednici 2, nekatere najpomembnejše parametre potresne odpornosti prototipnih hiš pa navajamo v preglednici 3.

Preglednica 2. Faktorji za pretvorbo rezultatov preiskav na prototip po zakonih splošne modelne podobnosti

Fizikalna veličina	Odvisnost	Faktor modeliranja	
		splošno	dejansko
Trdnost (f)	$f_p / f_M$	$S_f$	1.3
Sp. deformacija ( $\epsilon$ )	$\epsilon_p / \epsilon_M$	$S_\epsilon$	1.0
Sp. teža ( $\gamma$ )	$\gamma_p / \gamma_M$	$S_\gamma$	1.0
Pomik (d)	$S_d = S_L$	4	4.0
Sila (F)	$S_L^2 S_f$	$S_F$	20.8
Čas (t)	$S_L (S_\epsilon S_\gamma / S_f)^{0.5}$	$S_t$	3.51
Frekvenca ( $\omega$ )	$1 / S_f$	$S_\omega$	0.29
Hitrost (v)	$(S_\epsilon S_f / S_\gamma)^{0.5}$	$S_v$	1.14
Pospešek (a)	$S_f / (S_L S_\gamma)$	$S_a$	0.33

Preiskave so ponovno potrdile vpliv zidnih vezi na obnašanje starih opečnih hiš med potresom. Modela s povezanim zidovjem sta bila sposobna do konca ohraniti celovitost konstrukcije in izkoristiti zmogljivost opečnega zidovja za disipacijo seizmične energije. Glede potrebnih dimenzij vezi lahko ugotovimo, da je minimalna dimenzija palice vezi odvisna od pričakovanih porušnih prečnih sil oziroma nosilnosti kritičnega segmenta hiše:

$$D_{\min} = ((H_{u, \text{seg}}/n)(4/\pi)(1/f_y))^{0.5},$$

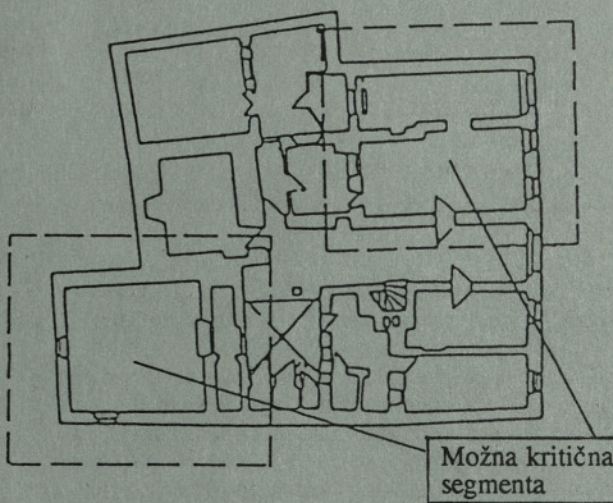
kjer je:

$H_{u, \text{seg}}$  – potresna odpornost kritičnega segmenta etaže,  
 $n$  – število palic vezi,  
 $f_y$  – meja plastičnosti jekla.

Kritični segment sestavljajo zidovi, ki omejujejo posmezen prostor in so z vezmi povezani z ostalim delom zidane

Preglednica 3: Primerjava potresne odpornosti prototipnih zgradb

Indeks poškodovanosti $I_d$	Največji pospešek tal (g)	Koeficient prečne sile v pritličju
Hiša A		
0.25	0.22	0.10
0.50	0.32	0.11
0.75	0.35	0.11
1.00	ni meritev	ni meritev
Hiša B		
0.25	0.21	0.14
0.50	0.47	0.12
0.75	ni meritev	ni meritev
1.00	ni meritev	ni meritev
Hiša C		
0.25	0.24	0.16
0.50	0.34	0.12
0.75	0.54	0.07
1.00	0.58	ni meritev
Hiša D		
0.25	0.25	0.14
0.50	0.35	0.09
0.75	0.52	ni meritev
1.00	0.65	ni meritev



Slika 10. Definicija kritičnega segmenta

konstrukcije. To je lahko npr. vogalni del hiše, ki je z vezmi povezan z notranjostjo in tvori s celoto celovito konstrukcijo (slika 10).

Da bi izboljšali njihovo delovanje med potresom, vezi lahko prednapnemo. Prednapetje prepreči predčasen nastanek razpok na stikih zidov in zagotovi, da z vezmi povezana stropna konstrukcija med potresom deluje kot toga diafragma, zato zamenjava lesenih stropov z armiranobetonskimi ploščami ni potrebna. Med preiskavo je bil učinek prednapetja vezi očiten predvsem v zadnjih, porušnih fazah. Razlike v obnašanju med potresom sicer niso bistvene, gredo pa v korist modela s prednapetimi vezmi.



