

GRADBENI VESTNIK

GLASILO
ZVEZE DRUŠTEV
GRADBENIH
INŽENIRJEV
IN TEHNIKOV
SLOVENIJE

JULIJ
2000



Glavni in odgovorni urednik:

Prof.dr. Janez **DUHOVNIK**

Lektor:

Alenka **RAIČ - BLAŽIČ**

Tehnični urednik:

Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:

Doc.dr. Ivan **JECELJ**

Andrej **KOMEL**, u.d.i.g.

Mag. Gojmir **ČERNE**

Doc.dr. Franci **STEINMAN**

Prof.dr. Miha **TOMAŽEVIČ**

Tisk:

Tiskarna TONE TOMŠIČ, d.d.

Ljubljana

Količina: 900 izvodov

Revijo izdaja **ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE**, Ljubljana, Karlovška 3, telefon/faks: 01 422-46-22, ob finančni pomoči Ministrstva RS za znanost in tehnologijo, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani ter Zavoda za gradbeništvo Slovenije.

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5000 SIT; za študente in upokojence 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.

Žiro račun se nahaja pri Agenciji za plačilni promet, Enota Ljubljana, številka: 50101-678-47602.

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 pregledata dva recenzenta, ki ju 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 oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Slike in fotografije, ki niso v elektronski obliki, morajo biti priložene prispevku v originalu in dveh kopijah.

9. Enačbe morajo biti na desnem 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 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: kratak 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, naslov.

14. Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA. 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 treh izvodih in v elektronski obliki (**WORD, EXCEL, AVTOD, DESIGNER**).

Uredniški odbor

VSEBINA - CONTENTS

Članki, študije, razprave
Articles, studies, proceedings

Stran 148

Matej Fischinger

EC8 - PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH KONSTRUKCIJ

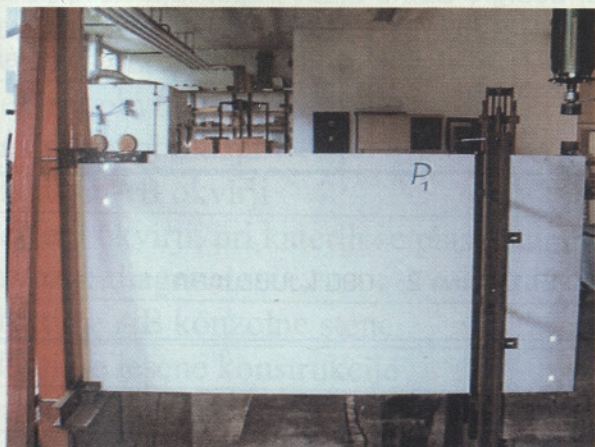
EC8 - DESIGN PROVISIONS FOR EARTH- QUAKE RESISTANCE OF STRUCTURES

Stran 156

Peter Dobrila, Miroslav Premrov

STRIŽNO - UPOGIBNE PREISKAVE PANELNIH STEN

BENDING TESTINGS OF PANEL SHEAR WALLS



Novice
News

Stran 165

Janez Reflak

KANDIDAT ZA PRIZNANJE INŽENIR LETA

GORAZD HUMAR, univ.dipl.inž.grad.

M. FISCHINGER: EC8 - projektiranje potresno odpornih konstrukcij

EC8 - PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH KONSTRUKCIJ

EC8 - DESIGN PROVISIONS FOR EARTHQUAKE RESISTANCE OF STRUCTURES

STROKOVNI ČLANEK

UDK 006.8 (4) EC8 : 699.841 (497.18)

MATEJ FISCHINGER

POVZETEK

Med vsemi novimi evropskimi standardi za konstrukcije (Eurocode ali skrajšano EC) prinaša EC8, ki obravnava projektiranje potresno odpornih konstrukcij, največ novosti. Te niso le v številčnih vrednostih, temveč tudi v osnovni filozofiji in metodologiji pristopa. V članku so prikazane nekatere najpomembnejše razlike v primerjavi z dosedanjim postopkom projektiranja in tudi prve izkušnje pri uporabi v praksi.

SUMMARY

Eurocode 8 (EC 8) for the design of structures in seismic regions introduces the most significant changes among all Structural Eurocodes. These are not only changes in numerical values, but also in the basic philosophy and methodology of design. Some most important novelties in comparison with the previous design procedures as well as first experience with the application in practice are presented in the paper.

Avtor:

prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. inž. grad., FGG IKPIR, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA

UVOD

Potresno inženirstvo je razmeroma nova veda, ki se še zlasti po slabih izkušnjah nedavnih potresov zelo hitro razvija. Tako v ozadju hitrega sprejema EC8 [SIST ENV 1998, 1995] kot prvega vzporedno veljavnega predstandarda iz družine EC v Slove-

niji, ni le želja po zblizevanju z Evropo, ampak predvsem dejanska potreba po nujni zamenjavi pravilnika iz leta 1981 [Pravilnik, 1981]. EC8 torej prinaša velike spremembe. Te imajo tako pomemben vpliv na vsakdanjo prakso, da bi jih morali v osnovi poznati ne le projektanti, ampak vsi gradbeniki, ter še zlasti inšpektorji, vodilni

ljudje v gradbenih podjetjih, investitorji velikih gradbenih del in upravni delavci. V tem duhu je tudi napisan ta članek, ki ne obravnava podrobnosti, ampak prinaša razlago globalnih posledic novega pristopa in relevantnih zahtev na gradbeno prakso. Podrobnosti lahko najdete na primer v [Fajfar, 1999-2000].

VELIKOST POTRESNIH SIL (EC8/1.1)

FAKTOR OBNAŠANJA »q«

Dejstvo je, da se različne konstrukcije pri istem potresu različno dobro obnašajo. Nekatere potrebujejo za preživetje večjo nosilnost. Zato jih moramo računati na večje potresne sile. Pri drugih, iz boljših materialov in skrbneje izvedenimi detajli, ki se lažje plastično deformirajo brez porušitve (so bolj duktilne), pa zadošča manjša nosilnost. Zato so lahko pri njih računske potresne sile manjše (tu še omenimo, da EC8 namesto izraza »potresna sila« vpelje izraz »potresni vpliv«).

Računska potresna sila F_{Ed} je torej določena z minimalno potrebno nosilnostjo, s katero lahko konstrukcija preživi močan potres (več podrobnosti je podanih na primer v [Fischinger, 1989 in Fischinger, 1995a]). Ta je pri duktilnih konstrukcijah manjša od elastične inercijske sile pri potresu F_{Eel} :

$$F_{Ed} = F_{Eel} / q \quad (1)$$

Redukcijski faktor q imenujemo »faktor

obnašanja« in je odvisen od lastnosti konstrukcije (prevsem od konstrukcijskega sistema, uporabljenega materiala in kakovosti konstrukcijskih detajlov). Nekaj značilnih vrednosti je podanih v Preglednici 1.

PRIMERJAVA Z DOSEDANJO PRAKSO

Preglednica 1 v predhodnem razdelku pokaže, da moramo različne konstrukcije, kljub temu da so na isti lokaciji in imajo iste nihajne dobe, računati na močno različne potresne sile. V EC8 so predvidene do 6-kratne razlike!

Tega se v preteklosti nismo (dovolj) zavedali. Do leta 1981 smo sploh vse konstrukcije računali na iste potresne sile. To je tudi povzročilo povsem zmotno prepričanje, da so računske potresne sile tudi dejanske inercijske sile v konstrukciji. Rahle popravke je prinesel (še sedaj veljaven) pravilnik v letu 1981. Ta zahteva za povsem neduktilne kamnite konstrukcije (samo) 2-krat večje potresne kot za »sodobne« (duktilne) AB in jeklene konstrukcije. Vendar pa v tem pravilniku ni razlik med različnimi vrstami AB in jeklenih konstrukcij. S tega stališča tudi ni razlik med mostovi in stavbami.

Zaradi neupoštevanja dejstva, da mora biti pri manj duktilnih konstrukcijah redukcija potresnih sil manjša, smo v preteklosti zgradili precej objektov z neustrezno potresno varnostjo. Vendar tudi v primeru duktilnih konstrukcij EC8 praviloma zahteva vsaj 50 % večje potresne sile v primerjavi z dosedanjjo prakso. Cilj tega povečanja je predvsem zmanjšanje obsega poškodb pri morebitnem močnem potresu. Zavedati se namreč moramo, da je cilj trenutno veljavnih predpisov predvsem preprečitev porušitve pri močnih potresih. Dopusčene pa so kar precejšnje poškodbe konstrukcije. Izkušnje kažejo, da se tega večina investitorjev ne zaveda in da takšnih poškodb ni pripravljena sprejeti niti po najmočnejših potresih.

SPLOŠNA PRAVILA IN RAČUNSKA ANALIZA STAVB (EC8/1.2)

Osnovna računska metoda ostaja modalna analiza s spektri odziva, ki jo uporablja tudi program EAVEK. Vendar EC8 vpeljuje več pomembnih novosti, na primer:

- EC8 zahteva, da je na potresno odpornost stavb potrebno misliti že v času zasnove, pri čemer je treba težiti k enostavnosti konstrukcije, zveznosti in simetriji, statični nedoločenosti, zadostni odpornosti in togosti v dveh horizontalnih smereh, zadostni torzijski nosilnosti in togosti, ustrezni povezavi nosilnih elementov z medetažnimi ploščami in ustreznemu temeljenju.
- Stavbe je potrebno računati na potresni vpliv, ki deluje istočasno v dveh pravokotnih smereh (do sedaj smo lahko računali vsako smer posebej).
- Potrebno je upoštevati slučajno ekscentričnost mas (5 % ustrezne tlorisne dimenzije objekta).
- Definirano je minimalno potrebno število nihajnih oblik, ki jih moramo upoštevati v računu.
- Potrebno je oceniti dejanske pomike pri neelastičnem odzivu. Tu smo v dosedanjih računih z elastičnimi reduciranimi silami pogosto delali hude napake.

| Vrsta konstrukcije | q |
|--|-----------|
| jekleni okvirji, pri katerih se plastificirajo upogibna območja | 6 |
| duktilni AB okvirji | 5 |
| jekleni okvirji, pri katerih se plastificirajo natezne diagonale | 4 |
| duktilne AB konzolne stene | 4 |
| duktilne lesene konstrukcije | 3 |
| samostojno stoječ duktilen AB steber | 2.5 |
| manj duktilne AB konstrukcije | 1.5 – 2.5 |
| zidovje z navpičnimi vezmi | 2 |
| nearmirano zidovje brez navpičnih vezi | 1.5 |
| jekleni okvir z neduktilnim K povezjem | 1 |
| neduktilne lesene konstrukcije | 1 |

Preglednica 1: Značilne vrednosti faktorja obnašanja q

ZAGOTAVLJANJE DUKTILNOSTI

STOPNJE DUKTILNOSTI

EC8 jasno opredeli, da je izbrana velikost potresne sile pogojena z zagotovitvijo primerne sposobnosti plastičnega deformiranja (duktilnosti) konstrukcije in njenih posameznih elementov. Novost za našo prakso je v tem, da lahko projektant (sam ali v dogovoru s strokovno službo investitorja) izbere primerno kombinacijo stopnje duktilnosti (ki je neposredno povezana s konstrukcijskimi detajli, zahtevnostjo računa ter načinom obnašanja konstrukcije pri potresu) in velikosti računskih potresnih sil. Pri AB konstrukcijah lahko na primer izbira med tremi stopnjami duktilnosti: visoko (DCH; angl. »ductility class high«), srednjo (DCM) in nizko (DCL).

