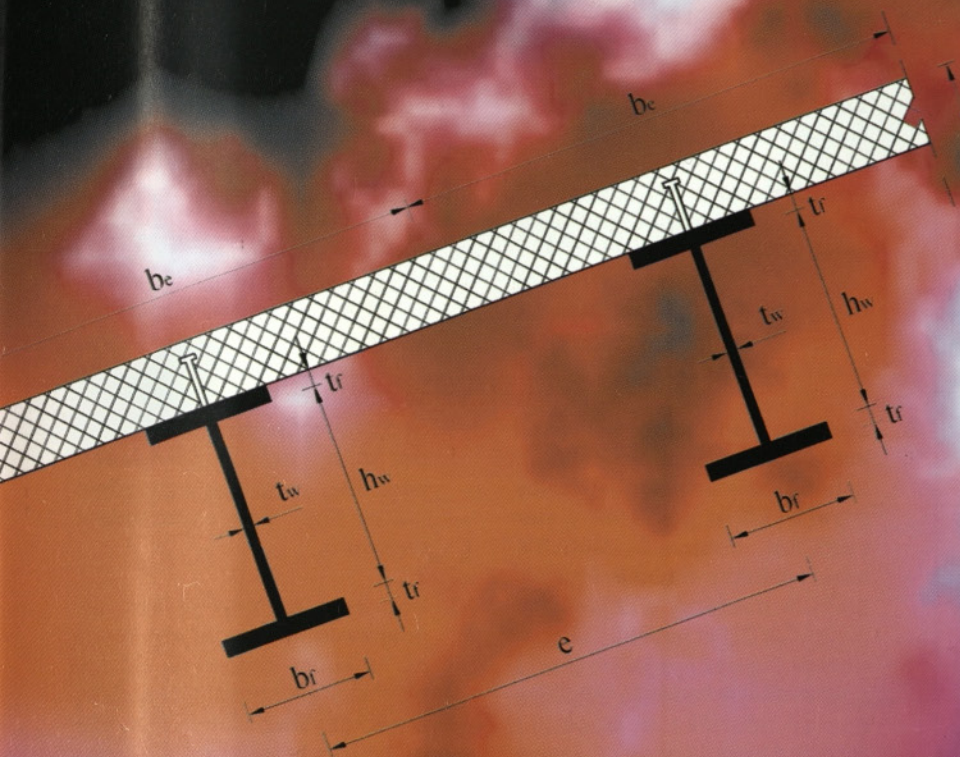


GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV
GRADBENIH INŽENIRJEV
IN TEHNIKOV SLOVENIJE
IN MATIČNE SEKCIJE
GRADBENIH INŽENIRJEV
PRI INŽENIRSKI ZBORNICI
SLOVENIJE

Poština plačana pri
pošti 1102 LJUBLJANA

MAREC 2002



Glavni in odgovorni urednik:
Prof.dr. Janez **DUHOVNIK**

Lektorica:
Alenka **RAIČ - BLAŽIČ**

Tehnični urednik:
Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:
Mag. Gojmir **ČERNE**
Gorazd **HUMAR**
Doc.dr. Ivan **JECELJ**
Andrej **KOMEL**
Janja **PEROVIC-MAROLT**
Marjan **PIPENBAHER**
Mag. Črtomir **REMEC**
Prof.dr. Franci **STEINMAN**
Prof.dr. Miha **TOMAŽEVIČ**
Doc.dr. Branko **ZADNIK**

Tisk:
TISKARNA LJUBLJANA d.d.

Naklada: 2750 izvodov

Revijo izdajata ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, Ljubljana, Karlovška 3, telefon/faks: 01 422-46-22 in MATIČNA SEKCIJA GRADBENIH INŽENIRJEV pri INŽENIRSKI ZBORNICI SLOVENIJE ob finančni pomoči Ministrstva RS za šolstvo, znanost in šport, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani ter Zavoda za gradbeništvo Slovenije.

Podatki o objavah v reviji so navedeni v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA (The International Construction Database).

<http://www.zveza-dgits.si>

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5000 SIT; za študente in upokojene 2000 SIT; za gospodarske naročnike (podjetja, družbe, ustanove, obrtnike) 40500 SIT za 1 izvod revije; za naročnike v tujini 100 USD. V ceni je všteti DDV.

Poslovni račun se nahaja pri NLB, d.d. Ljubljana, številka:

0 2 0 1 7 - 0 0 1 5 3 9 8 9 5 5

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.
4. Besedilo mora biti izpisano z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.
6. Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka (velike črke); imena in priimke avtorjev; naslov **POVZETEK** in povzetek v slovenščini; naslov **SUMMARY**, naslov članka v angleščini (velike črke) in povzetek v angleščini; naslov **UVOD** in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ..., naslov **SKLEP** in besedilo sklepa; naslov **ZAHVALA** in besedilo zahvale (neobvezno); naslov **LITERATURA** in seznam literature; naslov **DODATEK** in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so dodatki označeni še z A, B, C, itn.
7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni.
8. Slike, preglednice in fotografije morajo biti vključene v besedilo prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Slike in fotografije, ki niso v elektronski obliki, morajo biti priložene prispevku v originalu.
9. Enačbe morajo biti na desni robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki [priimek prvega avtorja, leto objave]. V istem letu objavljena dela istega avtorja morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
11. V poglavju **LITERATURA** so uporabljena in citirana dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime avtorja, priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
12. Način objave je opisan s podatki: **knjige**: založba; **revije**: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; **zborniki**: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; **raziskovalna poročila**: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; **za druge vrste virov**: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
13. Pod črto na prvi strani, pri prispevkih, krajših od ene strani pa na koncu prispevka, morajo biti navedeni obsežnejši podatki o avtorjih: znanstveni naziv, ime in priimek, strokovni naziv, podjetje ali zavod, navadni in elektronski naslov.
14. Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA oz. janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V spremnem dopisu mora avtor članka napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren. Prispevke je treba poslati v enem izvodu na papirju in v elektronski obliki v formatu MS WORD.

Uredniški odbor

VSEBINA - CONTENTS

Članki, študije, razprave
Articles, studies, proceedings

Stran 50

Darko Beg

POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE JEKLENIH KONSTRUKCIJ - UČIMO SE NA NAPAKAH

DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT STEEL STRUCTURES - LEARNING ON MISTAKES

Stran 60

Simon Šilih, Stojan Kravanja

OPTIMIRANJE SOVPREŽNIH KONSTRUKCIJ

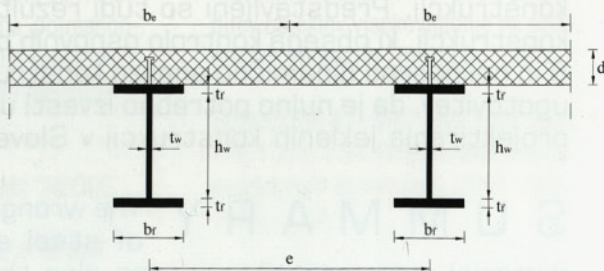
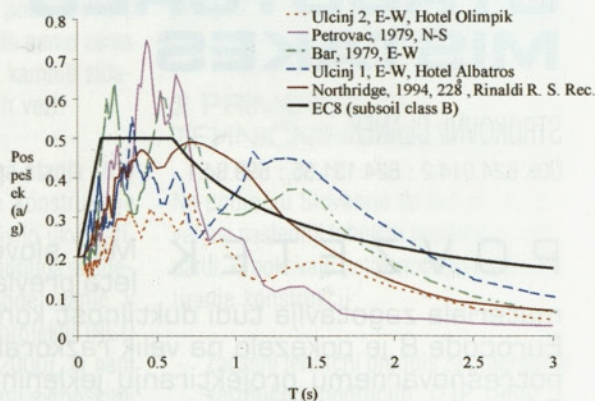
OPTIMIZATION OF COMPOSITE STRUCTURES

Stran 67

Miha Tomažević

OBSTOJEČI GRADBENI OBJEKTI IN RA- ZVOJ POTRESNEGA INŽENIRSTVA - PRIMER ZIDANIH STAVB

EXISTING BUILDINGS AND THE DEVELOPMENT OF EARTHQUAKE ENGINEERING: THE CASE OF MASONRY BUILDINGS



POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE JEKLENIH KONSTRUKCIJ - UČIMO SE NA NAPAKAH

DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT STEEL STRUCTURES - LEARNING ON MISTAKES

STROKOVNI ČLANEK

UDK 624.014.2 : 624.131.55 : 699.84.1

DARKO BEG

P O V Z E T E K Med slovenskimi projektanti jeklenih konstrukcij je dolga leta prevladovalo mnenje, da duktilnost jekla kot gradbenega materiala zagotavlja tudi duktilnost konstrukcij. Šele uvajanje evropskih predstandardov Eurocode 8 je pokazalo na velik razkorak med obstoječo prakso in sodobnim pristopom k potresnovarnemu projektiranju jeklenih konstrukcij. V članku je podana primerjava med Pravilnikom o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih in Eurocodom 8 ter analiza tipičnih napak, ki se pojavljajo pri projektiranju jeklenih konstrukcij. Predstavljeni so tudi rezultati analize potresne varnosti sedmih obstoječih konstrukcij, ki obsega kontrolo osnovnih projektov, primerjalno dimenzioniranje po Eurocode 8 in nelinearno dinamično analizo konstrukcij s programom DRAIN 2DX. V sklepu je podana ugotovitev, da je nujno potrebno izvesti ukrepe za izboljšanje kakovosti potresnoodpornega projektiranja jeklenih konstrukcij v Sloveniji.

S U M M A R Y The wrong opinion that has prevailed amongst the designers of steel structures in Slovenia that steel as a ductile material automatically assures also the ductility of a whole structure has lead to an extensive misuse of the seismic design codes. In the paper, a comparison between the national seismic design code and the provisions of Eurocode 8 are presented along with the analysis of typical mistakes that can be found in design projects. To show clearly the nature of these mistakes, a seismic analysis was performed for seven existing buildings. First, original design projects were checked and then a new design according to Eurocode 8 design rules was carried out. In order to assess the extent of damages more precisely, the numerical simulation of the seismic excitation was performed using DRAIN 2DX computer program. These results urge the steel community in Slovenia to take up serious action to prevent further misuse of the seismic design codes.

Avtor:

izr. prof. dr. Darko Beg, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, Ljubljana

1 UVOD

Jeklene konstrukcije so vse do potresov v Kaliforniji, ZDA (Northridge, 1994) in na Japonskem (Kobe, 1995) veljale za neproblematične glede potresne varnosti. Del zaslug za tako stanje gre pripisati dobri potresni odpornosti solidno projektiranih in zgrajenih jeklenih konstrukcij, del zaslug pa dejstvu, da v nerazvitih območjih, ki so jih prizadeli močni potresi, večetažnih jeklenih konstrukcij skoraj ni bilo. Tudi v prej omenjenih potresih v dveh najrazvitejših delih sveta se ustrezno projektirane jeklene konstrukcije niso rušile, opažen pa je bil relativno velik obseg poškodb, predvsem v območju stikov. To je povzročilo veliko zanimanje strokovne javnosti po vsem svetu. Stekle so številne raziskave, katerih rezultati so že na voljo. Osnovni razlogi za nastale poškodbe so bili: nepravilno konstrukcijsko oblikovanje stikov, kakovost zvarov slabša od pričakovanj, premalo žilavo jeklo in vplivi utrjevanja materiala ([Krawinkler, 1996], [Kato, 1997]).

Nekako v istem času je izšel evropski predstandard za potresnoodporno projektiranje konstrukcij [ENV 1998, 1994], ki je bil v letu 1995 sprejet kot slovenski standard [SIST 1998, 1995].

Oboje, močna potresa in izid ENV 1998, je povzročilo, da smo se na Katedri za metalne konstrukcije FGG začeli ukvarjati s potresno varnostjo jeklenih konstrukcij. Že prve primerjave projektiranja po ENV 1998 in pristopa, ki je bil uveljavljen med slovenskimi projektanti, so pokazale velike razlike. Po nekoliko podrobnejši analizi problema in konzultacijah s strokovnjaki za potresno inženirstvo je postalo jasno, da je obstoječa praksa potresnoodpornega projektiranja povsem napačna. Izkazalo se je namreč, da je med slovenskimi projektanti uveljavljeno prepričanje, da duktilnost jekla kot gradbenega materiala avtomatično zagotavlja duktilnost celotne konstrukcije. Teza je povsem napačna, saj je za zagotavljanje duktilnosti konstrukcije potrebno izpeljati vrsto dodatnih ukrepov, in vodi k poten-

cialno potresno neodpornim konstrukcijam.

Takšno stanje je nekoliko lažje razumeti ob ugotovitvi, da v preteklosti v slovenskem prostoru ni bilo raziskav s področja potresne odpornosti jeklenih konstrukcij in zato tudi ne ustreznih objav v strokovnem tisku. Dodatno je k lažnemu občutku varnosti prispevalo dejstvo, da v potresih, ki so se zgodili v Sloveniji, v zadnjih 50 letih ni bilo poročil o poškodbah ali celo rušitvah jeklenih konstrukcij. Pri tem se pozablja, da zelo močnega potresa v tem času ni bilo in da so se rušili samo zares slabo zgrajeni objekti, npr. kamniti zidani objekti brez horizontalnih vezi.

Zaradi resnosti obstoječega stanja smo se na Katedri za metalne konstrukcije začeli s problemom intenzivno ukvarjati. Pri tem je prišla zelo prav pobuda akademika Petra Fajfarja za sodelovanje v evropskem raziskovalnem projektu INCO – Copernicus [Mazzolani, 2000], ki nam je omogočil stik s priznanimi evropskimi strokovnjaki za potresno varnost jeklenih konstrukcij. Aktivnosti Katedre za metalne konstrukcije, vezane na potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij, so bile v zadnjih nekaj letih naslednje:

- Raziskovalni projekti:
 - INCO-Copernicus projekt "RECOS" (1997-1999) Slovenska partnerja IKPIR in IMK
 - projekt MZT: Analiza potresne varnosti jeklenih konstrukcij v Sloveniji (1999 -2001) – skupaj z IMK [Beg, 2002]
 - projekt MŠZŠ: Numerično modeliranje nizkocikličnega utrujanja jeklenih konstrukcij (2001-2004)
- Podiplomski študij:
 - 2 magisterija
 - v pripravi 3 doktorati
- Seminarji za projektante:
 - 3 seminarji za projektante jeklenih konst-

ruckij o uporabi ENV 1993, vključeno je bilo potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij po ENV 1998 (1998-1999)

- 2 seminarja o uporabi ENV 1998 v organizaciji FGG (sodelaci KMK pripravili del o projektiranju jeklenih konstrukcij) (2000-2001)

V nadaljevanju članka bo podana primerjava veljavnih tehničnih predpisov oziroma standardov in analiza napak, ki se pogosto pojavljajo pri potresnoodpornem projektiranju jeklenih konstrukcij.