Čeprav se zdi uporaba palic premera 16 mm v primeru protipotresne ojačitve majhnih opečnih hiš, kakršne so bile preiskane v okviru te študije, ustrežna, pa na osnovi analize obnašanja modelov priporočamo, naj bo v večini praktičnih primerov, še posebej pa takrat, ko se odločimo za prednapetje vezi, premer palic enak vsaj 20 mm.

Poškodbe vogalov v pritličju, ki so se pri modelih s povezanim zidovjem začeli drobiti, ali pa jih je začel izrivati zgornji del konstrukcije, opozarjajo, da je treba pri protipotresnem ojačevanju starih hiš pozornost posvetiti tudi območjem vogalov. V primeru opečnih hiš preiskane tipa bi izpadanje vogalov verjetno preprečili s povezovanjem zidovja z navpičnimi vezmi ob vogalih, sidranimi v temelje, ali pa bi zidovje v območju vogalov povezali z zidovjem v notranjosti hiše na kak drug ustrezen način. S preprečenim izpadanjem zidovja ob vogalih verjetno ne bi povečali nosilnosti konstrukcije, bi pa zagotovo povečali sposobnosti disipacije potresne energije. Ta ugotovitev velja tudi za primer, ko lesene strope zamenjamo z armiranobetonskimi ploščami.



## LITERATURA

1. »Repair and rehabilitation research for seismic resistance of structures.« Announcement of Program Initiative, National Science Foundation, Washington, D. C., 1992.
2. Ballio, G., Calvi, M., Magenes, G. »Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype.« Report 2.0, Politecnico di Milano, Milano, 1993.
3. Terčelj, S., Boštjančič, J., Sheppard, P., Turnšek, V. »Seizmična odpornost tipičnih kamnitih zgradb na Kozjanskem.« Poročilo ZRMK, Ljubljana, 1976.
4. Benedetti, D., Castoldi, A. »Dynamic and static experimental analysis of stone-masonry buildings.« Zbornik, 7th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, Athens, 1982, str. 179–188.
5. Sheppard, P. F. »In-situ test of the shear strength and deformability of an 18th century stone-and-brick-masonry wall.« Zbornik, 7th International Brick-Masonry Conference, Vol. 1, Melbourne, 1985, str. 149–160.
6. Sheppard, P., Tomažević, M. »In-situ ispitivanja nosivosti zidova starih zidanih zgrada.« Zbornik, 4. kongres SDSGJ, 2. knjiga, Cavtat, 1986, str. 85–92.
7. Magenes, G. »Comportamento sismico di murature di mattoni: resistenza e meccanismi di rottura di maschi murari.« Doktorska disertacija, Università di Pavia, Pavia, 1992.
8. Arias, A. »A measure of earthquake intensity.« v Seismic Design of Nuclear Power Plants, R. Hanson, ur., MIT Press, Cambridge, 1970.



## STROKOVNI IZPITI ZA GRADBENIŠTVO IN ARHITEKTURO TER PRIPRAVLJALNI SEMINARJI ZA STROKOVNE IZPITE V LETU 1995

Rok	Leto	Mesec	A.		B.		
			SEMINAR	IZPIT	pisni	ustni	
IV.	1995	April	17.–21. april			22. april	8.–12. maj
V.	1995	Maj	15.–19. maj			20. maj	5.–9. junij
VI.	1995	September	18.–22. september				
VII.	1995	Oktober	16.–20. oktober			21. oktober	6.–10. november
VIII.	1995	November	13.–17. november			18. november	4.–8. december
IX.	1995	December	11.–15. december				

- A. Pripravljalni seminar za strokovne izpite organizira **ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, LJUBLJANA, Erjavčeva 15, telefon 061/221-587**. Prijavo v obliki dopisa, skupaj z dokazilom o plačilu, pošlje organizatorju plačnik stroškov seminarja. Cena seminarja za posameznega udeleženca znaša 350 DEM, plačljivo v SIT po srednjem tečaju Banke Slovenije na dan plačila, z doplačilom 5% prometnega davka. Morebitno spremembo cene bomo objavili naknadno po njenem sprejetju.
- B. Strokovni izpit organizira **ZAVOD ZA RAZISKAVO MATERIALA IN KONSTRUKCIJ LJUBLJANA, Dimičeva 12, Ljubljana**. Vse informacije dobite osebno ali prek telefona 061/342-671 vsak dan, razen sobote, nedelje in praznikov, od 8. do 12. ure pri inž. Grošlju oziroma g. Šubljevi.



Fotografiji na naslovni in hrbtni strani nam je prijazno odstopil arhiv Mestnega muzeja v Ljubljani (avtor: M. Zaplat)