V primeru DCL morajo biti računске potresne sile dvakrat večje kot v primeru DCH. So pa zato lahko pri DCL, kot bomo videli v nadaljevanju, primerno enostavnejši konstrukcijski detajli (npr. manjša gostota stremen).

ZAGOTAVLJANJE GLOBALNE DUKTILNOSTI KONSTRUKCIJE – METODA NAČRTOVANJA NOSILNOSTI

Nežazelenu krhkemu obnašanju konstrukcije in poškodbam ključnih elementov se lahko izognemo z načrtovanjem ustreznega razmerja nosilnosti (angl. »capacity design«) med krhkimi (ali ključnimi) in duktilnimi elementi konstrukcije. Bistvo tega postopka je v tem, da nosilnost nekaterih izbranih duktilnih konstrukcijskih elementov projektiramo tako, da delujejo kot varovalka za druge, kritične dele konstrukcije. Podrobnejšo razlago tega ključnega postopka in primer najdete v [Fischinger, 1995a].

ZAGOTAVLJANJE LOKALNE DUKTILNOSTI ELEMENTOV

Lokalno duktilnost elementa zagotavlja EC8 s predpisanim načinom računa in predvsem s konstrukcijskimi detajli. Te zahteve, ki v različnih delih standarda obsegajo prek 100 strani, so odvisne od uporabljenega materiala. Tako je tudi pregled nekaterih značilnih in najpomembnejših zahtev iz EC8 v tem članku urejen po vrsti materiala konstrukcije.

PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH KONSTRUKCIJ

PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJ (EC8/1.3: POGLAVJE 2)

V armiranobetonskih (AB) elementih kombiniramo krhek beton in duktilno jeklo. Očitno je torej, da se bo element obnašal duktilno, če se bo armatura plastificirala pred krhko porušitvijo betona.

Najprej je potrebno preprečiti praviloma krhko strižno porušitev in zagotoviti upogibno obnašanje elementa. To dosežemo z že omenjenim načrtovanjem nosilnosti.

Vendar je tudi upogibno obremenjen AB

prez krhek, če se tlačno obremenjen beton zdrobi pred plastifikacijo armature. Torej lahko duktilnost prereza povečamo z zmanjšanjem obremenitve tlačne cone in/ali s povečanjem nosilnosti in duktilnosti tlačne cone.

Silo na krhko betonsko cono (slika 1):

$$F_c = N_u + F_s - F_s' \quad (2)$$

povečujeta zunanja tlačna osna sila (N_u) in sila v natezni armaturi (F_s). Slednja je v fazi tečenja enaka $F_s = A_s f_{sy}$ (A_s je prerez natezne armature, f_{sy} pa je napetost na meji tečenja, ki je odvisna od kvalitete armature). Nasprotno tlačna armatura razbremenjuje beton v tlačni coni.

Če želimo ob nastopu tečenja natezne armature zmanjšati izkoriščenost tlačne cone in s tem povečati duktilnost prereza, moramo:

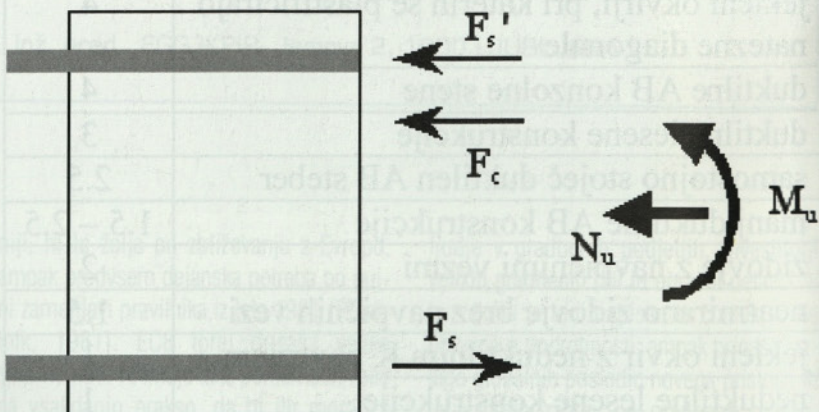
- zmanjšati tlačne napetosti v prerezu. To lahko dosežemo z ugodnejšo arhitektonsko zasnovo, z uporabo dovolj velikih prerezov in uporabo ugodnih oblik prerezov s široko tlačno cono (npr. škatlastih prerezov stebrov). Značilna zahteva v EC8 je omejitev brezdimenzijske projektne tlačne osne sile:

$$v_d = N_d / (A_c f_{cd}) \quad (3)$$

N_d ... je projektna tlačna osna sila

A_c ... je prerez elementa

f_{cd} ... je projektna tlačna trdnost betona



Slika 1. Sile v upogibno obremenjenem AB prerezu

- $\nu_d \leq 0.55$... za visoko stopnjo duktilnosti DCH
- $\nu_d \leq 0.65$... za srednjo stopnjo duktilnosti DCM
- $\nu_d \leq 0.75$... za nizko stopnjo duktilnosti DCL

Tu še enkrat posebej poudarimo, da so konstrukcijske zahteve v EC8 odvisne od izbrane stopnje duktilnosti. Drugače povedano, izbira velikosti potresnih sil in zahtevnost konstruiranja morata biti skladni.

- omejiti količino natezne armature. EC8 omejuje odstotek armiranja gred pri konstrukcijah visoke stopnje duktilnosti na približno 1 % za rebrasto armaturo in 2 % za gladko armaturo. Takšna, precej stroga zahteva je pri nas novost, saj pri običajnih

statičnih obtežbah praviloma velja, da (pri nespremenjenih ostalih pogojih) več (boljše) armature zagotavlja večjo varnost. To v potresnem inženirstvu zaradi morebitnega poslabšanja duktilnosti pogosto ne drži.

- razbremeniti tlačno cono z uporabo tlačne armature. EC8 na primer zahteva, da je v gredah okvirov ob stebrih vsaj polovico toliko tlačne (spodnje) armature, kot je natezne armature, čeprav računski upogibni momenti niso pozitivni.

- z uporabo gostih stremen povečati tlačno trdnost in porušno deformacijo betona. Pomena stremen v potresnem inženirstvu ne moremo nikoli preveč poudariti. Na sliki 2 vidimo na primer, kako so gosta stremena ohranila betonsko jedro mostnega ste-

bra na mestu največjih momentov ob vpetju v ploščo. Pod območjem gostih stremen pa je kljub manjšim obremenitvam betonsko jedro dobesedno razpadlo. Na tem mestu so bila stremena na razdalji okoli 30 cm. Približno takšno prakso smo imeli tudi pri nas pred letom 1981. Takrat je nov pravilnik (ne brez precejšnjega odpora v praksi) močno zgostil zahtevana stremena (do $\Phi 8/7.5$ cm). Nekatere zahteve v EC8 so sedaj še precej strožje.

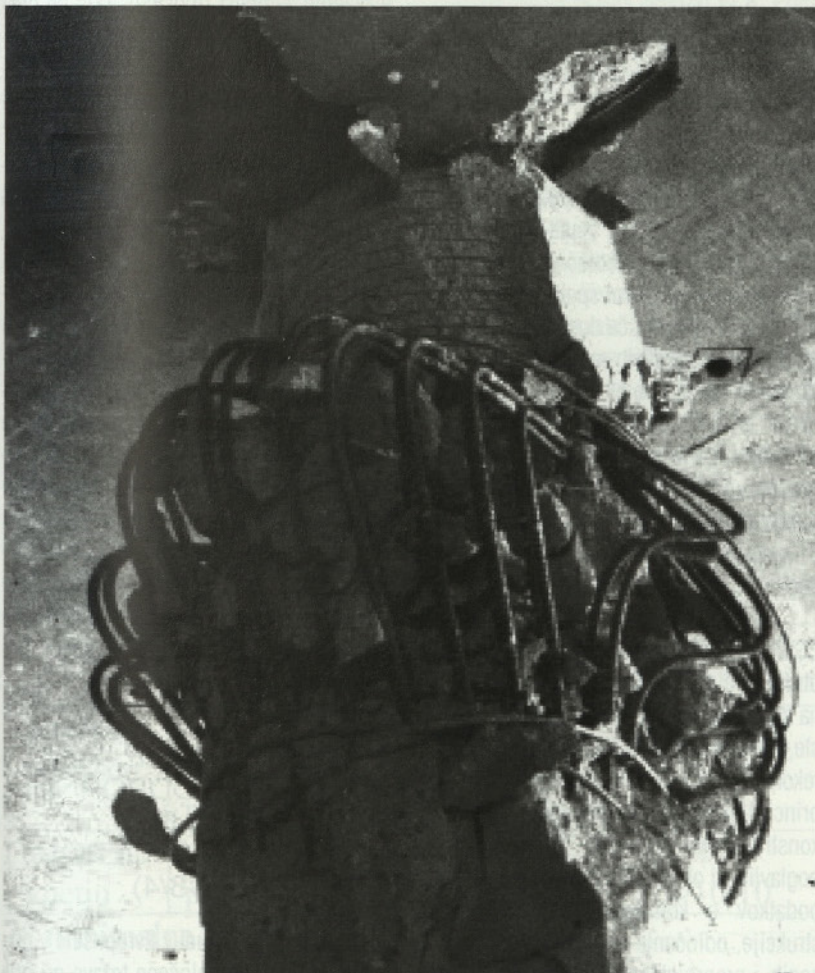
PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH JEKLENIH KONSTRUKCIJ (EC8/1.3: POGLAVJE 3)

Jeklene konstrukcije so dolga leta veljale za potresno povsem varne. Tako so tudi naši dosednji predpisi za potresno varno gradnjo jeklenim konstrukcijam namenjali le tri člene. Zadnji potresi so takšne trditve zanikali [Fischinger, 1994 in Fischinger, 1995b].

Dejstvo je, da je lahko obnašanje nekaterih vrst spojev ter tlačno in strižno obremenjenih jeklenih elementov povsem neduktilno. Zato EC8 za takšne neduktilne konstrukcije sploh ne dopušča redukcije potresnih sil (zahtevani faktor obnašanja $q = 1$). Na drugi strani dopušča za najbolj duktilne jeklene konstrukcije vsaj šestkratno redukcijo potresnih sil. V tem primeru pa morajo biti izpolnjene stroge zahteve glede zasnove konstrukcijskega sistema, načina računa in izvedbe konstrukcijskih detajlov.

Za primer si oglejmo nekaj konstrukcijskih zahtev za duktilne jeklene pomične okvire:

- Plastični členki morajo nastati v gredah in ne v stebrih.
- Vozlišča med gredami in stebri morajo imeti zadostno dodatno nosilnost, da se ne plastificirajo pred gredami.
- Strižne in tlačne obremenitve morajo biti daleč pod polnoplastičnimi nosilnostmi.
- Prerezi elementov morajo izpolnjevati stroge zahteve glede razmerij širine proti debelini (1. razred prereza po definiciji iz



Slika 2. Na mestu z redkejšimi stremeni je betonsko jedro mostnega stebra razpadlo

M. FISCHINGER: EC8 - projektiranje postresno odpornih konstrukcij

razdelka 5.3 v EC3/1.1), itd.

PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH LESENIH KONSTRUKCIJ (EC8/1.3 : POGlavJE 4)

Lesenih konstrukcij naš dosedanja pravilnik sploh ni obravnaval, nekaj zato, ker so pri nas redke, pa tudi zaradi mišljenja, da so same po sebi potresno odporne. Pa temu ni vedno tako in EC8 potresni odpornosti lesenih konstrukcij namenja kar zajetno poglavje.

Faktorji obnašanja so za lesene konstrukcije razmeroma majhni (največ 3). Poleg tega moramo pri duktilnih lesenih konstrukcijah izpolniti dokaj stroge zahteve glede uporabljenih materialov, spojin sredstev in konstrukcijskih detajlov. Navedimo samo dva primera:

- s preizkušanjem spojev moramo preveriti, ali imajo ustrezne lastnosti glede utrujanja pri majhnem številu ciklov z velikimi amplitudami,
- zagotoviti je potrebno dodatno kontrolo izvedbe stikov in sidranj.

Splošen vtis je, da je to poglavje EC8 razmeroma nedodelano. Zahteve so predvsem opisne, z zelo malo konkretnih številčnih vrednosti. Negotovost piscev predpisa je razvidna tudi iz razmeroma konzervativnih redukcijskih faktorjev q .

PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH ZIDANIH KONSTRUKCIJ (EC8/1.3 : POGlavJE 5)

Pri grajenju in še bolj pri preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij uvaja EC8 pomembne novosti. Nekaj najpomembnejših povzemimo po prispevku Mihe Tomaževića v [Fischinger, 1996]:

- Odstotek navpičnih lukenj v votlakih ne sme preseči 50 % površine zidaka, pri čemer debelina sten ne sme biti manjša od 15 mm.
- Za zidanje moramo uporabljati malte trdnosti vsaj M5, pri armiranem zidovju pa

celo M10.

- Navpične spojnice med zidaki je potrebno v celoti zapolniti z malto.
- Redukcija potresnih sil je v primerjavi z AB in jeklenimi konstrukcijami manjša kot v dosednji praksi. Faktor obnašanja za zidovje z navpičnimi vezmi je npr. $q = 2$ (glej tudi poglavje o velikosti potresnih sil).
- Varnostni faktorji za zidovje so odvisni od kvalitete kontrole proizvodnje in grajenja.
- Navedena so podrobna pravila za grajenje z ustreznimi konstrukcijskimi detajli.
- Računsko preverjanje potresne odpornosti je praviloma obvezno, kar je bistvena novost v primerjavi z dosedanja prakso. Pač pa standard navaja pogoje za tako imenovane »enostavne zidane stavbe«, pri katerih lahko račun opustimo.

UTRDITEV IN POPRAVILO STAVB (EC8/1.4)

Potresna ogroženost obstoječih stavb je precej bolj pereč problem kot pri novogradnjah. Pri tem je še zlasti pomembno ohranjanje zgrajene dediščine, vključno s kulturno-zgodovinskimi spomeniki. Zato je EC8/1.4, ki nadomešča dosedanja Pravilnik o tehničnih normativih za sanacijo, utrditev in rekonstrukcijo objektov visoke gradnje, ki jih je poškodoval potres ter za konstrukcijo in revitalizacijo objektov visoke gradnje [Pravilnik, 1985], zelo koristen dokument. Njegova praktična vrednost se je že pokazala po nedavnem potresu v Posočju.

EC8/1.4 obravnava pravila za popravila in utrditve objektov visoke gradnje. Nanaša se na stavbe, ki jih je poškodoval potres in tiste, ki jih je potrebno preventivno utrditi in rekonstruirati. V osnovnem tekstu so podani principi in pravila, ki veljajo za vse vrste konstrukcijskih sistemov. Ta so zbrana v poglavjih, ki obravnavajo zbiranje osnovnih podatkov o konstrukciji, analizo konstrukcije, odločanje o konstrukcijskih posegih, preprojektiranje sanirane konstrukcije in zagotavljanje kakovosti posegov. V dodatkih so podrobneje obravnavani po-

potresni ukrepi za zaščito konstrukcij, pristop k pregledu konstrukcije, osnove za možno reduciranje vrednosti pospeškov tal, metode za oceno ranljivosti konstrukcije, zagotavljanje kakovosti pri izvedbi sanacijskih in utrditvenih del in posebnosti, ki so značilne za betonske, jeklene, lesene in zidane konstrukcije ter kulturno-zgodovinske objekte (povzeto po prispevku Roka Žarniča v [Fajfar, 1999-2000]).

PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH MOSTOV (EC8/2)

Do sedaj veljavni predpisi praktično niso obravnavali gradnje potresno odpornih mostov (in drugih inženirskih objektov). Po drugi strani Slovenija največ investira prav v gradnjo avtocest (mostov). Zato ne preseneča, da je bil standard EC8/2 prvi preveden v slovenščino, preizkušen s pomočjo primerjalnih računov za vrsto obstoječih premostitvenih objektov [Fajfar, 1994] ter kasneje uporabljen pri projektiranju številnih novih viaduktov (glej poglavje o uporabi EC8 v Sloveniji in [Fischinger, 1998]).

Pridobljene izkušnje kažejo, da v primerjavi s staro prakso EC8/2 omogoča gradnjo potresno bolj varnih mostov in precej manjšo škodo na premostitvenih objektih pri morebitnih potresih. Povečana varnost je rezultat bistveno večjih potresnih sil, natančnejšega računa, strožjih minimalnih zahtev in zahtevnejših detajlov. Novost je predvsem preverjanje dejanskih neelastičnih pomikov ter s tem povezane kapacitete ležišč. EC8/2 prinaša tudi povsem novo poglavje o potresni izolaciji mostov.

PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH REZERVOARJEV, SILOSOV IN STOLPOV (EC8/3 IN EC8/4)

Ta dva dela EC sta tudi v Evropi šele v pripravi, kar kaže na določene težave pri pripravljanju zakonskih določil za tako specifične konstrukcije.

PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNIH GEOTEHNIČNIH OBJEKTOV (EC8/5)

Ta del EC je v slovenskem prostoru novost. Podaja zahteve za izbiro lokacije in temeljnih tal ter pokriva projektiranje različnih sistemov temeljenja in podpornih konstrukcij na potresnih območjih. Obravnava tudi specializirana poglavja interakcije med objekti in tlemi pri seizmičnem vplivu in utekočinjenja tal pri potresu.

Z EC8/5 imamo trenutno zelo malo izkušenj, kaže pa da prenos v prakso ne bo brez težav. Eden ključnih problemov je neusklajen sistem varnostnih faktorjev v EC8 ter definicije trdnosti ter dopustnih napetosti tal v trenutni slovenski praksi.

IZKUŠNJE Z UPORABO EC8 V SLOVENIJI

V Sloveniji je obdobje sprejemanja nove zakonodaje in približevanje Evropi pospešilo zamenjavo zastarelega pravilnika iz leta 1981. Zaradi novega investicijskega cikla je bilo potrebno narediti zamenjavo kar se da hitro. Nismo namreč smeli zamuditi priložnosti, da bi številne novogradnje lahko zgradili na podlagi najnovejših spoznanj potresno varne gradnje. Ker so bile investicije največje v avtocestnem programu, se

je ob ustreznem razumevanju DARS-a naredilo največ prav pri gradnji potresno odpornih mostov. EC8/2 smo prevedli in predstavili strokovni javnosti že leta 1995, takoj po njegovem sprejemu v Evropi leta 1994 [Fajfar, 1994]. V naslednjem petletnem obdobju je bila Slovenija prva država v Evropi, ki je ta predstandard uporabila v široki praksi. Drugo vspodbudo za vpeljavo evropskih standardov je moral povzročiti potres v Posočju. Poleg večje družbene pripravljenosti za zaščito pred potresi na vseh področjih je potres pripomogel predvsem k hitri vpeljavi EC8/1.4.

Na žalost opažamo, da je brez takšnih vspodbud pripravljenost za zamenjavo ustaljenih postopkov projektiranja zelo majhna. Tako zaskrbljuje predvsem počasna vpeljava EC v visokogradnji. Res pa je, da trenutno ni povsem jasen pravni položaj EC8. Predstandard je sicer sprejet kot vzporedni standard v Sloveniji (skupaj z obstoječim pravilnikom iz leta 1981), vendar ga je smiselno in dovoljeno uporabljati le v kombinaciji z drugimi standardi EC, ki pa nekateri v Sloveniji še niso uradno sprejeti.

EC8 je precej zapleten dokument s številnimi novostmi. Vendar so ga vsaj nekateri projektanti z uporabo pripravljenih komentarjev uporabili brez velikih težav [Fischinger, 1998]. Avtorju pa se zdi, da so pogosto uporabljali le tiste dele standarda, ki niso premočno spreminjali že ustaljene gradbe-

ne prakse. To je projektantom omogočal že omenjeni nejasni pravni status EC v Sloveniji in tudi pomanjkljiva kontrola.

Strožje zahteve EC8 nedvomno zagotavljajo večjo potresno varnost. Običajno to zahteva tudi nekaj več porabe materiala in zamudnejše projektiranje. V ilustraciji prikazujemo dve značilni primerjavi porabe armature. Prva (preglednica 2) prikazuje porabo armature v stenasto-okvirni stavbi.

Za značilne prereze elementov okvira primerjamo armaturo za različne stopnje duktilnosti po EC8 z armaturo, ki jo zahteva dosedanja pravilnik. Lepo je vidno, da višja stopnja duktilnosti (DCH) zahteva manj vzdolžne armature (potresne sile so manjše) in več stremen (strožje zahteve za preprečitev neduktilne strižne porušitve in boljše objetje jedra). Količina vzdolžne armature po dosedanjem pravilniku je podobna le armaturi, ki jo zahteva EC8 za DCH. Vendar pa je količina stremen tako majhna, da nikakor ne zadošča pogojem za visoko stopnjo duktilnosti. EC8 zahteva tudi precej več minimalne armature v stebrih.

V preglednici 3 primerjamo armaturo značilnih stebrov v petih mostovih. Primerjamo zahteve za duktilno izvedbo po EC8/2 in izvedeno armaturo na terenu.

| prerez | armatura | EC8 | | | do sedaj veljavni pravilnik |
|-------------------|-----------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------------|
| | | DCH | DCM | DCL | |
| greda ob vozlišču | vzdolžna-zgoraj | 12.4 cm ² | 13.9 cm ² | 18.1 cm ² | 11.4 cm ² |
| | vzdolžna-spodaj | 7.9 cm ² | 7.7 cm ² | 8.0 cm ² | 7.6 cm ² |
| | prečna | Φ8/7.5 | Φ8/10 | Φ8/20 | Φ6/20 |
| steber ob vpetju | vzdolžna | 8 Φ16* | 8 Φ16* | 8 Φ16* | 4 Φ19* |
| | prečna | Φ10/7.5 | Φ10/10 | Φ8/10 | Φ6/7.5* |

* minimalna armatura

Preglednica 2. Primerjava armature v značilnih prerezih elementov okvira v 5-etažni stenasto-okvirni stavbi

| most | vzdolžna armatura | | prečna armatura | |
|------|---------------------|---------------------|--------------------------|---------------------------|
| | EC8 | izvedeno | EC8 | izvedeno |
| 1 | 60 cm ² | 87 cm ² | 0.21 cm ² /cm | 0.21 cm ² /cm* |
| 2 | 1.0 % | 0.83 % | 14 Φ12/15 | 2 Φ10/10 + 8 Φ8/20 |
| 3 | 42 Φ28 | 42 Φ28 | Φ14/3 (!?) | ? |
| 4 | 118 cm ² | 101 cm ² | RA Φ12/8 | GA Φ10/8 |
| 5 | 32 Φ20 | 32 Φ22 | Φ12/8 | Φ10/8 |

* Viadukt Reber je bil projektiran po sodobnih principih potresno varne gradnje, ne glede na (manjše) zahteve pravilnika iz leta 1981.