2 PRIMERJAVA TEHNIČNIH PREDPISOV

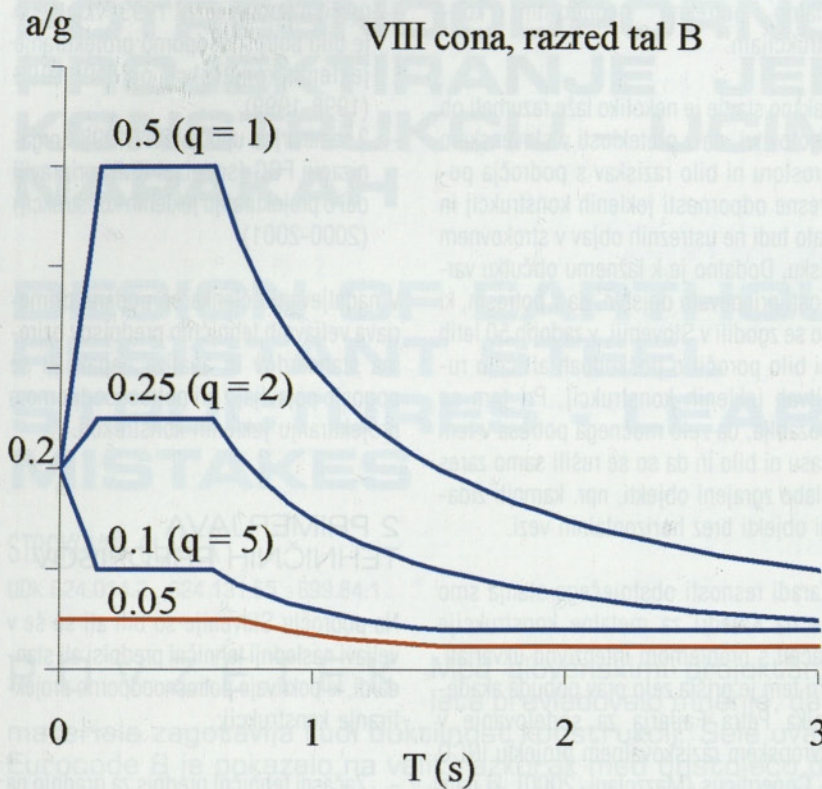
Na področju Slovenije so bili ali so še v veljavi naslednji tehnični predpisi ali standardi, ki pokrivajo potresnoodporno projektiranje konstrukcij:

- Začasni tehnični predpis za gradnjo na seizmičnih področjih [ZTP, 1964]
- Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih [Pravilnik, 1981]
- EUROCODE 8 – SIST ENV 1998 (deli 1.1, 1.2 in 1.3): Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij [SIST 1998, 1995]- EC8

V začasnih tehničnih predpisih iz leta 1964 najdemo samo zelo splošne zahteve za trdnost in duktilnost konstrukcij ni pa posebnih zahtev za jeklene konstrukcije. Poleg tega dokument ne velja več, zato ga v nadaljevanju ne bomo obravnavali. Preostala dva dokumenta sta v veljavi in ju uporabljamo pri potresnoodpornem projektiranju.

2.1 PRIMERJAVA PROJEKTNIH SPEKTROV POSPEŠKOV

Na sliki 1 so narisani projektni spektri pospeškov za VIII. potresno cono in razred



Slika 1: Spektri pospeškov (VIII cona) - EC8 v modri barvi, Pravilnik (1981) v rdeči barvi

Potresna cona	EC 8 (a/g)			Pravilnik (1981) (a/g)
	q = 1	q = 2	q = 5	
VII	0.250	0.125	0.050	0.025
VIII	0.500	0.250	0.100	0.050
IX	0.750	0.375	0.150	0.100

Preglednica 1: primerjava maksimalnih relativnih pospeškov projektnih spektrov

tal B (srednja kakovost tal). Vidimo, da je pri EC 8 projektni pospešek odvisen od faktorja obnašanja q . Pri predpostavljene elastičnem obnašanju brez zagotovljene duktilnosti ($q = 1.0$) je vrednost pospeškov in s tem potresnih sil zelo velika, pri večanju faktorja obnašanja, ki lahko doseže tudi vrednost 6, pa pospešek in s tem potresne sile padajo. Večji je faktor q , večjo duktilnost in sposobnost disipiranja potresne energije je potrebno zagotoviti.

Spekter pospeškov v *Pravilniku (1981)* ima zelo majhne vrednosti pospeškov, ki ustrezajo velikim duktilnostim konstrukcije ($q > 5$). Zelo podobno je stanje pri IX. in VII. potresni coni, kar je razvidno iz preglednice 1, kjer so podane maksimalne vrednosti spektrov pospeškov. Iz primerjave je očitno, da so spektri v *Pravilniku (1981)* reducirani oziroma neelastični spektri in ne morda elastični spektri. Zaradi tega jih lahko uporabljamo le, če zagotovimo primerno duktilnost kon-

strukcij, kar *Pravilnik (1981)* tudi eksplisitno zahteva (glej pogl. 2.4).

2.2 ELASTIČNO IN NEELASTIČNO PROJEKTIRANJE

Osnove principov protipotresnega projektiranja je mogoče razložiti s pomočjo diagrama *potresna obtežba – pomik* konstrukcije na sliki 2. Konstrukcije, pri katerih duktilnost ni zagotovljena, morajo delovati v elastičnem področju in zanje velja elastični spekter pospeškov. V tem primeru je potresna obtežba F_{elast} , ki je proporcionalna pospešku, zelo velika in konstrukcija doseže točko A.

Kadar je zagotovljena duktilnost (sposobnost deformiranja v neelastičnem področju), je odpornost konstrukcije lahko nižja, saj kontroliran razvoj poškodb v območju točke B ($F_{neelast}$) prepreči, da bi obtežba naraščala, se pa večajo pomiki. Kontroliran razvoj poškodb pomeni, da se lahko plastični mehanizem razvije, ne da bi pri tem prišlo do zmanjšanja nosilnosti konstrukcije zaradi loma, pojavov nestabilnosti itd. Poleg tega se mora razviti tak mehanizem, ki bo nudil dovolj veliko nosilnost, stabilnost in sposobnost disipiranja energije. Pri okvirnih konstrukcijah je zato razvoj plastičnih členkov omejen predvsem na prečke, stebri in stiki pa običajno ostanejo v elastičnem področju.

2.3 EC 8 – BISTVENE ZAHTEVE GLEDE DUKTILNOSTI

EC 8 ima v delu 1.3 posebno poglavje, posvečeno jeklenim konstrukcijam, kjer so podrobno navedene zahteve za protipotresno projektiranje.

Obravnavani sta dve vrsti konstrukcij:

- Konstrukcije, ki niso sposobne disipirati energije. Pri teh konstrukcijah je faktor obnašanja $q = 1.0$ in duktil-

nost ni pomembna. Lahko jih projektiramo v skladu z ENV 1993 (EURO-CODE 3) /8/ in ni potrebno upoštevati posebnih zahtev EC 8. Seveda so v tem primeru potresne sile zelo velike.

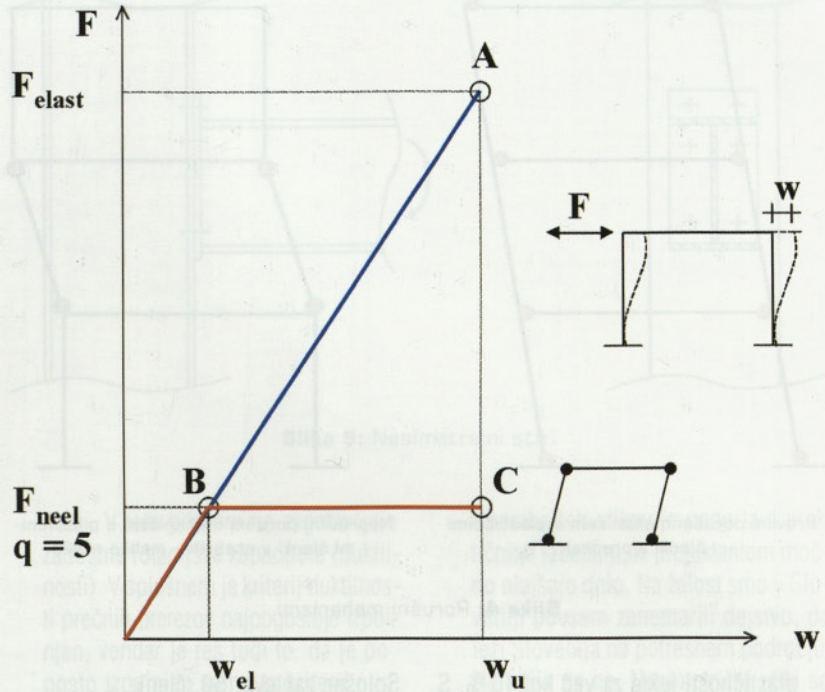
- Konstrukcije, ki so sposobne disipirati energijo. Pri teh konstrukcijah je faktor obnašanja $q > 1.0$ in je potrebno zagotoviti duktilnost. To dosežemo z upoštevanjem posebnih zahtev za jeklene konstrukcije v EC 8.

Osnovne zahteve za doseganje duktilnosti:

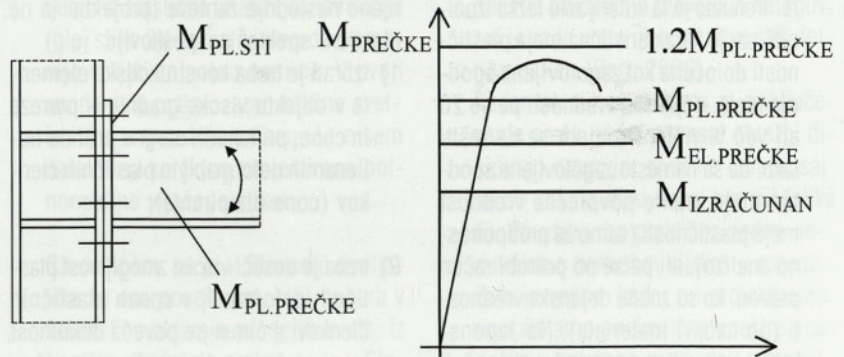
- Prečni prerezi. Da bi preprečili lokalno izbočenje prečnih prerezov, preden se plastični členki povsem razvijejo, je potrebno uporabljati kompaktne prereze (vroče valjani HEA, HEB, HEM, IPE in kompaktni varjeni prerezi)
 - I. razred kompaktnosti: $q > 4.0$
 - II. razred kompaktnosti: $q \leq 4.0$
 - III. razred kompaktnosti: $q \leq 2.0$
 - IV: razred kompaktnosti (vitki): $q = 1.0$

- Stiki. Stiki, s katerimi priključujemo elemente, ki disipirajo energijo, morajo biti polonosilni z dodatno nosilnostjo (overstrength) 20 %. Polonosilni stiki so definirani kot stiki, katerih nosilnost je za 20 % večja od mejne (plastične) nosilnosti elementov, ki jih priključujemo. Na sliki 3 je prikazan momentni stik prečka-steber, ki je polonosilen, če je njegova nosilnost za 20 % večja od polnoplastičnega momenta prečke $M_{pl,prečke}$. Na ta način zagotovimo, da se bo plastični členek res tvoril v prečki, kjer je lažje zagotoviti duktilnost in sposobnost disipiranja energije, ne pa v stiku.

Izjemoma je dovoljena uporaba delno nosilnih stikov (vsi stiki, ki ne izpolnjujejo kriterijev za polonosilni stik). V tem primeru se poškodbe tvorijo v stiku, ki je šibkejši od prečke in je torej potrebno zagotoviti tudi duktilnost teh stikov (npr. plastično deformiranje čelnih pločevin v upogibu ali stojine stebra v strigu).



Slika 2: Prikaz projektiranja v elastičnem in neelastičnem področju

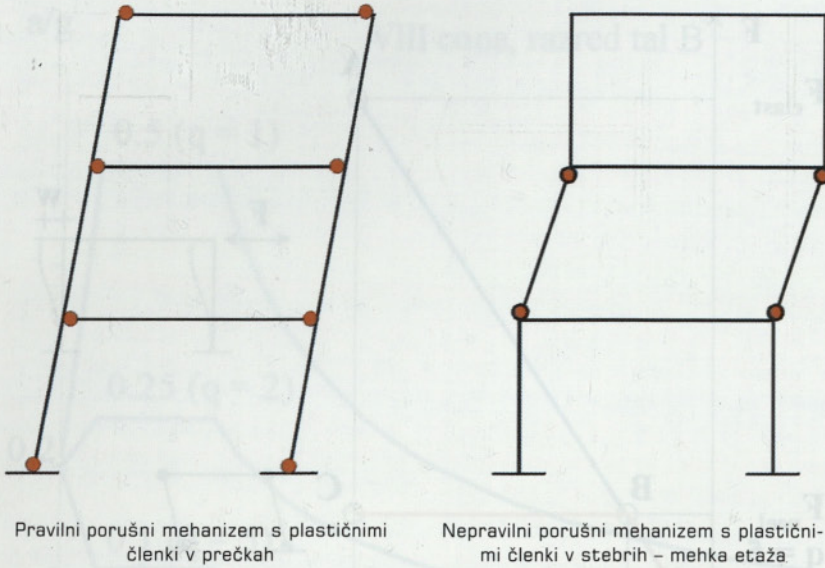


Slika 3: Definicija polonosilnega stika

- Plastični mehanizmi. Pri okvirnih konstrukcijah: Okvirne konstrukcije lahko dosežejo veliko duktilnost, vendar je potrebno zagotoviti razvoj globalnega plastičnega mehanizma s plastičnimi členki v prečkah, v stebrih pa samo ob priključku na temelj in na vrhu zgornje etaže (glej sliko 4). Preprečiti je potrebno razvoj lokalnih mehanizmov posamezne etaže s plastičnimi členki v stebrih, ki imajo znatno manjšo sposobnost disipiranja potresne energije.

Omogočiti je potrebno popoln razvoj plastičnega mehanizma. To dosežemo s preprečitvijo vseh oblik lokalne nestabilnosti prerezov (kompaktni prerezi) in globalne nestabilnosti oziroma uklona stebrov ali bočne zvrnitve nosilcev (zadostno bočno podpiranje elementov).

- Izdelava in montaža konstrukcij. Dejanska meja plastičnosti jekla ne sme preseči v projektu uporabljene meje



Pravilni porušni mehanizem s plastičnimi členki v prečkah

Nepravilni porušni mehanizem s plastičnimi členki v stebrih – mehka etaža

Slika 4: Porušni mehanizmi

plastičnosti jekla za več kot 10 %. S to zahtevo npr. preprečimo, da bi se zaradi slučajnega povečanja nosilnosti poškodbe iz prečk selile v stike ali stebre. Trenutno je ta kriterij zelo težko izpolniti, saj je karakteristična meja plastičnosti določena kot zagotovljena spodnja meja, dejanske vrednosti pa so 20 ali več % višje. Problem se da rešiti tako, da se namesto zagotovljene spodnje meje vzame povprečna vrednost meje plastičnosti (samo za protipotresno analizo), ali pa se po potrebi račun preveri, ko so znane dejanske vrednosti (ob nabavi materiala). Na Japonskem so zaradi te vrste težav že začeli proizvajati jekla z omejeno zgornjo mejo plastičnosti.

