GRADBENI VESTNIK

GLASILO
ZVEZE DRUŠTEV
GRADBENIH
INŽENIRJEV
IN TEHNIKOV
SLOVENIJE

11-12
1997

Dom inženirjev
in tehnikov
Slovenije

Glavni in odgovorni urednik:

Franc **ČAČOVIČ**

Lektor:

Alenka **RAIČ – BLAŽIČ**

Tehnični urednik:

Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:

Sergej **BUBNOV**
mag. Gojmir **ČERNE**
prof. dr. Miha **TOMAŽEVIČ**
dr. Ivan **JECELJ**
Andrej **KOMEL**
Stane **PAVLIN**
dr. Franci **STEINMAN**

Tisk:

Tiskarna **TONE TOMŠIČ d.d.**
v Ljubljani

Revijo izdaja Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Karlovška c. 3, telefon/faks: 061/221-587, ob finančni pomoči Ministrstva za znanost in tehnologijo, Gradbenega inštituta ZRMK, Zavoda za gradbeništvo Slovenije, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani ter Fakultete za gradbeništvo, Univerze v Mariboru.

Tiska Tiskarna Tone Tomšič d.d., Ljubljana.

Letno izide 12 številk. Individualni naročniki plačajo letno naročnino v višini 2.600 SIT, študentje in upokojenci 1.300 SIT. Gospodarske organizacije in podjetja plačajo letno naročnino za 1 izvod revije 32.000 SIT. Naročnina za naročnike v tujini znaša 100 US$.

Po mnenju Ministrstva RS za kulturo je v ceno vključen 5 % prometni davek.

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

GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
UDK-UDC 05:625;ISSN 0017-2774
LJUBLJANA, NOVEMBER, DECEMBER 1997
LETNIK XXXXVI STR.: 312 - 384

VSEBINA - CONTENTS

Članki, študije, razprave - Articles, studies, proceedings

L. HANŽIČ, R. ILIĆ:
VPLIV POROZNOSTI TAL NA KONCENTRACIJO RADONA V OBJEKTIH 312
The Influence of Porous Ground on Radon Concentration in Buildings

Marjana ŠIJANEC - ZAVRL, Tadej GRUDEN:
ENERGETSKA OBNOVA STANOVANJSKIH STAVB V SLOVENIJI 318
Approach to energy restoration of residential buildings in Slovenia

Dobroslav ČABRILO:
REKONSTRUKCIJA VIADUKTA RAVBARKOMANDA 328
Ravbarkomanda Viaduct Reconstruction

Frano DAMJANIĆ, Janez DUHOVNIK, Klavdija TAJNIKAR:
ANALIZA MEHANSKEGA OBNAŠANJA VIADUKTA RAVBARKOMANDA PO SANACIJI 333
Analysis of Mechanical Behaviour of Repaired Ravbarkomanda Bridge

Franc SAJE:
MOŽNOSTI RAZVOJA LESENIH KONSTRUKCIJ 338
The possibilities of development in the field of timber structures

Srečko VRATUŠA:
PROGRAMSKA ORODJA ZA DIMENZIONIRANJE LESENIH ELEMENTOV 344
The Software Tools for design of timber elements

Peter DOBRILA, Miroslav PREMROV, Igor FUJS:
RAČUNALNIŠKI PROGRAM ZA ANALIZO NOSILNOSTI LESENIH PREREZOV PO PREDPISIH EC 5 349
A Computer Program for Analysis of Bearing Capacity of Timber Structures due to use EC 5

Drago SAJE, Franci KAVČIČ:
BETONI VISOKIH TRDNOSTI V SVETU IN PRI NAS 354
High-Strenght Concrete in the World and in Slovenia

IN MEMORIAM

Svetko LAPAJNE:
DUŠAN FARČNIK, dipl. inž. gradb. 361

Novosti Fakultete za gradbeništvo - Univerza v Mariboru
Civil Engineering News of the University in Maribor

Srečko FRIDL:
STATIČNA PRESOJA LESENIH KONSTRUKCIJ 362
Static Analysis of Timber Constructions

Informacije Zavod za gradbeništvo Slovenije

Miha TOMAŽEVIČ, Iztok KLEMENC:
POTRESNA ODPORNOST ZIDANIH STAVB Z NAVPIČNIMI VEZMI: RAZISKAVE IN RAČUNSKA ANALIZA 370
Seismic Behavior of Confined Masonry Buildings: Experiments and Analysis of Seismic Resistance

GRADBENI VESTNIK:
KAZALO ZA LETNIK XXXXVI - 1997 380

VPLIV POROZNOSTI TAL NA KONCENTRACIJO RADONA V OBJEKTIH

The Influence of Porous Ground on Radon Concentration in Buildings

UDK 699.87:546.296:550.378

L. HANŽIČ, R. ILIĆ

POVZETEK • SUMMARY

Analizirani so glavni viri radona v objektih (zemljina pod in/ali okoli objekta, gradbeni materiali, gospodinjska voda), mehanizmi prehajanja v objekt in nekateri ukrepi za preprečevanje vstopa radona v objekt. Posebna pozornost je namenjena vplivu umetno ustvarjenih poroznih tal pod objektom na koncentracijo radona v objektu. S tem namenom je bila izmerjena koncentracija radona v Univerzitetnem športnem centru v Mariboru.

This paper analyses major radon sources in dwellings (ground under and/or around the building, building materials, domestic water), mechanisms of radon transport from the ground into the buildings and some methodes for preventing radon entry . Special attention is devoted to the influence of porous ground beneath the building on the radon concentration inside. For this purpose radon concentration in University Sports Centre in Maribor was measured.

UVOD

Radon je žlahtni plin, ki ima tri izotope: ^{219}Rn, ^{220}Rn in ^{222}Rn. Najpomembnejši je ^{222}Rn, ki ima sorazmemo dolgo razpolovno dobo (3,8 dni). To mu omogoča, da difundira iz površine zemlje dalje v ozračje, še preden razpade, pri tem pa se ne veže z drugimi delci. Je neposredni potomec ^{226}Ra, katerega razpolovna doba je zelo dolga (1620 let) in ki v naravi nastaja v razpadni verigi ^{238}U. Nastajanje radona je tako praktično konstantno. Radonovi potomci so radioaktivni ioni težkih kovin, ki se vežejo na zračne delce in se odlagajo v pljučih. Tako je pljučno tkivo stalno izpostavljeno radioaktivnemu sevanju, kar povečuje možnosti za nastanek pljučnega raka.

Človek povprečno prejme več kot polovico svoje obsevne doze zaradi naravnih izvorov ionizirajočega sevanja od ^{222}Rn in njegovih razpadnih produktov (^{218}Po, ^{214}Po, ^{214}Pb, ^{214}Bi).

Začetki raziskav na področju radona segajo v začetek 20. stoletja, ko so angleški raziskovalci ugotovili, da nekateri gradbeni materiali vsebujejo radioaktivne substance. Na Švedskem so veliko pozornost vzbudile obsežne meritve radioaktivnosti in radona v 50. letih, kljub temu pa so sanacijske ukrepe za zmanjšanje koncentracije radona v bivalnem okolju pričeli izvajati šele v 80. letih. Obsežne meritve radona so izvedli tudi v drugih razvitih državah, številne mednarodne organizacije pa so že sprejele priporočljive mejne koncentracije radona v bivalnem okolju [1, 2].

Tudi v Sloveniji imajo meritve radona dolgo tradicijo, saj so bile prve opravljene že leta 1969 v Rudniku urana Žirovski vrh. Kasneje so na Institutu "Jožef Stefan", Ljubljana, merili koncentracije radona v površinski plasti zemlje, kraških jamah, zdraviliščih, rudnikih, otroških vrtcih, osnovnih in srednjih šolah ter po domovih. Na podlagi teh meritev je bila izdelana Radonska karta Slovenije, ki je prikazana na sliki 1 [3]. Predpisi o dopustnih koncentracijah radona pri nas še niso izdelani, priporočila strokovnjakov pa so naslednja: do 400 Bq/m^3 (1) za obstoječe objekte

Avtorja:
L. Hanžič, Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, 2000 Maribor
R. Ilić, Institut "Jožef Stefan", Jamova 39, 1000 Ljubljana in Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, 2000 Maribor

in do 200 Bq/m^3 za novogradnje [3].

Najnovejše raziskave kažejo, da lahko na podlagi meritev koncentracije radona v površinski plasti zemlje napovemo, kje je primerneje graditi stanovanjske objekte oziroma kakšne ukrepe za preprečevanje prevelikih koncentracij radona je smiselno predvideti že v fazi projektiranja [1, 2]. Kljub temu pa odvisnost koncentracije radona v objektu od parametrov, ki opisujejo tla, na katerih stoji objekt, ni raziskana.

Poglavitni cilj pričujočega dela je analizirati vpliv poroznosti tal na koncentracijo radona v objektu. S tem namenom smo izmerili koncentracijo radona v Univerzitetnem športnem centru v Mariboru, ki je lociran na nasutju nekdanje gramoznice. Rezultati meritev so povzeti v pričujočem članku.

Slika 1: Radonska karta Slovenije [3]

VIRI RADONA V BIVALNEM OKOLJU

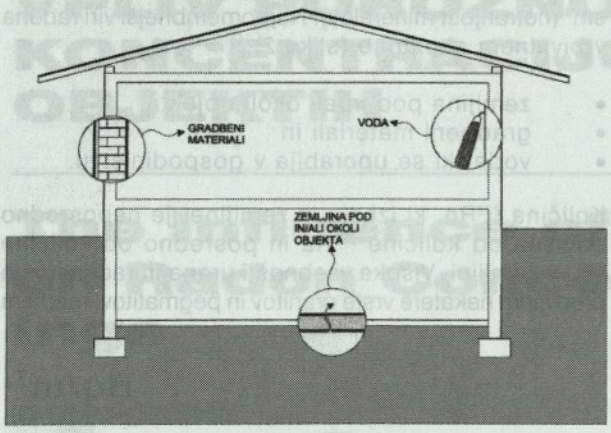
Tipične koncentracije ^{222}Rn znašajo: 0,04 atoma/cm^3 (zrak nad površino zemlje), 20 atomov/cm^3 (objekti), 20.000 atomov/cm^3 (zrak v zemljini) in 500.000 atomov/cm^3 (notranjost mineralov). Najpomembnejši viri radona v bivalnem okolju so (slika 2):

- zemljina pod in/ali okoli objekta,
- gradbeni materiali in
- voda, ki se uporablja v gospodinjstvu.

Količina ^{222}Rn, ki izhaja iz zemljine, je neposredno odvisna od količine ^{226}Ra in posredno od količine ^{238}U v zemljini. Visoke vsebnosti urana in radija imajo predvsem nekatere vrste granitov in pegmatitov, medtem ko imajo sedimentne kamenine zelo nizke vsebnosti teh radioaktivnih elementov. Radon izhaja iz zrnc zemljine, nato pa poteka nadaljnji transport zaradi difuzije (slika 3) ali pa se radon giblje skupaj s plinom v zemljini. Emanacijski koeficient[2] je odvisen od velikosti zrnc in njihove razpokanosti, tipične vrednosti pa so med 10 - 40 %, v glinah pa tudi do 70 %.

Transport radona izključno z difuzijo je relativno kratek in znaša približno 5 cm v vodi, 2 m v vlažnem pesku in 5 m v zraku [1]. Skupaj z zemeljskim plinom pa

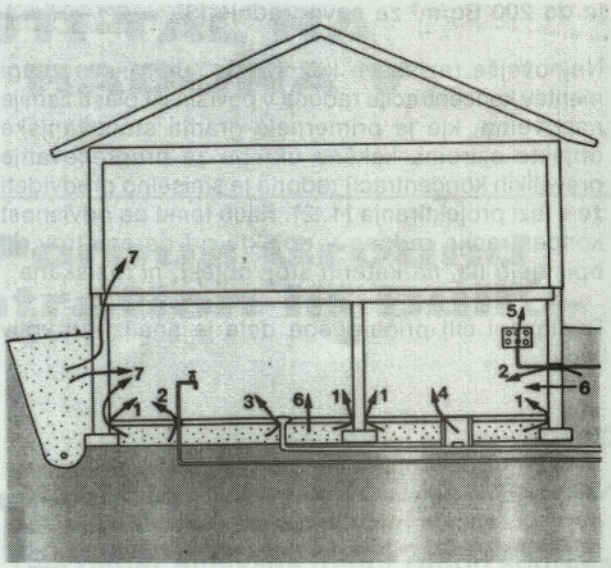
[1] 1 Bq=1 razpad / sekundo



Slika 2: Viri radona v bivalnem prostoru

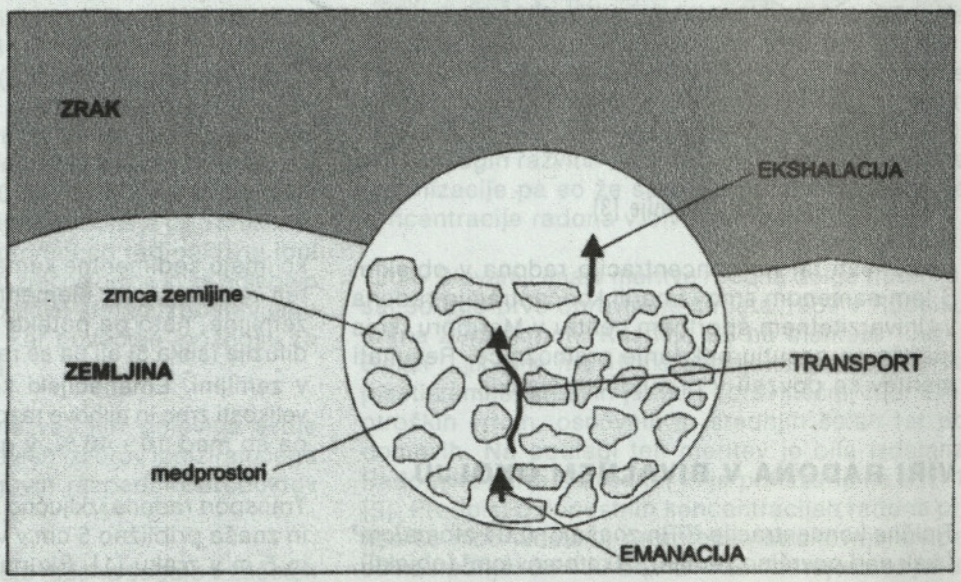
lahko radon zaradi razlik v tlakih prepotuje 20 - 40 m preden razpade. Še daljše razdalje pa lahko opravi skozi prepustne gramozne plasti ali vzdolž vodovodnih, kanalizacijskih in drugih jarkov. Tako so v Švici najvišjo koncentracijo radona (45.000 Bq/m^3) izmerili v neki hiši, ki stoji na slabo konsolidiranih tleh skalnega podora, kljub temu da koncentracija radija in urana v tleh ni bila izjemno visoka [5].

Radon prehaja iz okoliške zemljine v objekt skozi razpoke in odprtine za inštalacije (slika 4 [4]). Transport poteka predvsem zaradi razlik v tlakih, saj je zaradi višje temperature v objektu (predvsem pozimi) tlak v prostorih nižji v primerjavi s tlakom plina v površinski plasti zemljine na kateri stoji objekt.



Slika 4: Prehajanje radona iz okoliške zemljine v objekt [4]

Uran je splošno razširjen element v zemljinah in kameninah, zato ga vsebujejo tudi vsi gradbeni materiali, izdelani na osnovi mineralov. Količina urana v gradbenih materialih je navadno zelo nizka in nima praktičnega pomena. Seveda pa obstajajo tudi izjeme. Na Švedskem je tako večino problemov povzročal lahki beton iz boksitnega skrilavca, bogatega z uranom. Na izhajanje (ekshalacijo[3]) radona iz površine gradbenega elementa vplivajo številni faktorji, kot so kemična sestava, poroznost, zračni tlak, vlažnost in temperatura, količina radija v materialu in površinska obdelava določenega grad-



Slika 3: Mehanizmi izhajanja radona iz zemljine

[2] *emanacijski koeficient - razmerje med količino radona, ki uhaja v pore zemljine in skupno nastalim radonom*

benega elementa. V preglednici 1 so zbrane okvirne vrednosti radija v nekaterih gradbenih materialih. Če je ena stran gradbenega elementa obdelana tako, da preprečuje izhajanje radona (barva, tapete, kit,...), se le-ta poveča na drugi strani [4]. Povečanje vlage v materialu lahko poveča faktor izhajanja radona tudi do 20 - krat [6]. Količino radona, ki izhaja iz gradbenih materialov, je možno preprosto izmeriti v laboratoriju.

Površinska voda v jezerih, rekah in morjih vsebuje zelo majhne količine radona. Vsebnost radona v podzemnih vodah pa je odvisna od vrste kamenin, po katerih teče. Če teče podzemna voda prek z radijem bogatih kamenin, tedaj vsebuje večje količine radona, ki z uporabo takšne vode za gospodinjske namene prihaja v domove. Velike količine podzemne vode se uporabljajo v zdraviliščih, zato so lahko koncentracije tam zelo visoke.

VPLIV POROZNOSTI TAL NA KONCENTRACIJO RADONA V OBJEKTIH

Material	Koncentracija 226Ra [Bq/m^3]
beton	10 - 80
glinena opeka	20 - 200
cement	10 - 50
granit	100 - 200
tuf	100 - 600
lahki beton iz boksitnega skriljavca	300 - 2.500
premogov pepel	50 - 2.000
elektrofiltrski pepel	300 - 400

Preglednica 1: Vsebnost ^{226}Ra v nekaterih gradbenih materialih [6]

Kot je bilo rečeno v prejšnjem poglavju, omogočajo porozna tla oziroma tla s številnimi luknjami in razpokami hitre pomike zemeljskega plina in z njim tudi radona, ki lahko na tak način prepotuje velike razdalje in pride v bivalno okolje. Na področjih z značilnimi kraškimi pojavi, kot so podzemne jame in brezna, je značilna povišana koncentracija radona v objektih. To je razvidno tudi iz Radonske karte Slovenije, kjer opazimo višje koncentracije na področju Logatca, Vrhnike, Cerknice, Kočevja in Ribnice [3].

Podrobno so vpliv kraških pojavov oziroma poroznosti tal na koncentracijo radona v objektih raziskovali v Švici [5]. Tam so zelo visoke koncentracije izmerili v objektih postavljenih neposredno na živo skalo iz apnenca. Stik z zemljino, ki je sicer vsebovala višje vrednosti ^{226}Ra, je bil omejen le na 30 cm pas ob zunanjih zidovih. Objekti pa so bili postavljeni v bližini večjih podzemnih jam, kamor so odvajali odpadne vode. Ugotovili so, da voda, ki pronica skozi zemljino, prenaša radon iz zemljine v jame, ki predstavljajo zbiralnik radona. Zaradi velike prepustnosti kraškega terena pa radon iz jam prihaja v objekte.

V nadaljevanju se bomo omejili na opis eksperimenta, katerega cilj je bil ugotoviti vpliv umetno ustvarjenih poroznih tal debeline ~10 m na koncentracijo radona v objektu.

EKSPERIMENT

Univerzitetni športni center (UŠC) v Mariboru je lociran na nasutju nekdanje gramoznice [7]. Nosilna tla sestavljajo prodnopeščene meljne zemljine v srednje gostem zbitostnem sestavu. To spodnjo nosilno plast dravskega proda prekriva heterogeno sestavljena plast umetnega nasutja, ki je slabo zbito in sestavljeno iz odpadnih materialov gramoznice, opeke in delno organskih odpadkov mesta in industrije. Nevarnosti visoke podtalnice ni. Sklepali bi lahko, da bo zaradi slabo zbitega nasutja, ki omogoča hiter prehod zemeljskega plina, koncentracija radona v objektu nad povprečno srednjo vrednostjo v Mariboru.Meritve smo opravili z dvema različnima merilcema, in sicer s pasivnim (ne potrebuje vira energije) radonskim dozimetrom, ki so ga razvili na Institutu "Jožef Stefan" [8], in z aktivnim merilcem (potrebuje vir električne energije) , "Continuous Professional Radon Monitor 05-418-VICOTREEN" firme Honeywell. S prvim merimo povprečno koncentracijo radona za daljše obdobje (nekaj mesecev), z drugim pa koncentracijo za izbran časovni interval, ki je lahko dolg 4, 8, 12 ali 24 ur in nam omogoča spremljanje sprememb koncentracije radona med dnevom. Eksperiment je potekal v poletnem obdobju, saj je bilo to najustrezneje glede na dinamiko zaključnih del, ki so potekala na objektu. Koncentracije radona so najnižje prav v poletnih mesecih, medtem ko so najvišje pozimi. Eksperiment je podrobno opisan v [9], v nadaljevanju pa bodo povzeti le rezultati meritev.

(3) ekshalacija - izhajanje radona iz površine (npr. zemlje ali stene) zaradi difuzije ali konvekcije

REZULTATI MERITEV

Na podlagi v Sloveniji že opravljenih raziskav [3] je razmerje med povprečnimi koncentracijami radona v objektih (C) v različnih letnih časih naslednje:

$$C_{zim} = 2{,}5 \cdot C_{pol}$$

$$C_{poml} = C_{jes} = C_{let}$$

Z indeksi je označeno zimsko, poletno, pomladansko, jesensko in celotno letno obdobje. Tako lahko glede na izmerjeno poletno koncentracijo ocenimo povprečno letno koncentracijo radona v objektu:

$$C_{let} = \frac{1}{4}\left(2{,}5 \cdot C_{pol} + C_{pol} + C_{poml} + C_{jes}\right) = 1{,}75 \cdot C_{pol}$$

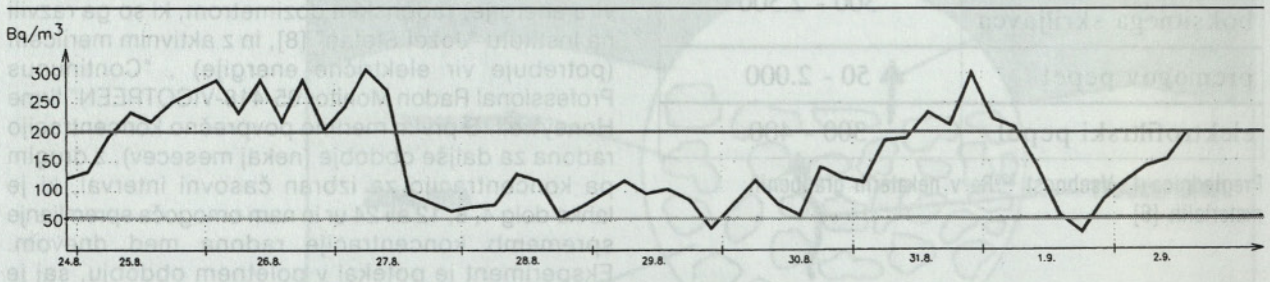
V sklopu meritev radona v UŠC je bila izmerjena koncentracija radona na prostem pred objektom ter koncentracije radona v nekaterih okoliških objektih. Letna koncentracija radona na prostem je bila pričakovano nizka (19 Bq/m³), v okoliških objektih pa so bile letne koncentracije različne (min. 49 Bq/m³, maks. 207 Bq/m³). Ocenjena povprečna celoletna koncentracija v okolici objekta je torej 118 Bq/m³, kar je 2-krat višje od slovenske srednje vrednosti (54 Bq/m³).

Koncentracije v UŠC pa niso bile izjemno visoke. V sami dvorani so bile celo zelo nizke (povprečno 39 Bq/m³), kar je posledica velikega razmerja med površino tal (skozi katera prihaja največ radona) in volumnom prostora. Letne koncentracije radona v prostorih spremljevalnega programa UŠC so bile višje (povprečno 121Bq/m³), kar je še vedno pod priporočeno mejno koncentracijo radona za nove objekte (200 Bq/m³).

Z aktivnim merilcem smo merili časovne spremembe koncentracije radona v različnih prostorih. Tipični rezultati so prikazani na sliki 5. Ugotovili smo, da so se koncentracije radona v lepem vremenu gibale okoli slovenske srednje vrednosti (54 Bq/m³ [3]), medtem ko so v slabem vremenu poskočile tudi nad 200 Bq/m³. Razlik med dnevno in nočno koncentracijo nismo opazili, saj se prostori niso uporabljali, zato tudi gibanje zraka ni bilo tako intenzivno (odpiranje in zapiranje vrat, zračenje, gibanje ljudi).

Rezultati meritev kažejo, da v opazovanem objektu koncentracija radona ni povišana, čeprav stoji na poroznih tleh. K temu pripomore betonska plošča debeline 35 - 45 cm, ki je del temeljne konstrukcije. Betonske plošče namreč zelo učinkovito preprečujejo prehod radona, če so brez razpok in prebojev za instalacije, ki bi omogočali hiter transport radona v objekt. Vendar pa je praktično nemogoče izdelati betonsko ploščo, ki v času eksploatacije ne bi razpokala. Kasnejše zalivanje razpok je navadno neučinkovito. To najbolje opiše t.i. "pravilo 98 %", ki pravi, da bo pri zapečatenju 98 % razpok skozi preostala 2 % še vedno prihajalo 98 % radona [10]. Najučinkovitejši so preventivni ukrepi in v zahodnih državah že postaja pravilo, da imajo novogradnje predvidene možnosti za zniževanje koncentracije radona. To je še posebno pomembno tam, kjer že zaradi sestave tal obstajajo možnosti prevelikih koncentracij. Različni sistemi za preprečevanje prevelikih koncentracij radona v objektih so zbrani v [4], v nadaljevanju pa sta prikazana dva najbolj učinkovita.

Prvi, zelo uspešen preventivni ukrep je gradnja objektov s podprostori. To so nižji prostori pod objektom, ki predstavljajo zbiralnik radona. Z ventilacijskim sistemom nato radon odvajamo na prosto. Ta sistem je prikazan na sliki 6 [4]. Radon pa je možno odvajati tudi s sistemom perforiranih cevi, ki se nahaja pod objektom (slika 7 [4]).



Lokacija 6: dvorana za fitness - spodaj 1

LEGENDA:

- dopustna koncentracija za nove objekte
- slovenska povprečna celoletna koncentracija
- rezultat meritve

Slika 5: Odvisnost koncentracije radona od časa v garderobi UŠC [9]

SKLEPI

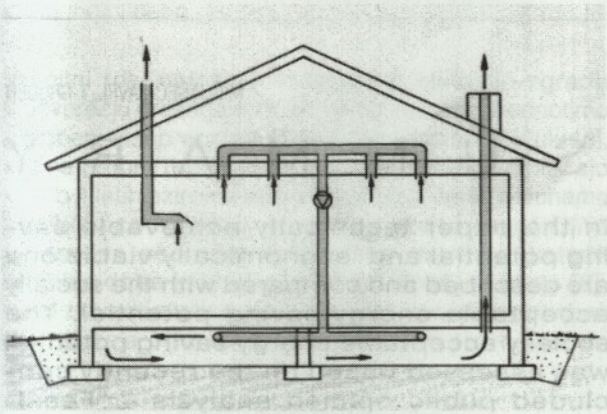
Poglavitne rezultate tega dela lahko povzamemo kot:

1. Porozna in razpokana zemljina ter instalacijski jarki omogočajo hiter transport radona.

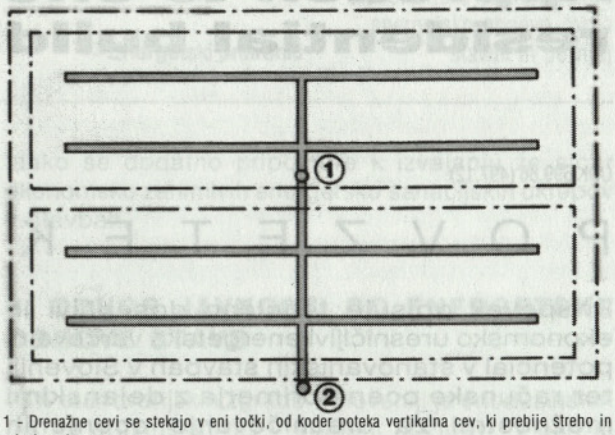
2. V objektih, ki stojijo na prepustnih tleh, so koncentracije radona navadno povišane.

3. Koncentracije radona v UŠC niso bile izjemno visoke (39 - 121 Bq/m^3), čeprav objekt stoji na poroznih tleh. K temu pripomore betonska plošča, ki je bila v času meritev sorazmemo nova in zato še malo razpokana.

4. Pri gradnji objektov na kraških ali poroznih tleh je smiselno že v fazi načrtovanja objekta predvideti možnosti za zniževanje koncentracije radona v objektu.



Slika 6: Zniževanje koncentracije radona v objektu s pomočjo podprostora in ventilacije [4]



1 - Drenažne cevi se stekajo v eni točki, od koder poteka vertikalna cev, ki prebije streho in odvaja radon na prosto
2 - Alternativna rešitev je odvajanje radona na prosto ob objektu. Kasneje lahko nanjo namestimo ventilator, če je to potrebno

Slika 7: Zniževanje koncentracije radona s sistemom perforiranih cevi pod objektom [4]

L I T E R A T U R A

[1] Durrani S.A., Ilić R., eds., Radon Measurements by Etched Track Detectors: Applications in Radiation Protection, Earth Sciences and the Environment, World Scientific, Singapore, 1997.

[2] O'Riordan M.C., Miles J.C.H., eds., Radon 2000, Proc. Conf. London, 1992, Radiat. Prot. Dosim. 42, 3 (1992), 145 - 262.

[3] Križman M., Ilić R., Skvarč J., Jeran Z., A Survey of Indoor Radon Concentrations in Dwellings in Slovenia, In: Proc. Radiation Protection in Neighbouring Countries in Central Europe - 1995 (ed. D. Glavač - Cindro), Portorož, 1995, J. Stefan Institute, Ljubljana, 1996, pp. 66-70.

[4] Clavensjo B., Åkerblom G., The Radon Book: Measures Against Radon, The Swedish Council for Building Research, Ljunglofs Offset AB, Stockholm, 1994.

[5] Surbeck H., The Search for Radon Sources, A Multydisciplinary Task, In: Proc. 2 nd Workshop on Radon Monitoring in Radioprotection, Environmental and/or Earth Sciences (eds. L. Tommasino et al.), Trieste, 1989, World Scientific, Singapore, pp. 170- 179.

[6] Nazaroff W. W., Nero A. V. jr., Radon and its Decay Products in Indoor Air, John Wiley & Sons, New York, 1988.

[7] Trauner L., Žlender B., Temeljenje - tehnično poročilo, Univerza v Mariboru, Maribor, 1992.

[8] Šutej T., Razvoj dozimetra za določanje radona v zraku z detektorji jedrskih sledi, magistrska naloga, Univerza v Mariboru, Maribor, 1989.

[9] Hanžič L., Radon v Univerzitetnem športnem centru, diplomsko delo, Univerza v Mariboru, Maribor, 1996.

[10] Bell S.E, The Architect's Challenge, Radiat. Prot. Dosim. 42, 3 (1992) 217 - 224.

ENERGETSKA OBNOVA STANOVANJSKIH STAVB V SLOVENIJI

Approach to energy restoration of residential buildings in Slovenia

UDK 699.86 (497.12)

M.ŠIJANEC-ZAVRL, T. GRUDEN

P O V Z E T E K • S U M M A R Y

Prispevek opisuje tehnično dosegljivi in ekonomsko uresničljivi energetsko varčevalni potencial v stanovanjskih stavbah v Sloveniji ter računske ocene primerja z dejanskimi možnostmi za uresničevanje ocenjenih prihrankov. Obseg realnih pričakovanj predstavlja socialno sprejemljivi energetsko varčevalni potencial, ki ga ocenjujemo na podlagi rezultatov javnomnenjske raziskave – »Ugotavljanje pripravljenosti javnosti za izvajanje ukrepov energetske sanacije«. Prikazane strokovne podlage so osnova za organizacijo konkretnih akcij spodbujanja izvedb energetsko sanacijskih ukrepov na ravni države, kot na primer subvencioniranje toplotne izolacije obstoječih podstrešij.

In the paper technically achievable saving potential and economically viable one are described and compared with the socially acceptable energy saving potential. The socially acceptable energy saving potential was assessed based on the recently concluded public opinion analysis – "Feasibility of Implementation of Energy Restoration Measures". The professional background described in the paper is the basis for the state programme of incentives for implementation of energy restoration measures, like grant subsidies for the loft insulation.