Preglednica 3. Primerjava armature ob vpetju značilnega stebra

V vzdolžni armaturi zopet ni velikih razlik (izvedena armatura je v dveh primerih celo večja od zahtev EC8). Razloga sta dva. Armature v stebrih so določale tudi druge obtežbe in potres ni bil vedno odločilen. Kolikor bi stebre računali kot delno duktilne, bi EC8 povsod zahteval precej več armature. Mnogo večje in sistematične so razlike pri stremenih, kjer so zahteve EC8 praviloma precej strožje.

PRIMERJAVA S STANJEM V SVETU

Glede na povedano, bi lahko ocenili, da je EC8 sodoben predpis. Vendar ta trditev žal velja le deloma. Vsekakor je res, da je EC8 celovit dokument, ki pokriva tudi številna področja, ki v dosedanjih slovenskih predpisih sploh niso bila pokrita. Res pa je tudi, da zasnova EC8 sega že v začetke osemdesetih let. Vendar še po dvajsetih letih ni povsem sprejet. Temu ni razlog le velika obsežnost projekta, ampak tudi sistem evropske birokracije in velika različnost posameznih držav - uporabnic (ki delujejo na principu konsenza). Tako v svetu nastaja nova generacija predpisov za potresno odporne konstrukcije, ki so zasnovani na principu vnaprej načrtovanega obnašanja. Če torej čimprej ne uveljavimo vsaj EC8, bomo že dva koraka za svetom.

SKLEP

EC8 prinaša v slovensko prakso bistvene novosti na področju projektiranja in izvedbe potresno odpornih konstrukcij. Prve izkušnje kažejo, da je vpeljava v prakso možna, da pa ne bo brez težav. Vsekakor bo na tem področju potrebno dodatno izobraževanje. Mestoma bo potrebno spremeniti tudi način mišljenja, kar ne velja samo za projektante, ampak tudi (in morda predvsem) za investitorje in upravne organe. Vse to bo zahtevalo svoj čas. Pričakujemo pa, da bodo odločilne spremembe prinesle nove generacije študentov, ki EC8 spoznavajo že 5 let, ustrezne temeljne principe pa že več kot 10 let. EC8 je tudi prvi predstandard iz skupine »Eurocode«, ki je bil v celoti uradno preveden v slovenski jezik (SIST ENV 1998, 2000), kar bo nedvomno olajšalo uporabo dokaj zahtevno formuliranih določil v praksi.

Težko se je odločiti, kaj so največje novosti, ki jih prinaša EC8. Vsekakor pa je potrebno omeniti eksplicitno redukcijo potresnih sil, jasno povezavo med izbiro velikosti računskih sil in zahtevnostjo detajlov konstrukcije, metodo načrtovanja nosilnosti, račun dejanskih pomikov konstrukcije pri potresu, pomen stremen pri AB konstrukcijah, spoznanje, da so lahko tudi jeklene in lesene konstrukcije neduktilne in

številna poglavja (npr. geotehnika, mostovi, potresna izolacija), ki v dosedanjih predpisih praktično niso bila obravnavana.

Prve analize kažejo, da EC8 zagotavlja znatno povečanje potresne odpornosti konstrukcij v primerjavi z dosedanja prakso. To velja zlasti za konstrukcije, ki so zaradi vrste nosilnega sistema ali uporabljenega materiala po naravi manj duktilne. Te so bile po dosedanjih predpisih pogosto prešibko dimenzionirane in je skrajni čas, da se to stanje (predvsem v času relativno večjega števila novih gradenj) popravi.

Večja potresna varnost bo večkrat zahtevala tudi večjo porabo materiala in časa za projektiranje. Za podrobnejšo oceno bi potrebovali več primerjalnih analiz. Nekaj smo jih naredili za armiranobetonske konstrukcije. Pri duktilni izvedbi konstrukcij smo ugotovili, da se vzdolžna armatura ne poveča bistveno. Poveča pa se zahtevnost računa in konstrukcijskih detajlov (pri tem so najbolj značilna znatno gostejša stremena). Za neduktilne izvedbe konstrukcij je značilno močno povečanje vzdolžne armature.

LITERATURA

Fajfar, P., Fischinger, M., Isakovič, T., Eurocode 8/2 : projektiranje konstrukcij v potresnih območjih – mostovi : preliminarni priročnik, IKPIR FGG, 1994.

Fajfar, P., – urednik, Eurocode 8 – gradivo za tečaj o uporabi evropskih predpisov za konstrukcije, IKPIR FGG, 1999-2000.

Fischinger, M., Fajfar, P., (1989), O potresnih silah v predpisih, GV, ZGITS, 38, št. 11-12, str. 177-181, 1994.

Fischinger, M., Vpliv potresa v Los Angelesu 17. januarja 1994 na gradbene objekte, GV, ZGITS, 43, št. 6-7-8, str. 155-163, 1994.

Fischinger, M., , Sodobni evropski in slovenski standardi za potresno varno gradnjo konstrukcij, GV, ZGITS, 44, št. 4-5-6, str. 94-98, 1995.

Fischinger, M., Tomaževič, M., Lapajne, J., Vpliv potresa v Kobeju januarja 1995 na gradbene objekte, GV, ZGITS, 44, št. 4-5-6, str. 68-79, 1995.

Fischinger, M. - urednik, Uvajanje sodobnih evropskih standardov »Eurocode« v Sloveniji, Zbornik seminarja ob 100-letnici potresnega inženirstva na Slovenskem v Postojni, september 1995, SDPI, IKPIR FGG, 1996.

Fischinger, M., Dalla Valle, L., Drobež, J., Šušteršič, B., Pipenbahr, M., Using EC8 in the design of bridges in Slovenia, Zbornik 11. evropske konference o potresnem inženirstvu, Balkema, EAEE, Pariz, 6.-11. septembra 1998, objavljeno na CD, 1998.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visokogradnje na seizmičnih območjih, Uradni list SFRJ, št. 31/81 in 29/83, 1981.

Pravilnik o tehničnih normativih za sanacijo, utrditev in rekonstrukcijo objektov visoke gradnje, ki jih je poškodoval potres ter za konstrukcijo in revitalizacijo objektov visoke gradnje, Uradni list SFRJ, št. 52/85, 1981.

SIST ENV, Eurocode 8 – Projektiranje konstrukcij na potresnih področjih, Slovenski pred-standard sprejet po metodi platnice v treh jezikih EU (v angleščini, francoščini in nemščini), USM MZT, 1995.

STRIŽNO-UPOGIBNE PREISKAVE PANELNIH STEN

BENDING TESTINGS OF PANEL SHEAR WALLS

STROKOVNI ČLANEK

UDK 620.176 / 177 : 694.057 : 692.2

PETER DOBRILA, MIROSLAV PREMROV

POVZETEK

V članku so predstavljeni rezultati in analize strižno-upogibnih preiskav konzolnih panelnih sten, ki se uporabljajo kot nosilne stene pri gradnji montažnih lesenih zgradb. Namen preiskav je določitev razlike v nosilnosti panelnih sten, če jih ojačimo z diagonalnimi jeklenimi BMF trakovi. Preiskave so pokazale, da se panelna stena pri višjih obtežbah obnaša kot tankostenski nosilec in ne kot predalčje, kot navaja DIN 1052.

SUMMARY

In the paper, the results and analyses of shear-bending testings of panel walls, which are used as bearing capacity walls of precast timber structures, are presented. The aim of testings is to determinate a difference in resistance of panel shear walls if they are reinforced with diagonal steel BMF elements. The testings indicated that a panel shear wall at higher loads behaves as a thinwall beam and not as a truss as stated in DIN 1052.

Avtorja:

v. p. mag. Peter Dobrila, dipl.univ.inž.gr., Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, 2000 Maribor,
doc. dr. Miroslav Premrov, dipl.univ.inž.gr., Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, 2000 Maribor

1. UVOD

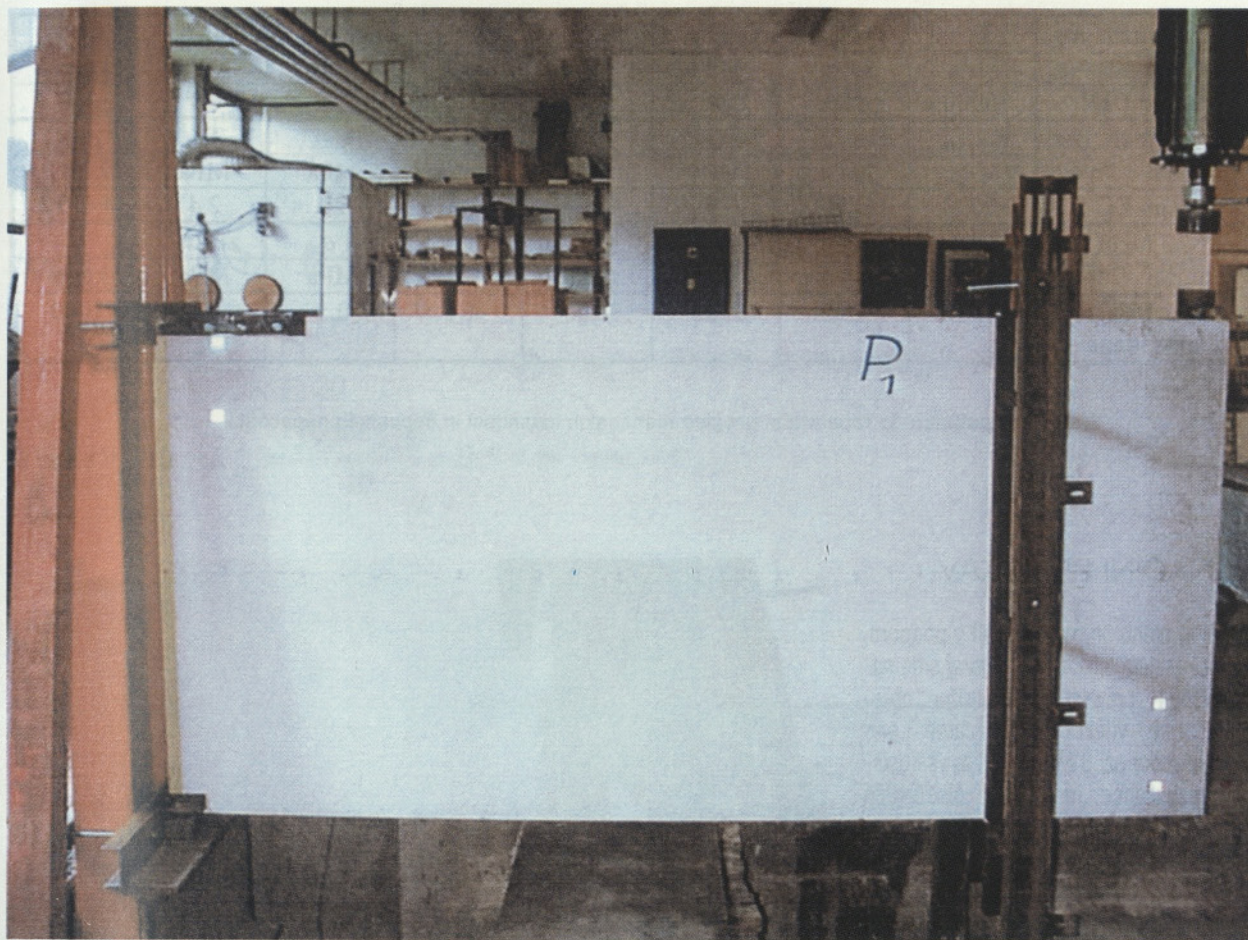
V Laboratoriju za preiskavo materialov in konstrukcij FG v Mariboru smo preiskovali panelne stene, ki se uporabljajo v gradbeni operativi pri gradnji montažnih lesenih zgradb. Stene sestavljajo leseni okvirji, na katere so z jeklenimi sponkami f1.53 mm zabite KNAUF-ove gips - kartonske stene. Zaradi pojava razpok v gips kartonskih stenah je izvajalec nekatere panele ojačil z

BMF-ovimi jeklenimi trakovi 2 x (2 x 60) mm, s čimer naj bi "del sile" iz gips sten prešel v jeklene diagonale.