2.4 PRAVILNIK (1981) – BISTVENE ZAHTEVE

Pravilnik (1981) vsebuje splošne zahteve glede duktilnosti kot tudi posebne zahteve za jeklene konstrukcije. Prevod pravilnika v slovenščino ni najbolj natančen, vendar je ob pazljivem branju povsem razumljiv. Zadevni členi so v nadaljevanju dobesedno prepisani, po potrebi pa so v oklepaju dodani kratki komentarji.

Splošne zahteve (50. člen):

Pri močnejšem seizmičnem delovanju delujejo konstrukcijski elementi v nelinearnem območju, zato morajo biti izpolnjene naslednje zahteve (projektni in ne elastični spekter pospeškov!):

- 1) izbrati je treba konstrukcijske elemente v objektu visoke gradnje – prereze in cone, pri katerih utegne priti do nelinearnih deformacij in plastičnih členkov (cone disipiranja);
- 2) treba je doseči visoko zmogljivost plastičnih deformacij v conah plastičnih členkov, s čimer se poveča duktilnost in sposobnost disipacije seizmične energije (rotacijska kapaciteta);
- 3) vozlišča, sidranja in podpore elementov v konstrukciji objekta se projektirajo tako, da prenašajo mejne statične količine brez poškodbe (polnonsilni stiki).

Posebne zahteve za jeklene konstrukcije (84. in 85. člen).

- Jeklene konstrukcije se projektirajo tako, da lahko konstrukcijski elementi disipirajo seizmično energijo z upogibanjem ali z nelinearnimi deformacijami. Če gre za okvirne sisteme, so

nelinearne deformacije dovoljene na koncih gred ali diagonalnih vezi (šibke prečke – močni stebri).

- Plastična lokalna zvijanja (mišljeno je lokalno izbočenje) niso dovoljena v conah plastičnih zgibov (kompaktni prerezi). Vozlišča so dimenzionirana tako, da lahko zagotovijo prenos upogibnih momentov in ustreznih prečnih sil z enega na drugi element brez večjih nelinearnih deformacij v coni vozlišča (polnonsilni stiki, dodatna nosilnost).

2.5 PRIMERJAVA EC 8 IN PRAVILNIKA (1981)

Iz zahtev v točkah 2.3 in 2.4 je razvidno, da oba tehnična dokumenta postavljata povsem enake temeljne zahteve glede duktilnosti in disipiranja seizmične energije:

- Zagotoviti je potrebno duktilno obnašanje in disipiranje energije.
- V conah disipiranja je potrebno uporabiti kompaktne prečne prereze, pri katerih ni nevarnosti lokalnega izbočenja.
- Pri okvirnih konstrukcijah je potrebno upoštevati princip šibka prečka – močan stebel.
- Ključni stiki morajo biti polnonsilni z zahtevo po dodatni nosilnosti.

Razlika med obema dokumentoma je predvsem v tem, da je EC 8 mnogo obsežnejši in podrobnejši v navodilih za izpolnjevanje postavljenih zahtev. Poleg tega v splošnem delu vsebuje natančnejša navodila za račun potresnih sil, kriterije za neregularnost objektov itd.

Pravilnik (1981) ne obravnava primerov s povsem elastičnim odzivom konstrukcije pri potresni obtežbi. To sicer ni eksplicitno zapisano, je pa iz teksta razvidno. To pomeni, da je pri projektiranju z upora-

bo *Pravilnika (1981)* vedno potrebno zagotoviti duktilnost konstrukcij (kar pa je v 50. členu zapisano).

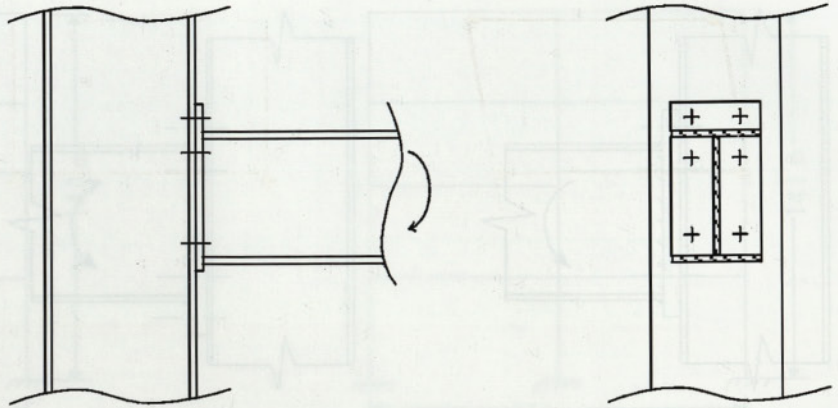
3 ANALIZA NAPAK PRI PROTIPOTRESNEM PROJEKTIRANJU JEKLENIH KONSTRUKCIJ V SLOVENIJI

Podatki o napačnem pristopu k protipotresnemu projektiranju izhajajo predvsem iz dolgoletnih izkušenj avtorja, pridobljenih z revidiranjem projektov jeklenih konstrukcij in iz rezultatov raziskovalnega projekta *Analiza potresne varnosti jeklenih konstrukcij v Sloveniji*.

Ključna napaka pri projektiranju je bila in je na žalost kljub številnim opozorilom še vedno ta, da projektanti uporabljajo neelastični projektni spekter pospeškov, kot da bi bil elastičen, saj povsem zanemarijo zahteve, vezane na duktilno obnašanje konstrukcij in sposobnost disipiranja seizmične energije. Te zahteve so včasih delno in zelo redko v celoti izpolnjene zgolj slučajno.

Ostale napake so večinoma vezane na prej omenjeni napačen pristop, včasih pa se pridruži še napačna zasnova (problematični tlorisi, skoki v togosti po višini objekta in podobno):

- Pri okvirnih konstrukcijah ni zagotovljen ustrezen porušni mehanizem s šibkimi prečkami in močnimi stebri. Zelo pogosto so stebri relativno šibki, ker tako narekujejo rezultati elastične analize in relativno majhne horizontalne sile (veter; reducirane potresne sile, ki pa same po sebi zahtevajo šibkejše prečke).
- Prečni prerezi: Ob uporabi vroče valjanih standardnih prerezov običajno težavni, saj so ti prerezi v I. ali vsaj II. razredu kompaktnosti. Kadar so prečni prerezi varjeni, so zaradi manjše porabe materiala pogosto vitkejši in padejo v III. ali celo IV. razred (vitki) kompaktnosti.



Slika 5: Nesimetrični stiki

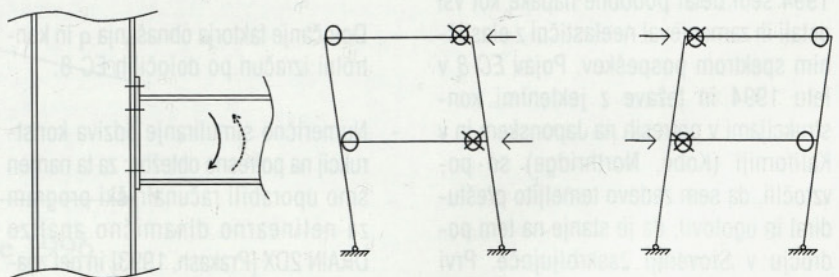
nosti. V tem primeru ne zagotavljajo zadostne rotacijske kapacitete (duktilnosti). V splošnem je kriterij duktilnosti prečnih prerezov najpogosteje izpolnjen, vendar je res tudi to, da je pogosto izpolnjen samo ta kriterij.

- Stiki: Največkrat so stiki dimenzionirani kar na vrednost notranjih sil, dobljenih iz elastične analize konstrukcije (glej sliko 3). Taki stiki seveda ne morejo veljati za polno nosilne. V svoji revidentski praksi, razen kakšne svetle izjeme v zadnjem času, še nisem naletel na korektno projektirane polnonosilne vijačene stike!

Glede stikov se je v Sloveniji uveljavila še ena posebnost, ki ji ni para v seizmično aktivnih predelih sveta. Iz nemške strokovne prakse se je v Sloveniji zelo uveljavila uporaba nesimetričnih vijačenih čelnih stikov (slika 5).

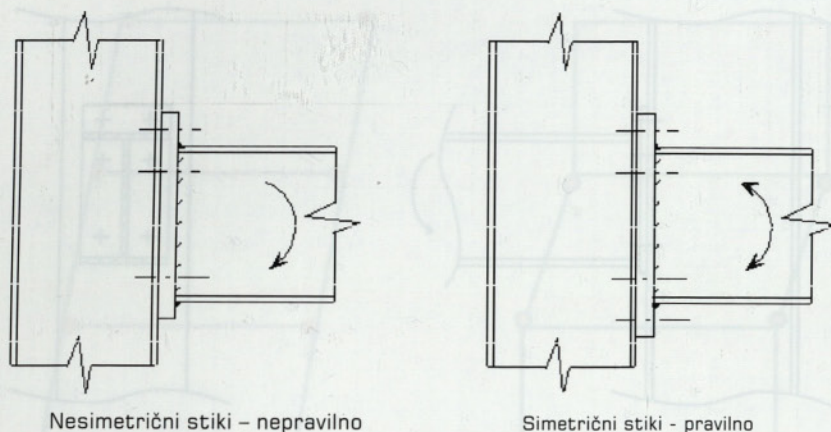
Uporaba teh stikov je podprta s praktičnimi tabelami, ki projektantom močno olajšajo delo. Na žalost smo v Sloveniji povsem zanemarili dejstvo, da leži Slovenija na potresnem področju, Nemčija pa ne. Nesimetrični stiki so namreč primerni za prevzemanje vertikalnih obtežb in zmernih horizontalnih obtežb, ki na spodnjem šibkejšem delu ne povzročijo prevelikih nategov, saj je za to vrsto obremenitve stik delno nosilen [Beg, 2000].

Kadar tak stik uporabimo za priključevanje prečk, ki pri potresni obtežbi disipirajo energijo, stvar ne deluje, saj se bo stik na šibki strani porušil (slika 6). Porušitev bo praktično vedno neduktilna s pretrgom vijakov v nategu. Zato je vedno, kadar pri projektiranju uporabljamo neelastične spektre pospeškov, potrebno predvideti simetrične in v obeh smereh polnonosilne stike (slika 7).



⊗ Porušitev na šibki strani nesimetričnega stika

Slika 6: Obnašanje nesimetričnih stikov pri potresni obtežbi



Slika 7: Nesimetrični in simetrični stiki

- Opuščanje kontrole na potresno obtežbo: Projektanti pri znani vertikalni obtežbi G izračunajo potresno silo $H_p = KG$, kjer je K seizmični koeficient (v *Pravilniku (1981)* znaša $K \approx 0.02 - 0.10$). Če v nadaljevanju uspejo dokazati, da je horizontalna sila vetra H_w večja od potresne sile, potresni obtežni primer enostavno izločijo, češ da ni odločilen. Tak pristop je dovoljen samo, če so potresne sile izračunane na osnovi elastičnega spektra pospeškov, saj v tem primeru ni potrebno upoštevati dodatnih zahtev glede duktilnosti in je res odločilna večja horizontalna obtežba. V primeru uporabe neelastičnih spektrov pospeška (*Pravilnik (1981)*) pa je ne glede na velikost izračunanih potresnih sil potrebno zagotoviti duktilnost konstrukcije. Izpolnjeni morajo biti vsi bistveni kriteriji duktilnosti.

Na tem mestu je primerno omeniti tudi lastne izkušnje s protipotresnim projektiranjem jeklenih konstrukcij. Do leta 1994 sem delal podobne napake kot vsi ostali in zamenjeval neelastični z elastičnim spektrom pospeškov. Pojav *EC 8* v letu 1994 in težave z jeklenimi konstrukcijami v potresih na Japonskem in v Kaliforniji (Kobe, Northridge) so povzročili, da sem zadevo temeljito preštudiral in ugotovil, da je stanje na tem področju v Sloveniji zaskrbljujoče. Prvi večji objekt, kjer sem nova spoznanja uporabil, je bil Poštni center v Ljubljani. Potresna odpornost je bila sicer analizi-

rana po *Pravilniku (1981)*, vendar smo izračunane potresne sile pomnožili s faktorjem 3.0 in tako upoštevali, da kriteriji duktilnosti niso bili povsem izpolnjeni. Naša ocena je bila, da je faktor obnašanja $q = 2$.

4 ANALIZA SEDMIH OBSTOJEČIH KONSTRUKCIJ

V okviru raziskovalnega projekta Analiza potresne varnosti jeklenih konstrukcij v Sloveniji smo z vidika potresne varnosti analizirali nekatere obstoječe objekte. V nadaljevanju bodo prikazani ključni rezultati za sedem objektov.

Pri vseh konstrukcijah so bile opravljene tri osnovne naloge:

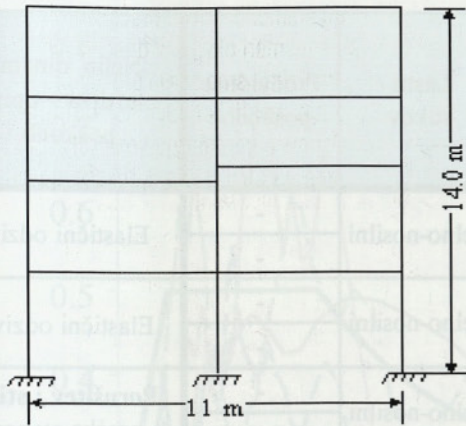
- Pregled originalnih projektov: zbiranje podatkov za natančnejšo analizo, preverjanje izračunov in iskanje morebitnih napak.
- Določanje faktorja obnašanja q in kontrolni izračun po določitih *EC 8*.
- Numerično simuliranje odziva konstrukcij na potresno obtežbo: za ta namen smo uporabili računalniški program za nelinearno dinamično analizo DRAIN 2DX [Prakash, 1993] in pet značilnih akceleroگرامov.

Konstrukcije so bile regularne, z nosilni-

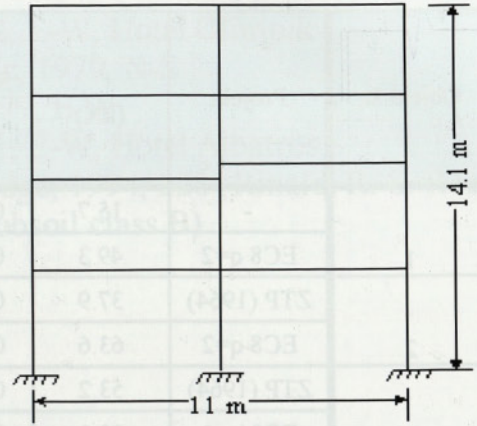
mi elementi v dveh pravokotnih smereh – v eni smeri okvirji, v drugi smeri povezja. Analizirali smo samo prečne okvirje in jih obravnavali kot ravninske konstrukcije. Osnovna geometrija konstrukcij je prikazana na sliki 8. Konstrukcije so bile narejene v obdobju od leta 1956 do leta 1996 in projektirane po različnih tehničnih predpisih. Pri numeričnem simuliranju odziva konstrukcij na potresno obtežbo smo uporabili pet različnih akceleroگرامov, pri katerih je bil največji pospešek temeljnih tal prilagojen projektni vrednosti za posamezno konstrukcijo. Na sliki 9 so prikazani spektri pospeškov za uporabljene akceleroگرامe (za primer, ko največji pospešek temeljnih tal znaša 0,2 g). Ključni momentni stiki so bili modelirani kot bilinearne vzmeti z realno togostjo in nosilnostjo.