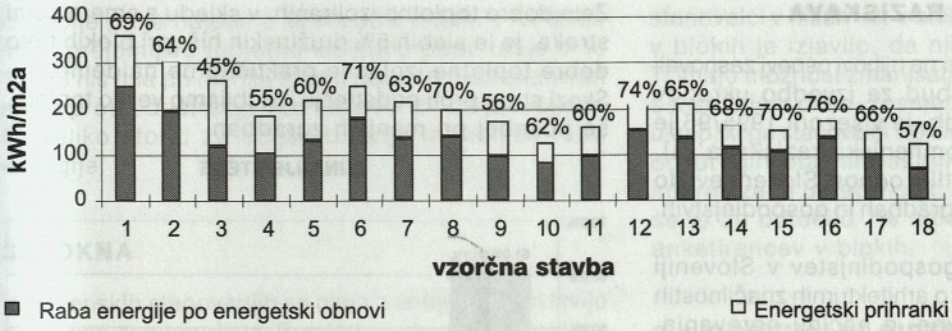
1. UVOD

Od leta 1992 dalje smo izvajali več študij, ki zadevajo ovrednotenje energetsko varčevalnega potenciala v slovenskih stanovanjskih zgradbah, da bi lahko postavili temelje nacionalnega programa energetske sanacije stanovanjskih stavb. Študije so bile posvečene ugotavljanju tehničnega in ekonomsko uresničljivega energetsko varčevalnega potenciala. Z javnomnenjsko raziskavo smo želeli oceniti pripravljenost javnosti za izvajanje ukrepov energetske sanacije stanovanjskih zgradb in tako opredeliti socialno sprejemljivi obseg energetsko varčevalnega potenciala pri nas. Omenjeni projekt je služil tudi kot podlaga Agenciji za učinkovito rabo energije pri pripravi konkretnih akcij za spodbujanje naložb v energetsko sanacijo stanovanjskh stavb.

2. TEHNIČNI IN EKONOMSKO URESNIČLJIVI ENERGETSKO VARČEVALNI POTENCIAL

Na podlagi analize 18 tipičnih stanovanjskih stavb v Sloveniji ugotavljamo, da je z uporabo energetsko kakovostnih, tržno dostopnih tehnologij mogoče prihraniti povprečno 64% pri potrebni energiji za ogrevanje (slika 1). Pri analiziranih stanovanjskih stavbah to pomeni zmanjšanje potrebne toplote za ogrevanje s 350 kWh/m² (stanovanjske površine) na 113 kWh/m² pri starejši toplotno neizolirani stanovanjski hiši oziroma zmanjšanje potrebne toplote za ogrevanje s 115 kWh/m² na 50 kWh/m² pri večji večstanovanjski zgradbi, če gre za stavbe na področju Ljubljane s temperaturnim primanjkljajem 3310 stopinjskih dni (20/12). [1]

Avtorja:
dr. Marjana Šijanec Zavrl, dipl.inž.gr., Tadej Gruden, dipl.inž.gr., Gradbeni inštitut ZRMK, Razvojna skupina za bivalno okolje, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana, E-mail msijanec@gi-zrmk.si



Slika 1: Letna raba energije za ogrevanje na enoto stanovanjske površine pred energetsko obnovo ovoja stavbe in po njej

Vračilni roki naložb v energetsko sanacijo zgradb v povprečju presegajo 25 let, če kot naložbo vrednotimo gradbeni ukrep v celoti. Seveda se enostavnejši ukrepi, kot na primer toplotna izolacija podstrešja, izplačajo v 3 do 4 letih oziroma celo v enem letu, če ne računamo stroškov za izvedbo. Med ekonomsko uresničljive ukrepe na področju zgradb štejemo tiste, katerih vračilna doba je krajša od 10 let. Študije kažejo [2], da je z izvedbo teh ukrepov mogoče zmanjšati potrebno energijo za ogrevanje stanovanjskih stavb tudi do 30%.

Poudariti velja, da gre pri obstoječih stavbah s previsoko rabo energije za objekte, ki so že sicer potrebni popravila. Veliko teh stavb je že doseglo obdobje v proizvodno potrošnem krogu, ko je potrebna zamenjava njihovih elementov, kar pomeni potrebo po dodatnih naložbah. Zato je energetsko prenovo smiselno ekonomsko presojati le z vidika ocene dodatne naložbe v izboljšanje toplotne zaščite. Na primer, dodatna naložba v energetsko obnovo toplotne zaščite zunanje stene znaša med 20% in 40% celotne cene ukrepa. Če to upoštevamo, je vračilni rok naložbe v energetsko sanacijo zunanje stene med 10 in 15 leti.

Izhajajoč iz starosti slovenskega stanovanjskega fonda ocenjujemo, da je pri energetski sanaciji stavb le največ 40% investicije potrebne zgolj zaradi izboljšanja energetskega stanja stavb, preostanek gre na račun nujnega vzdrževanja objektov. Zato ocene kažejo, da lahko rok vračila naložb v samo izboljšanje energetskega stanja stavb, zgrajenih pred letom 1980, zmanjšamo na približno 10 let, kar je že zanimivo tudi za privatni kapital.

Energetsko obnovo stavbe je torej potrebno povezati s sicer načrtovanim investicijskim vzdrževanjem, kajti takrat je izvedba ukrepa stroškovno najbolj učinkovita. Pri presoji ekonomičnosti energetske obnove stavb še vedno premalo poudarjamo vpliv sorazmerno nizke trenutne cene energije, ekonomsko še neovrednotene okoljske prednosti učinkovite rabe energije v stavbah ter izboljšanje toplotnega in bivalnega ugodja v energetsko obnovljenih stavbah. Upoštevanje slednjih vidikov lahko še dodatno pripomore k izvajanju že sicer ekonomsko zanimivih energetsko sanacijskih ukrepov v stavbah.

3. ODNOS JAVNOSTI DO ENERGETSKE OBNOVE STAVB

73% stanovanjskih zgradb v Sloveniji je enodružinskih hiš ali družinskih hiš v strnjeni pozidavi, v njih je skoraj polovica vsega stanovanjskega fonda. Tudi večji del stanovanj v večstanovanjskih objektih je v zasebni lasti. Zato je jasno, da je odločitev za energetsko sanacijo ali proti njej neposredno v rokah občanov. Po dosedanjih ocenah energetsko varčevalnih možnosti smo izhajali iz teoretičnih predpostavk o stanju stavb in njihovi kakovosti.

Vemo, da so naše zgradbe po večini preslabo toplotno izolirane in da so ogrevalni sistemi pogosto dotrajani, zastareli ali ne delujejo učinkovito. Vzrok za to niso le sama starost stanovanjskega fonda, manj strogi predpisi o toplotni zaščiti zgradb v preteklosti in nepopoln nadzor nad njihovim izpolnjevanjem, pač pa tudi pogosto slabo vzdrževanje zgradb, pomanjkanje denarja za dokončanje zgradbe in nestrokovne rešitve samograditeljev. O obsegu in učinku slednjih vzrokov ni zadovoljivih podatkov, jasno pa je, da stanje stavb odstopa od tistega, ki bi ga lahko pričakovali samo na podlagi veljavnih predpisov. Pomanjkanje sredstev je pogosto razlog za to, da zgradbe ostanejo nedokončane, brez fasade ali toplotne izolacije podstrešja. Po drugi strani pa je pri energetsko osveščenih graditeljih, ki se zavedajo vpliva učinkovite rabe energije na varovanja okolja, mogoče pričakovati, da so njihove zgradbe energetsko kakovostno izvedene oziroma da so v tako izvedbo tudi pripravljeni vložiti sredstva.

Zato podatki o dejanskem stanju stanovanjskih stavb ter ogrevalnih naprav v njih ter podatki o odnosu investitorjev do učinkovite rabe energije predstavljajo dragoceno osnovo za oblikovanje konkretnih učinkovitih akcij za izboljšanje trenutnega stanja pri rabi energije v stanovanjskih stavbah.

3.1 JAVNOMNENJSKA RAZISKAVA

Da bi take podatke pridobili in na njihovi osnovi zasnovali programe finančnih spodbud za izvedbo ukrepov energetske sanacije zgradb, je v sezoni 1995/96 je v Sloveniji potekala javnomnenjska raziskava [3], katere namen je bil osvetliti odnos Slovencev do učinkovite rabe energije v zgradbah in gospodinjstvih.

5000 naključno izbranih gospodinjstev v Sloveniji je prejelo izčrpen vprašalnik o arhitekturnih značilnostih njihove stanovanjske stavbe, o načinu ogrevanja, rabi energije in stroških zanjo, že izvedenih obnovitvenih delih in izboljšavah na stavbi ter predvsem o načrtih za prihodnost in njihovem odnosu do učinkovite rabe energije v zgradbah in gospodinjstvih.

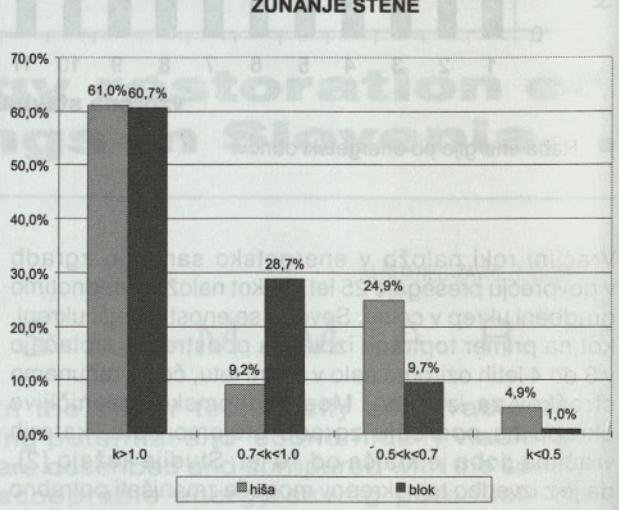
Raziskava je potekala po metodi naslovljene pošte in ob medijski podpori. Uspeh predstavlja dejstvo, da so se naključno izbrani naslovniki nadpovprečno (skoraj 20%) odzvali na akcijo in posredovali odgovore na zastavljena vprašanja. Za potrošnika je torej učinkovita raba energije, manjši stroški zanjo, čistejše okolje in izboljšano toplotno ugodje v bivalnih in delovnih prostorih tema, o kateri velja razmisliti.

Med 920 izpolnjenimi vprašalniki se jih 67% nanaša na stanovanja v individualnih hišah, preostalih 33% na stanovanja v večstanovanjskih zgradbah oziroma v blokih. Nekoliko večji odziv lastnikov družinskih hiš gre pripisati predvsem dejstvu, da so za kakovostno vzdrževanje in obnovo zgradb bolj motivirani lastniki hiš kot etažni lastniki, kajti lastniki družinskih hiš nastopajo hkrati v vlogi uporabnika, investitorja, upravnika, pri enostavnejših delih pa tudi v vlogi izvajalca ukrepa.

Največ energije za ogrevanje lahko prihranimo pri zgradbah grajenih pred letom 1980, to je namreč prelomno leto, ko so pri nas stopili v veljavo strožji predpisi s področja toplotne zaščite zgradb. Skoraj 80% izpolnjenih vprašalnikov se nanaša na stanovanja v stavbah iz te starostne skupine, kar je ugodno za nadaljnjo analizo in načrtovanje bodočih akcij.

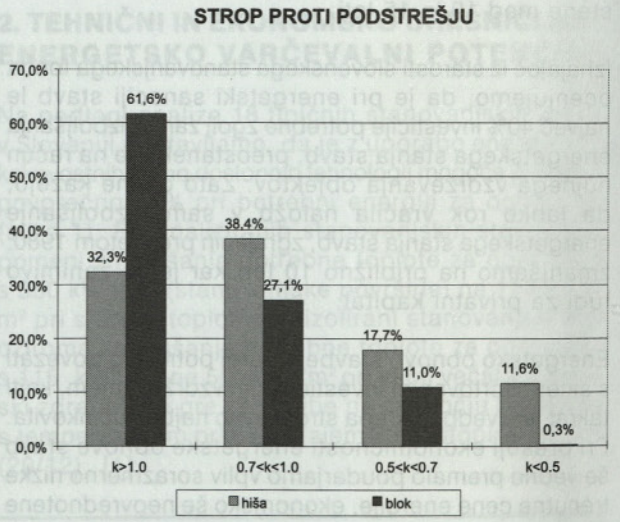
3.2 STANJE OVOJA STANOVANJSKIH STAVB

Rezultati ankete potrjujejo dejstvo, da je pri nas največ opečnih zgradb, kar z 69% so zastopane v zajetem vzorcu. Večinoma so zgradbe slabo toplotno izolirane, saj jih je v najslabšo skupino zgradb brez toplotne izolacije (zunanje stene s toplotno prehodnostjo večjo od 1 W/m²K), uvrstilo kar 61% anketirancev. Po sodobnih merilih stroke živi v stavbah z zadovoljivo toplotno izolacijo zunanjih sten le 24.9% anketirancev v hišah in 9.7% anketirancev v blokih. Pri večstanovanjskih objektih toplotna izolacija praktično ne presega predpisane minimalne ravni (28.7% je stanovanj v takih zgradbah). Zelo dobro toplotno izoliranih, v skladu s smernicami stroke, je le slabih 5% družinskih hiš, pri blokih tako dobre toplotne izolacije praktično ne najdemo. Skozi strop proti podstrešju izgubljamo veliko toplote, še posebej pri manjših zgradbah.



Slika 2: Toplotna prehodnost zunanjih sten pri hišah in blokih (W/m²K), N=920.

Z dodatno toplotno izolacijo stropa proti podstrešju je mogoče prihraniti v povprečju med 7% in 12%. Rezultati javnomnenjske raziskave kažejo, da je kar 62% stanovanj v blokih s toplotno neizoliranim podstrešjem. Praktično to pomeni, da ima veliko vrhnjih stanovanj v blokih ne le velike toplotne izgube, pač pa tudi slabo toplotno ugodje v prostoru, pogosto se vrhnja stanovanja poleti pregrevajo in pozimi podhlajujejo. Stanje pri hišah pa je nekaj boljše, kajti hiš s toplotno neizoliranim podstrešjem je le 32%, vsaj malo toplotne



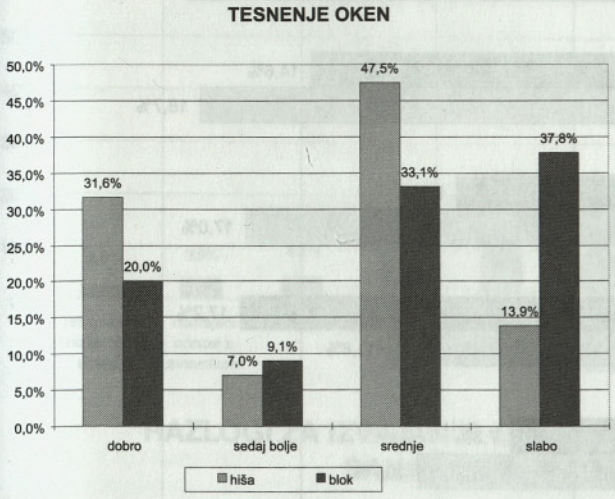
Slika 3: Toplotne prehodnosti za strop proti podstrešju pri hišah in blokih (W/m²K) , N=920.

izolacije pa je najdemo še na 38% hišah. 17.7% hiš ima sprejemljivo toplotno izolirano podstrešje in le 11.6% hiš ima po merilih stroke dobro toplotno izoliran strop proti podstrešju, kar kaže na to, da je mogoče še veliko storiti za boljše bivanje in manjšo rabo energije.

3.3 OKNA

V slovenskih stanovanjih so okna z enojno zasteklitvijo praktično zanemarljiva. Prevladuje dvojna zasteklitev v vezanem in škatlastem oknu, po 40% anketirancev navaja, da ima taka okna, medtem ko 22% anketirancev navaja, da ima okna s t.i. termopan zasteklitvijo, ki v toplotnem smislu ne predstavlja prednosti v primerjavi z dvojno zasteklitvijo v škatlastem ali vezanem oknu.

Žal je delež kakovostne toplotno izolacijske zasteklitve (z nizkoemisijskim nanosom in plinskim polnjenjem, $k=1.3$ W/m^{2}K) v zajetem vzorcu anketirancev še vedno zanemarljivo majhen, čeprav taka, sicer res nekoliko dražja zasteklitev, prinaša bistveno večje energetske prihranke.



Slika 4: Tesnjenje oken pri hišah in blokih, N=920.

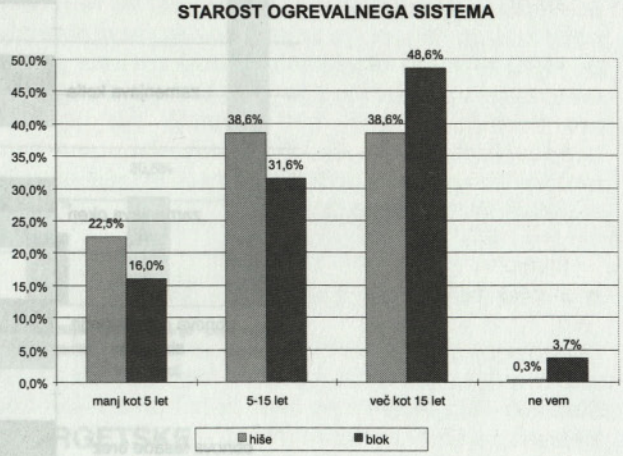
Prezračevanje v zgradbah je nujno, da lahko vzdržujemo kakovost zraka v bivalnih prostorih. Pri naših zgradbah pogosto število izmenjav zraka v prostoru ne nadzorujemo, topel zrak uhaja skozi netesna mesta v zgradbi, skozi slabo izvedene stike, na primer skozi okenske pripire. Z dodatnim tesnjenjem oken je mogoče toplotne izgube zaradi prezračevanja zmanjšati, a opozoriti velja, da je pri dobro tesnjenih oknih potrebno zagotoviti nujno potrebno prezračevanje, da ne pride do slabega počutje v prostoru ali celo do pojava plesni na stenah zaradi povečane vlažnosti v slabo prezračevanih stanovanjih.

S tesnjenjem oken so na splošno bolj zadovoljni stanovalci v hišah kot v blokih, kar 37.8% anketirancev v blokih je izjavilo, da njihova okna tesnijo slabo. Ti imajo možnost zmanjšati rabo energije v stanovanju s tesnenjem oken. Tesnjenje oken je najenostavnejši ukrep, ki ga stanovalci v blokih lahko izvedejo, neodvisno od drugih etažnih lastnikov ali upravnika, zato je interes za ta ukrep visok. Za dodatno tesnenje oken se je že odločilo 7% anketirancev v hišah in 9.1% anketirancev v blokih.

3.4 OGREVALNI SISTEM

Sistemi ogrevanja se že v osnovi razlikujejo, če gre za ogrevanje hiše ali bloka. Bloki v strnjenih naseljih imajo možnost daljinskega ogrevanje (59.9% anketirancev), najpogostejši način ogrevanja individualnih stanovanjskih zgradb v Sloveniji je centralno s kotlom (66.2% anketirancev). Še vedno je prisotno lokalno ogrevanje (13.1% pri anketirancih v hišah in 20.5% pri anketirancih v blokih), ki ima za posledico pomanjkljivo in nezadostno regulacijo ter onesnaževanje okolja, vendar ga navadno uporabljamo le kot dopolnilni vir ogrevanja.

Zaskrbljujoč je podatek, da ima kar 42% anketirancev



Slika 5: Starost ogrevalnega sistema v hišah in blokih, N=920.

(38.6% anketirancev v hišah in 48.6% anketirancev v blokih) ogrevalni sistem, ki je starejši od 15 let, kar pomeni, da se življenjska doba takega sistema že izteka.

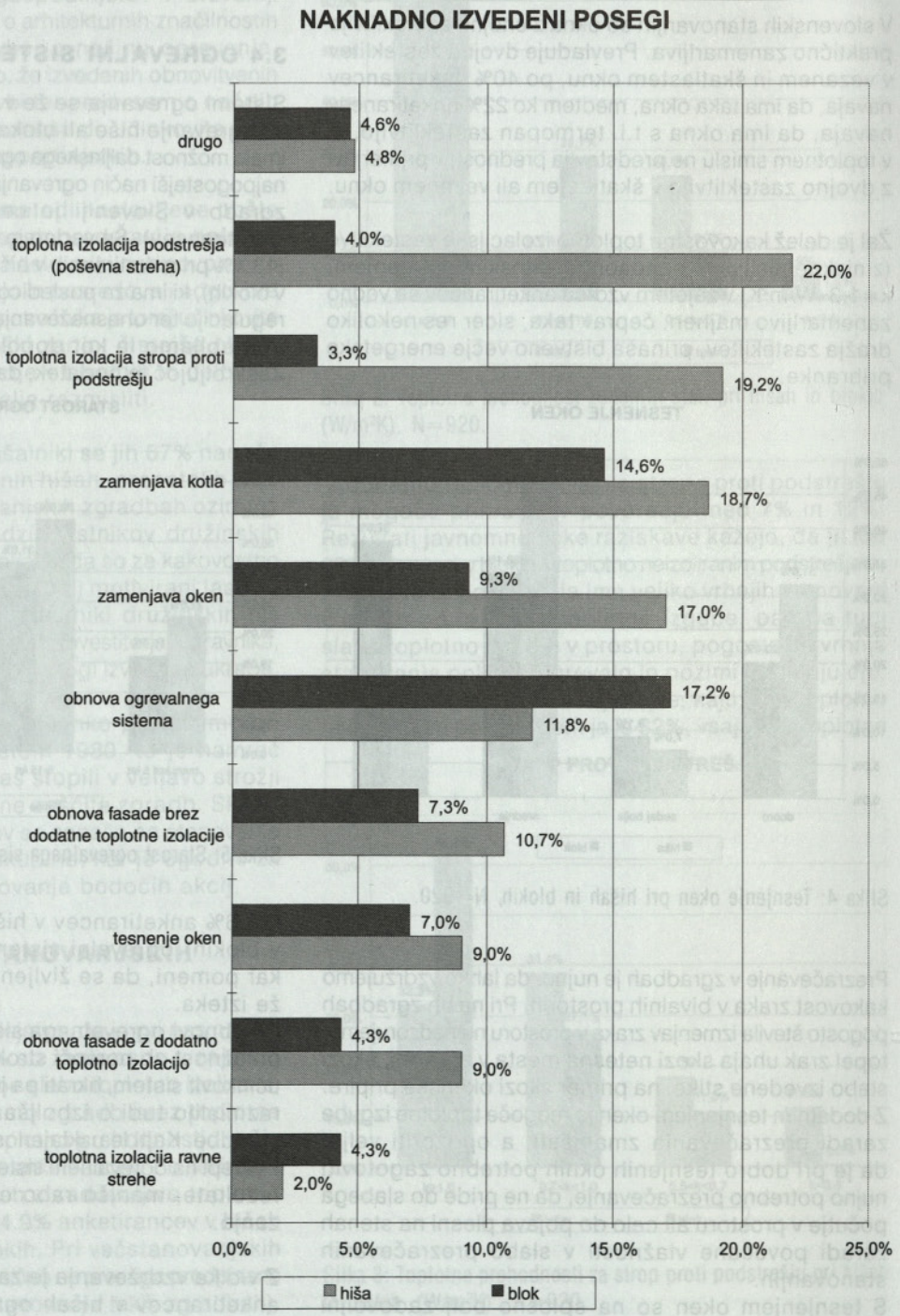
Pri obnovi ogrevalnega sistema imajo gospodinjstva priložnost ob pomoči strokovnjaka izbrati energetsko učinkovit sistem, hkrati pa je prav, da ob taki priložnosti razmislijo tudi o izboljšanju toplotne zaščite ovoja zgradbe. Kajti le usklajenost ukrepov na ovoju zgradbe z ukrepi na ogrevalnem sistemu lahko prinaša zadovoljive rezultate, manjšo rabo energije in manjše stroške zanjo.

Z vidika vzdrževanja je zanimivo, da ima skoraj 80% anketirancev v hišah ogrevalni sistem starejši kot

5 let, ki deluje po pričakovanjih le, če je dobro vzdrževan. Prevladujoči vir energije je kurilno olje, uporablja ga skoraj polovica anketiranih. Obnovljivi viri so v zajetem vzorcu zastopani z manj kot 1%. Na daljinsko ogrevanje je vezanih 13% anketirancev in zemeljski plin uporablja okoli 10% anketiranih. Ugotavljamo, da so Slovenci še vedno ne vežejo radi na en sam vir energije, pogosto anketiranci kot dodatni vir navajajo les in elektriko. Z zanesljivostjo oskrbe lahko pričakujemo izboljšanje tudi na tem področju, kajti na primer kombinirani kotli (olje-trdna goriva) ne nudijo tako visoke učinkovitosti kot specialni kotli.

3.5 IZVEDENI UKREPI

Da bi lahko ocenili, kolikšne energetske prihranke pri stanovanjskih zgradbah lahko pričakujemo, je



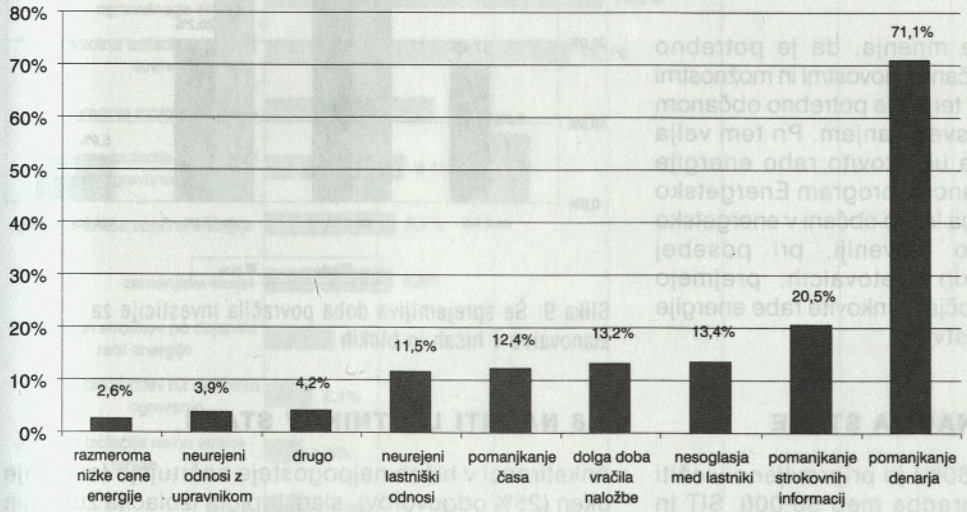
Slika 6: Naknadno izvedeni posegi na hišah in blokih, N=920

potrebno preučiti že izvedena dela za izboljšanje toplotne zaščite zgradb. Pri hišah prevladujejo ukrepi na ovoju zgradbe, medtem ko pri blokih prevladujejo ukrepi na ogrevalnem sistemu. Tako po obsegu kot po številu je bilo precej več naknadno izvedenih posegov pri hišah. Če primerjamo že izvedene ukrepe med seboj, vidimo, da sta bila strop proti podstrešju in poševna streha dodatno toplotno izolirana skupno pri 41.2% hiš in samo pri 7.3% blokov. Najpogosteje so se lastniki hiš odločili za izolacijo podstrešja (19.2%) ali strehe-stropa v mansardi (22%), sledi zamenjava kotla (18.7%) in zamenjava oken (17%). Žal pri menjavi oken še vedno vse prepogosto izpuščamo priložnost za vgradnjo kakovostne toplotnoizolacijske zasteklitve z nizkoemisijekim nanosom in plinskim polnjenjem, ki omogoča velike energetske prihranke.

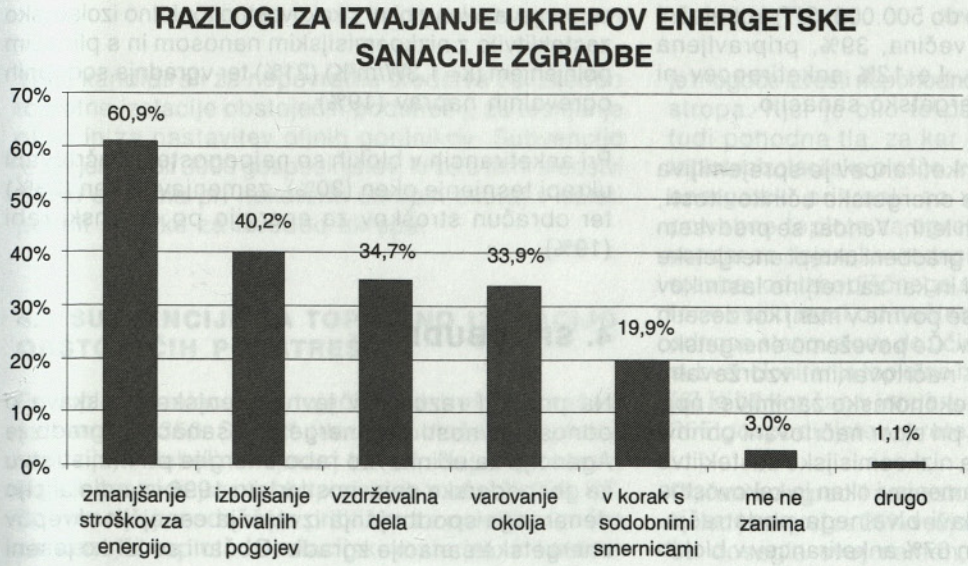
Nespodbudna je tudi ugotovitev, da ima 10.7% hiš obnovljeno fasado brez dodatne toplotne izolacije. Kljub temu da je v nekaterih primerih (estetska vrednost fasade) to mogoče opravičiti, pa velja poudariti, da je trenutek, ko obnavljamo fasado, najprimernejši, da jo tudi dodatno toplotno izoliramo, tedaj prihranki hitro povrnejo naložbo.

3.6 ODNOS JAVNOSTI DO UČINKOVITE RABE ENERGIJE

Na vprašanje, kako ocenjujejo višino stroškov za energijo v gospodinjstvu, je večina (61%) anketirancev odgovorila, da so ti stroški sprejemljivi. Le 26% anketirancev meni, da so stroški visoki. Odgovori so gotovo tudi



Slika 7: Največje ovire pri izvedbi potrebnih ukrepov energetske sanacije zgradb, N=920



Slika 8: Najpomembnejši razlogi za izvedbo ukrepov energetske sanacije zgradbe, N=920

posledica trenutno sorazmerno nizke cene energije, ki dejansko ne deluje spodbujevalno pri odločitvah za energetsko sanacijo zgradbe, čeprav z vidika potrošnika to le neradi priznamo.

Med možnimi razlogi za odločitev za energetsko sanacijo zgradb anketiranci vendarle najpogosteje navajajo zmanjšanje stroškov za energijo (61%), sledijo izboljšanje bivalnih pogojev (40%), in sicer načrtovana vzdrževalna dela ter varovanje okolja (s po 34%).

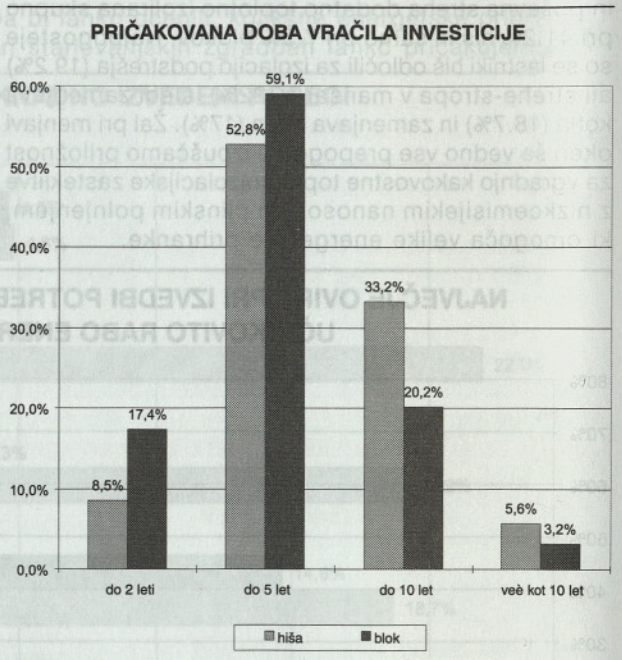
Največjo oviro pri izvedbi ukrepov energetske sanacije stavbe še vedno predstavlja pomanjkanje denarja za naložbo (pri 71% anketirancev), sledijo razlogi kot pomanjkanje strokovnih informacij (20%), nesoglasja med lastniki (13%), dolga doba vračila naložbe (13%), pomanjkanje časa (12%), neurejeni lastniški odnosi (12%), neurejeni odnosi z upravnikom (4%), najmanjkrat anketiranci navajajo kot nestimulativni razlog sorazmerno nizko ceno energije (3%).