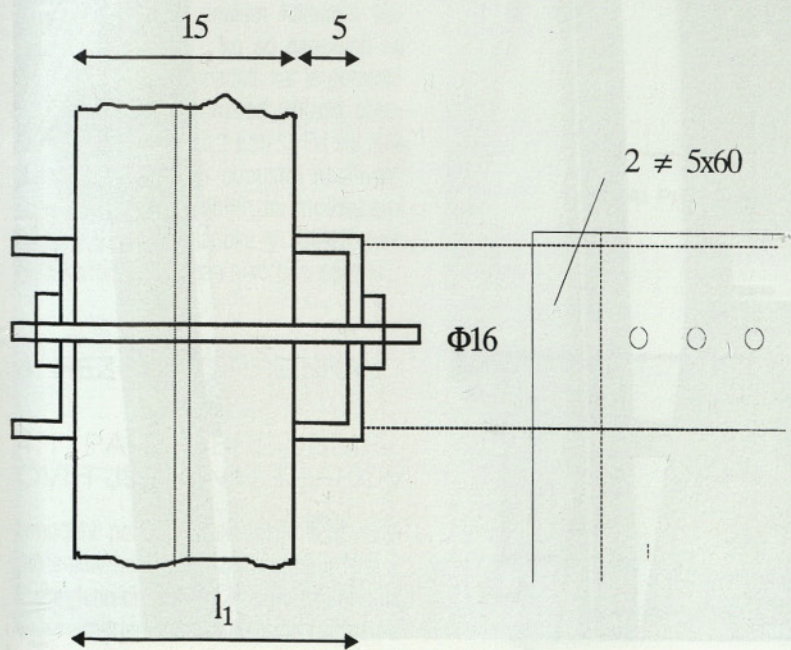
Namen teh preiskav je bil eksperimentalno določiti, koliko *večja* je lahko obremenitev, pri kateri nastane prva razpoka, koliko večja je porušna sila in koliko manjša je odporna razpoke, če ojačimo panelne stene z jeklenimi trakovi.

2. MEHANSKE LASTNOSTI IN DIMENZIJE PANELNIH STEN

Panelno steno sestavljajo leseni stebrički (2 x 8.5 x 12 + 1 x 4.3 x 12) cm, gredice (2 x 8.5 x 12) cm ter KNAUF-ove gips - kartonske stene debeline 1.5 cm. Ker mehanski lastnosti in dopustne napetosti KNAUF-ovih sten ne poznamo, privzamemo vrednosti



Slika 1: Podpiranje, sidranje in bočno varovanje panelne stene



Slika 2: Skica vpenjanja stene

mehanskih lastnosti sorodnih FERMACELL gips - kartonskih sten [Deutsches Institut für Bautechnik, 1994], ki bistveno ne odstopajo od FERMACELL-ovih. Za les privzamemo vrednosti, ki ustrezajo 2. kakovostnemu razredu po [Brüninghof, 1988] oziroma karakteristične vrednosti, ki ustrezajo kakovosti C22 po Eurocode 5. Za modifikacijski koeficient k_{mod} privzamemo vrednost 0.9 (kratkotrajna obtežba). Relativna vlažnost lesa je nižja od 20 %.

E_{11} , $E_{0,mean}$... modul elastičnosti lesa za upogib (m) ali nateg (z) vzporedno z vlakni lesa

E_{\perp} , $E_{90,mean}$... modul elastičnosti lesa za upogib ali nateg pravokotno k vlaknom lesa

| meh. last. material | E_{\parallel} MPa | E_{\perp} MPa | G MPa | zul σ_B MPa | zul $\sigma_{z\parallel}$ MPa | zul $\sigma_{D\parallel}$ MPa | zul τ_{\parallel} MPa | ρ kg/m ³ |
|---------------------------------|------------------------|----------------------|------------------------|-----------------------|----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|
| les po DIN | 10000 | 300 | 500 | 10 | 8.5 | 8.5 | 0.9 | 350 |
| meh. last. material | $E_{0,mean}$ MPa | $E_{90,mean}$ MPa | G_{mean} MPa | $f_{m,k}$ MPa | $f_{t,0,k}$ MPa | $f_{c,0,k}$ MPa | $f_{v,k}$ MPa | ρ_{mean} kg/m ³ |
| les po EC 5 | 10000 | 330 | 630 | 22 | 13 | 20 | 2.4 | 410 |
| meh. last. material | $E_{m,z}$ MPa | E_D MPa | G_{\parallel} MPa | G_{\perp} MPa | zul σ_m MPa | zul $\sigma_{z\parallel}$ MPa | zul τ_{\parallel} MPa | ρ kg/m ³ |
| KNAUF-ove gips stene | 3000 | 1900 | 1200 | 1200 | 1.1 | 0.5 | 0.3 | 1000 |

Preglednica 1: Tabelarni pregled mehanskih lastnosti in dopustnih napetosti.

3. NAČINI PREISKAV

Panelno steno smo togo vpeli v podporo, kot prikazujeta sliki 1 in 2. Zgoraj smo natezno silo F_H prevzeli s tremi "strižno" obremenjenimi vijaki M12 (samo prvi preskušanelec) oz. 3 M16 vijaki za vse ostale preskušance in dvema ploščatima železoma ($\neq 5 \times 60$) mm. Nadalje smo sidrali ploščati železi ($2 \neq 5 \times 60$) mm prek 2 [NP 10 z natezno obremenjenima vijakoma $\phi 16$. Spodaj smo steno podprli tako, da je "fiks-na" podpora prenašala vertikalno silo F_v in horizontalno silo F_H . Za preprečitev bočne zvrnitve tlačnega (spodnjega) pasu je bila izdelana posebna konstrukcija, ki je razvidna na sliki 3.

Merili smo tudi vertikalne pomike stene (v), ki so sestavljeni iz treh posameznih vrednosti (slika 4):

v_0 pomik polno vpete stene,

v_1 pomik zaradi raztezka sidrnih vijakov 2 M16,

v_2 pomik zaradi deformacije strižnih vijakov (3 M12) oz. 3 M16.

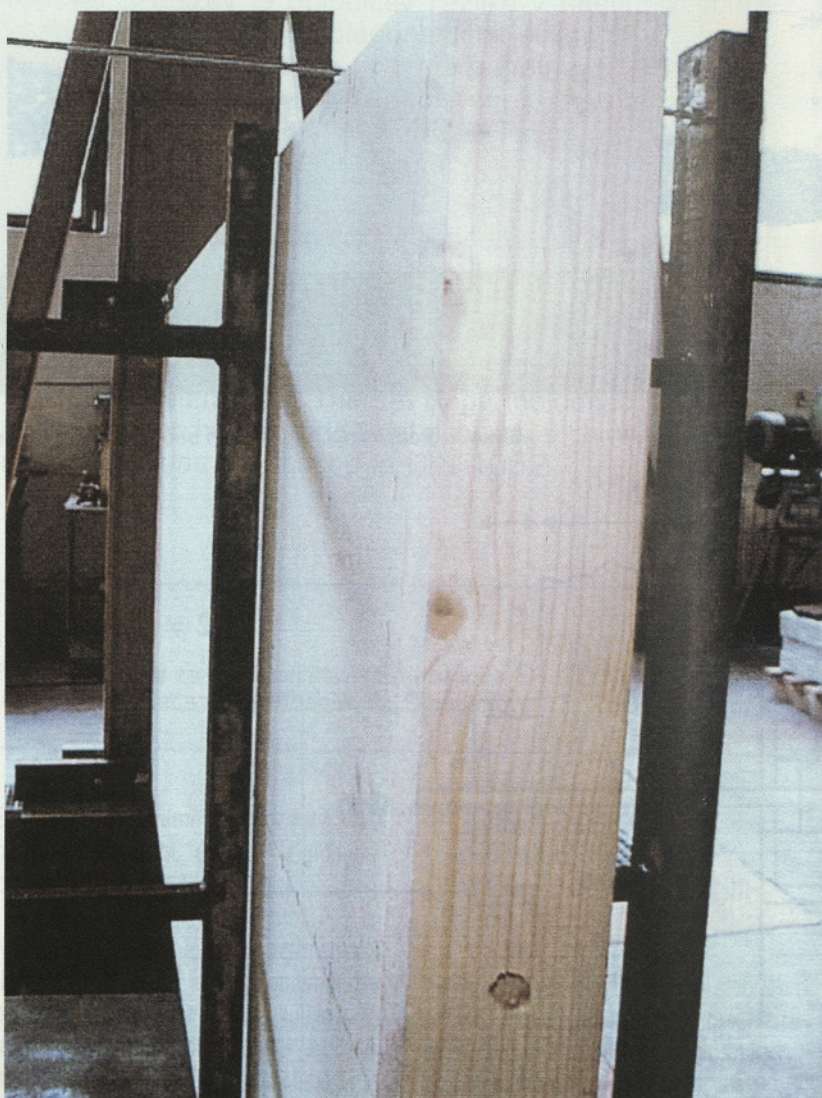
$$v_{merjeni} = v = v_0 + v_1 + v_2 \quad (1)$$

Za togo vpeto steno bi pomik v_0 brez delnih deformacij sidrnih vijakov znašal:

$$v_0 = v_{merj} - v_1 - v_2 =$$

(2)

$$v_0 = v_{merj} - v_1 - v_2 =$$



Slika 3: Skica vpenjanja stene

$$v_0 = v_{merj} - \frac{F_1 \cdot l_1}{E_j \cdot A_0} \cdot \frac{l_p}{h_p} - \frac{F_2 \cdot l_p}{3C} \cdot \frac{l_p}{h_p} = v_{merj} - F \cdot \left(\frac{l_p}{h_p} \right)^2 \cdot \left[\frac{l_1}{E_j \cdot A_0} + \frac{1}{3C} \right] \quad (3)$$

pri čemer velja: $F_1 = \frac{F \cdot l_p}{h_p} \approx F_2$ (4)

$$C_{\Phi 12} = 1.2 \cdot N_{zul} = 1.2 \cdot 38 \cdot 12^2 = 6566 \text{ N/mm}, \quad C_{\Phi 16} = 1.2 \cdot N_{zul} = 1.2 \cdot 38 \cdot 16^2 = 11674 \text{ N/mm} \quad (5)$$