V preglednici 2 so podane nekatere ugotovitve analize:

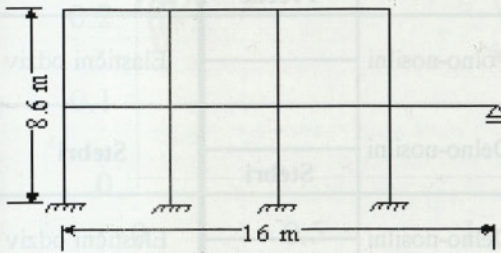
- faktor obnašanja: Razen pri konstrukciji št. 4 ($q=5$), je bil v vseh drugih primerih ta faktor enak 1 (štirje primeri) ali 2 (dva primera). Kljub temu so bile v osnovnih projektih vse konstrukcije računane brez načrtnega zagotavljanja duktilnosti in z upoštevanjem projektnih spektrov pospeška.
- seizmični koeficient: Glede na osnovni projekt se je seizmični koeficient pri računu po *EC 8* znatno povečal. Razlog je nizek q . Izjema je duktilna konstrukcija št. 4, kjer se je močno spremenila tudi potresna cona (v *ZTP (1964) IX.* cona in v *EC 8 VII.* cona).
- kompaktnost prereza: Večinoma so uporabljeni vroče valjani prerezi, ki zagotavljajo ustrezno kompaktnost in s tem rotacijsko kapaciteto. Pri konstrukciji št. 5 so prerezi sodili v III. in celo IV. razred kompaktnosti, ki nimata nikakršne rotacijske kapacitete.
- stiki: Polnosilni so samo varjeni stiki konstrukcij št. 4 in 5 (primerno izvedeni varjeni stiki so polnosilni že po definiciji), v vseh ostalih primerih so bili izvedeni vijačeni delnosilni sti-



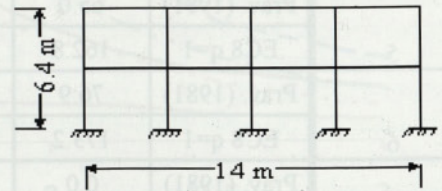
Konstr. št. 1, leto izgradnje 1956



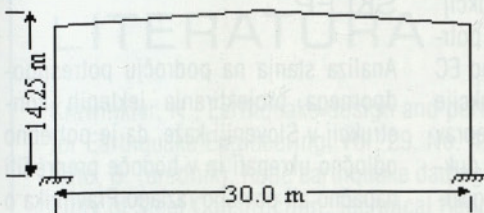
Konstr. št. 2, leto izgradnje 1965



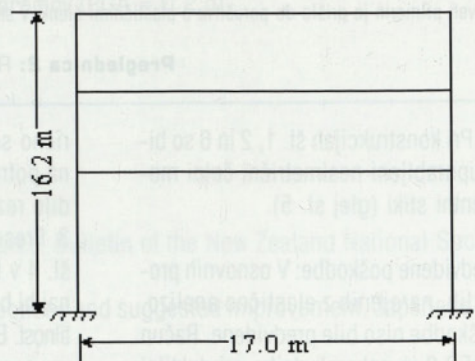
Konstr. št. 3, leto izgradnje 1966



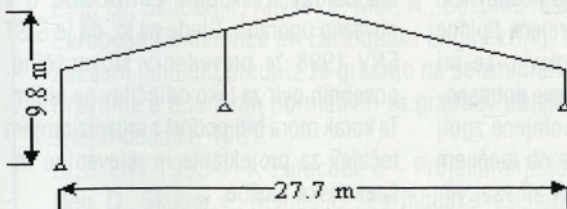
Konstr. št. 4, leto izgradnje 1973



Konstr. št. 5, leto izgradnje 1983



Konstr. št. 6, leto izgradnje 1990



Konstr. št. 7, leto izgradnje 1996

Slika 8: Geometrija analiziranih konstrukcij

Objekt št.	Projekt	(kN)	Seizm. koef.	Razred komp. prereza	Lastn. stikov	Predvidene poškodbe	Nelin. dinam. analiza – opis poškodb
1	-	15.7	0.050	I	Delno-nosilni	-	Elastični odziv
	EC8 q=2	49.3	0.080			-	
2	ZTP (1964)	37.9	0.050	I	Delno-nosilni	-	Elastični odziv ¹
	EC8 q=2	63.6	0.065			-	
3	ZTP (1964)	53.2	0.060	I	Delno-nosilni	-	Porušitev : stiki prečka-steber
	EC8 q=1	90.3	0.112			Stiki	
4	ZTP (1964)	226.0	0.120	I	Polno-nosilni	-	Prečke ²
	EC8 q=5	53.3	0.028			Prečke	
5	Prav. (1981)	65.0	0.075	III, IV	Polno-nosilni	-	Elastični odziv
	EC8 q=1	162.8	0.500			-	
6	Prav. (1981)	76.9	-	I	Delno-nosilni	-	Stebri ³
	EC8 q=1	173.2	0.270			Stebri	
7	Prav. (1981)	0.0	0.000	I, II	Delno-nosilni	-	Elastični odziv
	EC8 q=1	38.7	0.500			-	

¹ v enem primeru (Ulcinj 1) porušitev s poškodbami v prečkah

² v treh primerih od petih je prišlo do porušitve

³ v dveh primerih je prišlo do porušitve s plastičnimi členki v stebrih prve etaže (mehko pritličje)

Preglednica 2: Rezultati analize obstoječih objektov

ki. Pri konstrukcijah št. 1, 2 in 6 so bili uporabljeni nesimetrični čelni momentni stiki (glej sl. 5).

- predvidene poškodbe: V osnovnih projektih, narejenih z elastično analizo, poškodbe niso bile predvidene. Račun po EC 8 je pokazal, da bo pri duktilni konstrukciji št. 4 prišlo do poškodb v prečkah (pravilna lega plastičnih členkov). Pri konstrukciji št. 3 je prekoračena nosilnost delnonosilnih stikov prečka-steber, pri konstrukciji št. 6 pa naj bi se plastični členki tvorili v stebrih prve etaže (mehko pritličje). V vseh ostalih primerih so konstrukcije ostale v elastičnem področju. V dveh predimenzioniranih, v dveh primerih pa je šlo za enoetažno konstrukcijo, kjer potresna obtežba ni tako pomembna.
- nelinearna dinamična analiza: Nume-

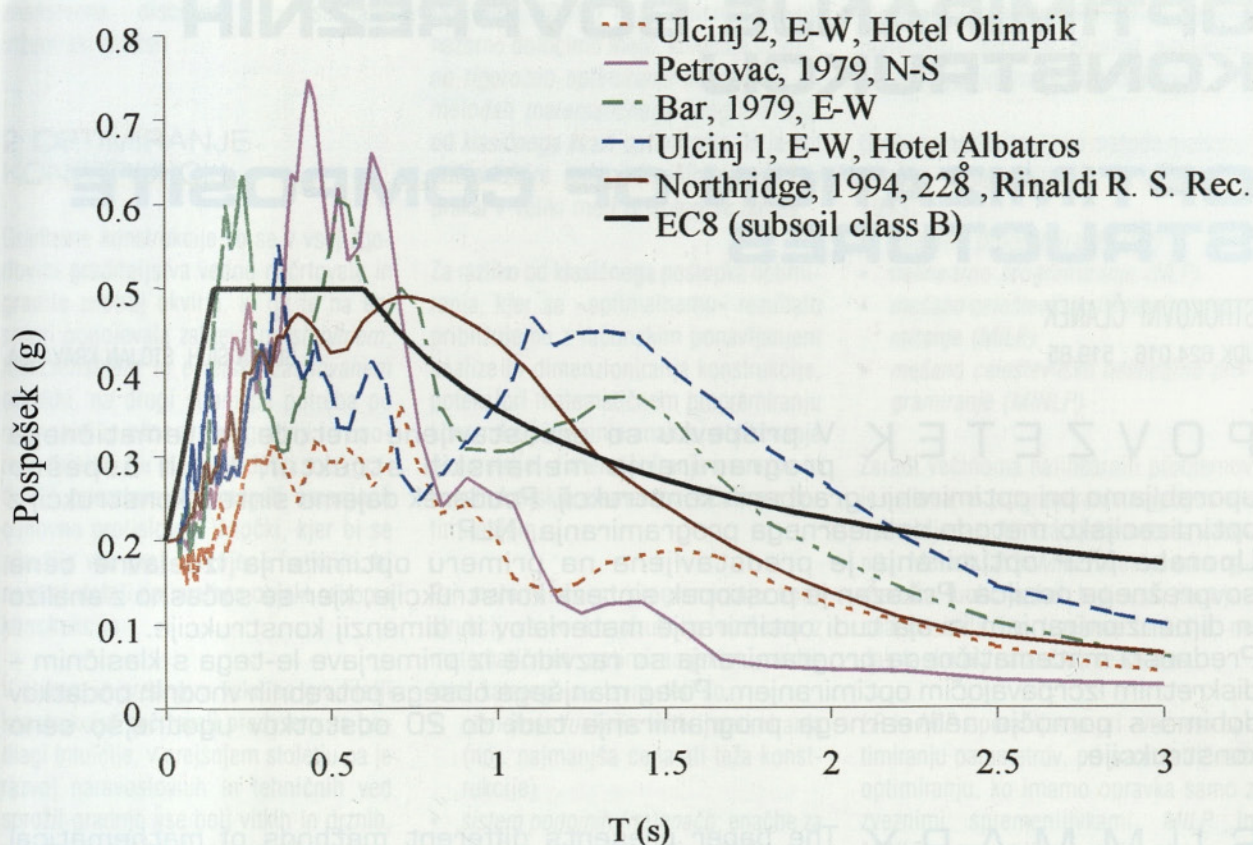
rično simuliranje odziva konstrukcij na potresno obtežbo je v celoti potrdilo rezultate dimenzioniranja po EC 3. Preseneča le porušitev konstrukcije št. 4 v treh od petih primerov, čeprav naj bi bila zagotovljena primerna duktilnost. Eden izmed razlogov je prav gotovo vezan na razlike med uporabljenimi akcelrogrami.

Analiza je pokazala, da so bile v osnovnem projektu v vseh primerih narejene tipične napake, navedene v 3. poglavju. Le pri konstrukciji št. 4 so bile zahteve potresnoodpornega projektiranja izpolnjene zgolj slučajno. V dveh primerih je ob močnem potresu pričakovati porušitev ali vsaj velike poškodbe (porušitev delnonosilnih stikov, mehko pritličje), v ostalih primerih pa so rezultati ugodni zgolj zaradi srečnih okoliščin (predimenzionirana konstrukcija, nizek enoetažni objekt).

SKLEP

Analiza stanja na področju potresnoodpornega projektiranja jeklenih konstrukcij v Sloveniji kaže, da je potrebno odločno ukrepati in v bodoče preprečiti napačno ali površno razlago Pravilnika o tehničnih normativih za graditev na seizmičnih področjih iz leta 1981. Najboljši način je čim hitrejša uvedba evropskih standardov iz skupine EUROCODE 8 v obvezno uporabo. Glede na to, da je SIST ENV 1998 že preveden v slovenščino, posebnih ovir za tako odločitev ne vidim. Ta korak mora biti podprt z organiziranjem tečajev za projektante in relevantne inšpekcijske službe.

Na FGG smo že organizirali več takih tečajev in jih bomo tudi v prihodnje. Svoje morajo prispevati tudi projektanti s kritičnim odnosom do lastnega dela.



Slika 9: Spektri uporabljenih akcelerogramov (PGA = 0.2 g)

LITERATURA

Krawinkler, H., Earthquake design and performance of steel structures, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 29, No. 4, str.229-241, 1996.

Kato, B. (urednik), Kobe earthquake damage to steel moment connections and suggested improvement, Japanese Society of Steel Construction, Technical Report No. 39, 1997.

SIST ENV 1998, deli 1-1, 1-2, 1-3, Eurocode 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 1995.

Mazzolani, F. M., Moment resistant connections of steel frames in seismic areas : design and reliability, E&FN Spon, 2000.

Beg, D., Skuber, P., Kovše, I., Mur, R., Seismic resistance of existing steel buildings in Slovenia, Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, September, (v tisku) 2002.

Začasni tehnični predpis za gradnjo na seizmičnih področjih, UL SFRJ 39/64, 1964.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, UL SFRJ 50/81 in kasnejši dodatki, 1981.

SIST ENV 1993-1-1, Eurocode 3 – Projektiranje jeklenih konstrukcij –Splošna pravila in pravila za stavbe, 1996.

Beg, D., Skuber, P., Remec, Č., Earthquake resistance of frames with unsymmetric bolted connections, Proceedings of the International Conference on Advances in Structural Dynamics, Hong Kong, Vol. II, str. 801-808, 2000.

Prakash, V., Powell, G. H., DRAIN 2DX Base Program and Design Documentation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, 1993.

OPTIMIRANJE SOVPREŽNIH KONSTRUKCIJ

OPTIMIZATION OF COMPOSITE STRUCTURES

STROKOVNI ČLANEK

UDK 624.016 : 519.85

SIMON ŠILIH, STOJAN KRAVANJA

P O V Z E T E K V prispevku so predstavljene metode matematičnega programiranja mehanskih struktur, ki jih uspešno uporabljamo pri optimiranju gradbenih konstrukcij. Poudarek dajemo sintezi konstrukcij z optimizacijsko metodo nelinearnega programiranja, NLP.

Uporaba NLP optimiranja je predstavljena na primeru optimiranja izdelavne cene sovprežnega nosilca. Prikazan je postopek sinteze konstrukcije, kjer se sočasno z analizo in dimenzioniranjem izvaja tudi optimiranje materialov in dimenzij konstrukcije.

Prednosti matematičnega programiranja so razvidne iz primerjave le-tega s klasičnim – diskretnim izčrpavajočim optimiranjem. Poleg manjšega obsega potrebnih vhodnih podatkov dobimo s pomočjo nelinearnega programiranja tudi do 20 odstotkov ugodnejšo ceno konstrukcije.

S U M M A R Y The paper presents different methods of mathematical programming, used at the structural optimization and synthesis. We focus on the synthesis of structures by the Nonlinear Programming approach, NLP.

The practical use of the NLP optimization is introduced by the example of the self manufacturing costs optimization of composite beams. The structural synthesis is demonstrated, where the analysis and the design of the structure, as well as the optimization of materials and dimensions of the structure are carried out simultaneously. The comparison of the classical – discrete exhausted optimization with the mathematical programming shows the advantages of the latter. Beside less input data, the results obtained by the means of mathematical programming, are up to 20 percent lower self-manufacturing costs of the structure.

Avtorja:

Simon Šilih, mladi raziskovalec, univ. dipl. gosp. inž., Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, Maribor; e-mail: simon.silih@uni-mb.si
izr. prof., dr. Stojan Kravanja, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, Maribor, e-mail: stojan.kravanja@uni-mb.si

1 UVOD

Vse hujša konkurenca na vse bolj povezanem svetovnem trgu zahteva od projektantov in graditeljev objektov vedno večjo ekonomičnost in produktivnost. Energetska kriza je vspodbudila strokovnjake, da so se, poleg shranjevanja in pridobi-

vanja alternativnih virov energije, začeli ukvarjati predvsem z razvojem metod in tehnologij za varčnejšo uporabo surovin in racionalnejšo proizvodnjo.