Kar 80% anketirancev je mnenja, da je potrebno neprenehoma seznanjati občane z novostmi in možnostmi za učinkovito rabo energije ter da je potrebno občanom pomagati z energetskim svetovanjem. Pri tem velja poudariti, da Agencija za učinkovito rabo energije pri MGD že šesto leto financira program Energetsko svetovanje, v okviru katerega lahko občani v energetsko svetovalnih pisarnah po Sloveniji, pri posebej usposobljenih energetskih svetovalcih, prejmejo brezplačne nasvete s področja učinkovite rabe energije v zgradbah in gospodinjstvih.

3.7 ENERGETSKA SANACIJA STANE

Še največ anketirancev (80%) je pripravljeno vložiti v energetsko sanacijo zgradbe med 50.000 SIT in 500.000 SIT, seveda so lastniki hiš pripravljeni na višje vložke (28% bi vložilo do 500.000 SIT) kot etažni lastniki v blokih (kjer je večina, 39%, pripravljena vložiti le do 50.000 SIT). Le 12% anketirancev ni pripravljeno vlagati v energetsko sanacijo.

Za približno dve tretjini anketirancev je sprejemljiva tista naložba v izboljšanje energetske učinkovitosti, ki se povrne prej kot v petih letih. Vendar se predvsem lastniki hiš zavedajo, da so gradbeni ukrepi energetske sanacije sorazmeno dragi in kar za tretjino lastnikov hiš predstavlja naložba, ki se povrne v manj kot desetih letih, še sprejemljivo rešitev. Če povežemo energetsko sanacijo zgradbe s sicer načrtovanimi vzdrževalni deli, so take naložbe tudi ekonomsko zanimive: npr. dodatna toplotna izolacija pri sicer načrtovani obnovi dotrajane fasade, vgradnja nizkoemisijske zasteklitve s plinskim polnjenjem ob zamenjavi oken in kakovostna toplotna zaščita pri izdelavi bivalnega podstrešja. 88% anketirancev v hišah in 67% anketirancev v blokih je pripravljeno sodelovati pri izvedbi ukrepov z lastnim delom. Kljub temu da je pri energetski sanaciji zgradb le malo takih ukrepov, za katere bi priporočali izvedbo v lastni režiji (problem strokovnosti izvedbe), lahko le izpostavimo toplotno izolacijo stropa proti podstrešju, ukrep, ki se v enostavni nepohodni izvedbi, če izolacijo položimo sami, izplača že v enem letu.



Slika 9: Še sprejemljiva doba povračila investicije za stanovalce v hišah in blokih

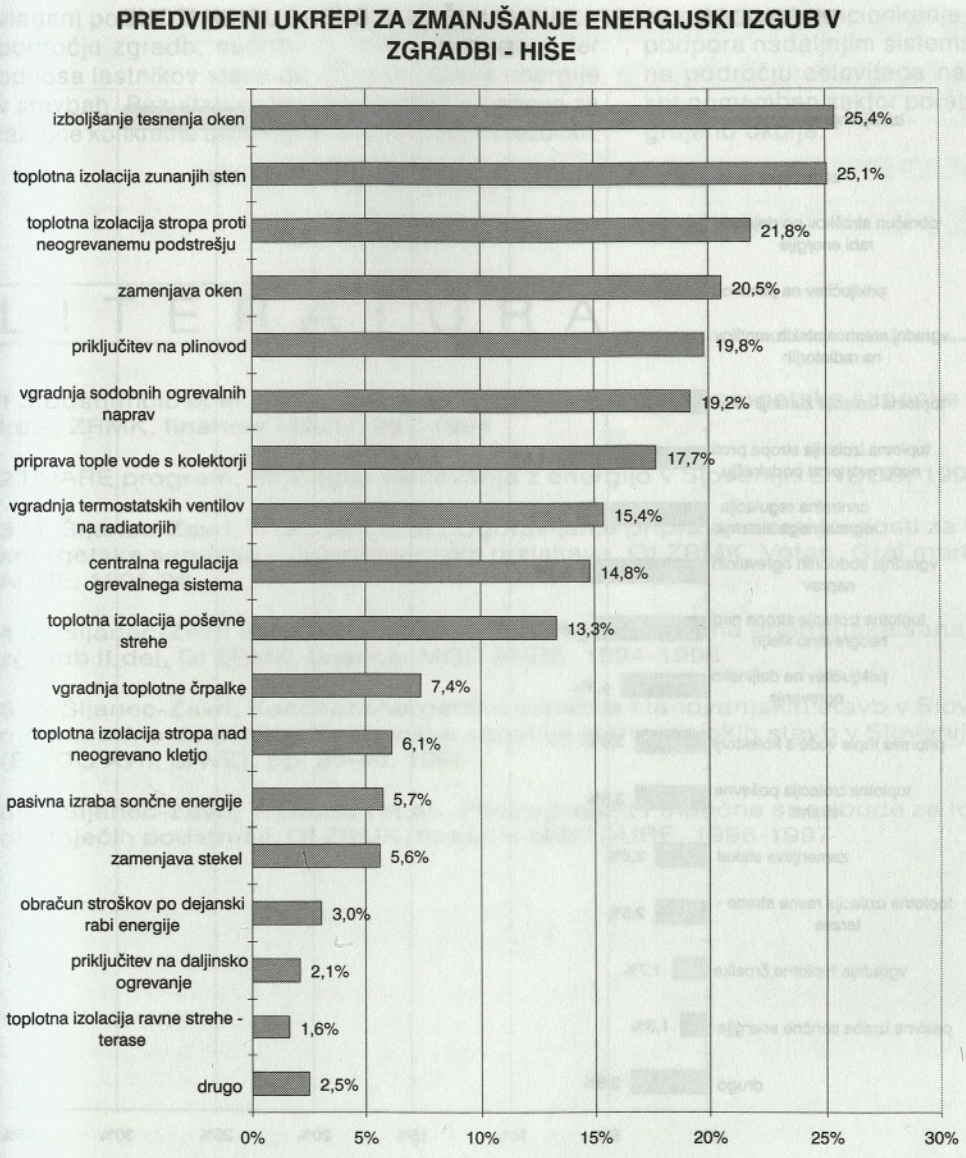
3.8 NAČRTI LASTNIKOV STAVB

Anketiranci v hišah najpogosteje načrtujejo tesnjenje oken (25% odgovorov), sledi toplota izolacija zunanjih sten (25%), izolacija stropa proti podstrešju (22%), zamenjava oken z okni s kakovostno toplotno izolacijsko zasteklitvijo z nizkoemisijskim nanosom in s plinskim polnjenjem ($k=1.3 W/m^2K$) (21%) ter vgradnja sodobnih ogrevalnih naprav (19%).

Pri anketirancih v blokih so najpogosteje načrtovani ukrepi tesnjenje oken (30%), zamenjava oken (23%) ter obračun stroškov za energijo po dejanski rabi (19%).

4. SPODBUDE

Na podlagi rezultatov javnomnenjske raziskave o odnosu javnosti do energetske sanacije zgradb je Agencija za učinkovito rabo energije pri Ministrstvu za gospodarske dejavnosti v letu 1996 izvedla akcijo denarnega spodbujanja izvajanja cenejših ukrepov energetske sanacije zgradb. Občani so lahko jeseni



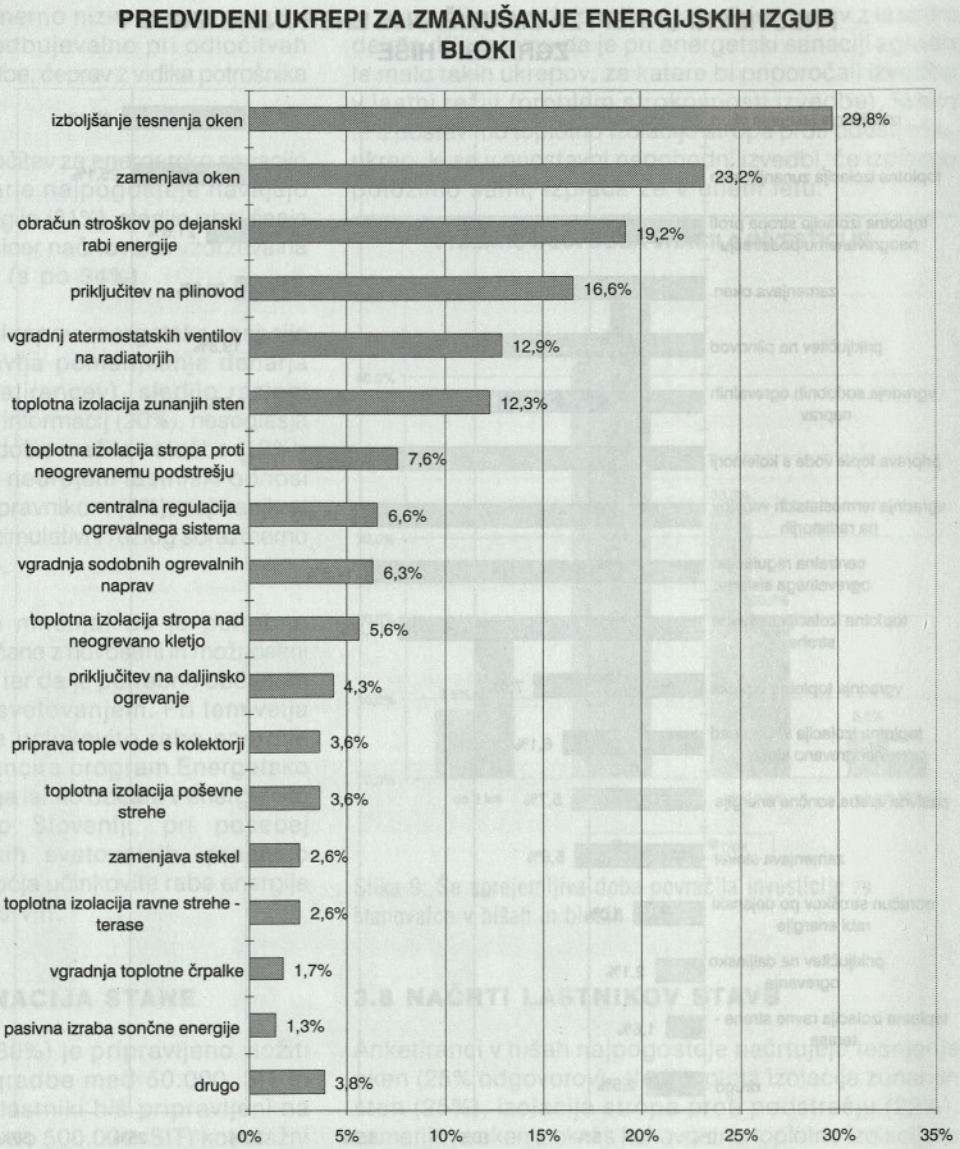
Slika 10: Ukrepi energetske sanacije predvideni pri hišah v naslednjih petih letih, N=920.

1996 kandidirali za nepovratna sredstva za izvedbo toplotne izolacije obstoječih podstrešij, za tesnjenje oken in za nastavitev oljnih gorilnikov. Subvencijo je prejelo okoli 3000 gospodinjstev, ki so s temi sredstvi delno oziroma pri nekaterih ukrepih skoraj v celoti pokrili stroške za izvedbo ukrepa.

4.1 SUBVENCIJE ZA TOPLOTNO IZOLACIJO OBSTOJEČIH PODSTREŠIJ

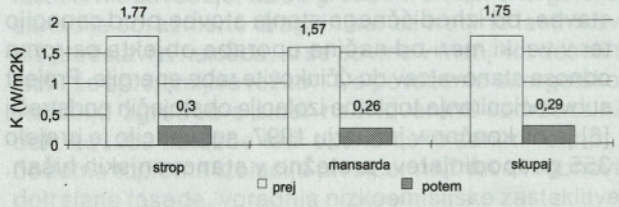
Pri toplotni izolaciji obstoječih podstrešij je znašala subvencija 350 SIT/m^2 (tlorisa položene toplotne izolacije) v debelini najmanj 10 cm. Največji znesek, ki ga je gospodinjstvo lahko prejelo, je znašal 28.000 SIT. Subvencija je zadoščala približno za pokritje stroška za cenejši toplotno izolacijski material, s katerim je mogoče izvesti nepohodno izvedbo toplotno izoliranega stropa. Kjer je bilo to potrebno, so občani izvedli tudi pohodna tla, za kar je potrebno uporabiti trde toplotnoizolacijske plošče, ki so nekoliko dražje. Računski energetski prihranki so v območju od 7% do 23% potrebne toplote za ogrevanje stanovanjske enote, vendar so dejanske vrednosti odvisne od razčlenjenosti stavbe, od izhodiščnega stanja stavbe pred sanacijo ter v veliki meri od načina uporabe objekta oziroma odnosa stanovalcev do učinkovite rabe energije. Projekt subvencioniranja toplotne izolacije obstoječih podstrešij [6] je bil končan v januarju 1997, subvencijo je prejelo 355 gospodinjstev, pretežno v stanovanjskih hišah.

Občani so vgradili namesto predpisanih 10 cm toplotne izolacije skoraj za 25% večjo debelino izolacije. Spodbude so dosegle svoj namen, saj je dejansko izolirana



Slika 11: Ukrepi energetske sanacije predvideni, pri blokih v naslednjih petih letih, N=920.

površina obstoječih podstrešij za 20% večja od subvencionirane površine, ki zajema 25.741 m² vgrajene toplotne izolacije. Rok vračila naložbe v ukrep energetske obnove stropa proti podstrešju se giblje med 1 letom in 5 leti, odvisno od izbora tehnične rešitve. K ukrepu so pristopila gospodinjstva s slabo toplotno izoliranimi konstrukcijami (slika 12), saj je znašala toplotna prehodnost stropa proti podstrešju med 0.7 in 4,5 W/m²K, v povprečju 1.77 W/m²K. Po izvedbi ukrepa znaša povprečna vrednost toplotne prehodnosti stropa proti podstrešju 0.29 W/m²K, kar je v skladu s sodobnimi smernicami.



Slika 12: Povprečna toplotna prehodnost k (W/m²K) stropa proti podstrešju oziroma strehe-stropa v mansardi pred izvedbo ukrepa in po njem.

5. SKLEP

Dosedanje študije na področju energetske sanacije stanovanjskih stavb predstavljajo osnovo za oblikovanje nacionalnega programa na tem področju. Poleg ocen tehnično izvedljivega in ekonomsko sprejemljivega energetsko varčevalnega potenciala je za prehod h konkretnim akcijam spodbujanja izvedb in privatnih

vlaganj potrebno poznavanje dejanskega stanja na področju zgradb, načrtov in finačnih možnosti ter odnosa lastnikov stavb do učinkovite rabe energije v stavbah. Rezultati prikazane študije so osnova za različne konkretne akcije države s konkretnimi rezultati, na primer subvencioniranje izvedbe ukrepov kot tudi podpora nadaljnjim sistemskim študijam, na primer na področju celovitega načrtovanja energetike, ki kot pomemben sektor porabe energije upošteva tudi grajeno okolje.

LITERATURA

1 J.Boštjančič et al., Koncept nacionalnega programa energetske sanacije stanovanjskih zgradb I.del, ZRMK, financer MGD, 1992-1994

2 PHARE program, Strategija varčevanja z energijo v Sloveniji, ENCOS, 1994 –1995.

3 M. Šijanec-Zavrl, T. Gruden et al., Ugotavljanje pripravljenosti javnosti za izvajanje ukrepov energetske sanacije – javnomnenjska raziskava, GI ZRMK, Votan, Gral marketing, financer MGD AURE, 1995/96

4 M. Šijanec-Zavrl et al., Koncept nacionalnega programa energetske sanacije stanovanjskih zgradb II.del, GI ZRMK, financer MGD AURE, 1994-1995

5 M. Šijanec-Zavrl, Koncept energetske sanacije stanovanjskih stavb v Sloveniji, Zbornik mednarodne delavnice, Energetska sanacija stanovanjskih stavb v Sloveniji, Portorož sept. 1995, (EU DG XVII, SAVE), pp. 30-40, 1995

6 M. Šijanec-Zavrl, T. Gruden et al., Pilotni projekt Finančne spodbude za toplotno izolacijo obstoječih podstrešij, GI ZRMK, financer MGD AURE, 1996-1997

REKONSTRUKCIJA VIADUKTA RAVBARKOMANDA

Ravbarkomanda Viaduct Reconstruction

UDK 624.21:625.745.1:69.059

DOBROSLAV ČABRILO

P O V Z E T E K • S U M M A R Y

V prispevku je na kratko prikazano stanje konstrukcije pred sanacijo/rekonstrukcijo viadukta Ravbarkomanda, t.j. vrste, obseg in lokacija poškodb konstrukcijskih elementov. Opisana je sanacija s poudarkom na armiranobetonski vozišči plošči in prednapetih armiranobetonskih montažnih nosilcih.

Structure condition of Ravbarkomanda viaduct prior to reconstruction is presented, i.e. types, amount and location of damages of structural parts. Reconstruction is described emphasizing the reinforced concrete carriageway slab and the prefabricated prestressed reinforced concrete longitudinal girders.

1. 0SNOVNI PODATKI O OBJEKTU

Viadukt Ravbarkomanda se nahaja na avtocesti Vrhnika-Postojna. 0s avtoceste na objektu poteka v konstantem radiju R=2000 m. Viadukt tvorita dva ločena objekta: desni, ki sestoji iz 17 polj skupne dolžine L = 591,40 m, in levi, ki sestoji iz 15 polj skupne dolžine 552,80 m.Skupna širina obeh objektov znaša 26,40 m, širina ločilnega pasu med objektoma znaša 1,57 m. Viadukt je bil zgrajen v letih 1970 - 1972.

Zgornja konstrukcija je sestavljena iz armirmobetonske vozišče plošče debeline 20 cm in štirih nosilcev I - prereza, ki so na medsebojnih razmakih po 3,15 m. Spodnja konstrukcija sestoji iz vmesnih podpor - stebrov, ki so šestkotne oblike in višin od 9,0 do 36,0 m, ter krajnih podpor. Vse vmesne in krajne podpore so plitvo temeljene na apnencu. V statičnem smislu je zgornja konstrukcija razdeljena na štiri zavorne enote, ki so med seboj ločene z dilatacijami.

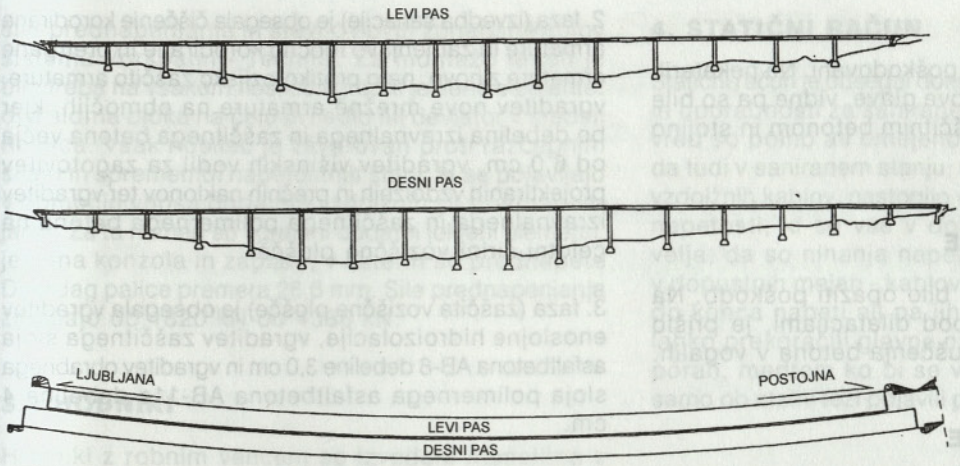
2. STANJE KONSTRUKCIJE PRED SANACIJO

2.1 SPLOŠNO

Viadukt je bil prvič detajlno pregledan leta 1991. Podana je bila ocena, da je desni objekt v slabem stanju in da je treba čimprej narediti glavni pregled s preiskavami vsebnosti kloridov, globine karbonatizacije in stopnje korozije armature in prednapetih kablov. Levi objekt je bil ocenjen kot zadovoljiv.

Drugi glavni pregled je bil narejen leta 1993 s pomočjo specialnega vozila. Primerjava poročil pregledov leta 1991 in 1993 je pokazala, da poškodbe napredujejo zelo hitro. To je glede na izrazito neugodne mikroklimatske razmere tudi razumljivo. Vlažnost stimulira elektrolitske procese in pospešuje nastajanje razpok s korozijo armature in kablov. Pogoste zaleditve in zasneženost zahtevajo uporabo velikih količin soli, ki v obliki vodne raztopine pronica v nižje sloje konstrukcije in uničuje material. Za dodaten transport slane vode, ki jo dvigujejo vozila, poskrbi tudi veter, pri čemer so najbolj izpostavljeni zunanji vzdolžni nosilci. Veliko je k slabemu stanju konstrukcije prispevala tudi vgrajena oprema: zelo majhen vzdolžni padec (0,3 %) in izlivniki na neustremih medsebojnih razdaljah so povzročali zadrževanje vode na vozišču. Izraziti generator poškodb zunanjih nosilcev in vozišče plošče so cevke za pronicajočo vodo in netesnjenje montažnih betonskih plošč hodnikov. Cevke namreč segajo do spodnjega nivoja vozišče plošče, ponekod so tudi krajše. Na vseh teh lokacijah so sledovi zamakanja, ki je povzročalo poškodbe na zunanjih nosilcih, zelo očitni.

Avtor:
Dobroslav Čabrilo, dipl. inž. grad., projektant. GRADIS - Biro za projektiranje Maribor



Slika 1: Vzdolžni prerez in tloris viadukta

2.2 HODNIKI, ROBNIKI, ROBNI VENCI

Večji del betonske površine je bil uničen. Armatura je korodirala, beton pa je propadal zlasti ob uničenih stikih med montažnimi elementi. Granitni robniki niso bili poškodovani.

2.3 VOZIŠČNA PLOŠČA

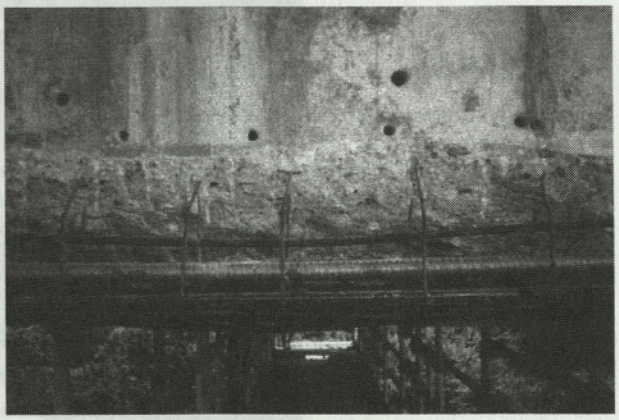
Najbolj so bili poškodovani konzolni deli vozišče plošče, predvsem zunanje konzole, na katerih so nameščeni izlivniki in cevke za pronicajočo vodo. V tem območju je bil beton močno kontaminiran, armatura korodirana, na nekaterih mestih je bil prerez armature zmanjšan.

Na površini plošče med nosilci je prišlo do posamemih poškodb kot posledica netesnosti hidroizolacije in zadrževanja slane vode na nekaterih mestih.

Zgornja površina vozišče plošče pod izolacijo sprva ni bila obravnavana kot slaba točka, saj so leta 1991 zamenjali hidroizolacijo in asfaltbeton ter lokalno sanirali beton. Vendar so bile pri izvajanju del na vozišči plošči desnega objekta ugotovljene poškodbe, večje od tistih, ki jih je predvideval projekt. Dodatne preiskave so pokazale, da hidroizolacija ni sprijeta s podlago in ni vodotesna, zaradi česar je prišlo do propadanja betona in korozije armature, ki je ni bilo mogoče natančno določiti. Sklep razprav, ki se jih je udeležilo več strokovnjakov in inštitucij, je bila odstranitev betona vozišče plošče do zgornje armature ne glede na kvaliteto betona.

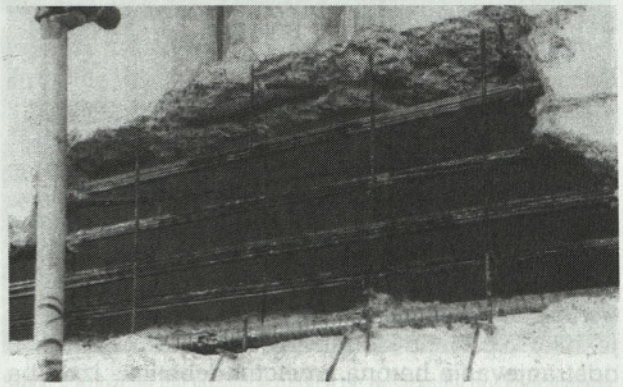
2.4 NOSILCI

Montažni nosilci I - prereza so višine 2,20 m in dolžine 32,60 m oz. 36,20 m. Število prednapetih kablov 16ϕ7 mm kakovosti σ_m/σ_{02} = 1700/1500 MPa je od 8 do 11. Nominalna sila napenjanja zmaša 800 kN.



Slika 2: Poškodbe betona, armature in kablov v spojni pasnici nosilca

Sanirati je bilo treba 19 nosilcev. Poleg poškodb betona in korozije armature je bil na štirih nosilcih poškodovan po en prednapeti kabel, pri šestih po dva, pri treh po trije, pri enem štirje, pri štirih po pet in pri enem šest kablov.



Slika 3: Poškodbe betona, armature in kablov v stojini nosilca

2.5 PREČNIKI

Prečniki niso bili močneje poškodovani. Na nekaterih mestih so korodirale njihove glave, vidne pa so bile razpoke na stiku med zaščitnim betonom in stojino nosilca.

2.6 VMESNE PODPORE

Na vmesnih podporah ni bilo opaziti poškodb. Na nekaterih kapah, zlasti pod dilatacijami, je prišlo do korozije armature in luščenja betona v vogalih.

2.7 KRAJNE PODPORE

Na krajnih podporah so bile opazne razpoke. Zaradi netesnosti dilatacij je prihajalo do zamakanja ter izločanja soli in apna na površini krajnih podpor, to pa je vodilo do korozije armature.

2.8 OPREMA

Cevi za odvodnjavanje so bile na več mestih poškodovane in medsebojno ločene. Vertikalna sidra so bila močno korodirana. Cevke za pronicajočo vodo niso opravljale svoje funkcije in so bile eden glavnih vzrokov poškodb na nosilcih. Izlivniki so bili zamašeni in popolnoma korodirani.

Dilatacije so bile močno poškodovane. Prekladna konstrukcija pod dilatacijami je bila zamočena.

Neoprenska ležišča so bila v zadovoljivem stanju. Korodirale so le zaščitne plošče v ležiščih, ki se nahajajo pod dilatacijami.

Ograje so močno korodirale, zlasti spodnji deli zaščitne ograje.

3. SANACIJA KONSTRUKCIJE

3.1 VOZIŠČNA PLOŠČA

Sanacija zgornje površine vozišče plošče je potekala v treh fazah.

1. faza (priprava zgornje površine) je obsegala strojno odstranjevanje asfaltbetona in hidroizolacije, odstranjevanje zaščitnega sloja betona v globini ca. 1 cm pod spodnjim robom zgornje armature z vodnim curkom pod visokim pritiskom na celotni površini plošče, odstranjevanje betona do globine zdravega betona na mestih, kjer je bila vsebnost kloridov večja od dopustne, in odstranjevanje betona v celotni debelini - izvedba prebojev na posameznih mestih.

2. faza (izvedba sanacije) je obsegala čiščenje korodirane armature in zamenjavo močno korodirane in pretrgane armature z novo, nato protikorozijsko zaščito armature, vgraditev nove mrežne armature na območjih, kjer bo debelina izravnalnega in zaščitnega betona večja od 6,0 cm, vgraditev višinskih vodil za zagotovitev projektiranih vzdolžnih in prečnih naklonov ter vgraditev izravnalnega in zaščitnega polimernega betona na celotni širini vozišče plošče.

3. faza (zaščita vozišče plošče) je obsegala vgraditev enoslojne hidroizolacije, vgraditev zaščitnega sloja asfaltbetona AB-8 debeline 3,0 cm in vgraditev obrabnega sloja polimernega asfaltbetona AB-11s debeline 4 cm.

Sanacija konzolnih delov vozišče plošče: zgornja površina konzolnih delov vozišče plošče desnega objekta in notranja konzola levega objekta sta sanirani po enakem postopku in sočasno z izvajanjem opisane 2. faze. Zunanja konzola levega objekta je sanirana tako, da je odstranjen beton v celotni debelini v širini do delovnega stika na zgornji pasnici nosilca, armatura očiščena in sanirana, nova konzola pa betonirana do višine izravnalnega sloja, ki je betoniran sočasno z 2. fazo na celotni širini plošče. Sanacija spodnje površine vozišče plošče je izvedena na posameznih mestih s sanacijsko malto.

3.2 NOSILCI

Nosilci, ki niso bili močneje poškodovani in katerih prednapeti kabli niso bili pretrgani, so bili sanirani s sanacijsko malto.

Nosilci, omenjeni v tč. 2.4, pa so bili sanirani po naslednjem postopku:

- odstranjevanje poškodovanega betona
- odstranjevanje betona, katerega vsebnost kloridov je večja od dopustne
- odstranjevnje močno korodirane armature in nadomestitev le-te z novo
- odstranjevnjje močno korodiranih in pretrganih žic prednapetih kablov
- protikorozijska zaščita preostale armature in žic prednapetih kablov
- vgradnja nove vzdolže armature in stremen na območjih obbetoniranja s povečanim prečnim prerezom
- vgraditev betona MB 40 in cevk za injektiranje v območju obstoječih vzdolžnih kablov
- injektiranje omenjenih območij
- sanacija manjših poškodb s sanacijsko malto.

V odvisnosti od velikosti poškodb in števila izločenih obstoječih kablov je bila določena velikost nadomestne

sile prednapenjanja in število novih zunanjih kablov sistema Vorspann - Technik. Za montažo le-teh je bilo treba na vsakem nosilcu vgraditi jeklene elemente: dva sidrna bloka na čelu in sedlo ali deviator v sredini nosilca. Vsak nosilec je zavarovan proti razcepnim silam in spremembi napetostnih stanj, ki se pojavljajo v območju vnosa dodatnih vzdolžnih sil prednapenjanja. Za ta namen so vgrajeni dodatni jekleni elementi, jeklena konzola in zaplate, v katerih so prednapete Dywidag palice premera 26,5 mm. Sile prednapenjanja zmašajo od 1820 kN do 4386 kN.

3.3 HODNIKI

Hodniki z robnim vencem so izvedeni monolitno z dilatacijskimi regami v osi vmesnih podpor.

4. STATIČNI RAČUN

Statični račun je obsegal dokaz mejnega stanja nosilnosti in uporabnosti za sanirane nosilce. Nosilci s ploščo vred so polno ali omejeno prednapeti, kar pomeni, da tudi v saniranem stanju, t.j. po napenjanju zunanjih vzdolžnih kablov, nastopijo v prerezih tlačne in natezne napetosti, ki so vse v dopustnih mejah. Poudariti velja, da so nihanja napetosti v zunanjih kablih še v dopustnih mejah - kablov namreč ne smemo vedno do konca napeti ali pa jih ne dodati preveč, saj bi lahko prekoračili glavne natezne napetosti ob podporah, medtem ko bi se v vmesnih prerezih lahko samo ob stalni teži pojavili preveliki tlaki v konstrukciji.

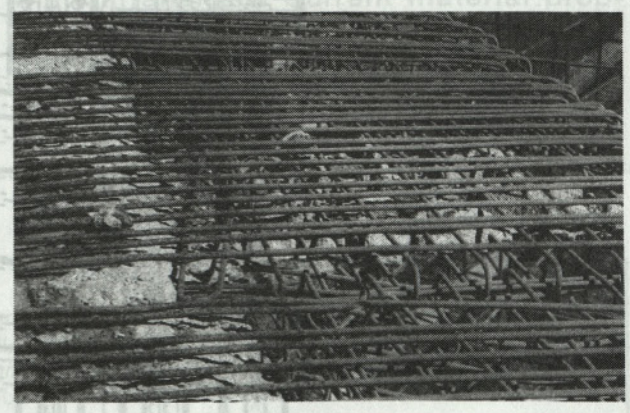
Slika 4: Odstranjevanje betona voziščne plošče z vodnim curkom pod pritiskom

3.4 DRUGI KONSTRUKTIVNI ELEMENTI

Vse poškodbe na krajnih podporah, prečnikih in notranjih nosilcih so sanirane s sanacijsko malto.