Po EC 5 pa velja: $K_{ser} = \frac{\rho_k^{1.5} \cdot d}{20}$, $\rho_k = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2} = \sqrt{1000 \cdot 350} = 592 \text{ kg/m}^3$

Za vijak $\phi 16$ znaša: $K_{ser} = \frac{592^{1.5} \cdot 16}{20} = 11524 \text{ N/mm} \approx C_{\Phi 16}$ (6)

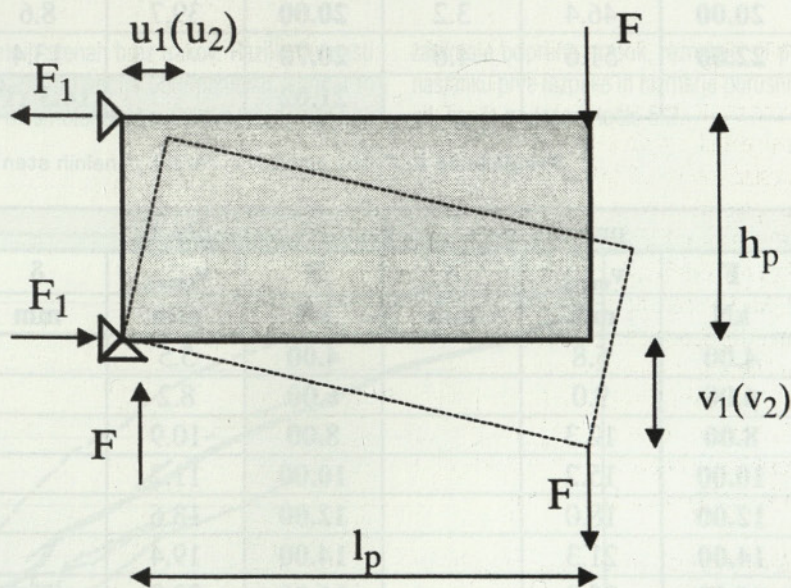
$A_0 = 2 \times 1.41 = 2.82 \text{ cm}^2$, $l_1 = 21 \text{ cm}$,
 $E_j = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$, $l_p = 2.55 \text{ m}$,
 $h_p = 1.165 \text{ m}$.

Stene smo najprej obremenili s silo $F = 2.0 \text{ kN}$. Nadaljevali smo s silami z intervali po 2 kN do sile F_{cr} , ko je nastala prva razpoka. Potem smo z enakim korakom nadaljevali do sile F_u , ko so napetosti na manometru pričele upadati, kar je pomenilo, da se bližamo porušitvi. Hitrost obremenjevanja je znašala 2 kN/S . Pri sili $F = 5.58 \text{ kN}$, ki ustreza dopustni nosilnosti sponk (203 kN), zabitih na medsebojni razdalji 9.1 cm , razpoke v KNAUF-ovih gips-kartonskih stenah niso bile opazne.

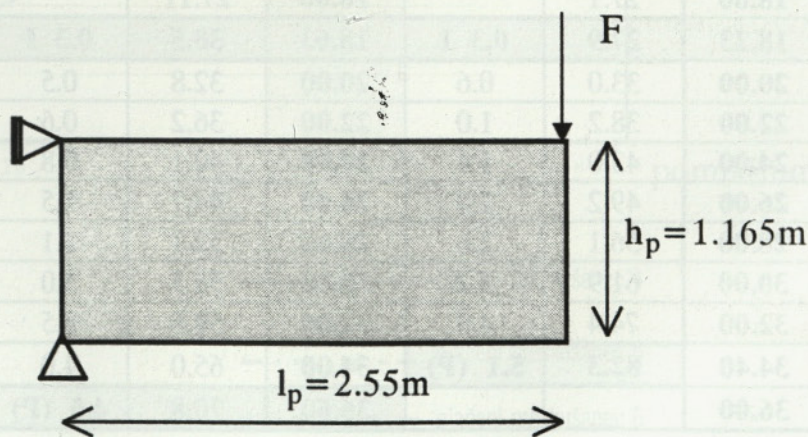
4. REZULTATI PREISKAV

4.1. PANELI BREZ BMF-OVIH JEKLENIH TRAKOV

Izmerjene pomike panelnih sten brez jeklenih trakov bomo prikazali v preglednici 2. V preglednici pomeni: F – vertikalna sila, v_{merj} – merjene deformacije, d – širina odprtine razpok, I – pojav prve razpoke, (P) – porušitev.



Slika 4: Prikaz horizontalnih in vertikalnih sil in pomikov



Slika 5: Skica preskušanca brez jeklenih trakov

strižni vijaki 3M12

strižni vijaki 3M16

| pr. 1 | | | pr. 2 | | | pr. 3 | | |
|-------|--------------------|-------|-------|--------------------|----------|-------|--------------------|---------|
| F | v _{merj.} | δ | F | v _{merj.} | δ | F | v _{merj.} | δ |
| kN | mm | mm | kN | mm | mm | kN | mm | mm |
| 2.00 | | | 2.00 | 2.0 | | 2.00 | 2.4 | |
| 4.00 | | | 4.00 | 5.3 | | 4.00 | 5.7 | |
| 6.00 | | | 6.00 | 8.1 | | 6.00 | 8.8 | |
| 8.00 | 14.5 | | 8.00 | 11.5 | | 8.00 | 11.9 | |
| 10.00 | 18.6 | | 10.00 | 14.2 | | 10.00 | 15.1 | |
| 12.00 | 25.5 | | 12.00 | 17.4 | | 12.00 | 18.0 | |
| 14.00 | 30.6 | | 14.00 | 20.4 | | 14.00 | 21.6 | |
| 16.00 | 34.4 | | 14.35 | 27.3 | 1.1 I | 14.83 | 24.1 | 1.4 I |
| 17.86 | 37.6 | 1.6 I | 16.00 | 27.8 | 2.3 | 16.00 | 30.7 | 2.8 |
| 18.00 | 38.2 | 2.0 | 18.00 | 34.3 | 5.2 | 18.00 | 34.9 | 5.7 |
| 20.00 | 46.4 | 3.2 | 20.00 | 39,7 | 8.6 | 19.34 | 41.5 | 9.0 (P) |
| 22.00 | 51.6 | 4.6 | 20.78 | | 13.4 | | | |
| | | | 21.02 | | 14.3 (P) | | | |

Preglednica 2: Prikaz pomikov in razpok panelnih sten brez jeklenih trakov.

| pr. 4 | | | pr. 5 | | | pr. 6 | | |
|-------|--------------------|---------|-------|--------------------|---------|-------|--------------------|---------|
| F | v _{merj.} | δ | F | v _{merj.} | δ | F | v _{merj.} | δ |
| kN | mm | mm | kN | mm | mm | kN | mm | mm |
| 4.00 | 5.8 | | 4.00 | 5.5 | | 4.00 | 5.7 | |
| 6.00 | 9.0 | | 6.00 | 8.2 | | 6.00 | 8.5 | |
| 8.00 | 12.3 | | 8.00 | 10.9 | | 8.00 | 10.4 | |
| 10.00 | 15.2 | | 10.00 | 11.2 | | 10.00 | 11.9 | |
| 12.00 | 18.0 | | 12.00 | 13.6 | | 12.00 | 13.6 | |
| 14.00 | 21.3 | | 14.00 | 19.4 | | 14.00 | 15.9 | |
| 16.00 | 25.3 | | 16.00 | 23.0 | | 16.00 | 18.0 | |
| 18.00 | 27.1 | | 18.00 | 27.11 | | 18.00 | 20.1 | |
| 18.23 | 27.9 | 0.3 I | 18.63 | 30.5 | 0.3 I | 18.65 | 21.1 | 0.1 I |
| 20.00 | 33.0 | 0.6 | 20.00 | 32.8 | 0.5 | 20.00 | 22.7 | 0.2 |
| 22.00 | 38.2 | 1.0 | 22.00 | 36.2 | 0.6 | 22.00 | 25.7 | 0.5 |
| 24.00 | 43.0 | 1.4 | 24.00 | 40.1 | 0.8 | 24.00 | 28.7 | 0.6 |
| 26.00 | 49.2 | 2.0 | 26.00 | 44.7 | 1.5 | 26.00 | 34.1 | 1.0 |
| 28.00 | 56.1 | 2.6 | 28.00 | 52.1 | 2.1 | 28.00 | 36.9 | 1.4 |
| 30.00 | 61.9 | 3.2 | 30.00 | 55.5 | 3.0 | 30.00 | 41.7 | 1.7 |
| 32.00 | 74.4 | 4.0 | 32.00 | 59.6 | 3.5 | 32.00 | 50.5 | 2.0 |
| 34.40 | 82.3 | 5.1 (P) | 34.00 | 65.0 | 4.0 | 34.00 | 61.2 | 2.4 |
| 36.00 | | | 36.60 | 70.8 | 4.5 (P) | 36.20 | 65.4 | 2.9 (P) |

Preglednica 3: Prikaz pomikov in razpok panelnih sten z jeklenimi trakovi.

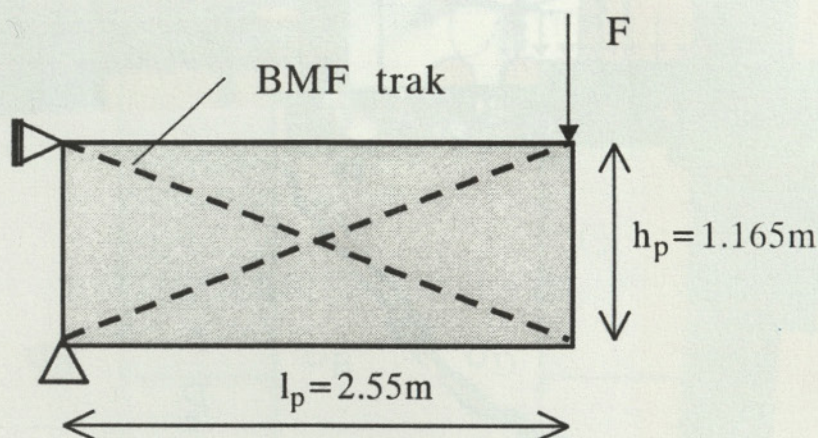
Opomba: Veliki pomiki v_2 – zaradi podajnosti "strižnih vijakov" $\phi 12$ – so bili vzrok temu, da smo sidrne vijake $\phi 12$ zamenjali z vijaki $\phi 16$ mm.

4.2. PANELI Z BMF-OVIMI JEKLENIMI TRAKOVI

Izmerjene pomike panelnih sten z BMF-ovimi trakovi (slika 6) bomo prikazali v preglednici 3.

Pri sili 36 kN smo preiskavo končali. Po razbremenitvi se je razpoka v fermacelu "zaprla" na širino odprtine 1.9 mm (elastične povratne deformacije jeklenih trakov).