Na tehničnih področjih se je zato pojavila potreba po razvoju takšne znanosti, ki bo vodila v razvoj učinkovitih in konku-

renčnih, pa tudi varčnih in ekološko prijaznih tehnik in tehnologij. To pa lahko dosežemo le s smotrnim načrtovanjem in optimiranjem proizvodnih procesov in izdelkov. Zato razvoj in uporaba modernih optimizacijskih metod postajata nujnost modernega tehničnega človeka, optimiranje pa postaja vse bolj uporabna

znanstvena disciplina v vsakdanji inženirski praksi.

2 OPTIMIRANJE KONSTRUKCIJ

Gradbene konstrukcije so se v vsej zgodovini graditeljstva vedno načrtovale in gradile znotraj okvirja, ki ga je na eni strani pogojevala zahteva po *stabilnem, funkcionalnem in estetsko zasnovanem* objektu, na drugi strani pa potreba po *racionalni in ekonomični* gradnji in uporabi objekta. Ne glede na dobo so si graditelji prizadevali premagati omenjeno osnovno protislovje. V točki, kjer bi se združile vse prej omenjene funkcije, bi namreč dobili optimalnen objekt oziroma konstrukcijo.

V starem in srednjem veku so graditelji konstrukcije načrtovali predvsem na podlagi intuicije, v prejšnjem stoletju pa je razvoj naravoslovnih in tehničnih ved sprožil gradnjo vse bolj vitkih in drznih, s tem pa tudi bolj ekonomičnih konstrukcij. Konstruktorji so optimiranje konstrukcij razumeli kot optimalno izbiro materialov in prerezov, kjer je bilo potrebno zaporedoma analizirati veliko število variant konstrukcije, da bi dobili cenovno ugodnejšo ali pa lažjo konstrukcijo.

Razvoj modernih optimizacijskih metod se je začel v začetku 20. stoletja, zaradi računske zahtevnosti in obsežnosti problemov pa je pravi razmah doživel šele z razvojem računalniške opreme v 60. letih 20. stoletja. Moderno optimiranje konstrukcij temelji na metodah matematičnega programiranja.

3 MATEMATIČNO PROGRAMIRANJE KONSTRUKCIJ

Matematično programiranje konstrukcij imenujemo vsako optimiranje konstrukcij, ki temelji na optimizacijskih metodah matematičnega programiranja

[Kravanja, 2001a]. S to definicijo dovolj nazorno določimo mejo, ki ločuje *moderno rigorozno optimiranje konstrukcij po metodah matematičnega programiranja* od *klasičnega kvazi optimiranja*, ki je kot način izbire najugodnejših prerezov v praksi v veliki meri prisotno še danes.

Za razliko od klasičnega postopka optimiranja, kjer se »optimalnemu« rezultatu približujemo z računskim ponavljanjem analize in dimenzioniranja konstrukcije, poteka pri matematičnem programiranju konstrukcij izvajanje analize, oblikovanje geometrije, dimenzioniranje prerezov in konstrukcijskih elementov sočasno z optimiranjem.

Pri matematičnem programiranju konstrukcij vsako konstrukcijo opišemo z matematičnim optimizacijskim modelom, katerega sestavni deli so:

- *namenska funkcija*: kriterij optimiranja (npr. najmanjša cena ali teža konstrukcije)
- *sistem pogojnih (ne)enačb*: enačbe za analizo, dimenzioniranje in oblikovanje konstrukcije ter meje spremenljivk
- *spremenljivke*: dimenzije elementov konstrukcije, razponi
- *skalarji*: vhodni podatki – zunanja obtežba, globalna geometrija, materialne karakteristike, dopustne napetosti in deformacije

Ker so v opisanem modelu dimenzije konstrukcijskih elementov in razponi spremenljivke, so posledično tudi obremenitve, napetosti in deformacije neznanke. V primerih, ko ob dimenzijah optimiramo tudi materiale, so tudi materialne karakteristike in s tem dopustne napetosti spremenljivke.

Za podane vhodne podatke in v odvisnosti od definiranega sistema pogojnih (ne)enačb so v enovitem računskem procesu neznanke spremenljivke (dimenzije, razponi, materialne karakteristike) izračunane tedaj, ko je dosežen optimum v smeri minimiziranja oz. maksimiziranja namenske funkcije. Izračunane vrednosti spremenljivk imenujemo optimalne spre-

menljivke (optimalne dimenzije, razponi, materiali), dobljeni rezultat namenske funkcije pa optimum konstrukcije.

Osnovne optimizacijske metode matematičnega programiranja so [Reklaitis, 1983]:

- *linearno programiranje (LP)*
- *nelinearno programiranje (NLP)*
- *mešano celoštevilsko linearno programiranje (MILP)*
- *mešano celoštevilsko nelinearno programiranje (MINLP)*

Zaradi večinoma nelinearnih problemov je nelinearno programiranje najpogosteje uporabljena optimizacijska metoda v tehniki. Metodi *LP* in *MILP*, kjer so tako namenska funkcija kot tudi vse pogojne enačbe izključno linearne funkcije, ne dajeta dovolj natančnih rezultatov.

LP in *NLP* uporabljamo pri zveznem optimiranju parametrov, pri parametričnem optimiranju, ko imamo opravka samo z zveznimi spremenljivkami. *MILP* in *MINLP* pa uporabljamo za diskretno-zvezno optimiranje, kjer poleg zveznih spremenljivk za izračun zveznih parametrov definiramo tudi diskretne (binarne, celoštevilске) spremenljivke za izračun diskretnih odločitev.

4 NELINEARNO PROGRAMIRANJE, NLP

Nelinearno programiranje je najpogosteje uporabljena metoda za sočasno reševanje analize in optimiranja struktur v mehaniki. V večini primerov se uporablja za optimiranje parametrov (dimenzij) konstrukcij pri nespremenljivi strukturi (stalni topologiji), nekateri raziskovalni centri pa *NLP* metodo uporabljajo tudi za optimiranje topologije.

Nelinearni optimizacijski model zapišemo v naslednji obliki:

$$\min \quad Z = \mathbf{b}^T \mathbf{x} + f(\mathbf{x})$$

$$\text{pri pogojih:} \quad \mathbf{h}(\mathbf{x}) = \mathbf{0}$$

$$g(x) \leq 0 \quad (\text{NLP})$$

$$Ax \leq c$$

$$x \in X = \{x \mid x \in \mathbb{R}^n, x^l \leq x \leq x^u\}$$

Namenska funkcija (spremenljivka) Z je sestavljena iz linearnega izraza $b^T x$ in nelinearnega izraza $f(x)$. Enačba $h(x) = 0$ predstavlja množico nelinearnih pogojnih enačb, neenačba $g(x) \leq 0$ pa množico nelinearnih pogojnih neenačb. Neenačba $Ax \leq c$ definira množico linearnih enačb in neenačb.

Učinkovitejše metode rešujejo NLP problem z neposredno zadostitvijo Karush-Kuhn-Tuckerjevega pogoja. Najpomembnejše metode za reševanje NLP problemov so:

- zaporedno kvadratno programiranje (SQP)
- metoda reduciranega gradienta (RG)
- splošna metoda reduciranega gradienta (GRG)
- razširjeni Lagrangian (AL)

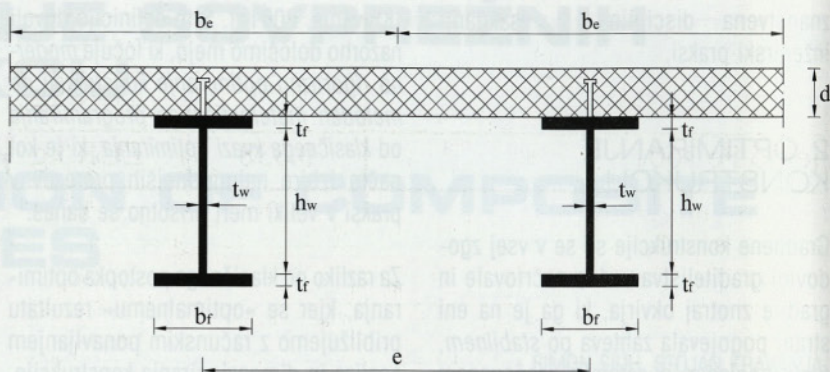
Nekateri komercialni računalniški programi so NPSOL za SQP, MINOS za RG, programi GRG2, LSGRG, CONOPT za GRG in LANCELOT za AL.

5 OPTIMIRANJE IZDELAVNE CENE SOVPREŽNEGA NOSILCA

5.1 OSNOVNE PREDPOSTAVKE

Kot primer prikaza uporabe matematičnega programiranja smo izbrali medetažno konstrukcijo, sestavljeno iz sovprežnih nosilcev. Sistem sestoji iz armiranobetonske plošče konstantne debeline in dvoosno simetričnih varjenih jeklenih I profilov. Sovprežnost med komponentama zagotavljajo valjčni mozniki, privarjeni na jeklene nosilce in zaliti z betonom. Tipični prečni prerez konstrukcije je prikazan na sliki 1.

Gre za prostoležeč sistem, obremenjen z



Slika 1: Prečni prerez konstrukcije

lastno težo in enakomerno zvezno koristno obtežbo. Dimenzioniranje je izvedeno v skladu z Eurocode 4 [Eurocode 4, 1992], v povezavi z Eurocode 3 [Eurocode 3, 1992]. Pri analizi je upoštevano, da so jekleni nosilci med montažo podprti, tako da se celotna (stalna in koristna) obtežba prenese na sovprežni prerez.

V postopku dimenzioniranja so upoštevani pogoji pri mejnem stanju nosilnosti (MSN) in mejnem stanju uporabnosti (MSU).

Pri MSN je preverjena upogibna nosilnost prereza, strižna nosilnost, lokalno izbočenje zaradi striga ter interakcija upogibnega momenta in prečne sile. Upogibna nosilnost je izračunana po metodi plastičnosti. Upoštevan je primer, ko pade nevtralna os v betonsko ploščo, kar se zgodi v večini primerov prostoležečih sovprežnih nosilcev z dvoosno simetričnimi jeklenimi nosilci. V takem primeru je jekleni del prereza v celoti v nategu, zato sovprežni prerez uvrstimo v 1. razred kompaktnosti.

Pri MSU so preverjeni povesi (deformacije) konstrukcije, pri čemer so upoštevani vplivi tečenja in krčenja betona.

Ločeno je izvedeno dimenzioniranje AB plošče, ki je obravnavana kot kontinuirni nosilec, katerega podpore predstavljajo jekleni nosilci. AB plošča je dimenzionirana v skladu z Eurocode 2 [Eurocode 2, 1992]. Vezna sredstva – mozniki so dimenzionirani po teoriji plastičnosti, upo-

števana je polna sovprežnost med ploščo in nosilci.

5.2 MATEMATIČNI MODEL ZA OPTIMIRANJE IZDELAVNE CENE SOVPREŽNIH NOSILCEV

Z optimizacijskim postopkom želimo za podan razpon in koristno obtežbo konstrukcije izračunati tisto kombinacijo materialov (beton, jeklo) in vseh dimenzij prečnega prereza, ki ob danih pogojih predstavljajo najugodnejšo rešitev, tj. minimalno izdelavno ceno konstrukcije.

Matematični model za optimiranje izdelavne cene sovprežnih nosilcev zapišemo:

namenska funkcija:

$$\min \text{CENA}/m^2$$

$$= \Sigma (\text{količina} \times \text{cena}) / (e \times L)$$

pogojne (ne)enačbe:

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$V_{Sd} \leq V_{ba,Rd}; V_{ba,Rd} \leq V_{Rd}$$

$$\delta_{max} \leq L/250$$

$$\delta_2 \leq L/300$$

$$V_l \leq n_{moz} \times P_{Rd}$$

beton C 25/30	85.00	EUR/m ³
armatura S 400	0.70	EUR/kg
jeklo Fe 360	0.338	EUR/kg
rezanje pločevine	2.00	EUR/m ¹
varjenje	3.00	EURm ¹
antikorozijska zaščita	7.50	EUR/m ²
valjčni moznik	1.20	EUR
opaž	12.00	EUR/m ²
požarnozaščitni premaz (F 30)	25.00	EUR/m ²

Preglednica 1: Materialni stroški in stroški vgrajevanja za sovprežni prerez

spremenljivke:

dimenzije prečnega pre-
reza
trdnosti materialov
količina armature v ploš-
či
število moznikov

skalarji (konstante):

razpon
koristna obtežba

Namensko funkcijo predstavlja izdelavna cena kvadratnega metra konstrukcije, ki jo izračunamo kot vsoto količin materialov (enega jeklenega nosilca s pripadajočim delom betonske plošče), pomnoženih z ustreznimi cenami ter deljenih z razdaljo med nosilci e in razponom konstrukcije L . Postavke, upoštevane v namenski funkciji, so navedene v preglednici 1.

Upoštevani so betoni različne tlačne trdnosti (C 25/30 do C 50/60) in jekla različne natezne trdnosti (Fe 360 do Fe 510). Trdnosti materialov predstavljajo zvezne spremenljivke, pri čemer je cena materiala določena kot funkcija trdnosti.

V pogojnih (ne)enačbah so podani pogoji za dimenzioniranje sovprežnega prereza v skladu z EC 4, pogoji za dimenzioniranje AB plošče v skladu z EC 2 in meje spremenljivk.

6 PRIMERJAVA KLASIČNEGA POSTOPKA OPTIMIRANJA Z MATEMATIČNIM PROGRAMIRANJEM

6.1 KLASIČNO – DISKRETNO IZČRPAVAJOČE OPTIMIRANJE

Pri metodi diskretnega izčrpavajočega optimiranja gre za računsko ponavljanje analize diskretnih alternativnih rešitev, pri čemer izčrpamo množico vseh možnih kombinacij različnih materialov in dimenzij prereza [Šilih, 2000].

Kot vhodne podatke za vsak posamezen izračun podamo razpon konstrukcije in koristno obtežbo, karakteristike materialov (tlačna trdnost betona f_{ck} , meja plastičnosti jekla f_y) in vse dimenzije prečnega prereza (e, d, b_f, t_f, t_w, h_w – glej sliko 1). Kot rezultat analize dobimo podatek o ustreznosti rešitve. Če so zadovoljeni vsi pogoji dimenzioniranja, je določena rešitev ustrezna. Iz množice vseh ustreznih rešitev nato določimo tisto, ki predstavlja minimalne izdelavne stroške in s tem optimalno rešitev.

Rezultat bo tem ugodnejši (bližji dejanskemu optimumu), čim več alternativnih

rešitev analiziramo. To pa pri večjem številu spremenljivk ($f_{ck}, f_y, e, d, b_f, t_f, t_w, h_w$) hitro privede do več deset do več stotisoč kombinacij. Izračun vseh alternativ je mogoče izvesti le s pomočjo računalniškega programa, ki s sistemom zank ponavlja analizo, dokler ne izčrpa vseh možnih kombinacij spremenljivk, za vsako spremenljivko pa moramo podati spodnjo in zgornjo mejo ter korak povečevanja.