3.5 OPREMA

Vse ograje so nove in vroče pocinkane. Odvodnjavanje objekta je v celoti zamenjano. Pronicajoča voda na desnem objektu se odvaja po perforiranih ceveh 2 x 2 cm, ki so vgrajene ob robniku in speljane v izlivnike. Pri levem objektu pa so perforirane cevi zamenjane z drenažnim kanalom 4 x 3 cm iz polimernega betona. Dilatacije so nove. Zgornja konstrukcija je v statičnem pogledu nespremenjena, saj še zmeraj sestoji iz štirih zavornih enot.



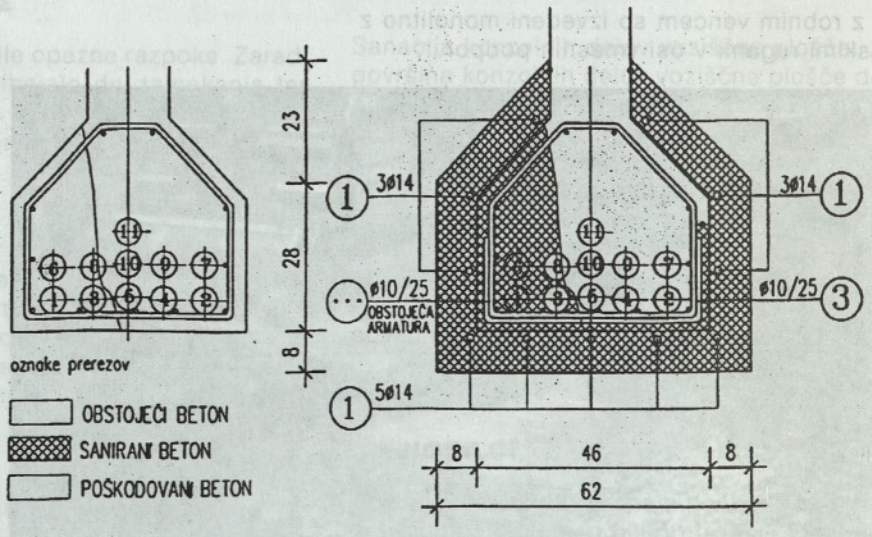
Slika 5: Konzolni del voziščne plošče po odstranitvi poškodovanega betona

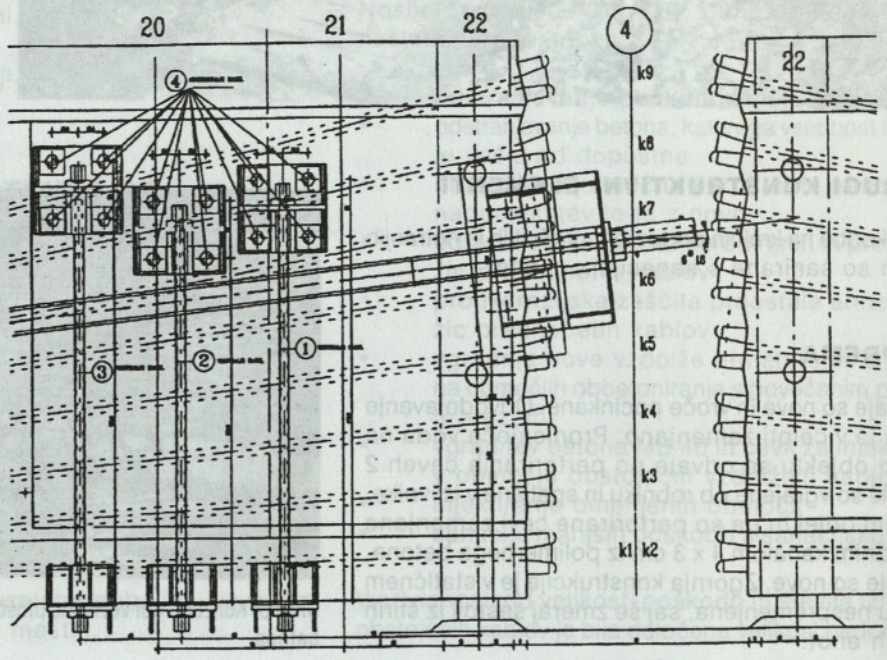
5. ZAŠČITA KONSTRUKCIJE

Po končani sanaciji je bila na vse vidne površine betona nanešena elastična zaščita, ki naj bi preprečevala dostop slanice in nadomeščala zaščitni sloj betona debeline 4,5 cm.

6. SKLEP

Sanacija viadukta Ravbarkomanda je bila izvedena temeljito. Vsi konstruktivni elementi, katerih kakovost je bila zmanjšana oz. je obstajal za to utemeljen sum, so bili revitalizirani. Kontrola kakovosti del in materialov se je izvajala sproti. Lahko rečemo, da je objekt kakovostno saniran in je v tem pogledu zelo blizu tovrstnim novogradnjam. Seveda pa je pogoj za izpolnitev garancijske dobe in podaljšanja trajanja objekta skrbno opazovanje in pravočasno vzdrževanje.





Slika 5: Sanacija nosilcev

ANALIZA MEHANSKEGA OBNAŠANJA VIADUKTA RAVBARKOMANDA PO SANACIJI

Analysis of Mechanical Behaviour of Repaired Ravbarkomanda Bridge

UDK 624.21:625.745.1:624.04

FRANO DAMJANIĆ, JANEZ DUHOVNIK, KLAVDIJA TAJNIKAR

P O V Z E T E K • S U M M A R Y

V prispevku je opisana analiza mehanskega obnašanja sanirane prekladne konstrukcije viadukta Ravbarkomanda. Analiza prekladne konstrukcije je bila opravljena na računskem modelu, sestavljenem iz lupinastih in linijskih končnih elementov. Lupinasti končni elementi imajo več plasti, od katerih nekatere predstavljajo beton, druge pa armaturo. Z linijskimi elementi so modelirani kabli za prednapenjanje. Analiziran je bil vpliv odstranitve poškodovanega betona, dobetoniranje novega betona, stalna in prometna obtežba. Na dejanski konstrukciji se debeline odstranjenega in novega betona razlikujejo od polja do polja. V računskem modelu so bile upoštevane povprečne debeline v obravnavanem polju. Pri materialih so bile upoštevane njihove dejanske lastnosti, ugotovljene pri preiskavi konstrukcije.

Numerical analysis of designed structural repair of the Ravbarkomanda bridge is considered. Bridge structure is modelled using layered shell and beam finite elements. Appropriate shell layers idealise concrete and structural reinforcement of both the horizontal plate and girders. Beam elements throughout the concrete shell elements represent prestressed cables. The bridge structure is analysed for the following cases: after removal of damaged concrete, then after casting of new concrete replacing removed one with self weight and traffic load. In reality the plate thickness is different for every span, therefore an average thickness is adopted for the numerical analysis. Current material properties (for concrete, reinforcement, and prestressing respectively) are experimentally determined and used in the numerical analysis.

Avtorji:
Frano Damjanić, prof dr., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, Jamova 2, SI-IOOO LJUBLJANA
Janez Duhovnik, prof dr., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, Jamova 2, SI-IOOO LJUBLJANA
Klavdija Tajnikar, dipl.inž.gradb., GRADIS TEO, Šmartinska cesta 134 A, SI-IOOO LJUBLJANA

1. UVOD

Pri praktičnih računih armiranih in prednapetih betonskih konstrukcij običajno precej poenostavimo računski model. Zelo pogosto ga sestavimo iz linijskih elementov, material pa upoštevamo kot homogen in lineamo elastičen. Na takem modelu izračunane notranje sile kasneje upoštevamo pri dimenzioniranju kritičnih prerezov po metodi mejnih stanj. Čeprav postopek očitno ni najbolj konsistenten glede predpostavk, so rezultati v večini primerov na varni strani. Tak računski model največkrat upoštevamo tudi zato, ker nimamo na voljo primerne programske opreme, ki bi omogočala obravnavo modelov, na katerih bi analize dale rezultate, ki bi bili bliže dejanskemu stanju. Taki modeli pa so zlasti pomembni pri sanaciji konstrukcij, ker nam omogočajo podrobnejše preveljanje umestnosti sanacijskih ukrepov in zmanjšanje obsega in stroškov sanacije.

V članku je opisan poskus modeliranja prekladne konstrukcije viadukta Ravbarkomanda na način, ki ga omogoča program SHELL6 [1]. Material konstrukcije je še vedno modeliran kot linearno elastičen, sestavljen pa je iz več slojev, ki predstavljajo plasti betona in jekla. Za vsak material upoštevamo dejanski elastični in strižni modul. Ker je obravnavana konstrukcija prednapeta in zato večinoma nerazpokana, je upravičeno pričakovati, da bodo rezultati, dobljeni na tem modelu, bliže dejanskemu stanju kot izračunani na klasičen način. V splošnih primerih pa bi bilo treba upoštevati tudi nelinearno obnašanje materiala. Za take primere imamo sedaj na voljo program BETHEV [2], s katerim pa lahko trenutno obravnavamo le ravninske in rotacijsko simetrične konstrukcije. Verzija programa za prostorske konstrukcije je v razvoju.

Pri opisanem načinu modeliranja je treba imeti o konstrukciji več podatkov kot pri običajnem postopku. Vnaprej moramo vedeti, kje v konstrukciji je armatura. To pomeni, da moramo pred začetkom modeliranja opraviti nek postopek dimenzioniranja oziroma določitve armature. Ta postopek je lahko tak, kot ga uporabljamo pri običajnem projektiranju.

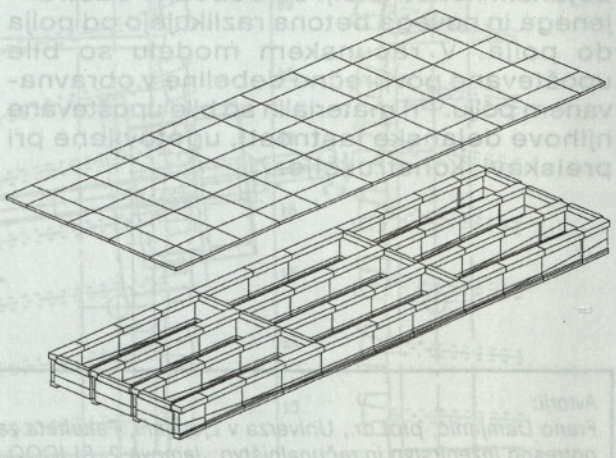
2. OPIS SANACIJE VIADUKTA RAVBARKOMANDA

Viadukt Ravbarkomanda na avtocestnem odseku Vrhnika Postojna je bil zgrajen v letih 1970 do 1971. Po dvajsetih letih uporabe so se pojavljale vse številnejše poškodbe, ki so nastale kot posledica več dejavnikov. Glavni povzročitelj poškodb je bila sol, ki so jo posipali po slabo izoliranem in neustrezno odvodnjavanem viaduktu. Predpisi so v času gradnje zahtevali bistveno manjše debeline krovnih plasti betona in te niso bile kos slanici, ki je na mnogih mestih močila konstrukcijo. Pred leti so bili z zaščitnim premazom prevlečeni stebri in obnovljena vozišča površina, nato pa se je izkazalo, da je čimprej potrebno sanirati tudi prekladno konstrukcijo. Sanacijo stebrov, ki bi zagotovila potresno varnost viadukta v skladu s sodobnimi principi, je upravljalec objekta začasno odložil.

Med predlogi za sanacijo prekladne konstrukcije so bili tudi taki, ki so predvidevali porušitev obstoječega in zgraditev novega objekta. Tako kot pri več drugih podobnih objektihje bilo nazadnje odločeno, da se viadukt sanira. Ker je bilo s preiskavami ugotovljeno, da je beton plošče na številnih mestih okužen s kloridi, sta bila z mostu z rezkarjem v celoti odstranjena asfalt in hidroizolacija, nato pa z vodnim curkom še krovna plast betona. Ko so sanirali korodirano armaturo in preboje v plošči, so nanesli nov sloj polimernega betona v povprečni debelini 12 cm, ki so ga ojačali s konstruktivno armaturo. Na vidnih površinah konstrukcije so nanesli dodatne sloje zaščitnega betona, sanirali mesta s segregiranim betonom in razpokami ter nadomestili korodirane kable z zunanjimi kabli.Med sanacijo so ves čas potekale obširne terenske in laboratorijske preiskave, pri katerih so bili dobljeni številni podatki o materialih na obstoječi konstrukciji in materialih, uporabljenih pri sanaciji.Vsi računi v projektu viadukta so bili izvedeni na računskem modelu ravninske mreže po takrat uveljavljeni prib!ižni metodi. Tudi v projektu sanacije je bila konstrukcija modelirana kot ravninska mreža in izračunana po metodi končnih elementov.

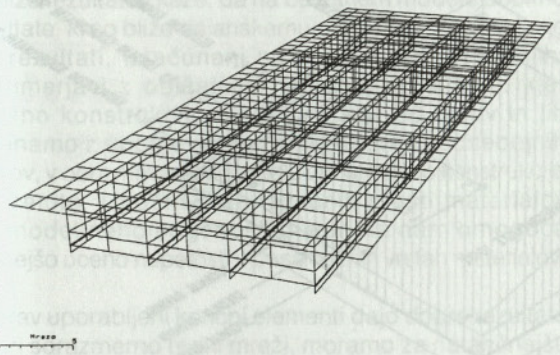
3. OPIS IZBRANEGA RAČUNSKEGA MODELA

Izdelali smo dva osnovna modela enega polja prekladne konstrukcije, enega z redko (Slika 1) in drugega z



Slika 1: Geometrija računskega modela z redko mrežo. Na sliki je zaradi preglednosti plošča ločena od mreže, v modelu pa se srednja ravnina plošče dotika zgornjega roba srednje ravnine nosilcev.

gosto mrežo (Slika 2). Iz modela z redko mrežo smo izpeljali tri nekoliko različne modele, ki predstavljajo



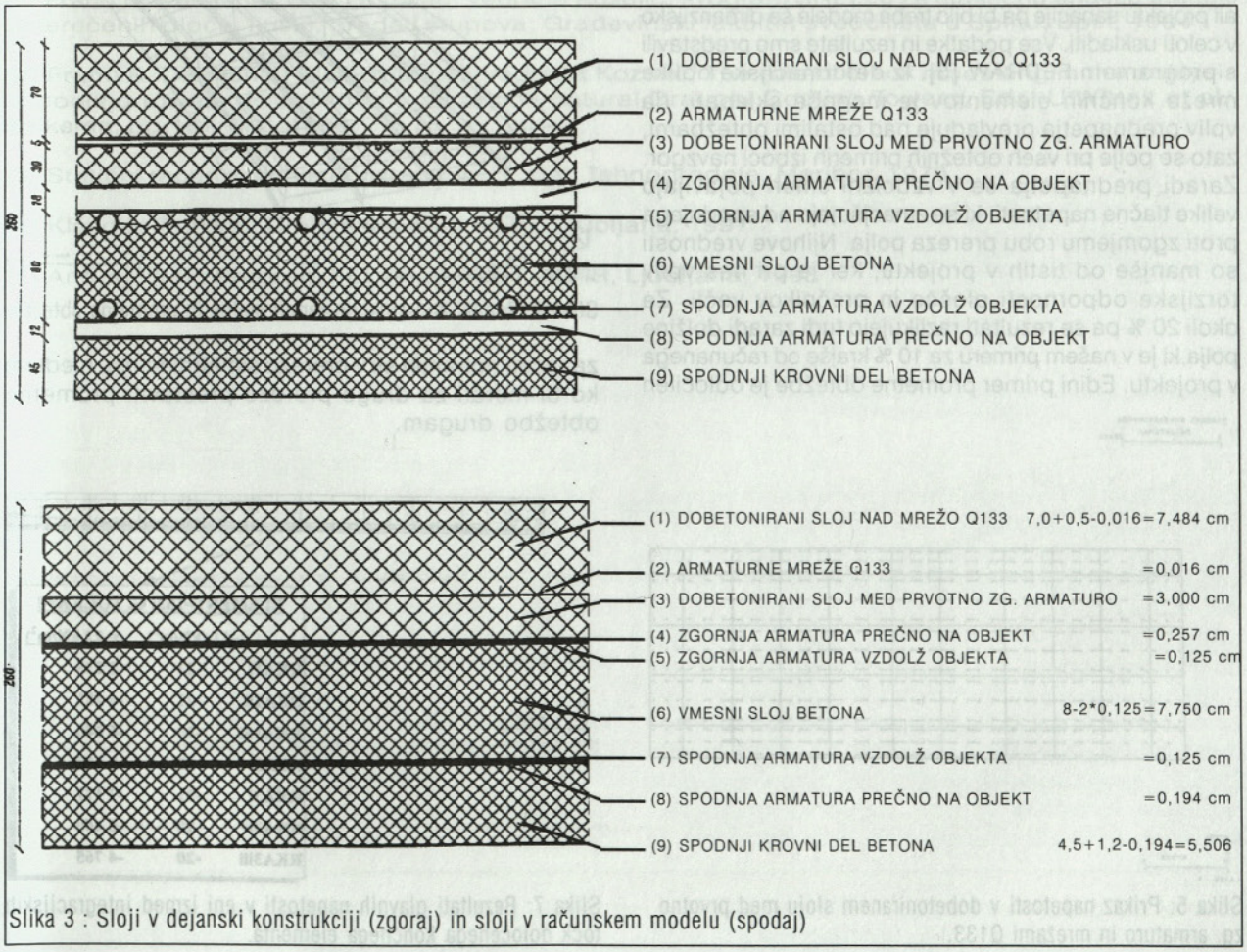
Slika 2: Računski model z gosto mrežo vozlišč in končnih elementov.

konstrukcijo pred, med in po sanaciji. Ploščo, nosilce in prečnike smo modelirali z mrežo lupinastih elementov, ki so sestavljeni iz večjega števila slojev (Slika 3). Sloji predstavljajo npr. dodano plast betona, dodano mrežasto armaturo, prvotno armaturo v eni in drugi smeri, itn. Srednja ravnina lupine je pri plošči vodoravna, pri nosilcih in prečnikih pa navpična. Kable smo modelirali z linijskimi elementi, katerih upogibno togost smo zanemarili. Na ta način smo izločili morebiten moteč vpliv lastne teže kablov.

Lupinasti element je osemvozliščni končni element (Slika 4) z vozlišči v ogliščih in na sredini stranic. V vsakem vozlišču ima element 6 prostostnih stopenj, po tri pomike in po tri zasuke.

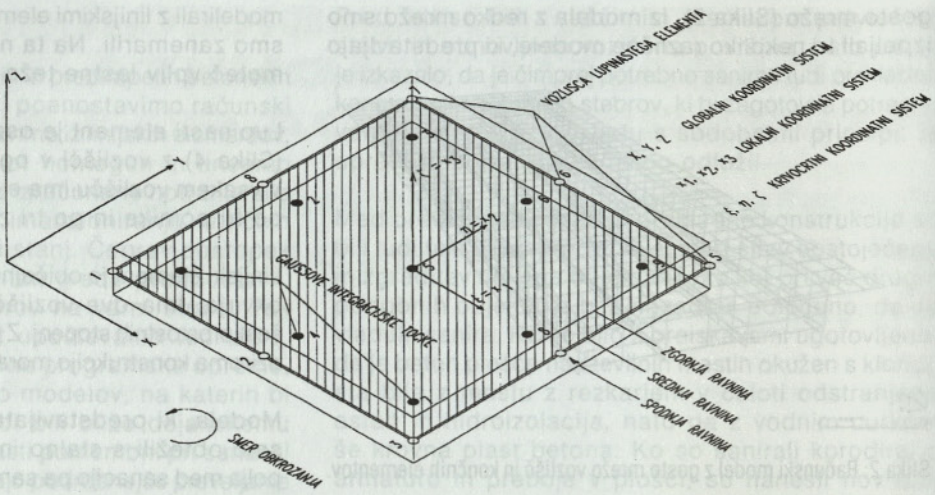
Linijski element je običajni linijski element prostorskega okvirja. Ima dve vozlišči in v vsakem vozlišču po šest prostostnih stopenj. Z lupinastim končnim elementom oziroma konstrukcijo mora biti povezan v dveh vozliščih.

Modela, ki predstavljata polje pred in po sanaciji, smo obtežili s stalno in prometno obtežbo, model polja med sanacijo pa samo z lastno težo. Za materialne karakteristike smo uporabili rezultate preiskav, napetosti v kablih pa smo upoštevali enake kot so v projektni dokumentaciji viadukta Ravbarkomanda. Ker je bil naš namen zlasti preverjanje možnosti modeliranja teh vrst konstrukcij, smo se pri obtežnih primerih s prometno obtežbo omejili le na enega.



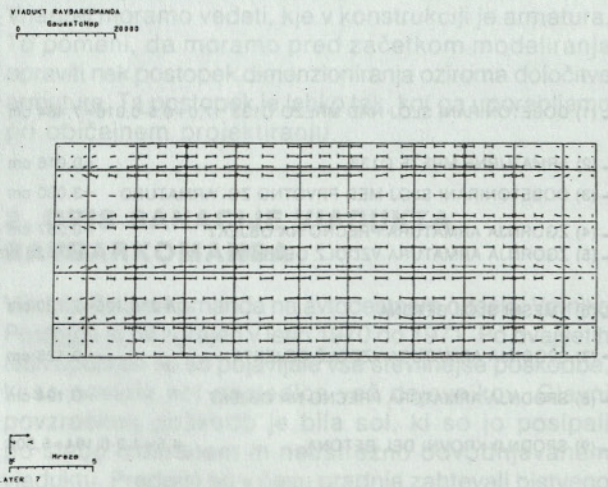
Slika 3 : Sloji v dejanski konstrukciji (zgoraj) in sloji v računskem modelu (spodaj)

Slika 4: Lupinasti končni element.

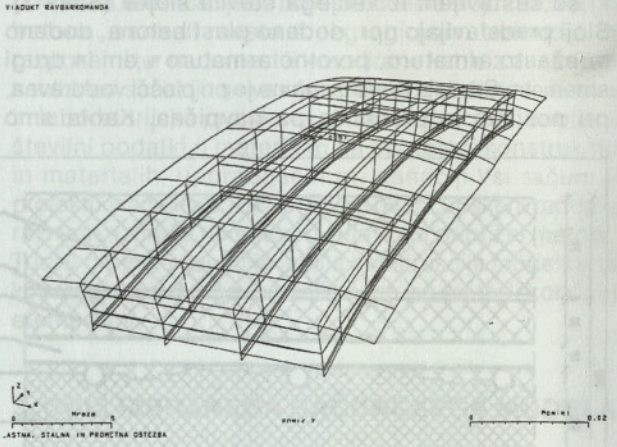


4. REZULTATI ANALIZE

V okviru diplomske naloge [4] nas je bolj kot vrednosti rezultatov zanimalo, ali so ti rezultati smiselni. To pa zato, ker smo hoteli preveriti predvsem primernost računskega modela. Za primerjavo vrednosti na obravnavanem modelu in modelu v originalnem projektu ali projektu sanacije pa bi bilo treba modele še dimenzijsko v celoti uskladiti. Vse podatke in rezultate smo predstavili s programom FEDRAW [5]. Iz deformacijske oblike mreže končnih elementov je mogoče sklepati, da vpliv prednapetja prevladuje nad ostalimi obtežbami, zato se polje pri vseh obtežnih primerih izboči navzgor. Zaradi prednapetja se v vzdolžni smeri pojavljajo velike tlačne napetosti, ki se zmanjšujejo od spodnjega proti zgornjemu robu prereza polja. Njihove vrednosti so manjše od tistih v projektu, ker je pri nas vpliv torzijske odpornosti plošče in prečnikov večji. Za okoli 20 % pa se rezultati razlikujejo tudi zaradi dolžine polja,ki je v našem primeru za 10 % krajše od računanega v projektu. Edini primer prometne obtežbe je odločilen

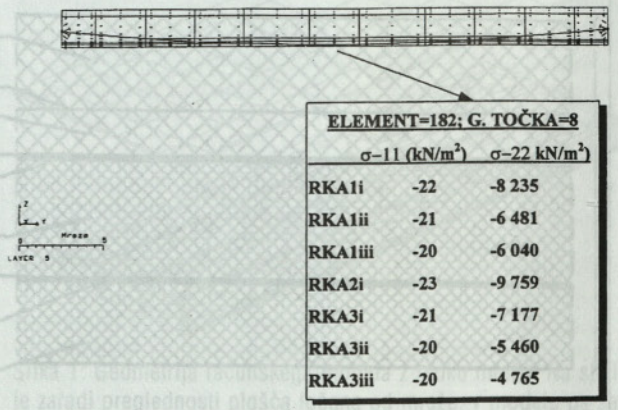


Slika 5: Prikaz napetosti v dobetoniranem sloju med prvotno zg. armaturo in mrežami Q133.



Slika 6: Pomiki konstrukcije zaradi stalne in prometne obtežbe.

za račun notranjih sil v prerezu simetralne osi, medtem ko bi morali za druge prereze prestaviti prometno obtežbo drugam.



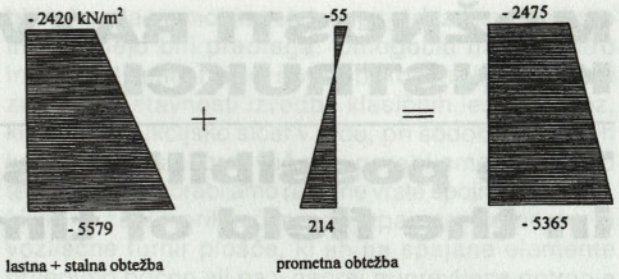
ELEMENT=182; G. TOČKA=8		
	σ–11 (kN/m²)	σ–22 kN/m²)
RKA1i	-22	-8 235
RKA1ii	-21	-6 481
RKA1iii	-20	-6 040
RKA2i	-23	-9 759
RKA3i	-21	-7 177
RKA3ii	-20	-5 460
RKA3iii	-20	-4 765

Slika 7: Rezultati glavnih napetosti v eni izmed integracijskih točk določenega končnega elementa.

5. SKLEP

Analiza rezultatov kaže, da na opisanem modelu dobimo rezultate, ki so bliže dejanskemu obnašanju konstrukcije kot rezultati, izračunani na preprostejših modelih. V primerjavi z običajnim načinom računanja, kjer celotno konstrukcijo razdelimo na več delov in jih računamo z upoštevanjem le nekaterih medsebojnih vplivov, v obravnavanem modelu upoštevamo konstrukcijo kot celoto. Upoštevanje različnih plasti materialov kot model nehomogenosti materiala nam omogoča realnejšo oceno napetosti v posameznih vrstah materialov.

Čeprav uporabljeni končni elementi dajo dobre rezultate že pri sorazmerno redki mreži, moramo za natančnejše



Slika 8: Potek napetosti po višini nosilcev

račune uporabiti gostejšo mrežo, ki jo določajo predvsem dimenzije naležne ploskve koles težkih vozil in nezvezen potek obtežbe na hodnikih.

LITERATURA

[1] Frano B. Damjanić, Blaž Gotovac, Vedrana Kozulić; Program SHELL6 za elastičnu analizu statički opterećenih ploča, ljuski, greda i stupova; Građevinski fakultet sveučilišta u Splitu, Split, 1994

[2] Frano B. Damjanić, Blaž Gotovac, Vedrana Kozulić; The role of crack modelling in the analysis of cooling towers, Proc. 4th int. symp. on natural Draught Cooling Towers, Eds. U.Wittek et al., Balkema, pp.167-172, 1996

[3] Statični račun zgornje konstrukcije, 1. del; Tehnogradnje, Maribor, 1970

[4] Klavdija Tajnikar, Diplomsko delo, FGG, Ljubljana, 1997

[5] Andrej Vitek; Program FEDRAW-POST; IKPIR, Ljubljana, 1993

MOŽNOSTI RAZVOJA LESENIH KONSTRUKCIJ

The possibilities of development in the field of timber structures

UDK 624.011.1

FRANC SAJE

POVZETEK • SUMMARY

Razvoj lesenih konstrukcij v zadnjm času poteka v več smereh. Z uporabo sodobnih veznih sredstev lesene konstrukcije konkurirajo drugim konstrukcijskim izvedbam. Poseben zagon uporabe lesenih konstrukcij v gradbeništvu so omogočile lamelirane lepljene lesene konstrukcije.V prispevku so poleg tega prikazane še možnosti izvedbe ploskovnih lesenih konstrukcij iz žebljanih desk iz masivnega lesa in sovprežnih lesenih konstrukcij v povezavi z betonsko ploščo, ki se v zadnjem času v svetu vse več uporabljajo. Velika nosilnost in togost, zvočna izolativnost, požarna odpornost in enostavna izvedba so glavne prednosti takšnih konstrukcij. Leseni del tovrstnih sovprežnih konstrukcij je lahko pri linijskih elementih iz masivnega lesa ali laminata, pri ploskovnih pa iz vezanih plošč ali pa iz žebljanih panelov iz pokonci postavljenih desk iz masivnega lesa.

The development of timber structures has recently been oriented in several directions. With the use of contemporary connecting elements the timber structures are competitive to other structural executions, especially by using glued-laminated timber structures. The paper presents also the possibilities of executing plane timber structures made of nailed boards of massive timber, and composite timber structures connected to concrete plates. The timber part of such composite structures can be at beam elements made of massive timber or laminate, and at plane structures of wood based plate or nailed panels made of erect situated boards of massive timber.

1. UVOD

Zaradi ugodnih mehanskih in drugih fizikalnih lastnosti in prijetnega psihološko - estetskega učinka lesa so lesene gradbene konstrukcije v novejšem času zopet pridobile mesto, ki jim po objektivnih kriterijih pripada. Lesene konstrukcije se v svetu pospešeno uporabljajo tako v stanovanjski gradnji kakor tudi pri gradnji poslovnih in industrijskih ter monumentalnih objektov. Uporaba učinkovitih zaščitnih sredstev pa omogoča ponovno širšo uporabo lesenih konstrukcij tudi v mostogradnji, kar je značilno zlasti za Kanado. Zaradi elektromagnetne nevtralnosti, odpornosti proti različnim kemičnim vplivom, ugodnih izolacijskih sposobnosti in nizke radioaktivnosti je les zelo primeren za objekte radiodifuzije, dvorane, cerkve, vrtce in šole, zimska kopališča ter industrijske objekte v kemijsko agresivnem okolju.

Nadaljnji razvoj lesenih konstrukcij temelji na razvoju in uporabi modernih veznih sredstev, uporabi lameliranih lepljenih lesenih konstrukcij in kombiniranih konstrukcij iz lesa in jekla ter na razvoju sovprežnih konstrukcij iz lesa in betona.