Iz slike 7 je razvidno, da je togost stenskih panelov, ojačenih z jeklenimi trakovi (preiskuvanci 4, 5 in 6), precej večja kot pri pa-

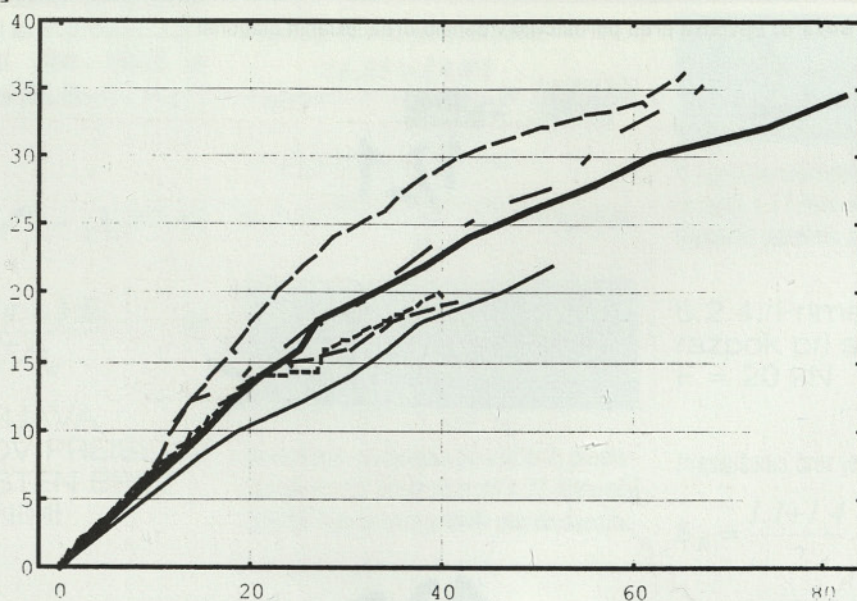


Slika 6: Skica preskušanca z BMF-ovimi jeklenimi trakovi

nelnih stenah brez trakov. Razlika je zlasti opazna pri večjih obremenitvah. Vendar to ni bil smoter naše raziskave, saj so nas bolj

zanimale odprtine razpok, razmerje sil pri nastanku prve razpoke in razmerje porušnih sil, kar je podano v točki 5.2.

F[kN]



pomik[mm]

— preskušanec 1

— ojačeni preskušanec 4

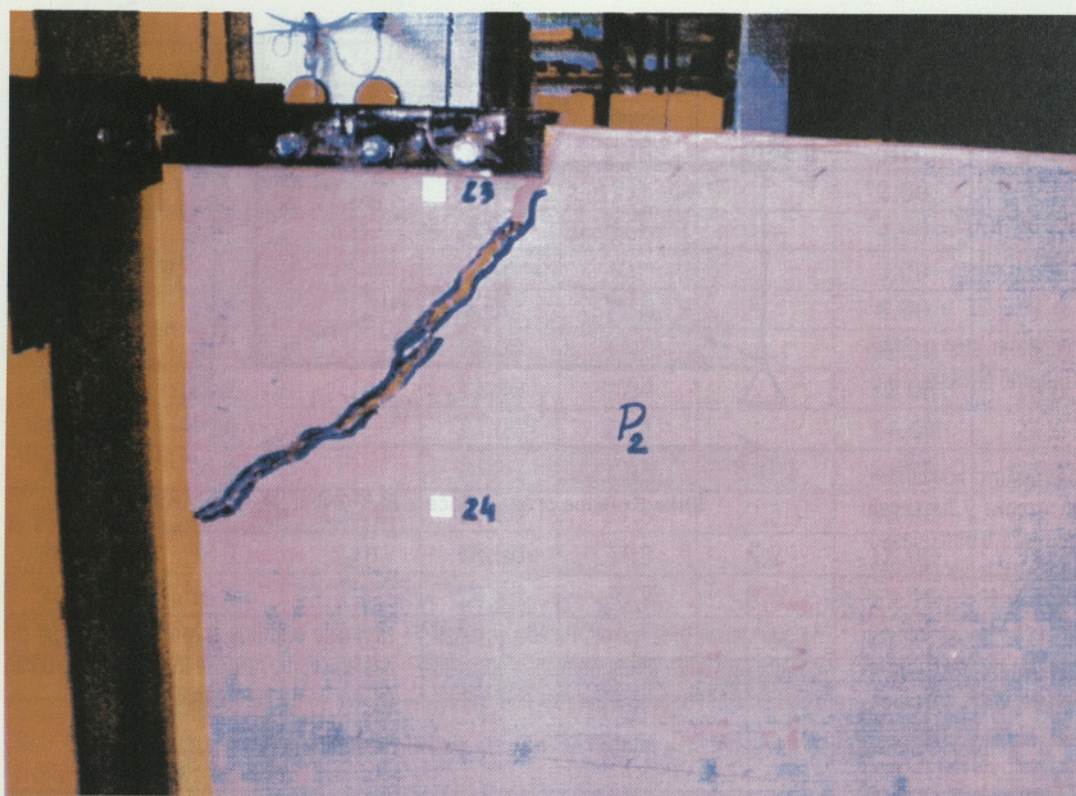
..... preskušanec 2

- - - ojačeni preskušanec 5

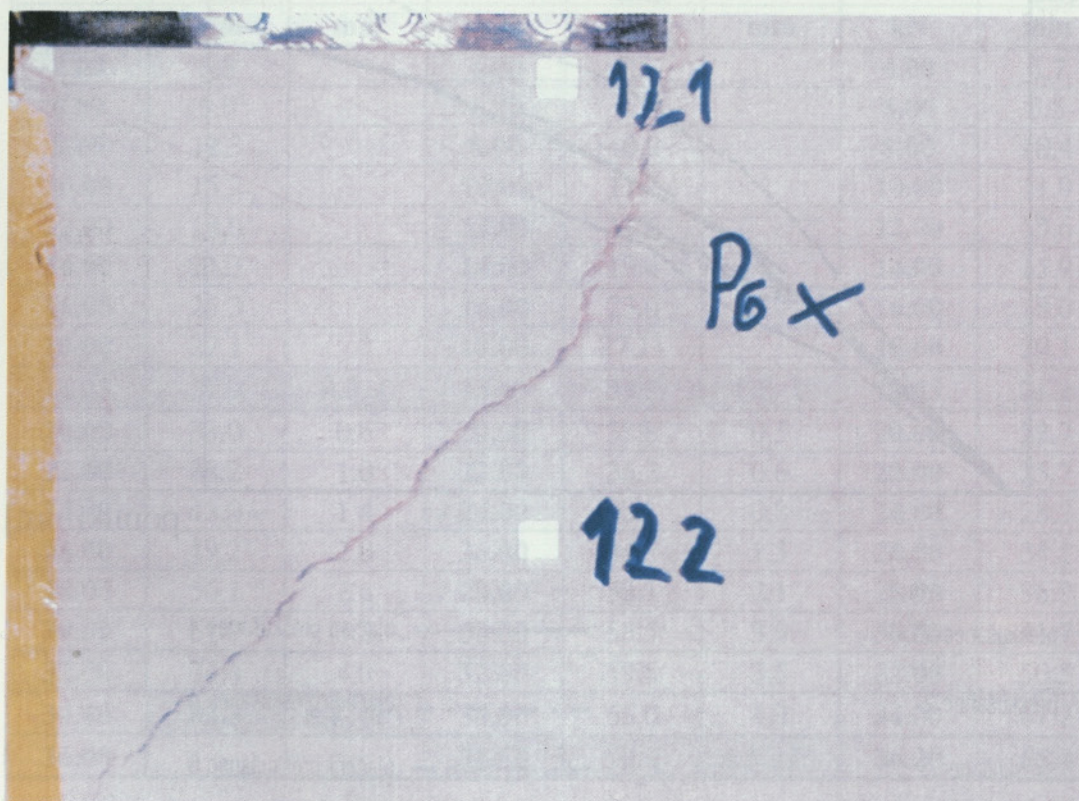
- - - preskušanec 3

— ojačeni preskušanec 6

Slika 7: Grafični prikaz izmerjenih pomikov.



Slika 8: Razpoka pred poružitvijo v panelu brez jeklenih diagonal



Slika 9: Razpoka pred poružitvijo v panelu z jeklenimi diagonalami

5. ANALIZA REZULTATOV

5.1. SPLOŠNO

Krivulja razpoke v gips-kartonski steni se je tvorila od najbolj tegnjene vlakna ob priključku prvega vijaka proti nevtralni osi sestavljenega prereza (sliki 8 in 9). Istočasno smo tudi opazili, da se razpoka v nasprotnem diagonalnem vogalu ni pojavila niti pri porušitvi, kar nam da vedeti, da se panelna stena obnaša kot tankostenski nosilec ($L/H > 2$), ne pa kot predalčje.

Analiza napetosti je bila izdelana za čisti upogib s prečno silo, kar v vsakdanji praksi ne nastopa, ker se preko panelnih sten prenaša tudi lastna in stalna teža sten in stropov ter koristna teža stropov, kar zmanjšuje natezne napetosti v gips kartonskih stenah (ugodno delovanje). Zavedati pa se tudi moramo, da se upogibni momenti in prečne sile pri večetažnih panelnih sistemih povečajo (neugodno delovanje). Zato mora projektant za vsak posamični primer te napetosti superponirati in jih primerjati z dopustnimi napetosti (DIN 1052) ali računskimi trdnostmi (EC 5).

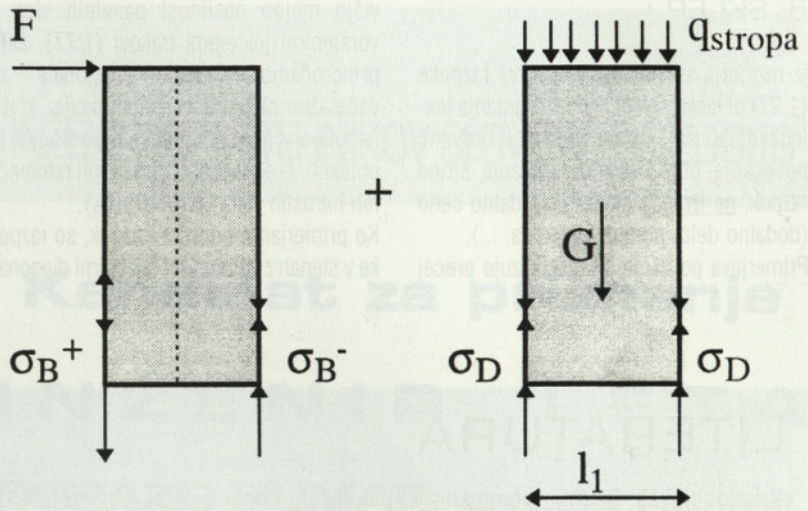
$$f_{\sigma_z}^{F+(q+G)} = f_{\sigma_B}^{\max} - f_{\sigma_D}^{q+G} \quad (7)$$

$$f_{\sigma_D}^{q+G} = \frac{(G + q \cdot l_1) \cdot E_f}{(EA)_{ef}} \quad (8)$$

5.2. PRIMERJAVA REZULTATOV PREISKAV PANELNIH STEN BREZ IN Z JEKLENIMI TRAKOVI

5.2.1. Splošno

Primerjali smo preskušance 2 in 3 s preskušanci 4, 5 in 6. Preskušanec 1 smo izločili zaradi prevelike rotacije toge stene, ki je nastala zaradi nizkega modula pomikov vijakov $\phi 12$.



Slika 10: Prikaz skupnih obtežb

5.2.2. Povprečna sila v gips - kartonski steni ob nastanku prve razpoke

Preskušanci brez jeklenih trakov

$$F_{cr} = \frac{14.35 + 14.83}{2} = 14.59 \text{ kN}$$

Preskušanci z jeklenimi trakovi

$$F_{cr}^x = \frac{18.23 + 18.63 + 18.65}{3} = 18.50 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{cr}^x}{F_{cr}} = \frac{18.50}{14.59} = 1.27$$

Kot vidimo, se razpoke pri ojačenih preskušancih tvorijo povprečno pri 1.27-krat večji obtežbi kot pri neojačenih preskušancih.