6.2 MATEMATIČNO PROGRAMIRANJE

Pri optimiranju konstrukcij z metodami matematičnega programiranja govorimo o *sintezi* konstrukcije, saj se sočasno z analizo in dimenzioniranjem izvaja tudi oblikovanje in optimiranje konstrukcije (izračun najugodnejših materialov in dimenzij).

Kot vhodne podatke izračuna podamo razpon in koristno obtežbo ter meje spremenljivk. Kot rezultat dobimo tisto kombinacijo materialov (tlačna trdnost betona f_{ck} , meja plastičnosti jekla f_y) in vseh dimenzij prereza (e, d, b_f, t_f, t_w, h_w), ki v skladu z vhodnimi podatki in pogojnimi enačbami predstavlja optimum namenske funkcije – minimalne izdelavne stroške na m² konstrukcije.

Ker gre pri NLP optimiranju za zvezno parametrično optimiranje, imajo optimalne vrednosti spremenljivk neko zvezno, nezaokrožen vrednost. Da bi dosegli neki praktično uporaben rezultat, dobljene vrednosti zaokrožimo na najbližjo (višjo) celoštevilsko vrednost, pravimo, da spremenljivke fiksiramo. S ponovnim izračunom pa dobimo rezultat (izdelavno ceno) konstrukcije za zaokrožene vrednosti spremenljivk.

6.3 PRIMERJAVA

Prikazan je primer izračuna prosto-ležečega sovprežnega nosilca razpona $L = 30$ m, obremenjenega s koristno

	<i>CENA</i> (EUR/m ²)	Odst. (%)	<i>e</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>h</i> (cm)	<i>f_{ck}</i> <i>f_y</i> (kN/cm ²)
Klasično	65	-	600	22	170	2,5 / 35,5
NLP	59	-8,2	394,62	17,76	188,05	2,5 / 35,5
NLP- zaokrožen	61	-6,2	400	18	190	2,5 / 35,5

Preglednica 2: Primerjava rezultatov različnih optimizacijskih tehnik

obtežbo intenzitete 5 kN/m². Jekleni nosilci niso zaščiteni z požarnozaščitnim premazom.

V preglednici 2 je prikazana primerjava dobljenih optimalnih izdelavnih cen na m² konstrukcije. Klasično je primer izračunan s pomočjo računalniškega programa, ki omogoča analizo velikega števila alternativnih rešitev po postopku, opisanem v poglavju 6.1. Optimalni rezultat je dobljen na podlagi primerjave okoli 1500 ustreznih rešitev konstrukcije.

Iz preglednice je razvidno, da z NLP optimiranjem dobimo glede na klasični postopek 8,2 odstotka nižjo izdelavno ceno na m² konstrukcije. Ko izračun ponovimo

z zaokroženimi (fiksiranimi) vrednostmi spremenljivk, je rezultat nekoliko višja izdelavna cena, ki pa je še vedno za 6,2 odstotka nižja glede na klasični postopek iskanja najugodnejše rešitve.

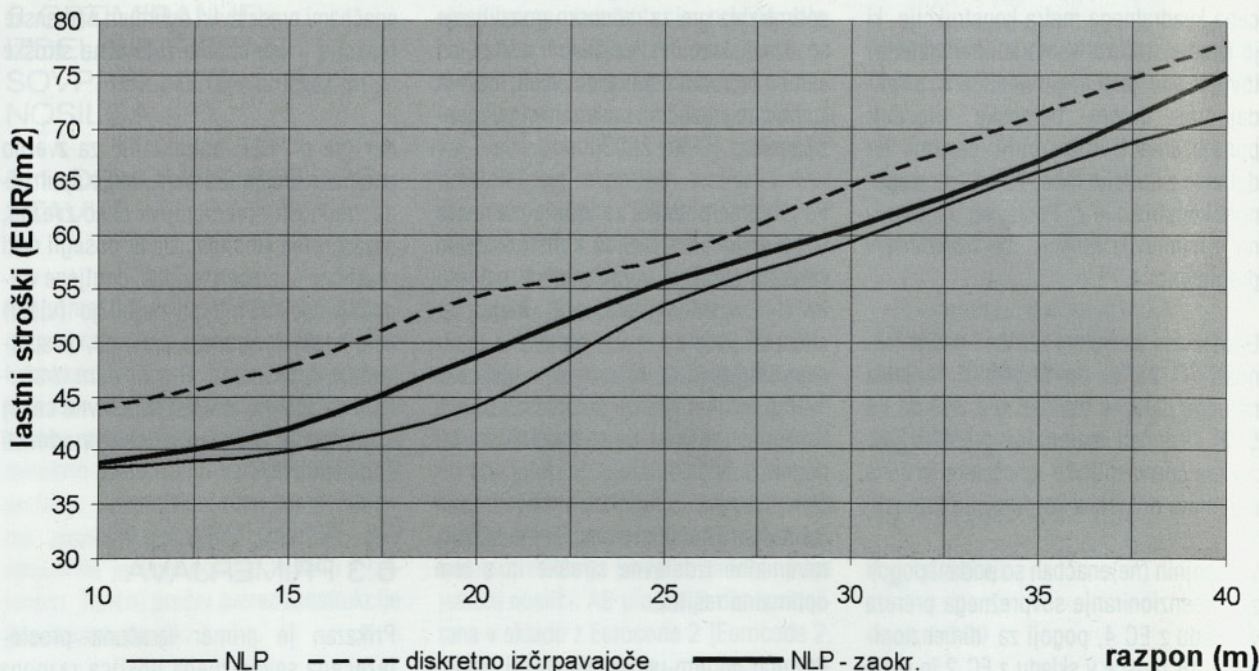
Na sliki 2 je prikazana primerjava rezultatov za različne razpone nosilca, obremenjenega s koristno obtežbo $q = 5 \text{ kN/m}^2$.

Glede na klasični postopek (diskretno izčrpavajoče optimiranje) dobimo z NLP optimiranjem v odvisnosti od razpona od 8 do 20 odstotkov ugodnejše rezultate, z zaokroženimi vrednostmi spremenljivk pa dobimo rezultate, ki so ugodnejši za 5 do 12 odstotkov.

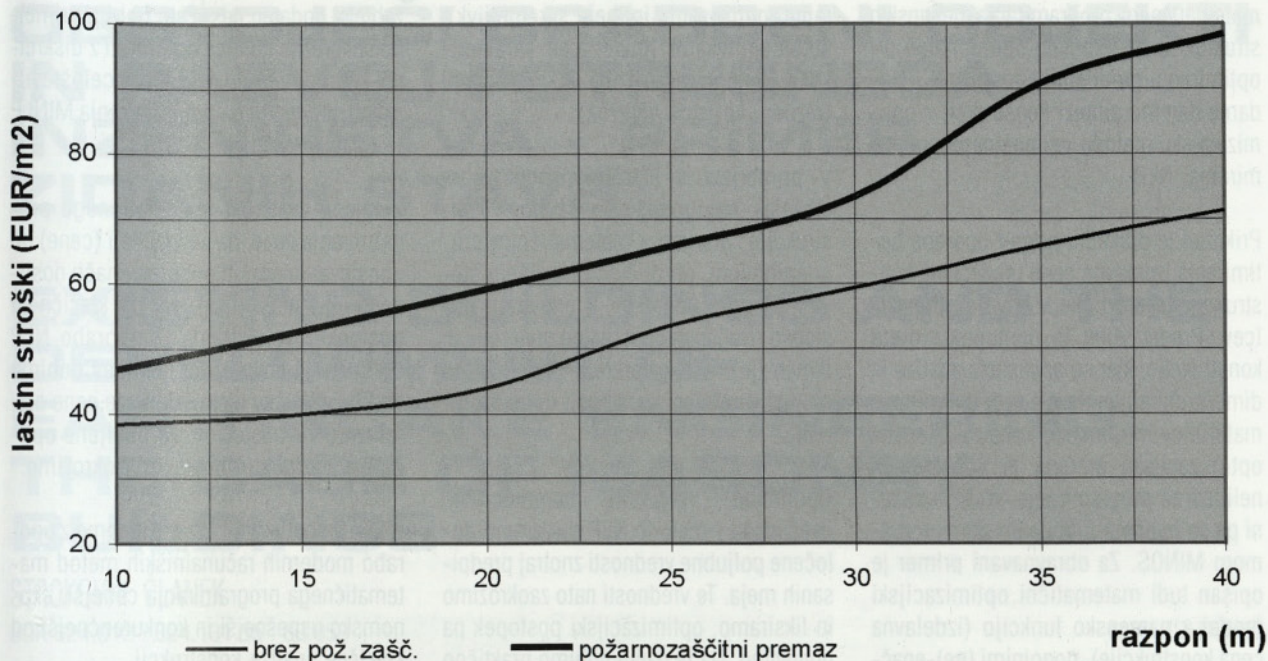
6.4 VPLIV PROTIPOŽARNE ZAŠČITE

Posebno področje jeklenih in sovprežnih konstrukcij predstavlja protipožarna zaščita. Ločeno smo izvedli optimiranje konstrukcije brez oz. s protipožarno zaščito, pri čemer smo uporabili troslojni požarnozaščitni premaz Flammstop FE/W, ki v skladu z avstrijskim standardom ÖNORM B 3800 zagotavlja protipožarno zaščito razreda F 30 za jeklene nosilce s faktorjem prereza U/F manjšim od 300 m⁻¹.

Na sliki 3 je prikazana primerjava optimalnih rezultatov za primera brez in s



Slika 2: Primerjava optimizacijskih tehnik



Slika 3: Sovprežni (polnostenski) nosilec-primerjava lastnih stroškov brez in s pož. zaščito ($q = 5 \text{ kN/m}^2$)

požarnozaščitnim premazom. Dodatek požarnozaščitnega premaza povzroči 20 do 30 odstotkov višje izdelavne cene obravnavane konstrukcije.

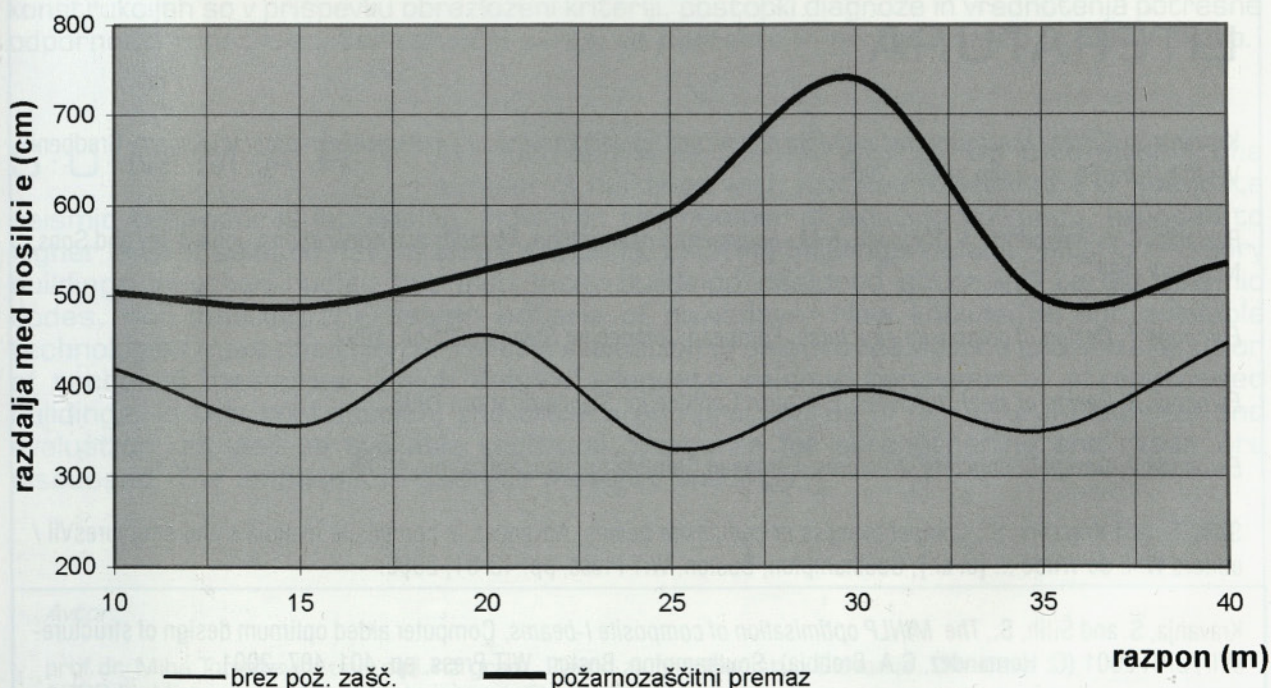
Vključitev protipožarne zaščite v namensko funkcijo optimizacijskega modela ima vpliv na celoten postopek optimi-

ranja, s tem pa na vse izračunane optimalne vrednosti spremenljivk – dimenzij prereza. Na sliki 4 je prikazana primerjava optimalnih razdalj med jeklenimi nosilci e za primera konstrukcije brez oz. s protipožarno zaščito. Razvidno je, da so optimalne razdalje e občutno večje v primeru uporabe protipožarnega premaza.

Zaradi posredno višje cene jekla, se razmerje količin betona in jekla na m^2 konstrukcije poveča v korist betona.

7 SKLEP

V prispevku so predstavljene metode



Slika 4: Sovprežni (polnostenski) nosilec – primerjava razdalje med jeklenimi nosilci e ($q = 5 \text{ kN/m}^2$)

matematičnega programiranja mehanskih struktur, ki jih uspešno uporabljamo pri optimiranju gradbenih konstrukcij. Poudarek dajemo sintezi konstrukcij z optimizacijsko metodo nelinearnega programiranja, NLP.

Prikazan je praktični primer uporabe optimiranja izdelavne cene medetažne konstrukcije, sestavljene iz sovprežnih nosilcev. Predstavljen je postopek sinteze konstrukcije, kjer se sočasno z analizo in dimenzioniranjem izvaja tudi optimiranje materialov in dimenzij konstrukcije. Kot optimizacijska metoda je uporabljeno nelinearno programiranje (NLP), izračuni pa so izvedeni z računalniškim programom MINOS. Za obravnavani primer je opisan tudi matematični optimizacijski model z namensko funkcijo (izdelavna cena konstrukcije), pogojnimi (ne)-enačbami (enačbe za analizo, dimenzioni-

ranje, oblikovanje in meje spremeljivk), spremenljivkami (materialne karakteristike, dimenzije prerezov) in konstantami (razpon, koristna obtežba).

V primerjavi s klasičnim postopkom iskanja najugodnejših rešitev konstrukcije, dobimo z matematičnim programiranjem, ob občutno manjšem številu vhodnih podatkov, v enovitem postopku izračunane optimalne materiale in dimenzije prečnega prereza, pri tem pa so seveda izpolnjeni vsi pogoji dimenzioniranja.