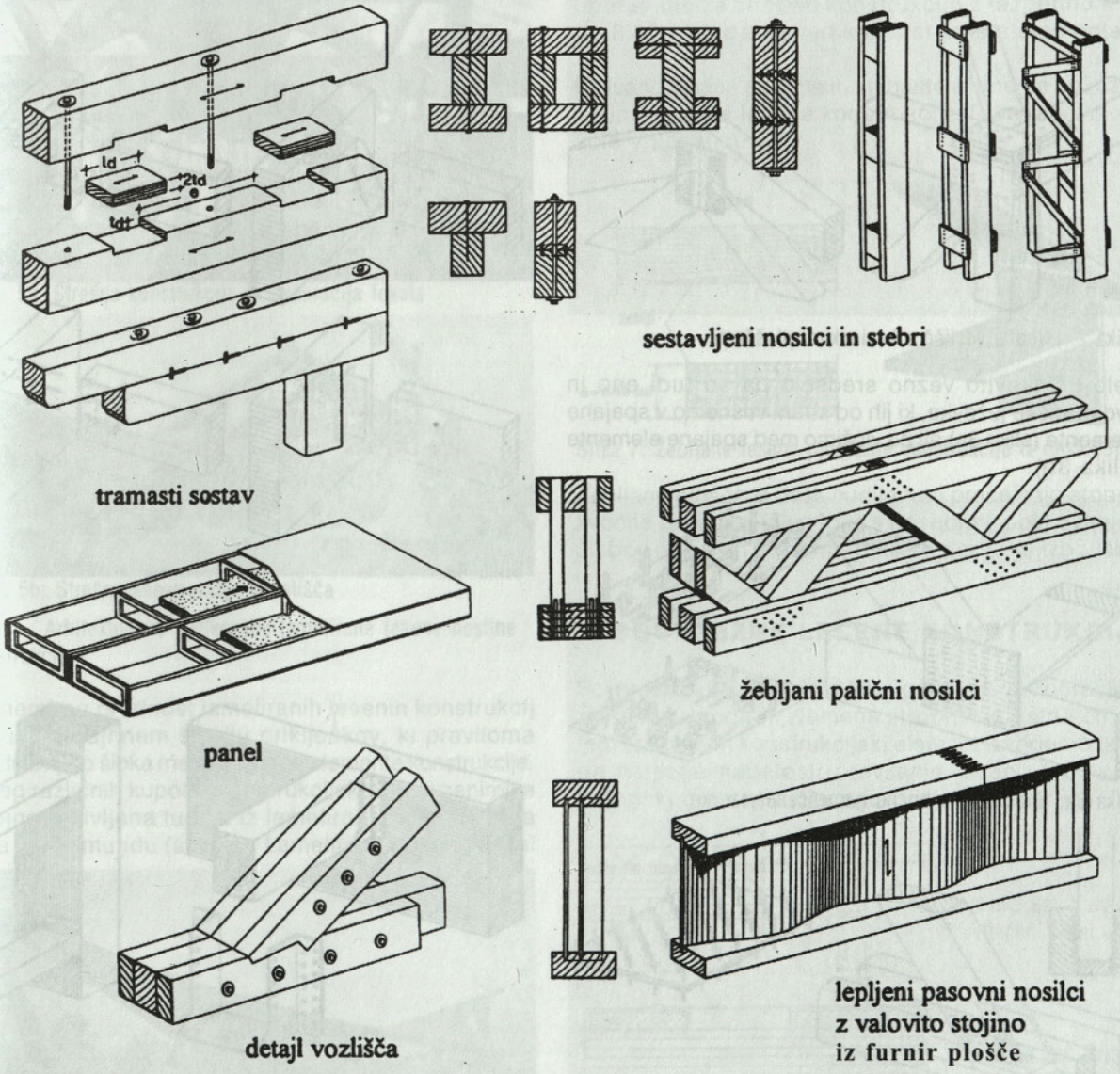
2. SODOBNA VEZNA SREDSTVA PRI KLASIČNIH LESENIH KONSTRUKCIJAH

Med klasične lesene konstrukcije štejemo vse vrste konstrukcij iz masivnega in lameliranega lesa pri

Avtor:
Doc.dr. Franc Saje, dipl.inž.gradb., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za masivne in lesene konstrukcije, Jamova 2, 1000 Ljubljana

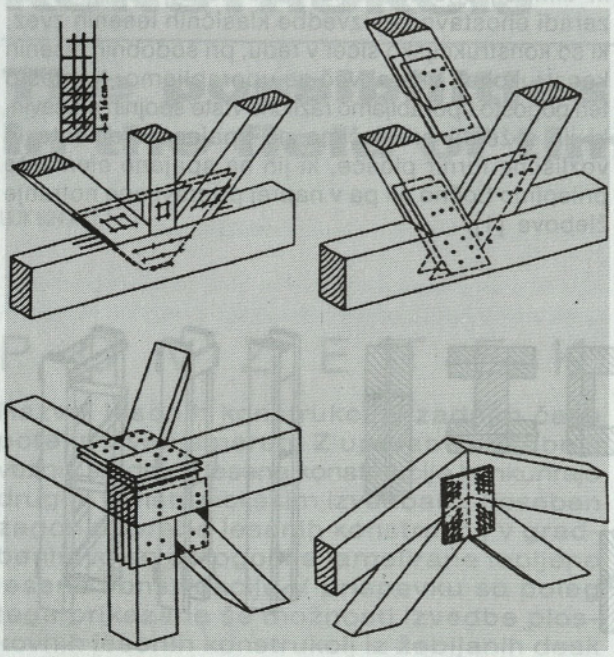
katerih spajanje posameznih elementov konstrukcije izvedemo s pomočjo veznih sredstev. Med takšne konstrukcije spadajo enostavni in sestavljeni nosilci, stebri, okvirji, različna vešala, palični nosilci in paneli, ki so lahko sestavljeni iz elementov iz masivnega lesa, laminata in industrijsko izdelanih lesenih plošč (slika 1).

Ustrezna vezna sredstva predstavljajo bistven pogoj konkurenčne uspešnosti, estetike in izvedljivosti lesenih konstrukcij. Uporabljena vezna sredstva morajo imeti veliko nosilnost in zadostno togost. Oblikovana morajo biti tako, da ne motijo estetskega videza konstrukcije in ne smejo biti predraga. Omogočiti morajo hitro in čimbolj enostavno izvedbo konstrukcije. Zlasti zaradi enostavnosti izvedbe klasičnih lesenih zvez, ki so konstrukcijsko sicer v redu, pri sodobnih lesenih konstrukcijah skoraj več ne uporabljamo. Namesto teh pogosto uporabljamo različne vrste spojnih pločevin, ki jih z žeblji priključimo na spajane elemente in vozliščne furnir plošče, ki jih na spajane elemente prilepimo bočno ali pa v naprej pripravljene notranje žlebove [1].



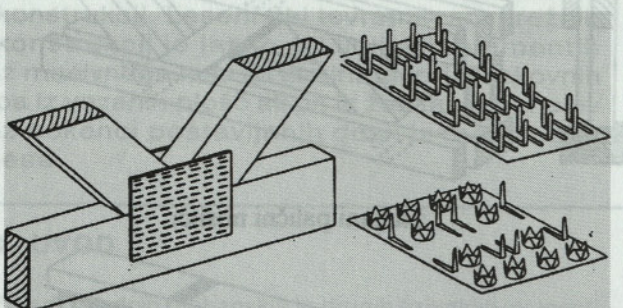
Slika 1: Klasične lesene konstrukcije

Nekaj možnih izvedb vozlišč s pomočjo vozliščnih pločevin in žebljev je prikazanih na sliki (2).

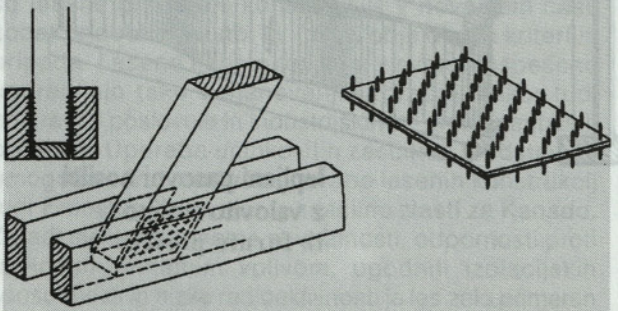


Slika 2: Izvedba vozlišč s kovinskimi ploščami

Zelo učinkovito vezno sredstvo pa so tudi eno in dvostranske ježevke, ki jih od strani vtisnemo v spajane elemente (slika 3a) ali pa vložimo med spajane elemente (slika 3b).



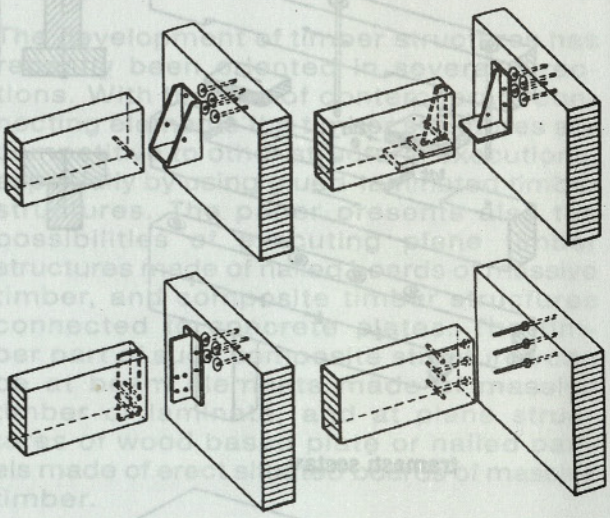
Slika 3a: Enostranske bočno nameščene ježevke



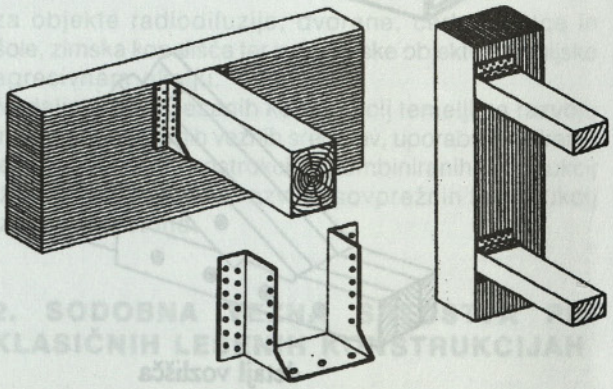
Slika 3b: Dvostranske ježevke med spajanimi elementi

Slika 3: Izvedba vozlišč z ježevkami

Različne odcepe in priključke gred pogosto izvajamo s posebej oblikovanimi pločevinami in različnimi mozniki, trni in vijaki [2]. Kadar konstrukcije priključkov ne želimo pokazati jih lahko izvedemo s potopljenimi vozliščnimi elementi in vijaki, kot je prikazano na sliki 4a. Priključek sekundarnega nosilca na glavni nosilec z uporabo objemk, ki so primerne tudi za prevzem večjih priključnih sil je prikazan na sliki 4b. Priključke horizontalnih prečk lesenih sten na stebre pogosto izvajamo s pomočjo kotnikov in lesnih vijakov oziroma žebljev, kar je prav tako razvidno iz slike 4b.



Slika 4a



Slika 4b

Slika 4: Izvedba odcepov s posebnimi pločevinami in vijaki [2]

3. LAMELIRANE LESENE KONSTRUKCIJE

Lamelirane lesene konstrukcije imajo v primerjavi s klasičnimi vrsto prednosti. Zaradi možnosti formiranja velikih prečnih prerezov omogočajo premoščanje velikih razponov. Izvedba ukrivljenih lameliranih konstrukcij omogoča svobodnejše arhitektonsko oblikovanje objektov (slika 5b). Nosilno lamelirano konstrukcijo lahko isto-časno uporabimo tudi za estetsko oblikovanje prostora (slika 5a).

Slika 5a: Strešna konstrukcija in dekoracija lokala

Slika 5b: Strešna konstrukcija kopališča

Slika 5: Arhitektonsko oblikovane lamelirane lesene nosilne konstrukcije

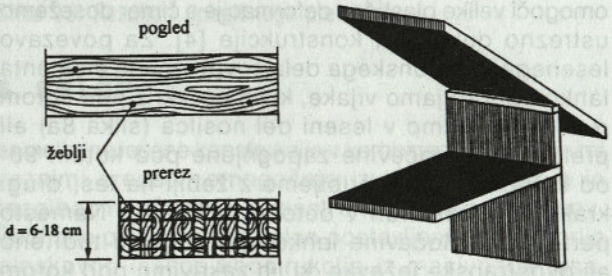
Pomembna prednost lameliranih lesenih konstrukcij je tudi v majhnem številu priključkov, ki praviloma predstavljajo šibka mesta in drage elemente konstrukcije. Poleg različnih kupol je konstrukcijsko zlasti zanimiva dvojno ukrivljena lupina iz lameliranega lepljenega lesa v Dortmundu (slika 6). Lamelirani lepljeni leseni robni nosilci, ki imajo dvojno ukrivljenost in vsa lamelirana lesena vmesna rebra, so vzdolž svojih osi tudi zarotirana. Zaradi zagotavljanja varnosti proti izbočenju je lupina v prečni smeri prednapeta s kabli.

Slika 6: Prednapeta lesena dvojno ukrivljena lupina v Dortmundu

4. LESENE PLOSKOVNE KONSTRUKCIJE IZ ŽEBLJANIH VERTIKALNO POSTAVLJENIH DESK

Deske širine 6 do 18 cm postavimo vertikalno in jih med seboj zbijemo z žeblji (slika 7). Na ta način formiramo ploskovno leseno konstrukcijo, ki jo lahko uporabimo za stropno konstrukcijo z razpetino 4.00 do 6.00m ali pa za vertikalne stenaste elemente.

Opisane lesene stropne in stenaste elemente so razvili na inštitutu za lesene konstrukcije Tehnične visoke šole v Losannu [3].

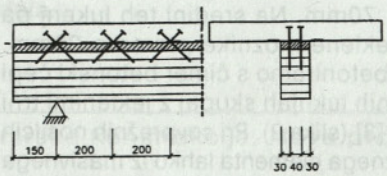


Slika 7: Žebljane lesene ploščaste konstrukcije iz desk [3]

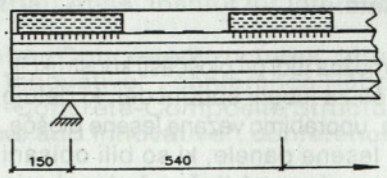
Žebljane plošče iz desk nudijo tudi precejšnjo stopnjo zvočne izolacije, ki pa jo je s posebnim oblikovanjem žlebov na stikih desk mogoče še dodatno izboljšati.

5. SOVPREŽNE LESENE KONSTRUKCIJE

Sovprežne konstrukcije iz lesa in betona se uporabljajo zlasti kot upogibni elementi stropnih konstrukcij. Pri tem sestavljen konstrukcijski element izvedemo tako, da natezne napetosti prevzame leseni, tlačne pa betonski del sestavljenega prečnega prereza.



Slika 8a: Navzkriž uvijačeni lesni vijak



Slika 8b: Pribite prepognjene pločevine

Slika 8: Povezava lesa z betonom

Povezava med lesenim in betonskim delom konstrukcije mora biti dovolj nosilna in toga ter čimbolj enostavna za izvedbo. Sovprežne lesene konstrukcije imajo v primerjavi z običajnimi lesenimi stropovi več prednosti med katerimi so pomembne zlasti naslednje:

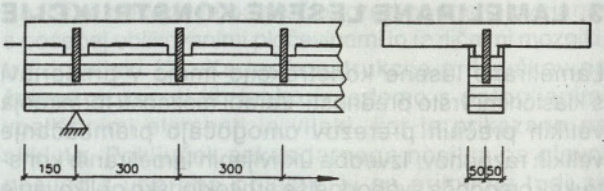
- bistveno povečana nosilnost in togost sovprežnih stropov v primerjavi z lesenimi
- izboljšana zvočna izolativnost
- povečana požarna odpornost
- sovprega betona in lesa omogoča enostavno ojačanje obstoječih lesenih stropov
- bistveno boljši raznos koncentriranih in linijskih obtežb.

Obnašanje sovprežne lesene konstrukcije v povezavi z betonom pod vplivom obtežbe je močno odvisno od povezave med lesenim in betonskih delom konstrukcije [3]. Medsebojna povezava mora biti v območju delovnih napetosti čimbolj toga, v bližini porušitve pa naj omogoči velike plastične deformacije s čimer dosežemo ustrezno duktilnost konstrukcije [4]. Za povezavo lesenega in betonskega dela sovprežnega elementa lahko uporabljamo vijake, ki jih navzkriž pod kotom $\alpha=45°$ uvijačimo v leseni del nosilca (slika 8a) ali preluknjane pločevine zapognjene pod kotom 90° od katerih en krak pribijemo z žeblji na les, drugi krak pa je zasidran v betonu (slika 8b). Namesto perforirane pločevine lahko uporabljamo tudi eno ali dvostranske ježevke, ki jih zakrivimo pod kotom 90° in potem en krak z vtisnjenimi trni priključimo na leseni del nosilca, vertikalnega pa zabetoniramo v ploščo.

Z namestitvijo prekrižanih vijakov po kotom 45° omogočimo vzpostavitev delovanja paličja, pri katerem je eden izmed vijakov tlačen, drugi pa tegnjen. Nosilnost in togost povezave med betonom in lesom je v tem primeru bistveno večja, kot pa če bi enako število vijakov namestili pravokotno na spojno ravnino, pri čemer bi nosili na strig in upogib.

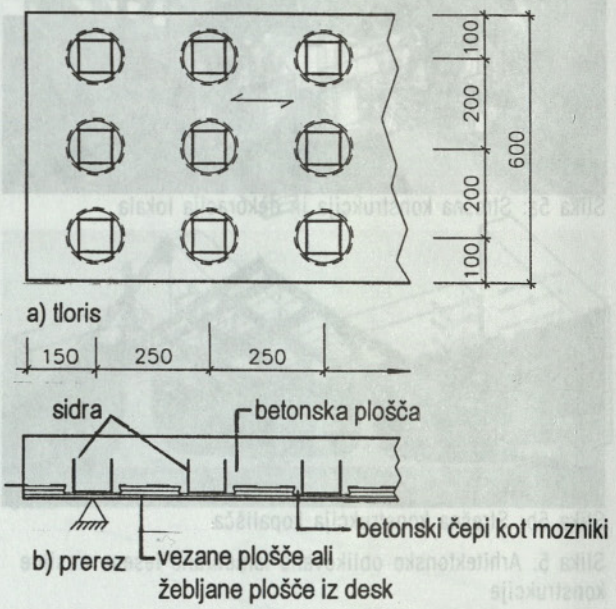
Zelo nosilno in togo povezavo pa ustvarimo tudi na ta način, da v les ca. 30mm globoko zavrtamo luknje premera ca. 70mm. Na sredini teh lukenj pa v les uvrtamo še jeklene moznike premera 20mm. Potem pa luknjo zabetoniramo s čimer betonski čepi v predhodno izvrtanih luknjah skupaj z jeklenimi trni delujejo kot mozniki [3] (slika 9). Pri sovprežnih nosilcih je leseni del sovprežnega elementa lahko iz masivnega lesa ali pa iz laminata.

Analogna izvedba je možna tudi pri ploščasti konstrukciji, ki nosi v eni smeri, če za leseni spodni del, ki deluje kot natezna armatura, uporabimo vezane lesene plošče, ali pa iz desk zbite lesene panele, ki so bili opisani pod točko 4. Strižne sile med tlačno betonsko in natezno leseno spodnjo oblogo prevzamejo posebni



Slika 9: Povezava s pomočjo betonskih valjev, ki segajo v izvrtane luknje po H.J.Blassu [3]

betonski čepi oziroma mozniki, ki nastanejo z zapolnitvijo predhodno izvedenih okroglih poglobitev v spodnje ploščaste elemente iz lesa [4]. Navedene poglobitve oziroma moznike po ploskvi stropa razporedimo v skladu s potekom prečnih - oziroma pripadajočih strižnih sil v stiku med betonsko lesenimi ploščami. Na mestih moznikov spodnje lesene elemente s posebnimi sidri sidramo v tlačno betonsko ploščo.



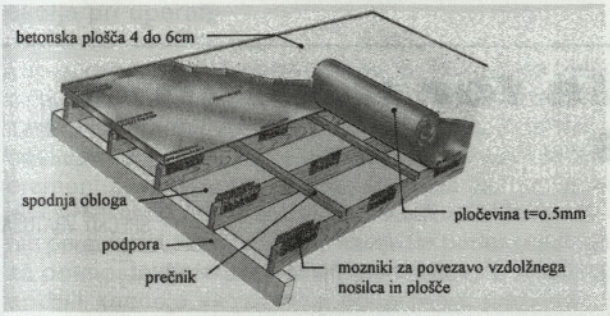
Slika 10: Sovprežna plošča iz betona in lesenih ploščastih elementov

Spodnji leseni ploščasti elementi hkrati služijo kot opaž in natezni sestavni element definitivne stropne plošče oziroma konstrukcije. V primeru uporabe ploščastih elementov iz žebljanih desk pa te praviloma služijo tudi za finalno, arhitektonsko oblikovano stropno oblogo. Z ustrezno oblikovanimi žlebovi vzdolž stikov desk lahko dosežemo tudi zelo ugodne akustične učinke.

Pri ploskovnih sovprežnih konstrukcijah je leseni del nosilne konstrukcije izveden lahko tudi z oblimi lesenimi bruni, kar pride večkrat v poštev kot ojačitev lesenih stropov iz brun(slika 11).

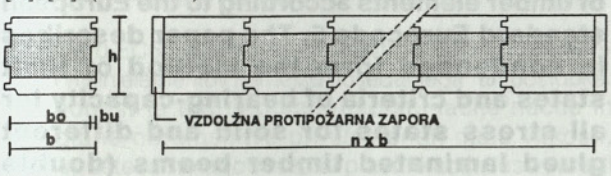
Slika 11: Povezava lesenih brun z betonsko ploščo

Na Finskem serijsko v velikem obsegu uporabljajo sovprežne stropove z lesenimi nosilci in betonsko ploščo na kovinski pločevini, ki je vložena med lesene nosilce in betonsko ploščo (slika 12).



Slika 12: Finska izvedba sovprežne stropne plošče

Pri Katedri za masivne in lesene konstrukcije FGG v Ljubljani smo preizkušali slojevite lepljene pasovne nosilce, ki imajo pasnice lesene, stojine pa iz stiropora [1],[2] (slika 13).

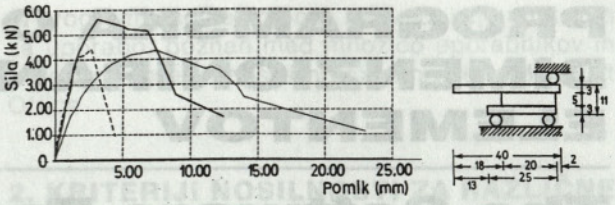


a)prečni prerez elementa b) sestavljena ploskovna konstrukcija

Slika 13: Sovprežni konstrukcijski elementi iz lesenih pasnic in stojine iz stiropora

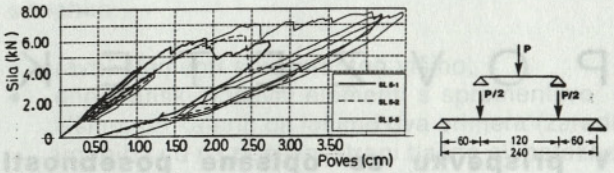
Preiskali smo dva tipa slojevitih nosilcev katerih širina je znašala 15 cm. Pasova obeh tipov nosilcev sta bila debela po 3 cm in izdelana iz masivnega lesa. Stojina iz stiropora pa je bila pri prvem tipu nosilca visoka 5 cm, pri drugem pa 10 cm. Izmed eksperimentalnih raziskav smo najprej preiskali strižno deformabilnost stojine iz stiropora [5]. Rezultati strižnih preizkav preizkušanca SLS s 5 cm visoko stojino iz stiropora so prikazani na sliki 14.

Rezultati upogibnih preizkusov preizkušanca SL 5 pa so prikazani na sliki 15. Iz rezultatov je razvidno tudi povečanje pomikov, ki nastopi pri večkratni



Slika 14: Rezultati strižnega preizkusa stojine

razbremenitvi in ponovni obremenitvi preizkušancev. Takšni nosilci izkazujejo veliko nosilnost in togost. Ker so bili eksperimenti kratkotrajni, obstaja vprašanje lezenja stiropora in sovprežnega nosilca kot celote še odprto.



Slika 15: Rezultati upogibnega preizkusa

6. SKLEP

Lamelirane lesene konstrukcije v kombinaciji s sodobnimi veznimi sredstvi omogočajo izvedbo modernih in razgibanih inženirskih konstrukcij velikih razponov. Žebljane plošče iz vertikalno postavljenih desk tvorijo ploskovno leseno konstrukcijo iz masivnega lesa, ki ima vse dobre lastnosti masivne lesene konstrukcije vključno s požarno odpornostjo, ki je značilna za velike prereze. S sovprežno povezavo lesenih nosilnih elementov z betonsko ploščo se nosilnost in togost takšnih stropov v primerjavi z lesenimi bistveno poveča. Poleg tega s takšno izvedbo zagotovimo delovanje šipe, povečamo požarno varnost in zvočno izolativnost konstrukcije. Tehnična izvedba sovprežnih lesenih-betonskih stropov ni zahtevna in zelo primerna tudi za sanacijo obstoječih lesenih stropov. Smotrna odločitev za izbiro lesene ali lesene kompozitne konstrukcije mora temeljiti na presoji vseh pomembnih parametrov, ki vplivajo na ekonomičnost, trajnost, funkcionalnost, varnost, uporabnost in estetiko konstrukcije ter pogoje dela.

LITERATURA

[1].Pohleven F. , Resnik J. , Saje F. , Lesene inženirske konstrukcije, Nova proizvodnja, štev.5, letnik 1991, str.230-251.

[2]. Götz K.H, Hoor D., Möhler K., Natterer J , Holtzbau Atlas, Institut für Internationale Arhitektur, Dokumentation München 1978

[3]. J. Natterer, Concepts and Details of Mixed Timber-Concrete Structures, International Conference "Composite Constructures-Conventional and Innovative" , conference Report p.p.175-180.

[4]. H.J Blass, M Schlager, Connections for Timber-Concrete-Composite Structures, International Conference "Composite Constructures-Conventional and Innovative", conference Report p.p.169-174.

[5]. Lopatič J., Preiskave kompozitnih nosilcev iz lesa in stiropora, revija Les, zvezek 45, str. 281-288, Ljubljana, 1993.

PROGRAMSKA ORODJA ZA DIMENZIONIRANJE LESENIH ELEMENTOV

The Software Tools for design of timber elements

UDK 624.011.1:624.04:519.68

SREČKO VRATUŠA

POVZETEK • SUMMARY

V prispevku so opisane posebnosti dimenzioniranja lesenih elementov po evropskem standardu Eurocode 5. V zgoščeni obliki je opisana uporabljena metoda mejnih stanj in podani so kriteriji nosilnosti za različna napetostna stanja za rezan in lameliran les. Upoštevani so različni tipi upogibno obremenjenih elementov (poševni in zakrivljeni nosilci s konstantno in spremenljivo višino). Opisano je dimenzioniranje s pomočjo posebej izdelane preglednice in funkcij v programu Microsoft Excel iz zbirke programov Microsoft Office.

The paper presents the specifics of design of timber elements according to the European standard Eurocode 5. The paper describes in condensed form the method of limit states and criteria of bearing-capacity for all stress states for solid and different glued laminated timber beams (double tapered, curved and pitched cambered beams). The computational method for design timber elements with developed workbook in program Microsoft Excel (program package Microsoft Office) are presented.

1. UVOD

Novi evropski standard za projektiranje (račun) lesenih konstrukcij (ENV 1995, Eurocode 5 - Design of timber structures; v nadaljevanju EC5), 1. del: Splošna pravila in pravila za zgradbe (Part 1-1: General rules and rules for buildings [1]), je zasnovan na najnovejših spoznanjih in dosežkih na področju lesenih konstrukcij ter uvaja sodobne metode računa, ki so skupne vsem konstrukcijam iz različnih materialov. Analiza konstrukcij oziroma dimenzioniranje temelji na metodi mejnih stanj. Mejna stanja so definirana z različnimi kriteriji nosilnosti ali uporabnosti konstrukcijske komponente. V izrazih za posamezne kriterije nastopajo delni varnostni faktorji za obtežbe in obtežne kombinacije ter za materialne lastnosti.

Izrazi za kriterije nosilnosti, stabilnosti in uporabnosti elementov, spojev, veznih sredstev in konstrukcij kot celote, so bolj zapleteni in zahtevnejši, kot smo bili navajeni dosedaj. EC5 tako implicitno zahteva večjo uporabo CAD-a pri projektiranju lesenih konstrukcij. V nadaljevanju navajamo nekaj posebnosti pri računu lesenih elementov.

Za lesene konstrukcije uporabljamo različne "lesne materiale": rezan les, lameliran les, ploščasti elementi na podlagi lesa. Ti materiali so anizotropni, vlaknasti po strukturi in izpostavljeni spremembam vlage in trajanju obtežb. Razvrščeni so v množico trdnostnih razredov, ki pokrivajo vse vrste lesa, ki lahko nastopa na evropskem tržišču. Poleg tega imamo zaradi anizo-

Avtor:
asist. dr. Srečko Vratuša, dipl.inž.gradb.; Univerza v Ljubljani; Fakulteta za arhitekturo; Ljubljana, Zoisova 12

tropnosti še različne vrednosti trdnosti: upogibno, natezno, tlačno, strižno; trdnost v smeri vlaken in trdnost pravokotno na vlakna. Računske (projektne) trdnosti so odvisne od trajanja obtežbe in pogojev okolja pri uporabi.

Lameliran les omogoča uporabo široke palete oblik elementov. Vendar je napetostno stanje pri teh elementih zaradi spremenljive višine, zakrivljenosti in temena nosilcev veliko bolj zapleteno kot pri običajnih ravnih elementih konstantne višine. Različni raziskovalci so izvršili natančne analize in raziskali vpliv posameznih parametrov na napetostno stanje ter podali predloge za poenostavljen račun takih elementov. Ti predlogi so bili kasneje vključeni v posameme nacionalne standarde in sedaj v EC5. Pri računu lesenih konstrukcij predpostavimo linearno zvezo med deformacijami in napetostmi (tudi po EC5). Zapletenejše napetostno stanje v omenjenih nosilcih upoštevamo z različnimi korekcijskimi faktorji, s katerimi množimo izračunane računske upogibne napetosti ali računsko trdnost.

Standard EC5 uvaja nov način kontrole tlačno obremenjenih vitkih elementov namesto dosedanjega "ω" postopka. Posebnost je tudi v primeru kombinacije tlačne in upogibne obremenitve pri elementih male vitkosti, kjer upoštevamo ugodni vpliv plastifikacije lesa zaradi tlačnih napetosti.

Ta množica kriterijev za določitev mejnega stanja nosilnosti in bolj zapletena določitev posameznih parametrov računa gradbenim konstruktorjem bistveno otežuje in podaljšuje račun lesenih elementov. Po drugi strani tudi težko govorimo o klasičnem dimenzioniranju, saj moramo za izračun že vnaprej poznati posamezne parametre, tudi dimenzije. Torej gre pri računu bolj za kontrolo, ali izbrani parametri konstrukcije ustrezajo vsem predpisanim kriterijem; v naslednjih korakih (iteracijah) pa za iskanje optimalnejših rešitev. Menimo tudi, da je namesto ugotavljanja, ali so računske (projektne) napetosti manjše (enake) od računske trdnosti, bolje govoriti o izkoriščenosti prereza (≤1,00) glede na posamezni predpisani kriterij.

Iz vsega povedanega torej sledi, da je za implementacijo novih standardov in učinkovito delo konstrukterjev potrebno razviti (ali uporabiti) ustrezna računalniška **programska orodja**. Računalnik namreč z lahkoto in hitro obdela veliko primerov in upošteva množico možnih kombinacij. S tem pa imamo tudi možnost iskanja optimalnih rešitev.

V prispevku opisujemo uporabo programa Microsoft Excel iz zbirke programov Microsoft Office. To je program za delo s preglednicami, ki pa vsebuje tudi močno programsko orodje Visual Basic. S tem si lahko izdelamo uporabniško prijazne "individualne" preglednice, prirejene specifičnim problemom. Za ta program smo se odločili, ker je dokaj enostaven za uporabo, poznan med množico uporabnikov in enostavno povezljiv z ostalimi programi paketa Microsoft Office.

2. KRITERIJI NOSILNOSTI ZA RAZLIČNE UPOGIBNE ELEMENTE

2.1 SPLOŠNO - METODA MEJNIH STANJ

Izdelali smo preglednico, ki omogoča dimenzioniranje različnih tipov elementov pravokotnega prereza in konstantne širine. Iz rezanega ali lameliranega lesa so lahko:

- ravni elementi s konstantno višino,
- enostranski poševni elementi s spremenljivo višino, pri katerih pa ločimo dva primera (zaradi upogiba so na poševni strani tlačne ali natezne napetosti).

Samo iz lameliranega lesa pa so lahko:

- dvostranski poševni elementi s spremenljivo višino,
- zakrivljeni elementi s konstantno višino,
- zakrivljeni elementi s spremenljivo višino.

Tip elementa lahko v programu izberemo s potrditvijo izbirnega gumba pod ustrezno sliko elementa v posebni strani preglednice, kot je prikazano na sliki 1.