5.2.3. Povprečna porušna sila v preiskanih stenah

Preskušanci brez jeklenih trakov

$$F_u = \frac{21.02 + 19.34}{2} = 20.18 \text{ kN}$$

Preskušanci z jeklenimi trakovi

$$F_u = \frac{34.40 + 36.60 + 36.20}{3} = 35.73 \text{ kN}$$

$$\frac{F_u^x}{F_u} = \frac{35.73}{20.18} = 1.77$$

Povprečna nosilnost ojačenih preskušancev je torej 1.77-krat večja kot nosilnost neojačenih panelnih sten.

5.2.4. Primerjava odprtin razpok pri silah $F=R$ in $F=20$ kN

Preskušanci brez jeklenih trakov

$$\delta_R = \frac{1.1 + 1.4}{2} = 1.25 \text{ mm}$$

$$\delta_{20} = \frac{8.6 + 9.0}{2} = 8.8 \text{ mm}$$

Preskušanci z jeklenimi trakovi

$$\delta_R^x = \frac{0.3 + 0.3 + 0.1}{3} = 0.233 \text{ mm}$$

$$\delta_{20}^x = \frac{0.6 + 0.5 + 0.2}{3} = 0.430 \text{ mm}$$

6. SKLEP

Iz razmerja sil pri nastanku prve razpoke (1.27) bi lahko sklepali, da se vgradnja jeklenih diagonal, s katero bi dosegli bistveno povečanje obtežbe in zmanjšanje širine razpok, ne izplača glede na dodatno ceno (dodatno delo, poraba materiala, ...).

Primerjava porušnih sil pa izkazuje precej

višjo mejno nosilnost panelnih sten z vgrajenimi jeklenimi trakovi (1.77). Zato priporočamo dodatne diagonale za večetažne sisteme in konstrukcije, ki se nahajajo v potresno aktivnih področjih in objektih, ki so v področjih visokih referenčnih hitrostih vetra ($v_{ref} > 40$ m/s).

Ko primerjamo odprtine razpok, so razpoke v stenah z vgrajenimi jeklenimi diagona-

lami komaj opazne in še te postanejo "nevidne" po prenehanju delovanja kratkotrajne spremenljive obtežbe. V tem primeru je vgradnja jeklenih diagonal opravičena in jo priporočamo.

Da bi bila cenovna in tehnološka izvedba sten z diagonalami čim ugodnejša - nizka cena in kratek dodatni čas izdelave - pa bo potrebno izdelati poseben projekt detajlov.

LITERATURA

Brüninghoff H. Beuth – Kommentare: Eine ausführliche Erläuterung zu DIN 1052, Teil 1 bis Teil 3. Beuth Bauverlag, 1988.

CEN: Design of timber structures. Part 1.1 General rules and rules for buildings, 1998.

Deutsches Institut für Bautechnik: FERMACELL Gipsfaserplatten 0 G 05, Berlin, 1994.

Dobriča P., Premrov M.: Lesene konstrukcije – rešeni primeri z uporabo in razlago EC5, Fakulteta za gradbeništvo, Maribor 1997.

USM MZT, SIST ENV, Eurocode 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, Slovenski prevod pred-standarda, 2000.

NOVICE

IZ DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE IN ZDGITS



Kandidat za priznanje

INŽENIR LETA

GORAZD HUMAR, univ.dipl.inž.grad.

Enainpetdesetletni univ.dipl.inž.grad. Gorazd Humar sodi v vrsto uspešnih in uglednih slovenskih inženirjev; je eden redkih, v gradbeništvu pa najbrž edini, ki je v svoji stroki našel muzo in dodaten vir navdušenja, kar za vsakega izobraženca predstavlja zavidljivo srečo.

Morda je prisegel svojemu mostu mladosti, ob katerem je potekala njegova enajsta šola, ob katerem je sanjal o prihodnosti in kateri je budil njegovo vedoželjnost in radovednost o tem, kako take mojstro-

vine nastajajo? Kdo ve? Mnogi pa vemo, da naš inženir izpolnjuje svojo prisego do popolnosti in svoji stroki sledi z največjo predanostjo ter jo drugim za zgled spreminja v poslanstvo.

V svoji poklicni karieri je opravljal številne zahtevne naloge na različnih gradbiščih v domovini in tujini. Od vsega začetka pa do danes služi gradbenemu podjetju Primorje d.d. v Ajdovščini, začeni s sodelovanjem pri gradnji avtoceste v Celju, za tem v tehnologiji gradnje mostov. Leta 1978 je v BiH vodil gradnjo objektov na odseku železniške proge Doboj-Zenica. Leta 1983 je izdelal načrte in tehnološke projekte za izvedbo velikega podpornega odra in gradnje 102 m dolgega loka betonskega mostu čez Sočo v Solkanu, na t.i. osimski cesti. Leto dni je potem opravljal vodilna dela pri izgradnji velikega letališča v Iraku. Naslednja postaja je bila vodna akumulacija Vogršček v Vipavski dolini, katere izgradnjo je vodil. Leta 1991 je postal direktor za dela v tujini in svojemu, tedaj že precej uveljavljenemu graditelju pridobil še veliko dodatnih gradbenih del v Nemčiji (Berlin) in v Italiji. Nazadnje ga najdemo kot vodjo projekta gradnje hidroelektrarn na Soči – HE Plave II in HE Doblar II, kjer vodi in usklajuje dela dveh domačih in treh tujih podjetij in kjer smo bili nedavno priča uspešnemu preboju izkopa predorov ob pomoči najsodobnejše tehnologije.

Vsa ta poklicna uspešnost pa je samo del njegovega inženirskega poslanstva, večini inženirjev zadostna izpolnitev, inž. Humarju samo izhodišče in večkrat torišče novih idej in izzivov. Klic iz mladosti, ki ga je tedaj napotil v gradbeništvo, se oglašča še zdaj v zrelih strokovnih letih in ga zavezuje, da svoji stroki daruje nekaj žlahtnosti,

NOVICE

IZ DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE IN ZDGITS

da ji pripiše večji pomen, kot ji ga družba izkazuje, da na glas in vsem pove, kako zgodovina s svojimi monumentalnimi objekti, ki so jih ustvarile človeške roke po zamisli človeškega uma, potrjuje, da kulturo človeštva soustvarja tudi gradbeništvo. Tako želi rojakom in tujim radovednejšem predstaviti visoko raven slovenske tehnične kulture, ki se zrcali v znamenitih objekti v Sloveniji in jo časovno, tehnološko, funkcionalno in estetsko primerjati s podobnimi objekti v svetu. Leta 1996 nas je presenetil z izdajo čudovite knjige z naslovom Kamniti velikan na Soči, v kateri opisuje zgodovino in gradnjo mostu z največjim kamnitim lokom na svetu, ki stoji pri Solkanu. Delo je nastajalo kar nekaj let. Avtor je zbiral dokumentarno blago v številnih knjižnicah in muzejih po Evropi in knjigo obogatil s prikazi originalnih načrtov, pripovedma obeh načrtovalcev o snovanju in problemih gradnje ter s številnimi fotografijami. Njegova knjiga je prva slovenska knjiga o mostovih, v kateri inž. Humar premišljeno bogati tudi strokovno terminologijo s slovenskimi izrazi.

Kljub delovnim obveznostim in veliki odgovornosti na delovnem mestu ter vzorni skrbi za svoj dom in družino se naš predlagani čaščenec vseskozi neutrudno posveča še stanovski problematiki. Vsa aktivna leta deluje v samem vrhu slovenske stanovske zveze gradbenih inženirjev in tehnikov, kjer je bil štiri leta njen predsednik, kasneje podpredsednik in je še danes njen odlični ambasador v sorodnih evropskih stanovskih in strokovnih združenjih, kamor je pomagal pripeljati tudi našo Zvezo društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije. Bil je tudi med pobudniki in ustanovitelji Inženirske zbornice Slovenije, kjer deluje kot član Izvršilnega odbora matične sekcije gradbenih inženirjev.

In glej, kljub vsej dodatni naštetih aktivnosti je leta 1998 objavil že drugo knjigo o mostovih z naslovom Zmajski most, v kateri poleg znamenitega ljubljanskega mostu opisuje še druge znane ljubljanske in slovenske mostove. Leta 1999 je izšel tudi prevod te knjige v angleščino. S svojo ljubljeno mu temo o mostovih se pogosto pisno pojavlja v številnih strokovnih časopisih in publikacijah v Sloveniji, v tujini pa zlasti v Italiji in Nemčiji.

Ko sam pravi, da rad sledi in se poglobljeno posveča delu in življenju pomembnih slovenskih gradbenikov, najbolj enostavno predstavi svojo privrženost stroki, privrženost, ki je že skoraj ljubezen in izvirni element vsakega poslanstva, ki zavezuje: Slediti velikim delom, da bi jih nekoč lahko presegli!

Gorazd Humar je s svojimi deli počastil stroko, svoje stanovske kolege in ves svoj slovenski narod. Iskreno se veselimo, da ga bomo na slovesnosti, ki jo pripravlja osrednja Zveza inženirjev in tehnikov Slovenije na bližajočem se 3. slovenskem inženirskem kongresu, mi počastili in zaslužno ovenčali s priznanjem »Inženir leta«.

Dr. Janez Reflak

NAROČILNICA ZA "GRADBENI VESTNIK"

Do preklica naročam(o) izvod(ov) revije GRADBENI VESTNIK in se obvezujem(o), da bom(o) naročnino poravnal(i) v zakonitem roku po prejemu računa ali položnice.

Naročnik: _____

Ime in priimek:

Podjetje, ustanova:

Naselje, ulica, hišna št.

Poštna številka

Ime pošte

Davčna številka naročnika:

Status (velja samo za individualne naročnike), obkroži:

- zaposlen

-upokojenec

- študent

.....
Kraj in datum

.....
Podpis

Naročilnico izrežite in pošljite v kuverti na naslov:

**GRADBENI VESTNIK,
Karlovska 3
1000 Ljubljana**

PRIPRAVLJALNI SEMINARJI TER IZPITNI ROKI ZA STROKOVNE IZPITE V GRADBENIŠTVU, ARHITEKTURI IN KRAJINSKI ARHITEKTURI V LETU 2000

| MESEC | SEMINAR | IZPITI | | |
|-----------|-----------|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| | | GRADBENIKI | ARHITEKTI | KRAJINARJI |
| September | 18. - 22. | | | |
| Oktober | 23. - 27. | pisni: 21.10. | pisni: 21.10. | pisni: 21.10. |
| November | 20. - 24. | ustni: 6. - 9.11. pisni: 18.11. | ustni: 6. - 9.11. | ustni: 6. - 9.11. |
| December | 18. - 22. | ustni: 4. - 7.12. | | |

A. PRIPRAVLJALNE SEMINARJE organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS)**, Karlovška 3, 1000 Ljubljana (telefon/fax: 01 / 422-46-22). Arhitekti in krajinarji so vabljeni na predavanja iz splošnega dela izpitnega programa (prvi trije dnevi) in plačajo 33.000,00 SIT. Cena 5-dnevnega seminarja za gradbenike znaša 65.000,00 SIT. V ceno je všteti DDV.

Seminar ni obvezen! Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20 kandidatov). Udeležca prijavi k seminarju plačnik. 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.

Žiro račun ZDGITS je 50101-678-47602; 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!