Optimalne vrednosti spremenljivk, izračunane z metodo NLP, zavzamejo določene poljubne vrednosti znotraj predpisanih meja. Te vrednosti nato zaokrožimo in fiksiramo, optimizacijski postopek pa ponovimo. Na ta način dobimo praktično uporaben rezultat, postopek pa seveda

zahteva dodaten čas. Zato bi bilo primerno sovprežne nosilce optimirati z diskretno-zvezno metodo mešano - celoštevilskega nelinearnega programiranja MINLP [Kravanja, 2001b].

Bistvena prednost matematičnega programiranja pa je, da so rezultati (cene) ob upoštevanju enakih pogojev/enačb nosilnosti ugodnejši (nižji) kot pri klasičnem postopku projektiranja. Z uporabo NLP optimiranja sovprežnih nosilcev dobimo do 20 odstotkov nižje izdelavne cene oziroma do 12 odstotkov, ko dobljene optimalne vrednosti/dimenzije zaokrožimo.

S tem smo dokazali, da postanemo z uporabo modernih računalniških metod matematičnega programiranja cenejši, ekonomsko uspešnejši in konkurenčnejši od klasične analize konstrukcij.

LITERATURA

Kravanja S., *Sinteza konstrukcij: računalniško optimiranje jeklenih konstrukcij z matematičnim programiranjem*, Gradbeni Vestnik, letn. 50, št. 2, pp.38-47, 2001.

Reklaitis, G.V., Ravindran, A., Ragsdell, K.M., *Engineering optimization, Methods and Applications*, John Wiley and Sons, New York, 1983.

Eurocode 4, Design of composite structures, European Comitee for Standardization, 1992.

Eurocode 3, Design of steel structures, European Comitee for Standardization, 1992.

Eurocode 2, Design of concrete structures, European Comitee for standardization, 1992.

Šilih, S. and Kravanja, S., *Competitiveness of composite beams*, Advances in composite materials and structures VII / editors W. P. de Wilde ... [et al.], Southampton, Boston, WIT Press, pp. 43-51, 2000.

Kravanja, S. and Šilih, S., *The MINLP optimisation of composite I-beams*, Computer aided optimum design of structures-VII /OPTI 2001 (C. Hernandez, C.A. Brebbia), Southampton, Boston, WIT Press, pp. 401-407, 2001.

OBSTOJEČI GRADBENI OBJEKTI IN RAZVOJ POTRESNEGA INŽENIRSTVA - PRIMER ZIDANIH STAVB

EXISTING BUILDINGS AND THE DEVELOPMENT OF EARTHQUAKE ENGINEERING: THE CASE OF MASONRY BUILDINGS

STROKOVNI ČLANEK

UDK 624.012 : 624.131.55 : 69.059

MIHA TOMAŽEVIČ

P O V Z E T E K Z razvojem potresnega inženirstva narašča število gradbenih objektov, za katere lahko upravičeno pričakujemo, da se bodo med potresom ustrezno obnašali. Večje potresno tveganje pa predstavljajo starejši obstoječi objekti, med njimi tudi tisti, ki so bili pred leti sicer projektirani na potres, vendar ne ustrezajo v celoti danes uveljavljenim kriterijem. Nova znanja in razpoložljive tehnologije omogočajo, da precej zanesljivo ugotovimo stanje obstoječih konstrukcij, realno ocenimo njihovo potresno odpornost in tudi izvedemo ukrepe, ki bodo zagotovili, da bo njihovo obnašanje med potresom sprejemljivo. S poudarkom na zidanih konstrukcijah so v prispevku obrazloženi kriteriji, postopki diagnoze in vrednotenja potresne odpornosti konstrukcij ter tehnični ukrepi za popravila in protipotresno utrditev stavb.

S U M M A R Y As much as the earthquake engineering is developing, the number of buildings with justified expectance of adequate seismic behaviour is increasing. However, the number of existing buildings, exposed to higher level of seismic risk, is also increasing. Existing buildings include historic masonry buildings in urban nuclei, but also many buildings designed according to old seismic codes, not meeting the design criteria of nowadays. New knowledge and available technologies make possible the reliable evaluation of seismic resistance and the execution of technical measures, which ensure adequate seismic behaviour of strengthened buildings. In this contribution, the criteria and procedures of structural diagnosis and evaluation, as well as available technical measures for strengthening and repair are discussed. The emphasis is given to masonry buildings.

Avtor:

prof. dr. Miha Tomažević, univ. dipl. inž. grad., Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12,
1000 Ljubljana. e-pošta: miha.tomazevic@zag.si

1. UVOD

Kateri so obstoječi gradbeni objekti? V neposrednem pomenu besede so to vsi objekti, ki v danem trenutku sestavljajo gradbeni fond, ne glede na njihovo starost. Pa le ni čisto tako: ko v povezavi s potresom govorimo o obstoječih gradbenih objektih, mislimo seveda predvsem na tiste, s katerimi bi lahko imeli po potresu probleme. Tiste, ki bi jih potresi v večji ali manjši meri lahko poškodovali oziroma celo delno ali v celoti porušili, porušitve pa bi lahko imele za posledice žrtve.

Včasih so v tem pogledu obstoječi objekti pomenili stare, predvsem zidane stavbe, ki niso bile grajene po predpisih za potresno odporno graditev. Med njimi so pri nas in v drugih evropskih deželah seveda najbolj številne, žal pa tudi najbolj ranljive, prav stare zidane, predvsem kamnite hiše v zgodovinskih mestnih jedrih in na podeželju. Za splošno oceno, kje je meja med obstoječimi (potresno ranljivimi) in novimi (potresno odpornimi) objekti, je veljalo, da časovno mejo med njimi na danem območju predstavlja datum uveljavitve potresnih predpisov. Izkušnje, ki smo jih dobili po potresih v zadnjih desetletjih, pa kažejo, da tako poenostavljena definicija ne ustreza. Na eni strani lahko vsakokrat ugotovimo, da niso vsi objekti, ki niso bili grajeni po predpisih, že kar sami po sebi neodporni na potres. Vedno se najdejo predstavniki tovrstnih objektov, ki tudi najhujši potres prestanejo brez hujših posledic. In nasprotno, tudi med objekti, ki so bili projektirani na potres, jih je vedno kar nekaj, ki jih potres močno poškoduje ali pa celo poruši. Zato danes poleg stavb, ki so bile v preteklosti grajene na tradicionalen način (zgodovinske stavbe - slika 1), in tistih, ki so bile projektirane, ne da bi se upoštevale potresne obremenitve, med obstoječe uvrščamo tudi vse tiste novejšje stavbe in druge objekte, pri katerih potresna odpornost ni bila zagotovljena na način, ki ustreza sodobnim kriterijem (slika 2). Z drugimi besedami: v skupino obstoječih,



Slika 1: Posočje, 1976: porušitev stare, tradicionalno sezidane kamnite hiše



Slika 2: Kobe, 1995: porušitev moderne armiranobetonske stavbe, grajene po predpisih

v pomenu potresno ranljivih, se uvrščajo vsi objekti, pri katerih raven potresnega tveganja presega družbeno dogovorjeno raven, ki jo danes objektom zagotavlja projektiranje po principih sprejetih predpisov za potresno odporno projektiranje konstrukcij.

Problemi obstoječih gradbenih konstrukcij so se dolgo časa puščali ob strani. Ko so se šele pred nekaj desetletji začeli sistematično raziskovati mehanizmi obnašanja in vzroki za nastanek poškodb na obstoječih objektih, je bilo

znanje za projektiranje in graditev sodobnih konstrukcij iz armiranega betona in jekla, posledica nekaj desetletnega intenzivnega raziskovalnega dela, že na zavidljivi višini. Danes je situacija v tem pogledu precej bolj izenačena. V vseh potresno ogroženih državah sveta se zavedajo resnosti problema, ki ga predstavljajo obstoječi objekti, in iščejo optimalne rešitve za izboljšanje stanja. Zato se na podlagi ugotovitev opazovanj obnašanja stavb med potresi in analize poškodb ter na podlagi raziskav razvijajo metode in tehnologije za popravilo in

ojačitev, učinki teh metod pa se preverjajo z eksperimenti v laboratorijih ali na terenu. V za zdaj še redkih primerih so bili učinki metod lahko preverjeni tudi na dejanskih stavbah, ki so bile izpostavljene ponovljenim potresom (Posočje 1976 in 1998, Umbrija v Italiji 1979 in 1997). Danes se v laboratoriju ali pa na terenu raziskujejo lastnosti obstoječih materialov, pa tudi nosilnost kritičnih elementov ali sklopov konstrukcij vseh vrst. Razvijajo se nove, predvsem nedestruktivne metode, s katerimi se lastnosti materialov in nosilnost konstrukcije lahko ugotovijo brez hujših posegov v objekt. Čedalje več je primerov, ko se s posebej razvitimi metodami na razmeroma enostaven način sistematično preverja potrebna ranljivost obstoječih objektov, potresno najbolj ogroženi pa se preventivno utrdijo.

Nova znanja in razpoložljive tehnologije danes že omogočajo, da precej zanesljivo ugotovimo stanje obstoječih konstrukcij, realno ocenimo njihovo potresno odpornost in tudi izvedemo ukrepe, ki bodo zagotovili, da bo obnašanje obstoječih objektov med potresom sprejemljivo. O tem, kaj moramo pri tem upoštevati in kako to storimo, bo predvsem na primeru zidanih stavb govor v tem prispevku.

2. TEHNIČNA REGULATIVA IN KRITERIJI

Odločitev, ali bomo konstrukcijo samo popravili ali pa jo bomo utrdili, je odvisna od njene potresne odpornosti. Če je odpornost ustrezna in so nastale poškodbe posledica vnaprej predvidenih procesov disipacije energije, bomo poškodovano konstrukcijo s "popravilom" vrnili v prvotno stanje. Če pa poškodbe po potresu presegajo v projektu predvideni obseg, je bila odpornost konstrukcije premajhna. Konstrukcijo s posebnimi ukrepi "utrdimo," da bo sposobna prevzeti predvideno potresno obtežbo, pri tem pa seveda popravimo tudi vse poškodbe. Medtem ko popravljamo le stavbe, ki jih je potres že poškodoval, pa lahko preventivno utrjujemo tudi nepoškodovane obstoječe stavbe. Če smo s preverjanjem potresne odpornosti ugotovili, da potresna odpornost ni ustrezna, je zaželeno, da stavbo utrdimo preventivno. Vnaprejšnji utrditvi še nepoškodovane stavbe včasih rečemo tudi "rehabilitacija."

V preteklosti uveljavljena priporočila in navodila za popravila in utrjevanje gradbenih konstrukcij, ki jih je poškodoval potres, pa tudi za preventivno utrjevanje (nekatera celo v obliki predpisov), so bila

do nedavnega omejena na principe in izvedbene postopke tehničnih posegov v konstrukcije. Podobno je bilo tudi pri nas, kjer je splošni predpis za graditev na potresnih območjih [Pravilnik, 1981] urejal, pri katerih posegih v še nepoškodovano obstoječo konstrukcijo (med adaptacijo, rekonstrukcijo oziroma prenovo) je treba konstrukcijo utrditi oziroma njeno potresno odpornost povečati na stopnjo, ki se zahteva za novogradnjo, v predpisu za popravila in utrjevanje pa so bila v glavnem zbrana tehnična navodila [Pravilnik, 1985].

Problematiko popravil in utrjevanja celovito ureja šele nedavno sprejeti in tudi pri nas privzeti ter v slovenščino prevedeni evropski predstandard SIST ENV 1998-1-4, Eurocode 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - Del 1-4: Splošna pravila - Utrditev in popravilo stavb [Eurocode, 2000]. Obstoječe konstrukcije odražajo stopnjo znanja na področju gradbeništva v času njihove graditve. Ker nosilnost konstrukcije ni odvisna samo od zasnove in mehanskih lastnosti materialov, pač pa tudi od morebitnih velikih skritih napak in posledic, ki jih je utrpela zaradi potresov v preteklosti, je ocena nosilnosti in učinkovitost morebitnih posegov v konstrukcijo povezana z izjemno visoko stopnjo negotovosti. Zato se postopki pri projektiranju in izvedbi posegov, s katerimi popravljamo ali utrjujemo konstrukcijo, razlikujejo od postopkov pri projektiranju novogradnje, kjer so kakovost materialov in postopki graditve pod nadzorom. Zato je namen EC 8-1-4 predvsem, da:

- določi merila za oceno obnašanja konstrukcije med potresom,
- opiše pristop in izbiro ukrepov za izboljšavo stanja in
- razloži kriterije za načrtovanje (zasnovo in analizo konstrukcije, končno dimenzioniranje elementov in njihovih povezav s konstrukcijo).

Ko se odločamo za popravilo ali utrditev konstrukcije, upoštevamo številne kriterije. Osnovni kriteriji so tehnične narave.



Slika 3: Killari, Indija: utrjevanje tradicionalno grajene hiše z lokalno tehnologijo in delovno silo

Od dejanske potresne odpornosti stavbe, ki jo ugotovimo s pregledom in morebitnim opazovanjem konstrukcije ter s preiskavami materialov in z računskimi analizami, je odvisna vrsta ukrepov in njihov obseg. Od vrste konstrukcije in njenega stanja je odvisna tudi izvedljivost in učinkovitost posegov, s katerimi nameravamo izboljšati potresno odpornost. Pred končno odločitvijo pa moramo skrbno proučiti tudi nekaj čisto splošnih kriterijev, ki so povezani s stroški posegov in pomembnostjo stavbe, razpoložljivostjo ustrezne tehnologije in usposobljenostjo delovne sile (sliki 3 in 4), trajanjem del in problemi bivanja. Ne nazadnje pa moramo imeti vzpostavljen tudi učinkovit sistem kontrole kakovosti. Če imamo opravka s kulturnozgodovinskim spomenikom, kar v primeru zidanih konstrukcij ni redkost, moramo še posebej skrbno upoštevati tudi principe, ki veljajo za ohranitev arhitekturne kulturne dediščine.

3. DIAGNOZA KONSTRUKCIJE

Dobro poznavanje konstrukcije je zagotovilo, da bomo potresno odpornost pravilno ocenili in v optimalnem obsegu predvideli morebitne utrditvene ukrepe. Zato moramo identificirati konstrukcijski sistem in ugotoviti splošno stanje konstrukcije in njenih elementov, z vsemi spremembami, ki jih je doživela v življenjski dobi in ki lahko vplivajo na njeno obnašanje med potresom. Če imamo na razpolago načrte, moramo preveriti, koliko se dejansko stanje ujema z načrti. Če načrtov ni, izdelamo posnetek stanja, z odpiranjem konstrukcije pa na značilnih mestih ugotovimo sestavo posameznih elementov in druge pomembne detajle, npr. količino in lego armature v armiranobetonskih elementih. Konstrukcijo temeljito pregledamo in ugotovimo vrsto in obseg morebitnih poškodb. Prav tako ugotovimo, kakšni so temelji in temeljna tla.

Preden se lotimo diagnoze in vredno-



Slika 4: Sendai, Japonska: utrditev šolske stavbe z zunanjo jekleno konstrukcijo

tenja, na podlagi razlogov za poseg v konstrukcijo, vizualno ugotovljenega stanja in celovitosti obstoječe tehnične dokumentacije, pripravimo program. Ni vseeno, ali je razlog za poseg adaptacija ali rekonstrukcija oziroma sprememba namembnosti ali pa so razlog poškodbe zaradi potresa oziroma posegi, s katerimi bomo med morebitnim potresom preprečili takšne poškodbe (preventivna utrditev). Program preiskav za diagnozo konstrukcije pa je odvisen tudi od splošnega stanja objekta (obsega obstoječih poškodb, izpostavljenosti atmosferskim in drugim škodljivim vplivom in podobno).