Pogoj mejnega stanja nosilnosti (MSN) konstrukcij lahko v najpreprostejši obliki zapišemo s splošno neenačbo, ki izraža zahtevo, da mora biti obremenitev (S_d) manjša ali kvečjemu enaka od nosilnosti (odpornosti R_d) konstrukcijske komponente:

$$S_d \le R_d = R(X_d, a_d, \ldots)$$

oziroma

$$\frac{S_d}{R_d} \le 1 \qquad (1)$$

Obremenitev in nosilnost izrazimo pri kontroli posameznih napetostnih stanj z notranjimi statičnimi količinami. Pri lesenih konstrukcijah lahko primerjamo med seboj maksimalne napetosti zaradi obremenitve z računskimi (projektnimi - angl. "design") napetostmi (X_d). Računske (projektne) vrednosti (splošna oznaka X_d, v nadaljevanju f_d, ker se nanaša na trdnost lesa) dobimo iz karakterističnih vrednosti po izrazu:

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \qquad (2)$$

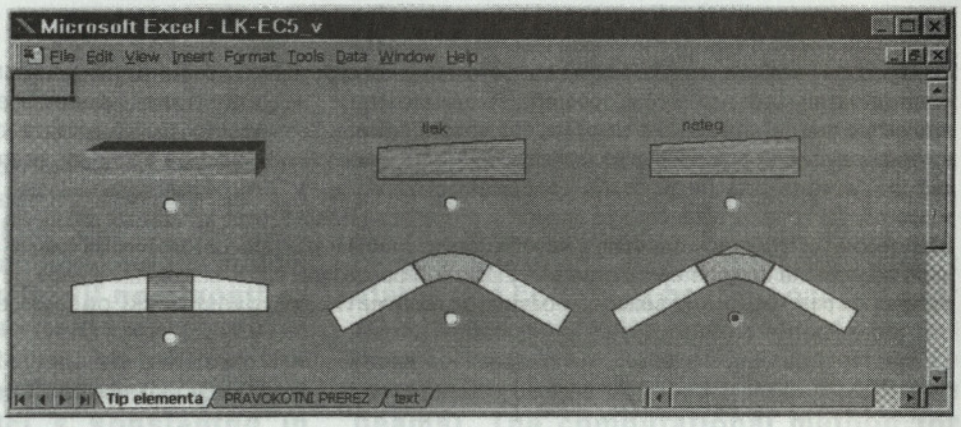
kjer je k_{mod} modifikacijski faktor, ki je odvisen od trajanja obtežbe in pogojev okolja pri uporabi

(uporabnostnega razreda); γ_m pa je delni varnostni faktor za material (več v [1],[3],[4]).

Eurocode 5 omogoča pri upogibno ali natezno obremenjenih elementih povečanje karakteristične ali računske upogibne oziroma natezne trdnosti s korekcijskim faktorjem 'k_h':

- pri elementih iz rezanega lesa, katerih višina 'h' je manjša od 15 cm po izrazu (3):

$$k_h = \min\begin{cases}(15/h)^{0.2} \\ 1.3\end{cases} \qquad (3)$$



Slika 1

- pri elementih iz lameliranega lesa, katerih višina 'h' je manjša od 60 cm po izrazu (4):

$$k_h = \min\begin{cases}(60/h)^{0.2} \\ 1.15\end{cases} \qquad (4)$$

Pri tipičnih elementih iz lameliranega lesa nastopi zaradi posebne geometrije elementov drugačno, bolj kompleksno, napetostno stanje, ki ga v računu lahko poenostavljeno upoštevamo z različnimi korekcijskimi faktorji (k_σ in k_f, en. 5), ki so za posamezne tipe nosilcev natančneje navedeni v [4].

$$\sigma'_{m,d} = k_\sigma \cdot \sigma_{m,d} \le f'_{m,d} = k_f \cdot f_{m,d} \qquad (5)$$

Splošen kriterij za kontrolo upogibnih napetosti zapišemo v normirani obliki z neenačbo (6):

$$\frac{\sigma'_{m,d}}{f'_{m,d}} \le 1 \qquad (6)$$

2.2 INTERAKCIJSKE NEENAČBE - KRITERIJI OSNOUPOGIBNE NOSILNOSTI LESENIH ELEMENTOV

V nadaljevanju podajamo interakcijske neenačbe - kriterije osnoupogibne nosilnosti poljubnih tipov lesenih elementov, ki bodo bočno podprti. Predpostavljen je standardni način označevanja koordinatnih osi: "x" v smeri osi elementa, "y" v smeri širine in "z" v smeri višine elementa. Pri lameliranih elementih je torej ravnina lepljenja "xy". Zato upoštevamo korekcijske faktorje k_σ in k_f samo pri napetostih, ki jih povzroča upogibni moment okrog "y" osi. Natančnejša določitev posameznih faktorjev v neenačbah je opisana v prispevkih [3],[4]. S temi kriteriji so zajeta vsa možna osnoupogibna napetostna stanja: centrični nateg, centrični tlak, enoosni in dvoosni upogib, upogib z natezno in upogib s tlačno osno silo. Faktor k_m ima vrednost 0.7 za pravokotne prereze, za druge prereze pa 1.0. Uklonski faktor k_c je odvisen od relativne vitkosti λ_{rel}.

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma'_{m,y,d}}{f'_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$
$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma'_{m,y,d}}{f'_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{t,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$

upogib z natezno osno silo

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma'_{m,y,d}}{f'_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$
$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma'_{m,y,d}}{f'_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$

upogib s tlačno osno silo ($\lambda_{rel} \le 0{,}5$)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma'_{m,y,d}}{f'_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma'_{m,y,d}}{f'_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$$

upogib s tlačno osno silo ($\lambda_{rel} > 0{,}5$)

2.3 PREČNE - RADIALNE NAPETOSTI LAMELIRANIH LESENIH ELEMENTOV

Pri lameliranih elementih oblike:

- dvostranski poševni nosilci s spremenljivo višino,
- zakrivljeni nosilci s konstantno višino,
- zakrivljeni nosilci s spremenljivo višino (zašiljen vrh - sleme),

se poleg upogibnih napetosti pojavijo še prečne - radialne napetosti, ki so v večini primerov odločilne za dimenzioniranje teh elementov v temenskem območju, saj je računska trdnost lesa pravokotno na vlakna veliko manjša od trdnosti v smeri vlaken. Normirana neenačba kontrole ustreznosti prereza glede na prečne napetosti je podana z izrazom:

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{f'_{t,90,d}} = \frac{k_p \cdot \sigma_{m,d}}{k_{dis} \cdot \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2} f_{t,90,d}} \leq 1$$

Pomen posameznih koeficientov je opisan v prispevku [4].

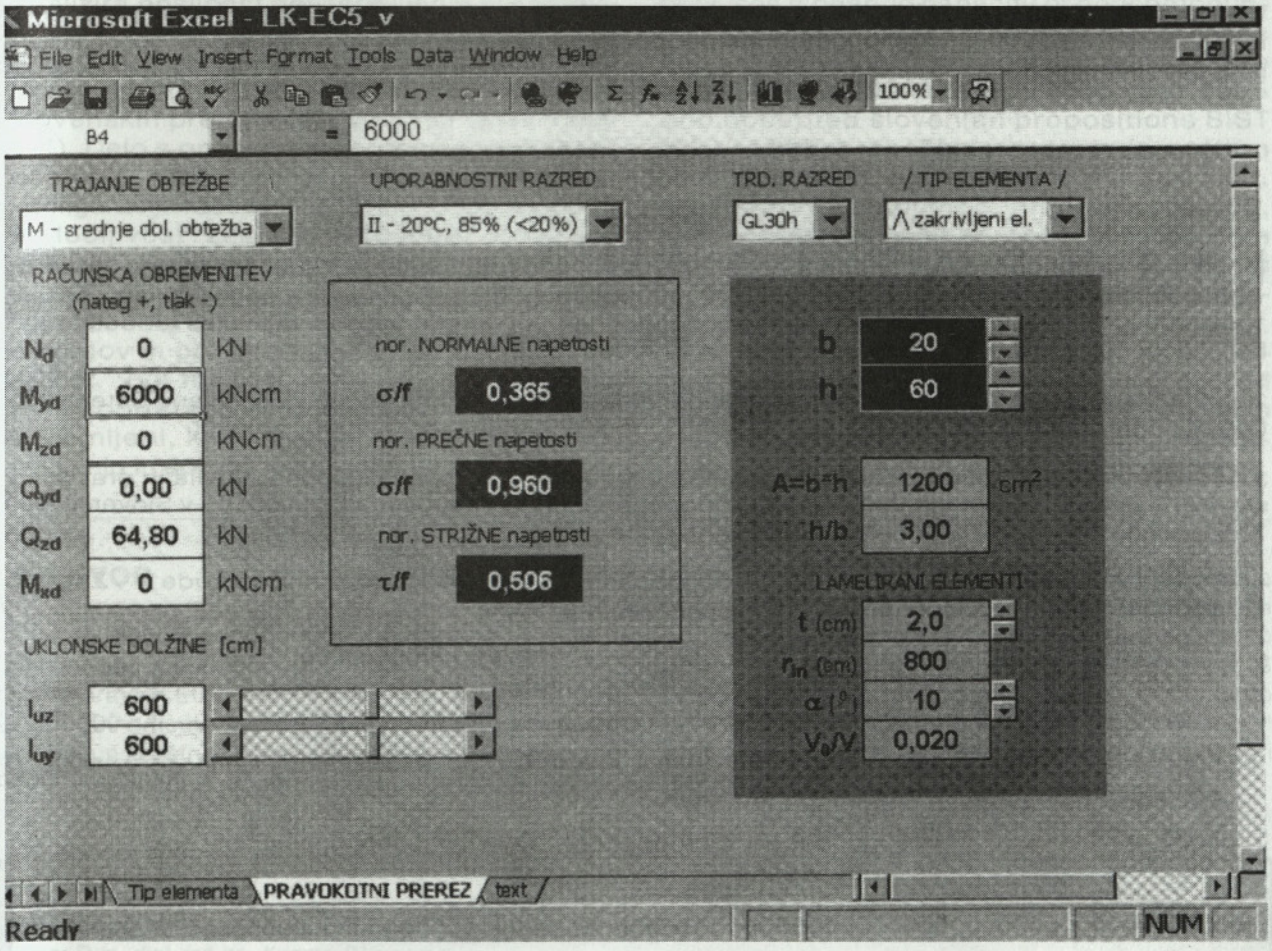
2.4 STRIŽNE NAPETOSTI LESENIH ELEMENTOV

Strižne napetosti nastopijo v upogibno obremenjenih elementih zaradi prečnih sil in dodatno zaradi obremenitve s torzijskim momentom. Normirana neenačba kontrole ustreznosti prereza glede na strižne napetosti je podana z izrazom:

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{\tau_{v,d}(Q_d) + \tau_{v,d}(M_{x,d})}{f_{v,d}} \leq 1$$

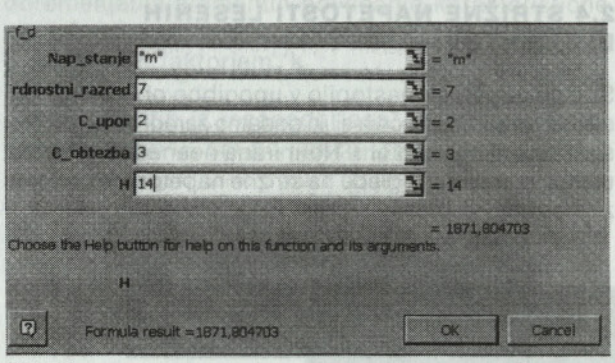
3. RAZVITA PROGRAMSKA ORODJA

Za dimenzioniranje različnih lesenih elementov smo s pomočjo programskega jezika Visual Basic izdelali posebno preglednico v programu Microsoft Excel



Slika 2

(programski paket Microsoft Office). Rezultati računa so **normirane normalne, prečne in strižne napetosti** za podane dimenzije prereza izbranega tipa elementov, podano obremenitev in izbrano kvaliteto materiala.



Slika 3

Preglednico smo sestavili tako, da so vsi zahtevani podatki in dobljeni rezultati na "eni strani" (hkrati na zaslonu); predstavljeni v enostavni in razumljivi obliki. Tako uporaba preglednice ne zahteva nobenega posebnega učenja. Vsi podatki se izberejo s potrditvijo v posameznih spustnih seznamih ali z vpisom številčne vrednosti. Preglednica je prikazana na sliki 2. Za izbiro tipa elementa je na voljo še dodatna stran z narisanimi možnimi oblikami elementov, ki jih je možno izbrati s potrditvijo izbirnega gumba pod sliko. Sprememba posameznega podatka se takoj odraža na rezultatih - normiranih napetosti. Tako ima uporabnik pregled nad vplivom posameznega parametra na določen kriterij mejnega stanja nosilnosti.

V programskem jeziku Visual Basic smo sprogramirali vse izraze in pogojne izbire. Vse količine (različni koeficienti, relativna vitkost, uklonski koeficient, modifikacijski faktor, računske trdnosti, normirane napetosti, ...) so zapisane v obliki funkcij, ki so uporabniku na voljo za samostojno uporabo. Za ilustracijo prikazujemo na sliki 3 funkcijo za določitev računske trdnosti f_d. Potrebni podatki so: Nap_stanje = "m" (upogib), Trdnostni razred = 7 (C30), c_ upor = 2 (2.uporabnostni razred), c_obtezba = 3 (srednje dolgotrajna obtežba) in H = 14 (višina prereza je 14 cm). Rezultat funkcije je upogibna računska trdnost: $f_{m,d}$=1871,8... N/cm^2.

Pri dimenzioniranju s pomočjo izdelane preglednice je možno uporabljati vse razpoložljiva orodja, ki so v programu Excel (funkcije, grafikoni, ...). Posebno uporaben je vgrajen program za iskanje optimalnih rešitev (Solver). Z njim lahko v prikazani preglednici enostavno poiščemo kombinacijo parametrov, ki daje pri podani obremenitvi prerez z najmanjšo površino.

LITERATURA

1. Eurocode 5 (1993). Design of timber structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings; ENV 1995-1-1. CEN, European Committe for Standardization, Brussel.

2. prEN 1194 (1995). Timber structures - Glued laminated timber - Strength classes and determination of characteristic values. CEN, European Committe for Standardization, Brussel.

3. Vratuša S. (1995). "Eurocode 5, Projektiranje lesenih konstrukcij (Splošna pravila in pravila za stavbe)". Zbornik seminarja Uvajanje sodobnih evropskih standardov "EUROCODE' v Sloveniji, 98-114.

4. Vratuša S. (1996). "Analiza lesenih lameliranih konstrukcij po standardu Eurocode 5". Zbornik 18. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, 115-122.

5. Microsoft Excel, Visual Basic User 's Guide. Microsoft Corporation 1993.

RAČUNALNIŠKI PROGRAM ZA ANALIZO NOSILNOSTI LESENIH PREREZOV PO PREDPISIH EC 5

A Computer Program for Analysis of Bearing Capacity of Timber Structures due to use EC 5

UDK 624.92.011.1: 519.68

PETER DOBRILA, MIROSLAV PREMROV, IGOR FUJS

P O V Z E T E K • S U M M A R Y

Računalniški program "Eurocode Les" analizira nosilnost nesestavljenih in sestavljenih lesenih elementov s konstantnim in spremenljivim prerezom po najnovejših predlogih norm EC5 iz leta 1995 in sprejetih slovenskih predstandardih SIST (ENV 1995 1-1). Delo s programom poteka v grafičnem okolju Windows 95. Minimalna zahtevana konfiguracija računalnika je 486, 8 Mb spomina in ločljivost zaslona 800x600. Program analizira elemente na vse možne obremenitve (tlak z upogibom, nateg z upogibom, čisti upogib, strig in torzija). Možen je tudi izračun povesov in poljubnih žebljanih in vijačenih stikov. Vse možne uporabnikove izbire in vnosi podatkov so grafično in tabelarično opremljeni, kar prispeva k boljšemu razumevanju in sprotni informiranosti uporabnika.

The computer program "Eurocode Les" analyses a bearing capacity of noncompounded and compounded timber elements made with constant and variable sections by the latest propositions of EC5 from year 1995 and accepted slovenian propositions SIST (ENV 1995 1-1). The program is written for the graphic environment Windows 95. A minimum computer configuration is 486, 8 Mb memory and a screen resolution 800x600. The program calculates elements under any possible internal loadings (compression and tension with bending, bending, shear and torsion). A calculation of deflections and optional nailed and bolted joints is also possible. Any possible user's choices and data input are on screen represented in graphic and tabulated form.

1.0 UVOD

Z letom 1995 smo dobili v poskusno uporabo evropske prednorme (ENV 1995) za lesene konstrukcije kot prednorme k EC5. V primerjavi z JUS standardom U.C9.200 omenjene prednorme obravnavajo analizo in izračun konstrukcij precej bolj detajlno kot omenjeni JUS. Predvsem je opazna razlika pri dimenzioniranju, saj se namesto metode dopustnih napetosti uporablja metoda mejnih stanj. Razen tega so posamezni izračuni zahtevnejši in predvsem obsežnejši, kar za ekonomično delo nedvomno pogojuje računalniško analizo. S predstavljenim računalniškim programom skušamo takšno delo omogočiti, ne da bi uporabnik moral podrobno poznati, razumeti in računsko obvladati nove predpise.

Avtorji:
mag. Peter Dobrila, višji predavatelj, Fakulteta za gradbeništvo Maribor,
asist. mag., Miroslav Premrov Fakulteta za gradbeništvo Maribor,
Igor Fujs, dipl. inž.gr., Kograd Dravograd

2.0 OPIS PROGRAMA

Opisani program je v bistvu razširjena verzija programa, predstavljenega na 18. zborovanju gradbenih konstrukterjev Slovenije. Razširjen je za izračune lesenih elementov spremenljivih višin ter za preračune stikov na nateg ali upogib obremenjenih elementov.

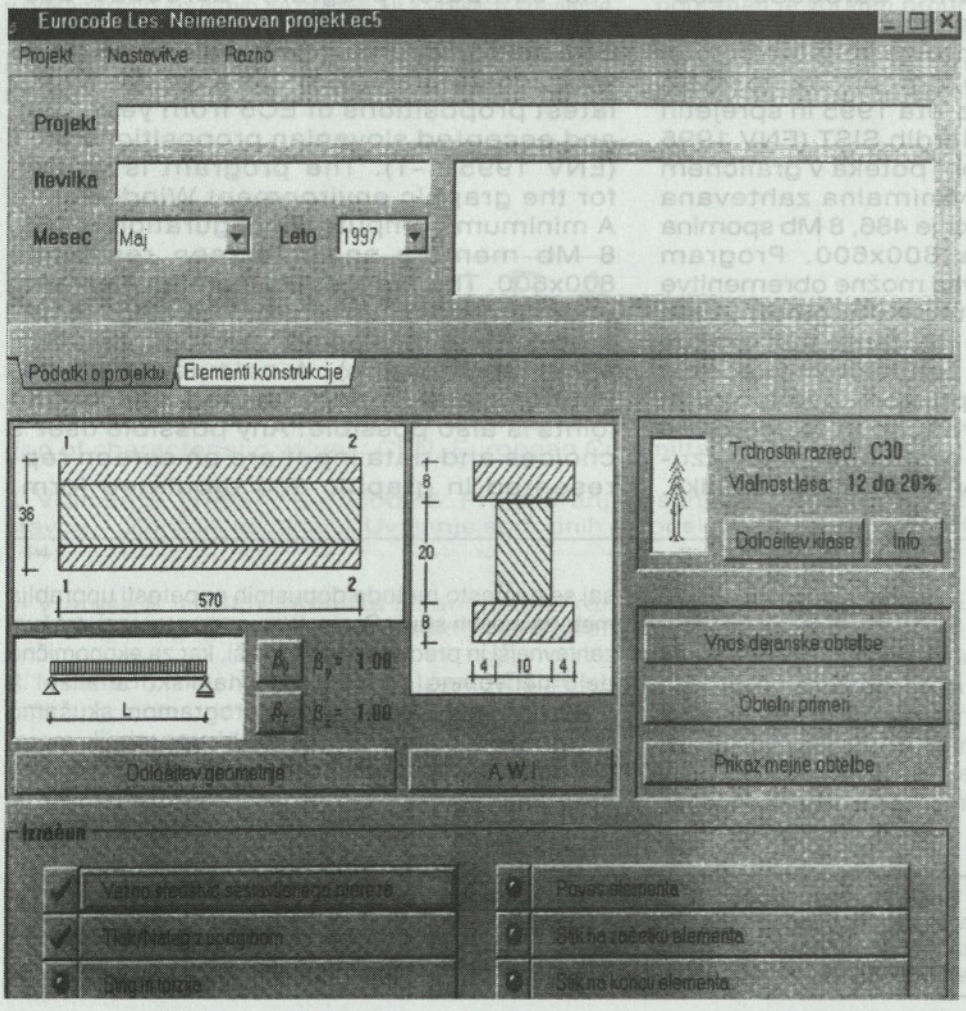
Ob zagonu programa se nam odpre osnovni obrazec "Eurocode Les", ki nam omogoča, da opišemo obravnavani projekt (ime, številka, datum) in imensko podamo pripadajoče lesene elemente v seznam elementov konstrukcije (slika 1). Osnovnemu oknu nato med izvajanjem programa tudi nenehno sledimo, saj nam omogoča odpiranje vseh naslednjih modulov. Za vsak tak element na preprost način (z miško) podamo potrebne podatke, kot so:

- Določitev geometrije - **geometrija vzdolžnega prereza**; Omogočen je grafični prikaz dolžine elementa in naklonov obeh robov v primeru elementa s spremenljivo višino. Kot je razvidno iz slike 2, okno s pritiskom na ustrezne gumbe nato omogoča tudi podajanje *prečnega prereza 1-1*, *uklonskega koeficienta (β)* in *oblikovnega koeficienta za povese*. Potrebno je poudariti, da je potrebno podati le prečni prerez 1-1, geometrijske vrednosti v prečnem prerezu 2-2 pa program sam izračuna.

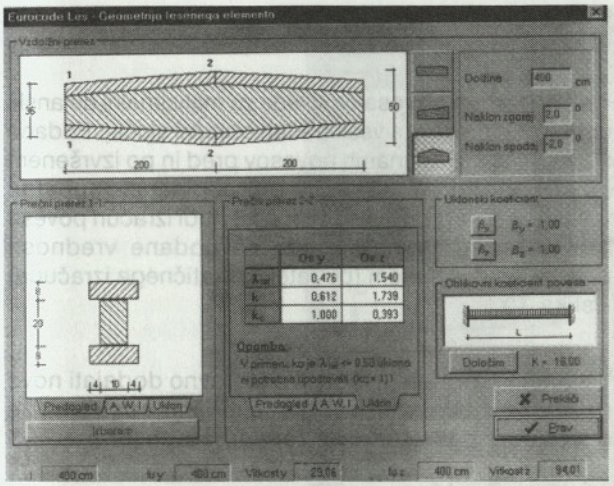
- **Določitev uklonskih koeficientov**; Pri tlačno obremenjenih elementih podamo uklonsko dolžino elementa oz. koeficient β za osi y in z - slika 3. Program omogoča, da količnik β lahko tudi sami podamo (pomični okvirji,..).

- **Geometrija prečnega prereza**; Omogočen je grafični prikaz izbranega prereza in izbranih dimenzij ter tabelarični prikaz izračunanih geometrijskih karakteristik. Slika 4 tudi prikazuje vse možne tipe prečnega prereza, ki ga lahko izberemo.

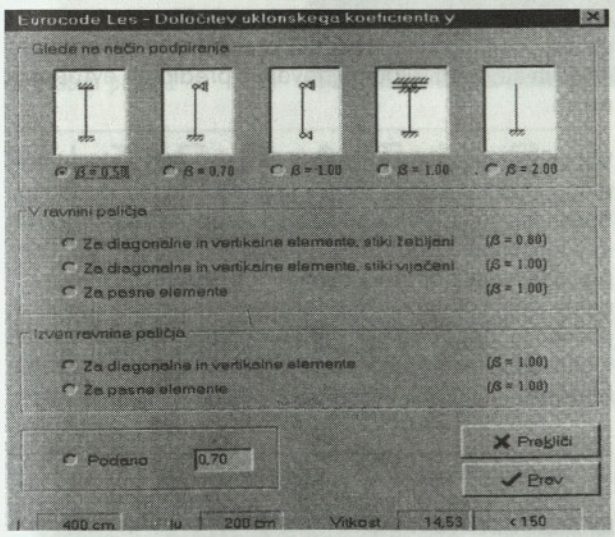
- **Izbira razreda lesa**; Omogočen je izbor enega od možnih razredov lesa ob tabelaričnem prikazu vseh njenih materialnih karakteristik. Uporabnik lahko



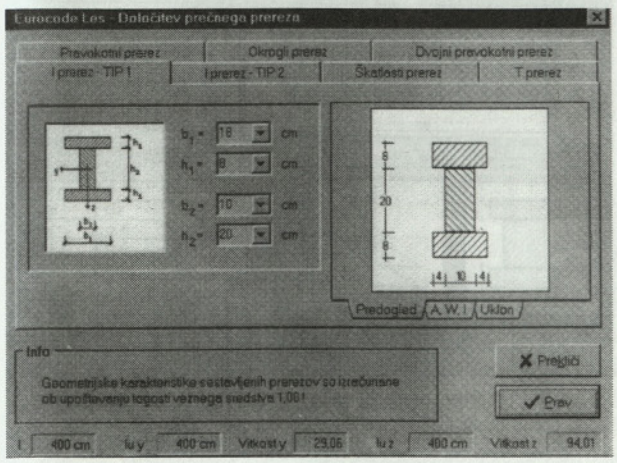
Slika 1 - Osnovno okno programa "Eurocode Les"



Slika 2 - Vzdolžni prerez elementa



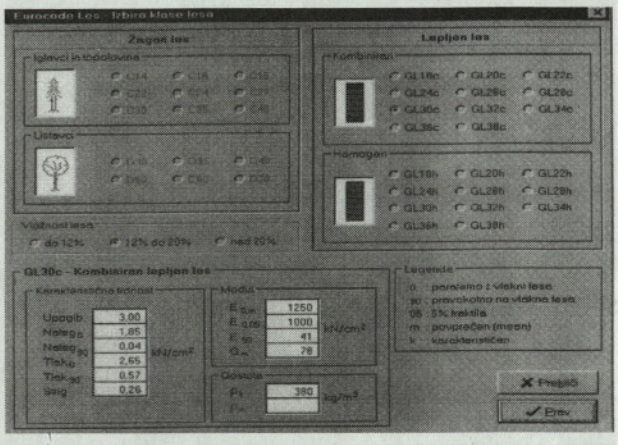
Slika 3 - Uklonski koeficienti



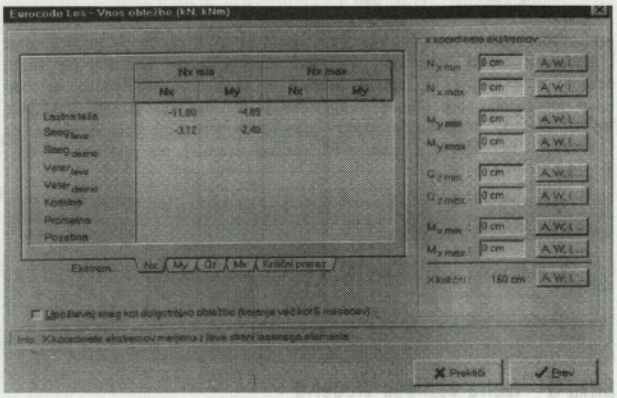
Slika 4 - Geometrija prečnega prereza

izbira med žaganim (iglavci-C in listavci-D) ter lepljenim lesom (homogen ali kombiniran) - slika 5.

- **Dejanska obremenitev** (vnos po ekstrernih- N_{min},N_{max}, M_{min},M_{max}...,) - slika6.



Slika 5 - Določitev klase lesa

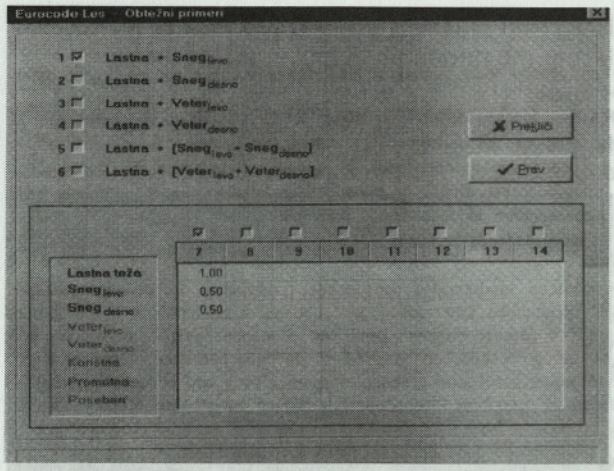


Slika 6 - Vnos dejanske obremenitve

- **Obtežni primeri**; Uporabnik lahko poljubno izbira med kombinacijami prej podanih dejanskih obremenitev. Omogočeno je tudi poljubno procentualno upoštevanje posamezne obremenitve pri kombinaciji večjega števila obremenitev. Slika 7 prikazuje npr. 50% upoštevanje obtežbe snega za podan obtežni primer.

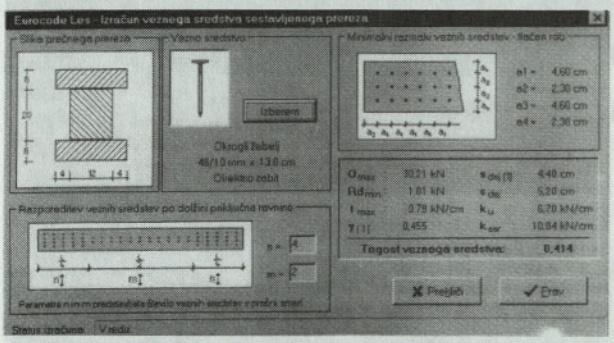
- **Prikaz mejne obremenitve**; Za vsak izbrani obtežni primer sledi izpis vseh izračunanih mejnih obremenitev in skupni modificiran koeficient-k_{mod}.

- **Izbira veznega sredstva**; Za stikovanje sestavljenih prerezov lahko izbiramo med tipsko podanimi vijaki in žeblji ter številom vzporedno zabitih vrst (n,m). Če obravnavamo nesestavljen ali lepljen nosilec, se ta gumb avtomatično ne odpre in lahko kar pričnemo



Slika 7 - Obtežni primeri

z izračunom napetostnega in deformacijskega stanja- slika 8. Program za podano maksimalno prečno silo izpiše togost veznega sredstva po prvi ($\gamma[1]$) in zadnji iteraciji in razmik med veznimi sredstvi po prvi ($s_{dej}[1]$) in zadnji iteraciji (s_{dej}).



Slika 8 - Izbira veznega sredstva

Po končanem vnosu vseh podatkov elementa so možni po osnovnem oknu naslednji napetostni izračuni:

- tlak z upogibom nesestavljenih in sestavljenih prerezov
- nateg z upogibom nesestavljenih in sestavljenih prerezov
- čisti upogib nesestavljenih in sestavljenih prerezov
- strig nesestavljenih in sestavljenih prerezov
- torzija nesestavljenih prerezov.

Program upošteva medsebojno povezanost posameznih računskih modulov. To npr. pomeni, da sprememba kateregakoli podatka vpliva na izračune v ostalih modulih, kar se tudi grafično prikaže (izračun prekrižan z zeleno kljukico ali rdečim križcem). To uporabniku omogoča takojšen vpogled v izvedene izračune. Obrazci vseh računskih modulov so poleg rezultatov grafično opremljeni z vsemi izbranimi podatki. Podajamo primer tlačno in upogibno obremenjenega nosilca konstantne višine - slika 9.

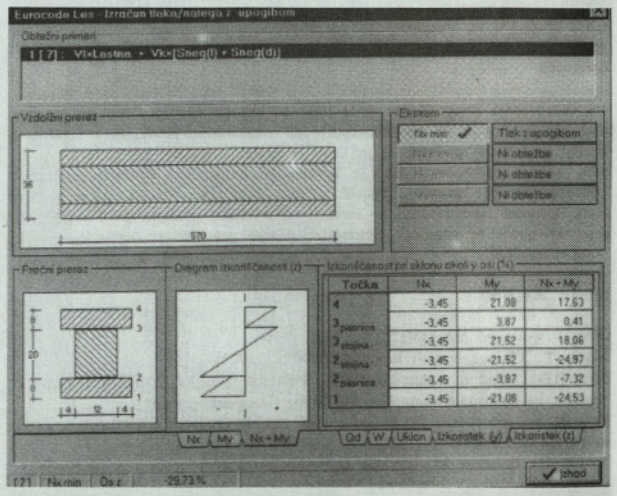
- **Izračun povesa** se izvede za maksimalni dejanski upogibni moment za vsak podan obtežni slučaj. Podane so vrednosti izračunanih povesov pred in po izvršenem lezenju ter kontrole glede na predpisane dopustne vrednosti. Uporabniku je omogočen tudi izračun povesa po izvršenem lezenju glede na podane vrednosti povesa pred lezenjem (podatek iz statičnega izračuna) - slika 10.