Pomemben del diagnoze so preiskave, s katerimi ugotavljamo mehanske lastnosti materialov. Ker so drage, se jih navadno branim, vendar se moramo zavedati, da jih ne izvajamo zaradi zahtev predpisa, pač pa predvsem zato, ker nam dober projekt, narejen na podlagi temeljitega poznavanja dejanskega stanja konstrukcije in materialov, lahko prihrani precej nepotrebnih stroškov. Predvsem pa nam dobra diagnoza konstrukcije, ki vključuje tudi realne podatke o trdnostnih lastnostih materialov, edina omogoča izdelati zanesljivo oceno velikosti predvidenih stroškov utrditve ali popravila, na

podlagi katerih se sploh odločimo za poseg.

S sondažnimi izkopi ugotovimo stanje temeljev in temeljnih tal. Z odstranitvijo ometa na primernih mestih po tlorisu in po višini stavbe lahko ugotovimo, kateri elementi so nosilni in kateri ne. Pri zidanih stavbah ugotovimo, kateri deli so bili dozidani ali prezidani. Z odpiranjem zidovja ugotavljamo vrsto in strukturo zidovja, ki je zelo odvisna od lokalnih pogojev. Še posebej pri kamnitih hišah, kjer se za zidanje uporablja lokalno pridobljen kamen. Le z odpiranjem lahko ugotovimo

tudi vrsto, sestavo in stanje stropnih konstrukcij.

Da bi ugotovili mehanske lastnosti materialov konstrukcije, med pregledom stavbe odvezamo vzorce za kasnejše laboratorijske preiskave. Tako iz betona izvrtamo valje in izrežemo vzorce armature, iz zidovja pa izsekamo vzorce kamna, opeke in malte. Za ugotavljanje tlačne trdnosti betona in opeke lahko uporabimo sklerometer, medtem ko tlačno trdnost malte ocenimo z razenjem. Pri diagnozi obstoječih konstrukcij uporabljamo tudi nedestruktivne metode, ki nam jih

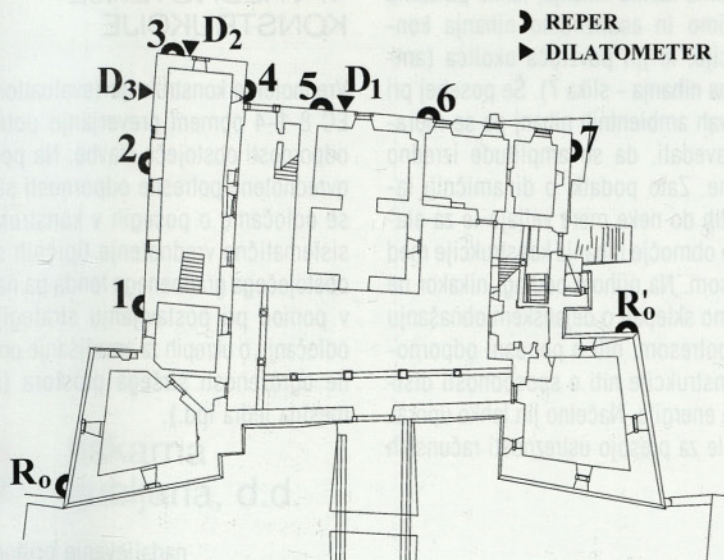
ponuja moderna tehnologija. Z magneto-induktivnimi metodami danes že z veliko zanesljivostjo ugotovimo lego in količino armature. Žal pa z metodami, ki bi se zdele primerne za uporabo pri zidanih konstrukcijah, kot so infrardeča tomografija, ultrazvok, radarsko-sonarne preiskave in podobno, ne moremo ugotoviti kaj več kot strukturo zidovja in morebitne skrite razpoke. Pri kamnitem zidovju lahko z njimi enostavno preverimo, ali smo z injektiranjem zapolnili votline v zidu: primerjamo samo posnetke zidu pred injektiranjem in po njem. Vendar bo pa treba še veliko primerjalnih preiskav in razvoja, preden bomo z nedestruktivnimi metodami lahko zanesljivo ugotavljali tudi mehanske lastnosti zidovja, kot so tlačna in strižna trdnost ter elastični in strižni modul.

Medtem ko o nosilnosti betonskih elementov veliko povesta že sama trdnost betona in tam najdena armatura, pa o nosilnosti zidovja samo na podlagi rezultatov preiskav sestavnih materialov ne moremo zanesljivo sklepati. To je mogoče le v primeru, če že imamo na razpolago rezultate preiskav nosilnosti zidovja, sezidanega na podoben način in z materiali enakih mehanskih lastnosti, kot jih imajo materiali, ki smo jih odvzeli za preiskavo. Če podatkov nimamo, se preiskavam lastnosti zidovja ne moremo izogniti, posebej če gre za večjo skupino stavb (stara mestna jedra ipd.), ki jih nameravamo utrditi. Preiskave navadno izvedemo na sami stavbi, saj je odvzem ustrezno velikega kosa zidu in prenos v laboratorij ponavadi bolj zahteven kot preiskava na stavbi (slika 5).

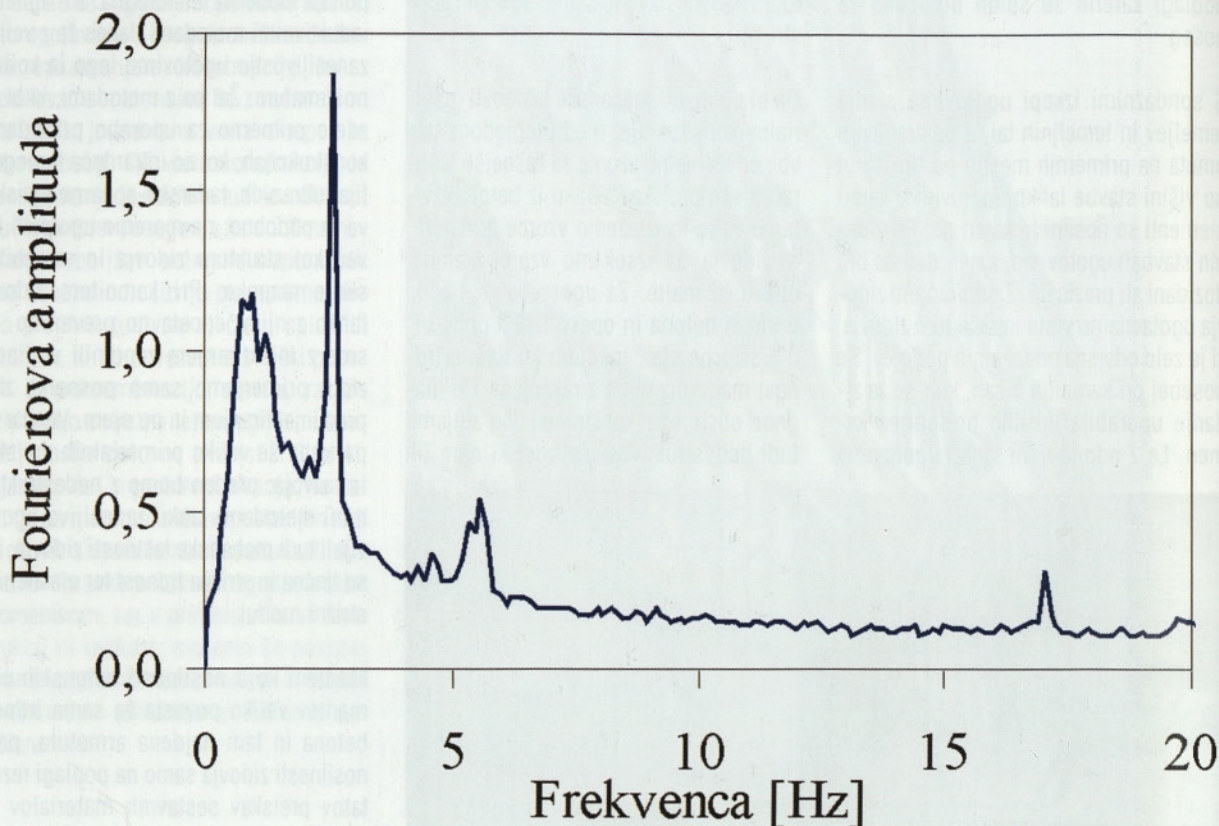
Da bi presodili resnost poškodb, ki smo jih opazili med vizualnim pregledom stavbe in v dvomljivih primerih ugotovili razloge za njihov nastanek, obnašanje konstrukcije opazujemo v daljšem časovnem obdobju (monitoring). Za ta namen konstrukcijo opremimo z merilnimi instrumenti in reperji, meritve pa izvedemo bodisi v enakomernih časovnih intervalih pri različnih temperaturnih pogojih (pozimi, poleti) bodisi jih izvajamo kontinuir-



Slika 5: Castello di Sopra, Italija: preiskava nosilnosti kamnitega zidu in situ



Slika 6: Gracarjev turn: razporeditev merskih mest za dolgotrajno opazovanje



Slika 7: Frekvenčni spekter odziva, dobljen z meritvami

no in zajemanje podatkov avtomatiziramo. Tako n.pr. z geodetskimi meritvami opazujemo posedke temeljev in nagibe konstrukcije, z deformetri delovanje razpok, z merilniki dinamičnih veličin pa dinamične vplive prometa in drugih povzročiteljev vibracij v bližini opazovanega objekta (slika 6). Stavbo lahko opremo tudi z instrumenti za meritve pospeškov (akcelerografi), ki se sprožijo med močnim potresom. Tako lahko kasneje analiziramo dejanski odziv konstrukcije na potres, kar je najboljši način za preveritev računskega modela, uporabljenega za vrednotenje konstrukcije.

Če presodimo, da za vrednotenje potresne odpornosti potrebujemo tudi podatke o dinamičnih lastnostih stavbe (frekven-

ce lastnih nihanj, dušenje), izvedemo posebne preiskave. Na razpolago je več metod: s posebnimi, elektronsko vodenimi ekscentri, ki jih pritrdimo na konstrukcijo, vzbudimo lastna nihanja, lahko pa samo izmerimo in analiziramo nihanja konstrukcije, ki jih povzročata okolica (ambientna nihanja - slika 7). Še posebej pri meritvah ambientnih nihanj pa se moramo zavedati, da so amplitude izredno majhne. Zato podatki o dinamičnih lastnostih do neke mere veljajo le za elastično območje nihanja konstrukcije med potresom. Na njihovi podlagi nikakor ne moremo sklepati o dejanskem obnašanju med potresom, niti o potresni odpornosti konstrukcije niti o sposobnosti disipacije energije. Načelno jih lahko uporabimo le za presojo ustreznosti računskih

modelov za modeliranje obnašanja konstrukcij v elastičnem področju.

4. VREDNOTENJE KONSTRUKCIJE

Vrednotenje konstrukcije (evaluation) po EC 8-1-4 pomeni preverjanje potresne odpornosti obstoječe stavbe. Na podlagi ovrednotene potresne odpornosti stavbe se odločamo o posegih v konstrukcijo, sistematično vrednotenje tipičnih stavb obstoječega gradbenega fonda pa nam je v pomoč pri postavljanju strategije in odločanju o ukrepih za zmanjšanje potresne ogroženosti širšega prostora (stara mestna jedra ipd.).



**Kakovost
S
tradicijo**

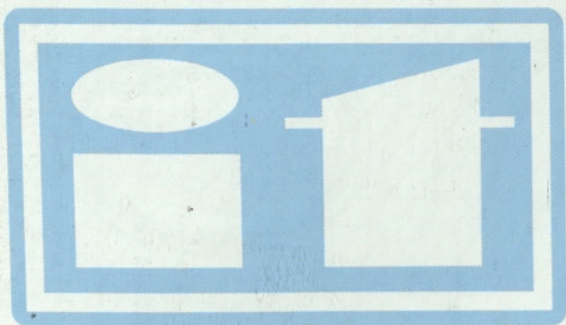
**ISO
9001**



tiskarna
ljubljana, d.d.

1000 Ljubljana, Tržaška 42,
SLOVENIJA
telefon: ++386 1 423 15 15
telefax: ++386 1 257 14 61, 423 41 23
e-mail: tiskarna.ljubljana@mrak.si





PRIPRAVLJALNI SEMINARJI ZA STROKOVNI IZPIT V GRADBENIŠTVU, ARHITEKTURI IN KRAJINSKI ARHITEKTURI V LETU 2002

MESEC	SEMINAR	IZPITI		
		GRADBENIKI	ARHITEKTI	KRAJINARJI
April	15.-19.			
Maj	13.-17.			pisni: 18.5. ustni: 27. - 30.5.
Junij		pisni: 1.6. ustni: 10. - 14.6.		
September	23.-27.			
Oktober	21.-25.	pisni: 26.10. ustni: 4. - 7.11.		
November	18.-22.	pisni: 23.11.		pisni: 9.11. ustni: 18. - 21.11.
December	16.-20.	ustni: 2. - 5.12.		

A. PRIPRAVLJALNE SEMINARJE

organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS)**, Karlovska 3, 1000 Ljubljana (telefon/fax: 01 / 422-46-22), E-mail: gradb.zveza@siol.net

Seminar za GRADBENIKE poteka 5 dni (46 ur) in pripravlja kandidate za splošni in posebni del strokovnega izpita, Cena seminarja znaša 90.000,00 SIT z DDV.

Seminar za ARHITEKTE IN KRAJINSKE ARHITEKTE poteka (prve) 3 dni in jih pripravlja za splošni del strokovnega izpita. Cena seminarja je 45.600,00 SIT z DDV.

K seminarju vabimo tudi kandidate, ki so že opravili strokovni izpit po določeni stopnji izobrazbe, pa so si pridobili višjo in morajo opravljati dopolnilni strokovni izpit.

Ponujamo jim predavanje iz področja "Investicijski procesi in vodenje projektov". Cena predavanja in literature je 12.600,00 SIT z DDV.

Seminar ni obvezen! Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20 kandidatov). Udeleženca prijavi k seminarju plačnik (podjetje, družba, ustanova, sam udeleženec ...). prijavo v obliki dopisa je potrebno poslati organizatorju **najkasneje 20 dni** pred pričetkom določenega seminarja. Prijava mora vsebovati: priimek, ime, poklic (zadnja pridobljena izobrazba), in naslov prijavljenega kandidata ter naslov in davčno številko plačnika. Samoplačnik mora k prijavi priložiti kopijo dokazila o plačilu.

Poslovni račun ZDGITS je 02017-0015398955; davčna številka 79748767.

B. STROKOVNI IZPITI

potekajo pri **Inženirski zbornici Slovenije (IZS)**, Dunajska 104, 1000 Ljubljana. Informacije je mogoče dobiti pri Ge. Terezi Rebernik od 10.00 do 12.00 ure, po telefonu 01 / 568-52-76.