V samem program je možno enostavno dodajati nove računske module. Prav tako je možno odstraniti že obstoječe, pač glede na želje uporabnika.

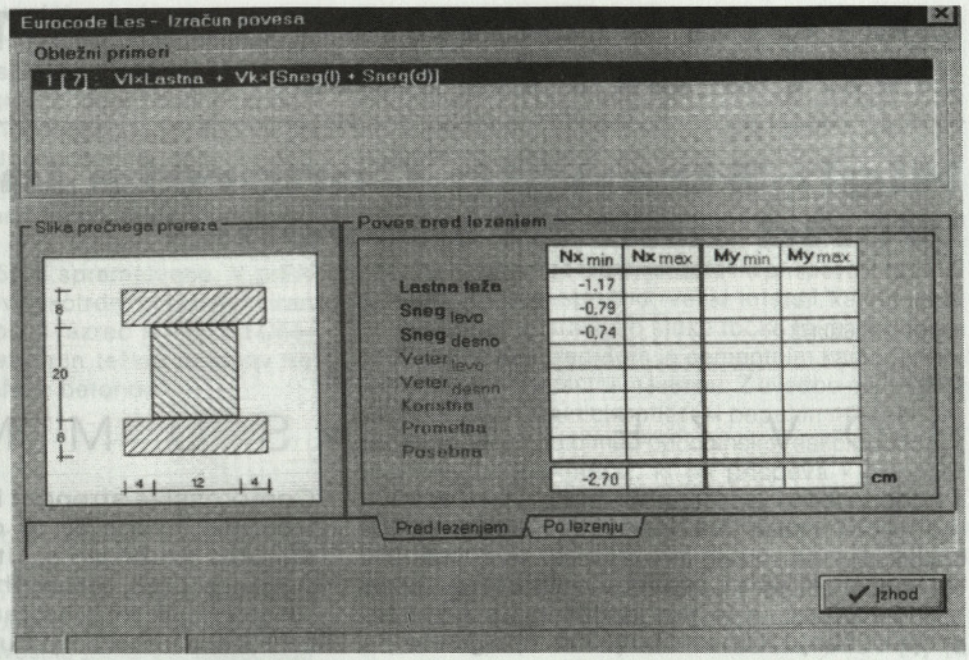
3.0 SKLEP

Opisani računalniški program omogoča hiter in enostaven napetostni in deformacijski preračun ter stikovanje lesenih elementov po najnovejših predlogih evropskih norm.

Vsi vhodni in izhodni podatki so grafično opremljeni, podane pa so tudi vse možne kontrole vhodnih podatkov. S tem je uporabniku omogočena uporaba programa in s tem dimenzioniranje lesenih konstrukcij tudi brez podrobnega poznavanja novih predpisov. Program nameravamo še razširiti na torzijske izračune sestavljenih prerezov, izračune ukrivljenih in panelnih elementov, v sam program pa nameravamo vključiti tudi statični izračun.



Slika 9 - Izhodno okno za računski primer tlak z upogibom



Slika 10 - Izhodno okno za izračun povesa

LITERATURA

[1] ENV 1995, Bauen mit Holz 12/94, 1/95, 2/95. .

[2] Dobrila P.: Osnove lesenih konstrukcij; VTŠ, (1977).

[3] Zakić B.D.: Uvod u mehaniku drveta; Fakultet tehničkih nauka Univerziteta Novi Sad, Institut za ispitivanje materiala SR Srbije, Beograd, (1985).

[4] Vratuša S.: Eurocode 5, Projektiranje lesenih konstrukcij (Splošna pravila in pravila za stavbe), Postojna, (1995).

[5] Dobrila P., Premrov M.: Lesene konstrukcije-rešeni primeri z uporabo in razlago EC5; skripta, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, (1997).

BETONI VISOKIH TRDNOSTI V SVETU IN PRI NAS

High-Strength Concrete in the World and in Slovenia

UDK 691.328:620.173

DRAGO SAJE, FRANCI KAVČIČ

P O V Z E T E K • S U M M A R Y

Tlačna trdnost je najpomembnejša inženirska lastnost betona. Na osnovi današnje tehnologije je možno proizvesti betone s tlačnimi trdnostmi, ki daleč presegajo običajne tlačne trdnosti, kar se lahko koristno uporabi pri projektiranju konstrukcij. Zelo pogosto pa ni osnovni namen le izboljšanje trdnosti, ampak tudi ostalih lastnosti betona. Zaradi uporabe mineralnih veziv, predvsem mikrosilike, in nizkih vodovezivnih razmerij je struktura visokotrdnih betonov gosta in dokaj enakomerna. Tako se pri takih betonih ne dosega le višjih tlačnih trdnosti, ampak se izboljšajo tudi druge lastnosti. Razvoj betonov z visokimi trdnostmi in izboljšano trajnostjo prinaša nove možnosti na področju projektiranja konstrukcij v Sloveniji. V članku so zbrane osnovne lastnosti visokotrdnih betonov.

Compressive strength is the most important tehnical property of concrete. Based on current technology, it is now possible to produce high-strength concrete with compressive strengths far beyond those that can be utilized by current structural design practice. This can be used in benefit in construction design. Very often it is not the improved strength which is the primary objective but rather the overall improved performance. Owing to the use of mineral admixtures, especially silica fume, and low water-binder ratio high-strength concrete has more uniform and homogeneous microstructure. Because of this, beside higher compressive strength also other properties improve in the concrete. Development of concretes with higher compressive strengths and improved performance show new opportunities in the field of construction design in Slovenia. The paper presents the basic properties of high-strength concrete.

1. UVOD

V zadnjih letih je na področju betonske tehnologije zaznaven hiter razvoj. Porast konstrukcijskih izzivov v sodelovanju z novimi inovacijami v tehniki materialov in konstrukcij je utrdil položaj betona kot najbolj uporabljanega konstrukcijskega materiala. Znanstveni dosežki s področja tehnologije betona zavzemajo vedno pomembnejše mesto. Razvoj in uporaba visokotrdnih betonov v svetu sta se v zadnjih desetih oziroma dvajsetih letih močno povečala. Visokotrdni betoni se vgrajujejo v betonske konstrukcije mostov, visokih stavb, vrtalnih ploščadi v morju, v prefabricirane betonske elemente, betonske vozišče površine in tudi drugod.

Z naglim razvojem tehnologije se je spreminjala tudi definicija visokotrdnega betona. V petdesetih letih se je na primer sodilo, da je tlačna trdnost betona 35 MPa visoka trdnost. S časom se je ta številka

Avtorja:
mladi raziskovalec, mag. Drago Saje, dipl. inž. gradb.
asistent, Franci Kavčič, dipl. inž. gradb., Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za masivne in lesene konstrukcije, Ljubljani, Jamova 2

pomikala vedno višje. Gjørv [2] poroča, da je danes možno z visokokakovostnimi naravnimi mineralnimi agregati izdelati betone s tlačnimi trdnostmi do 230 MPa. Če se mineralni agregat nadomesti z visokokakovostnim keramičnim agregatom, pravi, da je možno doseči tlačne trdnosti betona celo do 460 MPa. Danes bi enotno mejo med visokotrdnimi betoni in betoni običajnih trdnosti težko določili. V Model Code 90 iz leta 1990 [3] je ta meja pri 50 MPa in v dopolnilih iz leta 1995 [5] ni spremenjena. V prEN 206 iz leta 1997 [6] pa je visokotrdni beton definiran kot beton, katerega trdnostni razred je višji od C55/67 v primeru običajno težkih in težkih betonov ter od LC55/60 v primeru lahkih betonov.

2. MATERIALI

Osnovne sestavine visokotrdnih betonov, kot so agregat, cement, voda in različne vrste dodatkov, so enake kot pri betonih običajnih trdnosti. Pri visokotrdnih betonih prav tako večji del prostornine zavzema agregat, le da so zahteve glede zrnavostne sestave in največjega zrna drugačne. Za doseganje višjih trdnosti se del cementa nadomešča z mineralnimi dodatki, ki se pri betonih običajnih trdnosti skorajda ne uporabljajo. Zaradi nizkega vodocementnega oziroma vodovezivnega razmerja, ki je osnovni pogoj za doseganje višjih trdnosti, so superplastifikatorji nepogrešljiva sestavina vsake visokotrdne betonske mešanice, da se doseže zadovoljivo vgradljivost. Dodajajo pa se lahko tudi drugi kemijski dodatki, pri čemer je njihova uporaba pogojena z namembnostjo konstrukcije.

2.1. AGREGATI

Ker okoli tri četrtine prostornine betona zavzema agregat, ne preseneča dejstvo, da ima kakovost agregata znaten vpliv na lastnosti betona. Izkušnje so pokazale, da je pri visokotrdnih betonih kakovost agregata eden najpomembnejših faktorjev za doseganje dobre vgradljivosti in hkrati visoke trdnosti.

Ključni pogoj za sestavo mešanice visokotrdnega betona je nizko vodocementno oziroma vodovezivno razmerje. Za doseganje tega z relativno visoko vsebnostjo cementa se uporabljajo dodatki, ki zmanjšujejo potrebo po vodi. Na zahtevano količino vode pa vplivajo tudi zrnavostna sestava, oblika zrn in mineraloška sestava drobnega agregata, kar je treba upoštevati, da se doseže ustrezno konsistenco betonske mešanice. S kombinacijo novih cementnih materialov in superplastifikatorjev je možno izdelati tako trdno cementno pasto, da postane agregat pri enoosnem tlaku šibki člen v verigi.

2.2. VEZIVA: CEMENT, MINERALNI DODATKI

Kemijska in mineraloška sestava kot tudi finost mletja so pomembni parametri, ki jih je treba upoštevati pri izbiri cementa za visokotrdne betone. Ugoden vpliv na visoko končno trdnost ima tudi zmanjšanje hidratacijske toplote.

Pri hidrataciji portland cementa se formira velika količina kalcijevega hidroksida, ki ne prispeva k razvoju trdnosti, prav nasprotno, veliki kristali kalcijevega hidroksida predstavljajo šibke točke tako v stičnem območju med agregatom in cementnim kamnom kot tudi v samem cementnem kamnu. Z uvedbo mineralnih dodatkov, kot sta elektrofiltrski pepel in mikrosilika, se kalcijev hidroksid med pucolansko reakcijo pretvori v kalcijev silikat hidrat, ki pa prispeva k trdnosti. Mikrosilika je v primerjavi z elektrofiltrskim pepelom veliko bolj učinkovit pucolanski material. Delci mikrosilike, ki so veliko drobnejši od cementnih zrn, zapolnjujejo praznine med njimi. Zato se v večini primerov pri sestavi veziva za visokotrdne betone uporablja mikrosilika. Po poročilih nekaterih raziskovalcev [4] je to edina pot za izdelavo betonov s tlačnimi trdnostmi nad 80 MPa.

Specifična površina cementov za visokotrdne betone se giblje okoli 4500 cm^2/g, mikrosilike pa med 15 in 25 m^2/g.

2.3. KEMIJSKI DODATKI

Da bi ustrezno zmanjšali vsebnost vode v betonski mešanici in kljub temu obdržali zadovoljivo vgradljivost, se betonu dodajajo snovi z visoko zmožnostjo zmanjšanja potrebe po vodi, to so superplastifikatorji. Poleg tega pa se uporabljajo tudi zavlačevalci vezanja in aeranti, kar pa je pogojeno z namembnostjo konstrukcije in časom izvajanja del.

3. BETONSKE MEŠANICE

3.1. RAZMERJA SESTAVIN

Osnovna povezava med zmanjšanjem vodovezivnega razmerja oziroma poroznosti in porastom tlačne trdnosti velja tudi pri visokotrdnih betonih. Pri betonih običajnih trdnosti se najpogosteje izboljša trdnost z zmanjšanjem vodocementnega razmerja v obliki povečane količine cementa, medtem pa je pri visokotrdnih betonih osnovna naloga uravnoteževanje zmanjšanja vsebnosti vode s primerno vgradljivostjo. Zato mora biti izbira sestavin in sestava mešanice pri visokotrdnih betonih veliko bolj natančna, večja pozornost pa mora biti posvečena tudi postopku mešanja.

Da bi izdelali visokotrdni beton, se vodovezivno razmerje

giblje v območju med 0.20 in 0.40. Številni raziskovalci so razpravljali o vplivu vrste cementa in vrste agregata na zmanjšanje vsebnosti vode. Ugotovili so, da postane za ustrezno vgradljivost zrnavostna razporeditev drobnih delcev , tako agregata kot tudi veziva, pomembnejša. Posebno velikega pomena postane vključevanje zelo drobnih delcev med zrna cementa. Da bi se izognili kopičenju drobnih delcev, pa se uporabljajo superplastifikatorji.

Tudi pri običajnih betonih sestavljanje betonske mešanice ni enostavno obvladljiv postopek, ker običajno vsebuje uravnoteževanje različnih nasprotujočih si zahtev. Preden je dosežena zadovoljiva sestava mešanice, je treba pogosto izvršiti obsežne laboratorijske preiskave. Pri visokotrdnih betonih pa se zaplete tudi pri razmerju sestavnih materialov, predvsem zaradi nasprotujočih si zahtev po zelo nizki vsebnosti vode in primerni vgradljivosti.

3.2. VGRADLJIVOST IN OBDELAVNOST

Zelo nizko vodovezivno razmerje v kombinaciji z relativno visoko vsebnostjo cementa in mikrosilike, fino sestavo mineralnega agregata ter visoko vsebnostjo superplastifikatorja je razlog za dokaj težko vgradlji-vost in obdelavnost te vrste betonov. Zato se v svetu že pojavlja tendenca po uporabi tako imenovanih "self compactable concrete" , to je betonov, ki zaradi svojih lastnosti ne potrebujejo dodatne vgrajevalne energije - sredstev, kot so vibratorji, vibracijske igle in podobno.

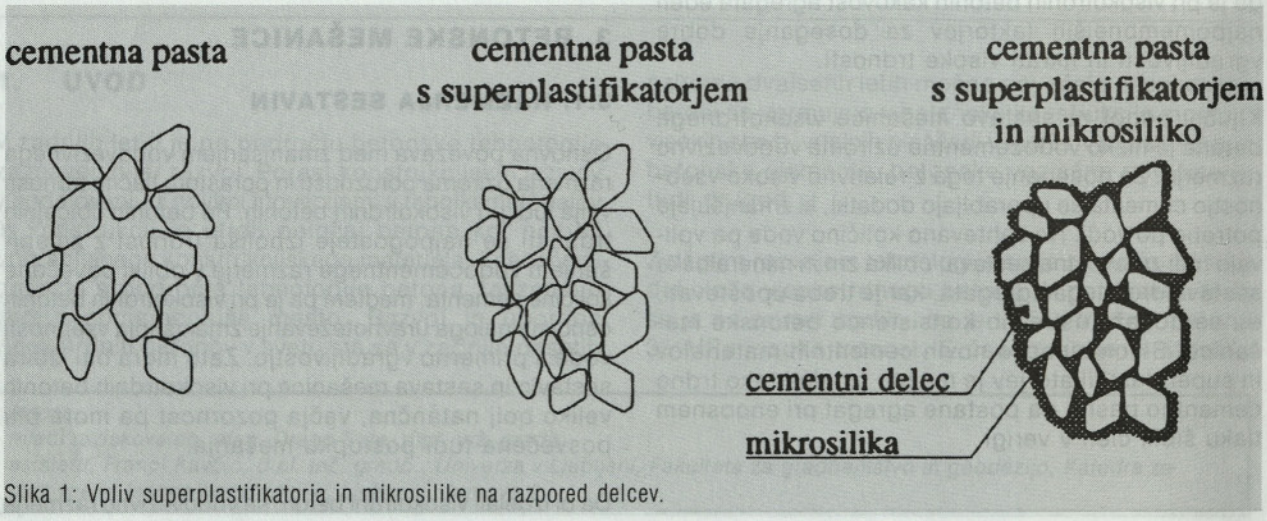
V principu pa velja, da je potrebno pri močno plastificiranih betonih še posebej pazljivo uporabiti vrsto vgrajevalnega sredstva ter zadosten čas uporabe le tega, saj so vizualni občutki glede vgradljivosti betonov pogosto varljivi.

Kljub dokaj visoki konsistenci betona , ki jo z uporabo superplastifikatorjev dosežemo pri majhni količini vode, je zaradi visoke vsebnosti cementa zaznaven dokaj hiter padec konsistence in pospešeno vezanje cementa. Vse to vpliva na čas vgrajevanja tovrstnih betonov, saj se obdelavnost hitro zmanjšuje. Ob tem pa se še močneje izrazi potreba po čimprejšnjem negovanju vgrajenega betona. S pravilno nego mladega betona se namreč izognemo posledicam, ki se na konstrukciji pojavijo običajno šele kasneje, to je nastanek mikrorazpok.

4. MIKROSTRUKTURA

Ena glavnih značilnosti visokotrdnega betona v primerjavi z betonom običajne trdnosti je bolj enakomerna struktura. Kadar so portland cementu dodani zelo drobni delci mikrosilike pri nizkem vodovezivnem razmerju, mikrostruktura takega sistema v glavnem sestoji iz slabo kristaličnih hidratov, ki sestavljajo veliko gostejšo matrico nizke poroznosti. Pri postopnem dodajanju mikrosilike se vedno večji del kalcijevega hidroksida pretvori v kalcijev silikat hidrat, medtem pa preostali del kalcijevega hidroksida oblikuje manjše kristale kot v čisti portlandcementi pasti. Regourd s sodelavci [7] poroča, da se razmerje kalcija proti siliciju pri tem zmanjšuje, zaradi česar se lahko hidratom priključijo ioni baz in aluminija. To se lahko ugodno izkoristi za povečanje odpornosti proti agresivnim ionom in bazičnim agregatnim reakcijam. Poveča se tudi električni upor.

Raziskave kažejo, da se značilna gosta mikrostruktura cementne matrice v visokotrdnih betonih širi vse do površine agregata, zaradi česar se lahko nehomogenost stičnega območja običajno zanemari. Izboljšanje mikrostrukture je tesno povezano z izboljšanjem kakovosti visokotrdnih betonov.



Slika 1: Vpliv superplastifikatorja in mikrosilike na razpored delcev.

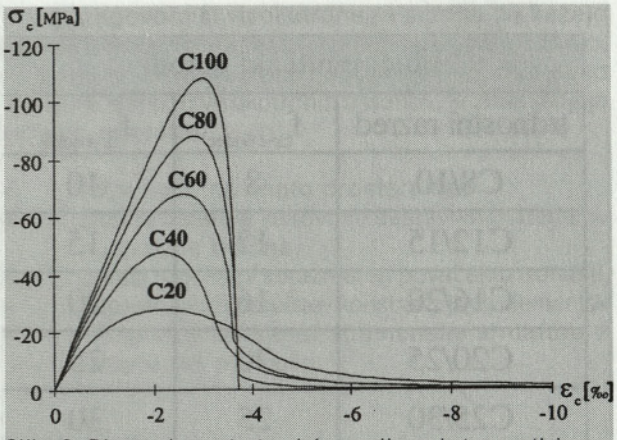
5. MEHANSKE LASTNOSTI

Izboljšanje stičnega območja med agregatom in cementnim kamnom vpliva tudi na obnašanje betona pod obremenitvijo. Tako je diagram napetost-deformacija pri enoosnem tlaku linearen do okoli 80 % tlačne trdnosti, medtem ko se začne pri betonih običajnih trdnosti nelinearnost že pri okoli 30 do 40 %. Tudi obseg histerezne zanke pri razbremenitvi je v primerjavi z običajnimi betoni ožji. Pogosto je pri visokotrdnih betonih pridobivanje na trdnosti po 28 dneh manjše kot pri betonih običajnih trdnosti, kar je lahko posledica pomanjkanja vode za nadaljevanje procesa hidratacije. Prav tako se izboljša mikrostruktura stičnega območja med armaturo in cementnim kamnom, zaradi česar se pri vzdolžni armaturi poveča izvlečna sila. Čeprav natezna trdnost v splošnem narašča s tlačno, pa naraščanje ni sorazmerno.

Leta 1995 so člani delovne skupine za visokotrdne / visokovredne betone pri združenju CEB-FIP izdali priporočila [5] za razširitev Model Code 90 [3], na katerem temelji več nacionalnih in tudi mednarodnih predpisov. V teh priporočilih so zajeti betoni do vključno trdnostnega razreda C100, medtem ko so bili prej le do C80.

Pri visokotrdnih betonih sta tako dvigajoča kot padajoča veja diagrama napetost - deformacija strmejši kot pri betonih nižjih trdnosti. Deformacija pri največji napetosti se opazno pomika naprej s povečevanjem trdnosti, kar prej ni bilo upoštevano. Zaradi teh razlogov enačbe, podane v Model Code 90 [3] za izračun diagrama napetost - deformacija pri višjih trdnostih, ne ustrezajo in so jih spremenili.Zaradi izboljšane mikrostrukture stičnega območja med agregatom in cementnim kamnom se širina histerezne zanke in nepovratna deformacija pri razbremenitvi s povečevanjem trdnosti zmanjšujeta.

0 deformacijah zaradi dolgotrajnih obremenitev visokotrdnih betonov je na voljo bolj malo informacij. Pri betonih z zelo nizkim vodocementnim oziroma vodovezivnim razmerjem se avtogeno krčenje, ki je posledica krčenja produktov hidratacije poveča. Če je prisotna mikrosilika, se mikrostruktura nadalje spreminja v smeri k finejšim poram, s tem se specifična površina povečuje in zato je tudi avtogeno krčenje večje. Pri betonu z visokim vodovezivnim razmerjem se ocenjuje, da je krčenje zaradi sušenja posledica izcejanja vode iz kapilar. Pri betonih z zelo nizkim vodovezivnim razmerjem se voda prvenstveno porabi za hidratacijo cementa, zaradi česar je krčenje zaradi sušenja manjše. Celotno krčenje se izraža v obliki kombinacije avtogenega krčenja in krčenja zaradi sušenja. Velikost celotnega krčenja visokotrdnega betona v primerjavi z betonom običajne trdnosti je odvisna od dimenzij elementa in pogojev nege, lahko je manjša ali pa tudi večja.



Slika 2: Diagrami napetost - deformacija za betone v tlaku

Osnovno lezenje je neposredno povezano s prisotnostjo proste vode v cementni pasti. S padanjem vodovezivnega razmerja se količina proste vode in prostornina hidratov zmanjšujeta. Tudi o lezenju zaradi sušenja je na voljo bolj malo podatkov. Raziskave s tega področja kažejo, da je lezenje zaradi sušenja pri visokotrdnih betonih manjše kot pri običajnih.

6. TRAJNOST

6.1. POROZNOST IN PREPUSTNOST

Poroznost in prepustnost sta najpomembnejša parametra pri določanju trajnosti betona.Prepustnost vključuje različne transportne mehanizme skozi pore in razpoke betona, po katerih se lahko prenašajo plini, tekočine in vodne raztopine. Transportni mehanizmi obsegajo konvekcijo, difuzijo in kapilarni dvig. Transport je možen v odprtih kapilarnih porah, v sistemu makropor, ki je posledica slabe zgostitve betona pri vgrajevanju, in v razpokah. Na količino kapilarnih por v glavnem vpliva velikost vodocementnega razmerja. Iz tega sledi, da sta trdnost in prepustnost betona odvisni od poroznosti. To pomeni, da se lahko s stališča trajnosti visokotrdni beton v splošnem šteje med visokovredne betone.

6.2. KEMIJSKA KOROZIJA

Kemijska korozija se lahko razdeli v tri skupine: raztapljanje produktov hidratacije, transformacija trdnih komponent, nabrekanje. Pri vseh naštetih oblikah korozije je prepustnost ključni parameter, ki vpliva na stopnjo poškodovanosti betona. Poleg tega pa je kalcijev hidroksid lahko topna komponenta betona, ki je zelo občutljiva na kemijske vplive.

V splošnem velja, da je odpornost visokotrdnih betonov proti kemični koroziji večja kot pri običajnih betonih.

običajno težki betoni		
trdnostni razred	$f_{ck\text{-}cilinder}$	$f_{ck\text{-}kocka}$
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/45	40	50
C45/50	45	55
C50/60	50	60
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105	90	105
C100/115	100	115

lahki betoni		
trdnostni razred	$f_{ck\text{-}cilinder}$	$f_{ck\text{-}kocka}$
LC8/9	8	9
LC12/13	12	13
LC16/18	16	18
LC20/22	20	22
LC25/28	25	28
LC30/33	30	33
LC35/38	35	38
LC40/44	40	44
LC45/50	45	50
LC50/55	50	55
LC55/60	55	60
LC60/66	60	66
LC70/77	70	77
LC80/88	80	88

Preglednica 1 : Karakteristične vrednosti tlačnih trdnosti v MPa izmerjene na standardnih vzorcih. [6]

Cementna matrica visokotrdnih betonov pogosto vsebuje pucolanske dodatke, kot je mikrosilika, ki z zgostitvijo strukture zmanjšajo prepustnost, kar onemogoča prodiranje agresivnih snovi v beton.

O ugodnem vplivu mikrosilike v okolju, ki vsebuje velike količine sulfatov, je poročalo že več raziskovalcev [8]. Kalcijev hidroksid reagira s sulfati, pri čemer nastaja sadra, ki lahko nadalje reagira z aluminatno fazo in tvori etringit. Zaradi tega pride do nabrekanja in kasneje tudi do porušitve betona. Z dodajanjem mikrosilike pa se velik del kalcijevega hidroksida pretvori v kalcijev silikat hidrat, zaradi česar se poveča odpornost betona proti vplivom sulfatov.

6.3. ODPORNOST PROTI ZMRZOVANJU

Že pri betonih običajnih trdnosti je izdelava betona z dobrim in stabilnim sistemom zračnih praznin običajno problematična. Pri visokotrdnih betonih pa se ta problem še poveča zaradi dodajanja superplastifikatorja. Vnos zračnih mehurčkov pa lahko pri visokotrdnih betonih povzroči tudi zmanjšanje trdnosti. Zato se vedno več pozornosti posveča izdelavi zmrzlinsko odpornega visokotrdnega betona brez dodatnega vnosa zračnih mehurčkov.

6.4. KOROZIJA ARMATURE

Beton ščiti jeklo pred korozijo s svojo bazičnostjo. Če je pH vrednost porne vode višja od 12.5, se na površini jekla formira oksidna plast, ki ga ščiti pred korozijo. Beton ni več sposoben ščititi armature, če pade pH vrednost pod 9 ali če vsebuje velike količine kloridov. Prodiranje kloridov v visokotrdni beton ne predstavlja problemov zaradi nizke prepust-

nosti le teh. Karbonatizacija zmanjšuje bazičnost betona. Pri visokotrdnih betonih to ni problematično, saj so odpornejši proti prodiranju ogljikovega dioksida CO_2 kot običajni betoni. Če se poškoduje oksidni film na površini armature in se je že začela korozija, bo hitrost napredovanja le te odvisna od vlažnosti, dostopa kisika in električne upornosti krovnega sloja betona. Dodajanje mikrosilike poveča upornost in s tem upočasni proces [4].

6.5. ODPORNOST PROTI OBRUSU IN EROZIJI

Prevladujoča oblika obrusa betonskih voziščnih plošč je mehanski obrus, pri hidro objektih pa erozija in kavitacija. Ne glede na obliko obrusa se je pri laboratorijskih preizkusih in tudi v praksi pokazalo, da je trdnost najpomembnejši faktor, ki vpliva na odpornost betona proti obrusu. Odpornost proti obrusu pa se lahko znatno izboljša tudi z uporabo trdnega in gostega agregata v zgornjem in spodnjem delu presejne krivulje [2].

6.6. TEMPERATURNI VPLIVI IN POŽARNA ODPORNOST

Diederichs s sodelavci [4] je na podlagi raziskav ugotovil, da so visokotrdni betoni veliko bolj občutljivi na povišane temperature kot betoni običajnih trdnosti. Pri visokotrdnih betonih se začne s poviševanjem temperature trdnost kmalu zmanjševati. Pri 150 °C se zmanjša že za okoli 30 %. Trdnost običajnih betonov pa začne padati šele pri približno 350 °C.

7. PREDNOSTI IN POMANKLJIVOSTI

Raziskovalci visokotrdnega betona v svojih člankih navajajo številne prednosti le tega. Na kratko povzemimo glavne izmed njih:

- visoka trajnost, posebno odpornost proti zunanjim agresivnim vplivom,
- visoka trdnost v prirnerjavi z lastno težo, posebno pri lahkoagregatnih visokotrdnih betonih,
- visoke zgodnje trdnosti dovoljujejo hitrejšo gradnjo in razopaževanje,
- porast elastičnih modulov in manjše lezenje,
- možna postane izvedba zelo visokih betonskih stavb,
- manjši prerezi stebrov zaradi boljših mehanskih lastnosti,
- razponi mostov s škatlastimi in monolitnimi prerezi se povečajo, kar poenostavi projektiranje in zniža ceno.

Mnogi zagovorniki visokotrdnega betona pa kažejo tudi na določene pomankljivosti in hkrati ugotavljajo, da je zelo malo izmed njih nepremagljivih. Naštejmo nekatere slabosti visokotrdnih betonov, ki zmanjšujejo njihovo uporabo:

- višja cena na enoto prostornine,
- strožja kontrola kakovosti sestavnih materialov in izvedbe betona,
- porast togosti ni sorazmeren povečanju trdnosti,
- pogosto krhka porušitev konstrukcijskih elementov
- manjša učinkovitost stremenske armature v stebrih pri porušitvi.

8. SKLEPI

Gosta in dokaj enakomerna struktura cementnega kamna visokotrdnih betonov je posledica uporabe mineralnih veziv in nizkega vodocementnega oziroma vodovezivnega razmerja. Da se kljub temu zagotovi ustrezna vgradljivost, pa je superplastifikator nepogrešljiva komponenta visokotrdnega betona.

Zaradi visokih končnih tlačnih trdnosti betona se zmanjšajo dimenzije konstruktivnih elementov, s tem pa tudi lastna teža konstrukcij, kar je posebej pomembno pri mostovih velikih razpetin. Pri elementih iz prednapetega betona so ugodne zgodnje tlačne trdnosti. Na zmanjšanje izgub pri prednapenjanju pa vpliva tudi manjša deformabilnost, zlasti lezenje v primerjavi z običajnimi betoni. Z gosto strukturo se zmanjša prepustnost, zaradi česar se izboljša obstojnost visokotrdnega betona.

V zadnjem desetletju se uporaba visokotrdnih betonov v svetu vse bolj in bolj širi. Z razvojem tehnologije betona je možno brez posebnih težav dosegati tlačne trdnosti do 80 MPa in tudi več.

Ugodne lastnosti visokotrdnih betonov bi lahko izkoristili tudi v Sloveniji, vendar pa bi bile potrebne obsežne raziskave, da bi bila upravičena uporaba tako z inženirskega kot z ekonomskega vidika. V Sloveniji na področju betonov višjih trdnosti ni bilo veliko narejenega, zato za materiale, ki so na našem tržišču, ni na voljo dovolj priporočil za sestavo mešanic visokotrdnih betonov.

LITERATURA

[1] Parrott. L. J.: A LITERATURE REVIEW 0F HIGH STRENGTH CONCRETE PROPERTIES, British Cement Association, januar 1988.
[2] Gjφrv, 0. E.: HIGH-STRENGTH CONCRETE. First International CANMET/ACI Conference on Advances in Concrete Tehnology, Atene, junij 1992, str.21-77.
[3] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP MODEL CODE 1990, Design Code, Thomas Telford, 1993.
[4] Comité Euro-International du Beton: HIGH-STRENGTH CONCRETE, State of the Art Report, FIP/CEB, SR 90/1, Bulletin d' Information N° 197, avgust 1990.
[5] Comité Euro-International du Béton: HIGH PERFORMANCE CONCRETE, Recommended Extensions to the Model Code, Research Needs, Report of the CEB-FIP Working Group on High Strength / High Performance Concrete, Bulletin d' Information N° 228, julij 1995.
[6] European Committee for Standardization: CONCRETE - Performance, production and conformity, European Standard. prEN 206: 1997, april 1997.
[7] Regourd, M.: MICROSTRUCTURE 0F HIGH STRENGTH CEMENT PASTE SYSTEMS, Very High-Strength Cement-Based Materials, Materials Research Society, Proceedings, Vol. 42, str. 3- 17.
[8] Cohen, M. D., Bentur, A.: DURABILITY 0F PORTLAND CEMENT - SILICA FUME PASTES IN MAGNESIUM AND SODIUM SULFATE SOLUTIONS, ACI Materials Journal, Vol. 85, No. 3, 1988, str. 148-157.

Na podlagi prvega odstavka 100.e člena v povezavi s 100.b členom zakona o graditvi objektov (Uradni list RS številka 34/84 in 29/86 ter Uradni list RS, številka 59/96), v skladu s VI. poglavjem Statuta Inženirske zbornice (Uradni list RS, številka 7/97) ter na podlagi sklepov 2. redne seje Skupščine Inženirske zbornice Slovenije z dne 12.septembra 1997

INŽENIRSKA ZBORNICA SLOVENIJE

OBJAVLJA

- pričetek vpisovanja inženirjev, ki delajo pri graditvi objektov in urbanističnem načrtovanju oziroma opravljajo inženirske storitve, v evidenco članov zbornice in imenik pooblaščenih inženirjev,

ter

- pričetek vpisovanja gospodarskih družb in samostojnih podjetnikov posameznikov, ki imajo v sodni register vpisano dejavnost projektiranja in z njim povezanega tehničnega svetovanja oziroma imajo takšno dejavnost priglašeno pri pristojni davčni upravi, v imenik projektivnih podjetij.

Vpisovanje se bo pričelo v ponedeljek 8. decembra 1997. Podrobnejši pogoji vpisovanja in drugi potrebni podatki so objavljeni v razglasnem delu Uradnega lista RS številka 75_ z dne 05. 12. 1997.

Vsa podrobnejša pojasnila v zvezi z vpisovanjem
daje generalni sekretar IZS, Zvonko GOSAR, dipl.iur.,
tel. 0609 628-567,
061 168 46 71,
ali 1888-551 vsak delovni dan med 9. in 12. uro dopoldan.

Predsednik Inženirske zbornice Slovenije
Gorazd PUST , dipl. ing. l.r.

IN MEMORIAM

DUŠAN FARČNIK dipl. inž. gradb. (1919-1997)

Pred nekaj meseci smo v Ljubljani pokopali našega kolega inž. Dušana Farčnika. Bil je gotovo največji mojster statike in konstruiranja v nekaj letnikih svoje generacije. Kot njegov mentor v dobi pripravništva ga hranim v najboljšem spominu in mu ob smrti posvečam nekaj vrstic :

Rodil se je 12.4. 1919 na Ptuju, kjer je bil njegov oče, jurist, okrajni glavar. Pozneje so stanovali v Celju. Tam je Dušan dovršil gimnazijsko šolanje z maturo v letu 1938. Takoj po maaturi se je vpisal na gradbeni oddelek tehniške fakultete v Ljubljani. Pred vojno je živel v Celju, kot študent je opravljal priložnostna dela. Zveze z Ljubljano so bile slabe, na univerzi v Ljubljani pa tudi zastoji. Intenzivni študij je nadaljeval šele po kraju vojne in opravil inženirsko diplomo leta 1948. Po vojni so bila njegova službena mesta naslednja: Podjetje za ceste, Projektivni zavod in Projekt - nizke gradnje. Leta 1955 je dobil pooblastilo za samostojno odgovorno inženirsko delo. Od tedaj pa do leta 1964 je bil v službi gradbenega podjetja Gradis v oddelku za projektiranje zgradb. Leta 1958 je bil eno leto na specializaciji v Angliji. Od leta 1964 dalje do leta 1975 je delal v Nemčiji: šest let pri našem rojaku dr. inž. Ottu Likarju, nato do kraja pri podjetju Ayan und Partner. Od leta 1975 do leta 1988 je bil zopet doma v službi Republiškega inšpektorata za ceste. Po letu 1988 do svoje smrti dne 6.7.1997 je devet let užival pokoj, zadnja tri leta že bolan.

V svojem delu ie bil kolega Dušan znan po točnosti, zanesljivosti in dobri preglednosti svojih del, statičnih računov. Kot pripravnik je po mojih navodilih preračunal ločni most čez Lahinjo v Črnomlju z razponom 54 m. Posebnost tega mostu je statično upoštevanje sodelovanja loka z voziščno konstrukcijo pri upogibnih obremenitvah. (Pri nan prvič in morda zadnjič). Pri projektiranju avtocestnih nadvozov preko glavne ceste Ljubljana - Zagreb je prvi predvidel prednapete montažne nosilce. Statična posebnost je bila v upoštevanju ugodnosti, ki jih nudi povezovanje glavnih nosilcev s prečniki v takoimenovano "brano". Pri paličnem mostu čez Idrijco v Dolenji Tribuši po sistemu "Nielson" z obešenim voziščem je prvi uvedel originalni način prednapenjanja nateznih palic :Teh palic ni takoj zabetoniral, ampak predvidel takojšnjo začasno obreobremenitev mostu z gramozom. Tako napete palice je zabetoniral. Z odstranitvijo gramozne obremenitve mostu je dobil obložni betonnateznih palic nekaj tlačne prednapetosti. Iz Nemčije je prinesel od našega rojaka dr. Likarja najodličnejše spričevalo za visokovredno strokovno delo. Seveda ima naš kolega Dušan na vesti še veliko število raznih konstrukcij v visokih in industrijskih zgradbah. Znane so strešne dvoranske konstrukcije hal v Kidričevem in pri avtomobilskih delavnicah v Ljubljani (Mercedes, DKV). V Münchnu se je ukvarjal tudi z revizijami statičnih elaboratov.Za razvedrilo po napornem poklicnem delu je inž. Dušan rad igral šah. Poleti je veliko planinaril, tudi smučarski šport mu ni ostal tuj. Rad je hodil na lov. Ob njegovi smrti je ostala sama njegova soproga Katja s hčerko edinko arhitektinjo Manjo. Našega dragega Dušana bomo ohranili vsi kolegi v najlepšem spominu. Ne le kot odličnega strokovnjaka statike in konstruiranja , ampak tudi kot vseskozi poštenega in plemenitega prijatelja.

Svetko Lapajne

UNIVERZA V MARIBORU - FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

2000 Maribor, Smetanova 17, tel.: 062 22-94-300, telefax: 062 224-179

GRADBENIK 20

GV XXXXVI 11-12 STR: 151-158 NOVEMBER-DECEMBER 1997

STATIČNA PRESOJA LESENIH KONSTRUKCIJ

Static Analysis of Timber Constructions

UDK 624.011.1: 624.04: 519.68

SREČKO FRIDL

POVZETEK • SUMMARY

Prispevek predstavlja programski paket **SPLK**, ki je namenjen dimenzioniranju lesenih strešnih konstrukcij (eno in dvokapnic ter leg, oz. stropnikov), v grafičnem okolju Windows. Odlika programa je enostaven vnos parametrov potrebnih za opis strešnih konstrukcij. S pomočjo pogovornih oken in padajočih menijev in "orodjarne" izbiramo s klikom miške ustrezne parametre, kot so geometrija ostrešja (nakloni in dolžine), prerezi špirovcev, škarij, leg, načini podpiranja, definiranje členkov in obtežbe (lastna, sneg, veter in kombinacije le-teh). Vrednosti za obtežbo in dopustne napetosti so bile vzete iz DIN predpisov. Vsi parametri in rezultati elasto-statične analize so grafično prikazani na zaslonu in jih lahko v merilu izrišemo na tiskalniku. Rezultate dimenzioniranja neposredno prenašamo v urejevalnik besedil Microsoft Word.

Paper presents computer program **SPLK**, which is used for elasto-static analyze and dimensioning of timber roof constructions (A-frame, deck-beams) in Windows environment. The most important feature of the program is a very simple input of attributes, which is required for description of roof construction. User interacts program with dialogues, pull-down menis and tool boxes for choosing attributes, such as geometry of the roof (incline and length), cross sections, supports and loadings (dead load, snow and wind load with combination of them). For load and concessive stress we use German DIN standard. All attributes and the result of elasto-static analyze are displayed on the screen and could be exported to the printer or to the plotter. Results of dimensioning could be directly transferred to Microsoft Word text processor.

Avtor:
Srečko Fridl, dipl. inž. gradb., Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, Smetanova 17, 2000 Maribor, url: http://164.8.32.2/~fridl/demo/splk/index.htm, e-mail: srecko.fridl@uni-mb.si

1.0 UVOD

Programski paket SPLK je nastal kot odgovor na potrebe lesene montažne gradnje po čim enostavnejši in čim hitrejši elasto-statični analizi. Programski paket 'SPLK' poleg statične analize vključuje tudi dimenzioniranje elementov strešnih in stropnih konstrukcij (špirovcev, škarij ali razpirač, strešnih leg in stropnikov).

Ker je les osnovni material pri gradnji montažnih hiš in ker se uporabljajo tipizirani elementi standardnih dimenzij, je jasno da so v programu osnovne konstante (kot npr. modul elastičnosti) in osnovni tipi temu primerno nastavljeni. Seveda je sam program prirejen tako, da omogoča hiter vnos sprememb karakteristik materiala in posameznih tipov.

Izračun temelji na metodi dopustnih napetosti. Vrednosti za dopustne napetosti so privzete po DIN 1052 [1], ekvivalenten predpis v Sloveniji je veljavni JUS U.C9.200. Program je izdelan tako, da je možno zelo enostavno spremeniti dopustne napetosti in ga prirediti za delo z drugimi standardi (npr. švicarski SiA 162 ali v bližnji bodočnosti EUROCODE 1 in 5).

2.0 ZNAČILNOSTI PROGRAMA

2.1 PRINCIPI

Program je namenjen interaktivnemu delu, podatke pripravljamo v dialogu z računalnikom. Težimo k temu, da je pisanja številčnih podatkov čim manj; izbiramo med najpogostejšimi možnostmi. Poudarek je na neposrednem prikazovanju podatkov na zaslonu. Narisani podatek lahko takoj preverimo oziroma nas program opozori na nesmiseln podatek.

2.2 OKOLJE WINDOWS

Program izkorišča vse prednosti, ki jih ponuja okolje Windows. Uporaba večih oken na zaslonu, padajočih menijev, pogovorna okna, ikone in vse bolj popularne orodjarne. Tu so tudi okna za sporočila in miška kot glavno risarsko orodje.

2.3 MIŠKA IN IKONE

Miška omogoča izbor in premik vozlišča. Z njo lahko označimo enega ali več elementov, vozlišč ali podpor. Ikone omogočajo enostavnejši način uporabe večine ukazov iz padajočih menijev. Ob daljšem postanku kurzorja na ikoni se pojavi t.i. nasvet (ime ukaza, ki ga ikona izvršuje). Za enostavnejšo uporabo programa nam služi ikona čarovnik, ki omogoča izvajanje več zaporednih ukazov.

3.0 OPIS DELOVANJA

3.1 VSEBINA ZASLONA

Na sliki 1 vidimo vse sestavne dele zaslona programa SPLK. Prvi vrstici z imenom programa in datoteke sledi vrstica, ki vsebuje glavni meni. V naslednji vrstici so orodja (ikone) za manipulacijo z datotekami in zaslonom. Vzdolž levega roba je vertikalni meni, v katerem so orodja, s katerimi opisujemo atribute konstrukcije (geometrijo, koordinate vozlišč, številke elementov, podpore, členke, obtežne primere in diagrame notranjih statičnih količin, glej sliko 1). Te ikone oz. pripadajoče ukaze najdemo tudi v glavnem meniju. Na dnu zaslona je statusna vrstica, ki nam prikazuje stanje določenih gradnikov slike in stanja izbranih tipk. Glavni del zaslona je risalno okno, v katerem so grafični podatki prikazani v merilu.

3.2 GLAVNI MENU

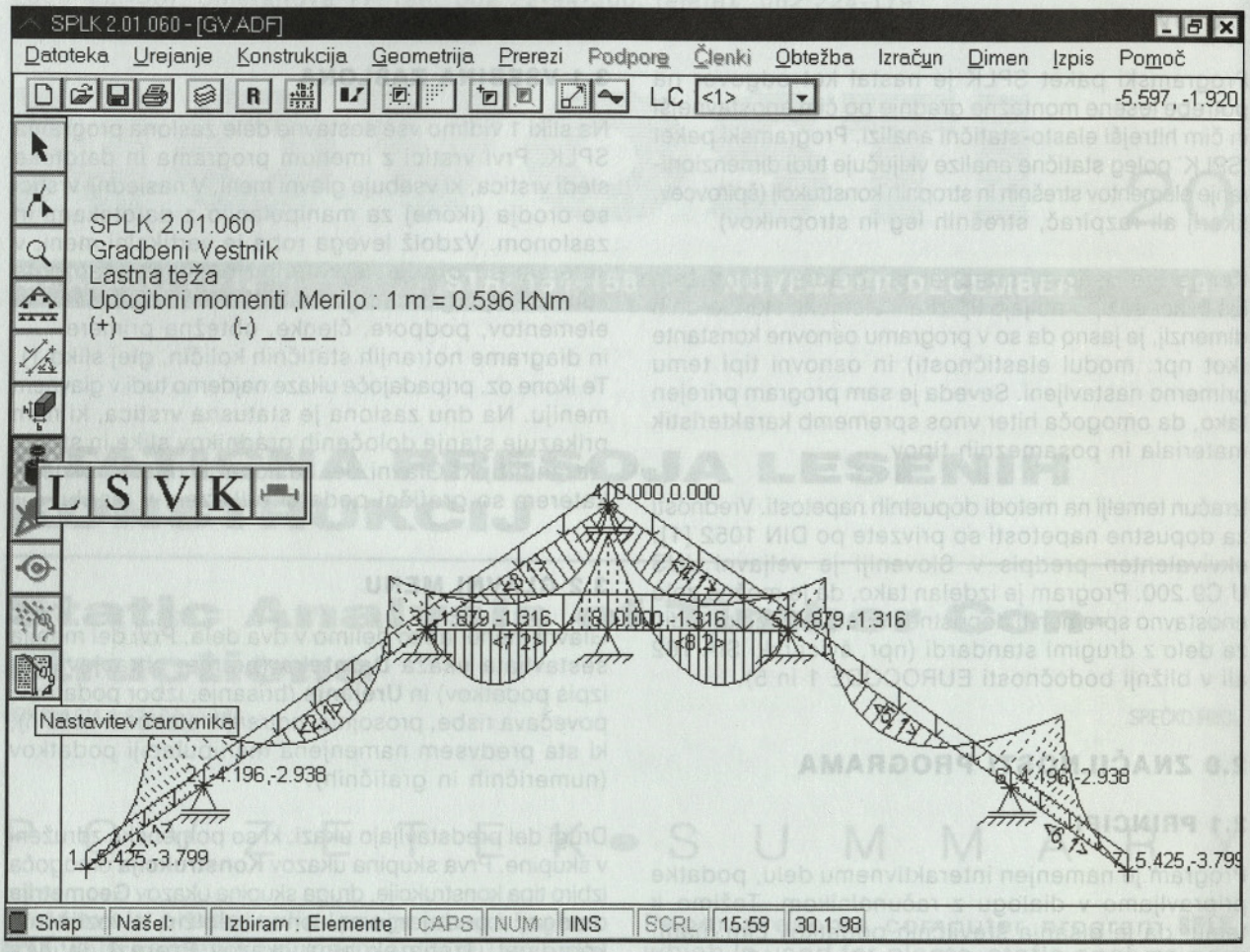
Glavni menu lahko delimo v dva dela. Prvi del menija sestavljata ukaza **Datoteka** (branje, shranjevanje, izpis podatkov) in **Urejanje** (brisanje, izbor podatkov, povečava risbe, prosojnic, notranjih statičnih količin), ki sta predvsem namenjena manipulaciji podatkov (numeričnih in grafičnih).

Drugi del predstavljajo ukazi, ki so pomensko združeni v skupine. Prva skupina ukazov **Konstrukcija** omogoča izbiro tipa konstrukcije, druga skupina ukazov **Geometrija** omogoča podajanje naklonov , dolžin in vozliščnih koordinat. Tretja skupina ukazov **Prerezi** definira karakteristike prerezov. Ukaza **Podpore** in **Členki** omogočata sprostitev podpor in podajanje členkov v elementih. Osma skupina ukazov **Obtežba** omogoča podajanje obtežbe. Ukaz **Izračun** zažene program za statično analizo. Ukazi iz skupine **Dimen** omogočajo dimenzioniranje špirovcev, leg in stika špirovec-škarje. Skupina ukazov **Izpis** omogoča izpis (prenos) podatkov v Word.

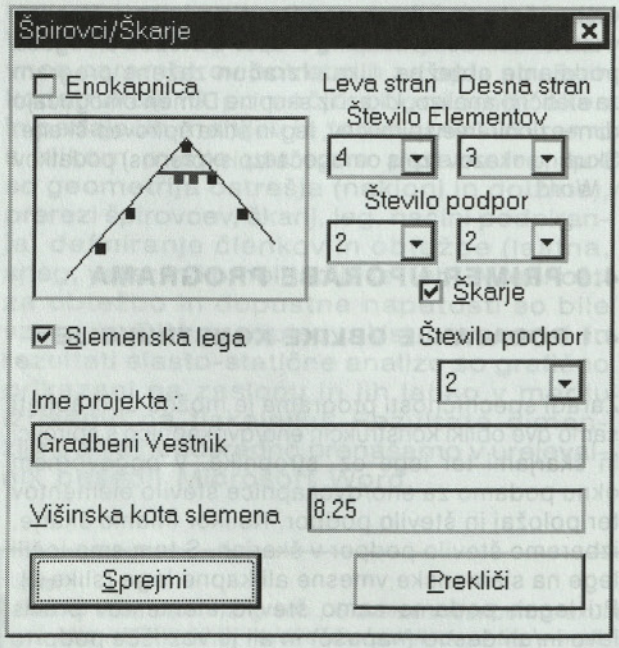
4.0 PRIMER UPORABE PROGRAMA

4.1 PODAJANJE OBLIKE KONSTRUKCIJE

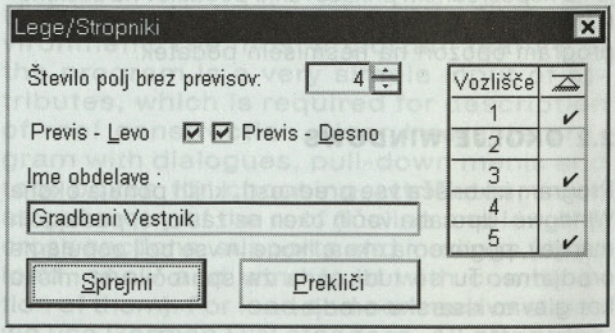
Zaradi specifičnosti programa je možno uporabljati samo dve obliki konstrukcij: eno/dvokapnico s špirovci in škarjami ter lege oz. stropnike. V pogovornem oknu podamo za eno/dvokapnice število elementov ter položaj in število podpor. Kolikor imamo škarje, izberemo število podpor v škarjah. S tem smo ločili lege na slemenske,vmesne ali kapne lege (slika 2). Pri legah podamo samo število elementov previs levo in/ali desno (napušč) in ali je vozlišče podprto ali prosto (slika 3).



Slika 1: Delovno mesto



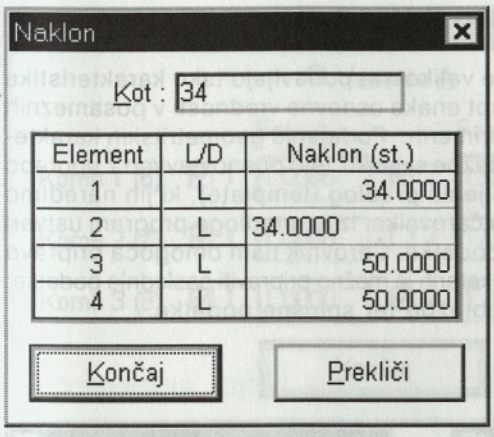
Slika 2: Podajanj eno/dvokapnic



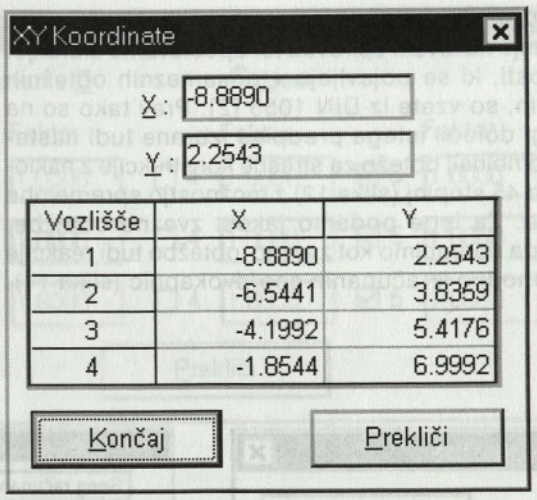
Slika 3: Podajanj leg oz. stropnikov

4.2 GEOMETRIJA KONSTRUKCIJE

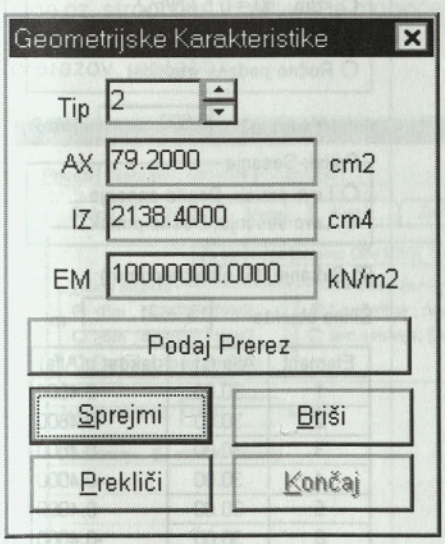
Pogovorno okno omogoča spreminjanje dolžin in naklonov posameznih elementov (slika 4). Vozliščne koordinate lahko spreminjamo s pomočjo pogovornega okna (slika 5) ali z miško.



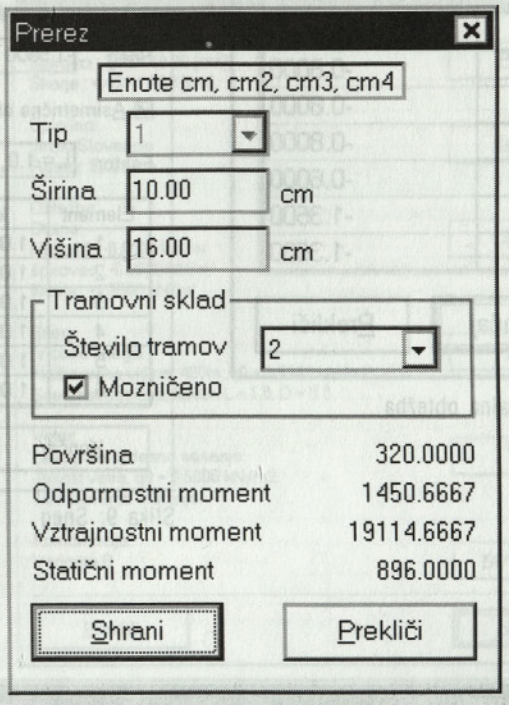
Slika 4: Spreminjanje naklona



Slika 5: Spreminjanje koordinat vozlišč



Slika 6: Karakteristike prerezov



Slika 7: Mozničen tramovni sklad

4.3 KARAKTERISTIKE PREREZOV

Program ima za dvokapnice vnaprej definirana dva standardna prereza (za špirovce in škarje) (slika 7) in en prerez za lege, ki jih določimo s pomočjo čarovnika.

Pri legah je možen tudi tramovni sklad iz dveh ali treh tramov, ki je lahko tudi mozničen (slika 6, 7).

4.4 PODPORE

Dvokapnice oz. lege imajo privzete določene vrste in položaj podpor, ki jih lahko kasneje spremenimo glede na naš statični model. Izbiramo lahko med tremi oblikami podpor: podpora, ki dovoljuje samo zasuk, ter podpore, ki dovoljujejo zasuk in pomik v smereh X ali y.

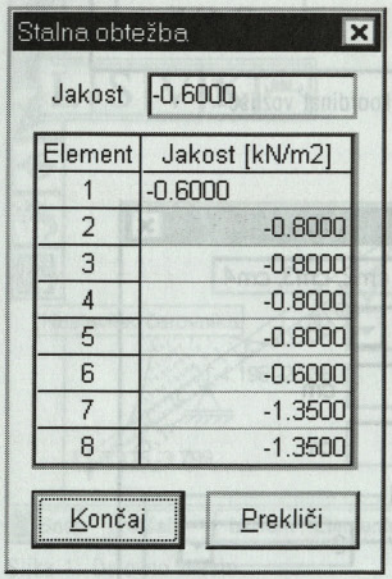
4.5 OBTEŽBA

Pri dvokapnici se le-ta deli na lastno težo strešne konstrukcije (špirovci, izolacija, kritina z letvami, slika 8), sneg (slika 9) in veter (slika 10). Pri snegu lahko upoštevamo asimetrični vpliv obtežbe (različne jakosti na levem in desnem špirovcu).

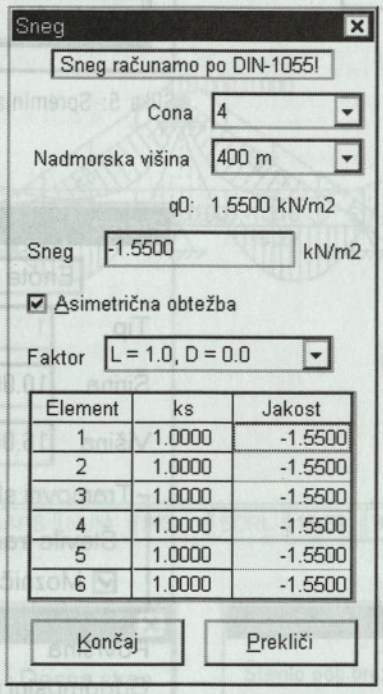
Pri vetru lahko izberemo npr. pritisk na desnem špirovcu in sesanje na levem špirovcu ter upoštevamo sidranje. Vrednosti, ki se pojavljajo v posameznih obtežnih primerih, so vzete iz DIN 1055 [2]. Prav tako so na podlagi določil istega predpisa izbrane tudi nastavitve kombinaij obtežb za strešne konstrukcije z naklonom do 45 stopinj (slika 12) z možnostjo spremembe faktorja. Za lege podamo jakost zvezne obtežbe. Lahko pa uporabimo kot zvezno obtežbo tudi reakcije iz predhodno izračunanih eno/dvokapnic (slika 11).

5.0 ČAROVNIK

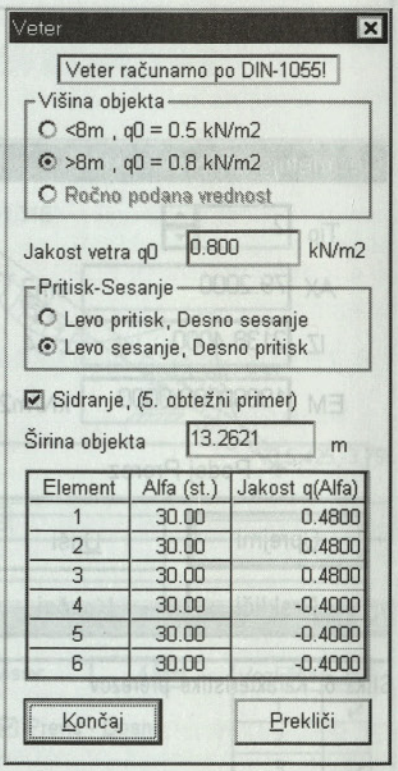
V praksi se velikokrat ponavljajo tako karakteristike prerezov kot enake osnovne vrednosti v posameznih obtežnih primerih. Podajanje geometrijskih karakteristik in obtežbe si lahko zelo poenostavimo z uporabo že pripravljenih predlog (template), ki jih naredimo s pomočjo čarovnika. Iz te predloge program ustvari ustrezne podatke. Čarovnik nam omogoča pripravo predlog, v katerih je možno pripraviti naslednje podatke: prereze, obtežbo ter splošne podatke.



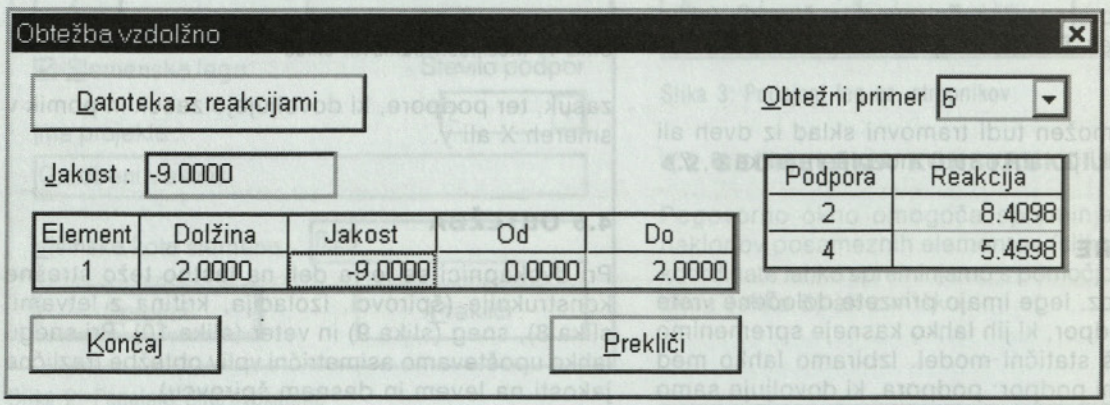
Slika 8: Stalna obtežba



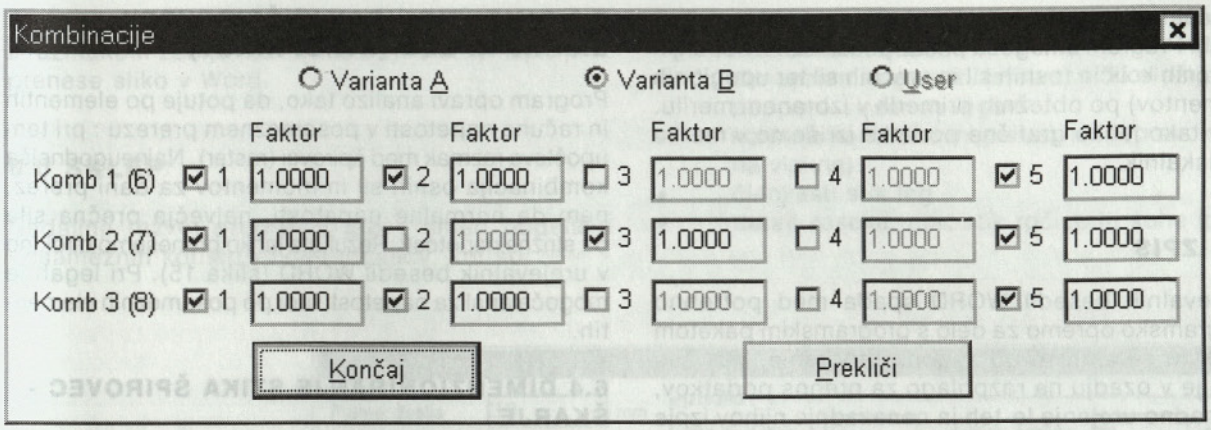
Slika 9: Sneg



Slika 10: Veter

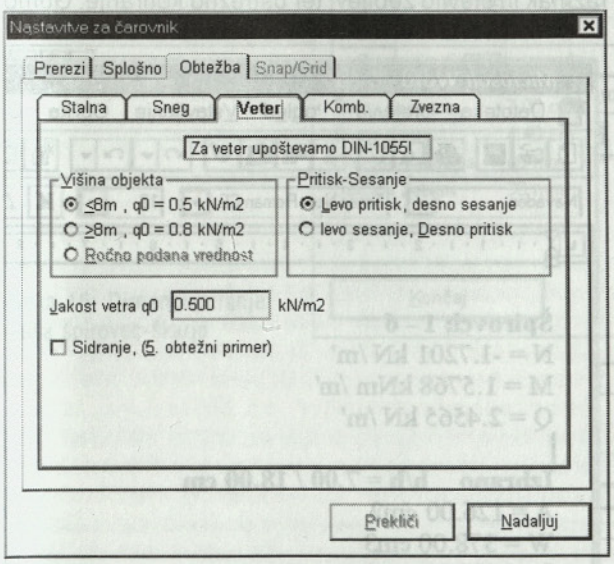


Slika 11: Zvezna obtežba leg z reakcijami



Slika 12: Kombinacije obtežnih primerov

Ločeno pripravljamo podatke za eno/dvokapnice in lege oz. stropnike. Prav tako je mogoče za eno skupino podatkov pripraviti več variant (npr. več različnih prerezov, obtežb).

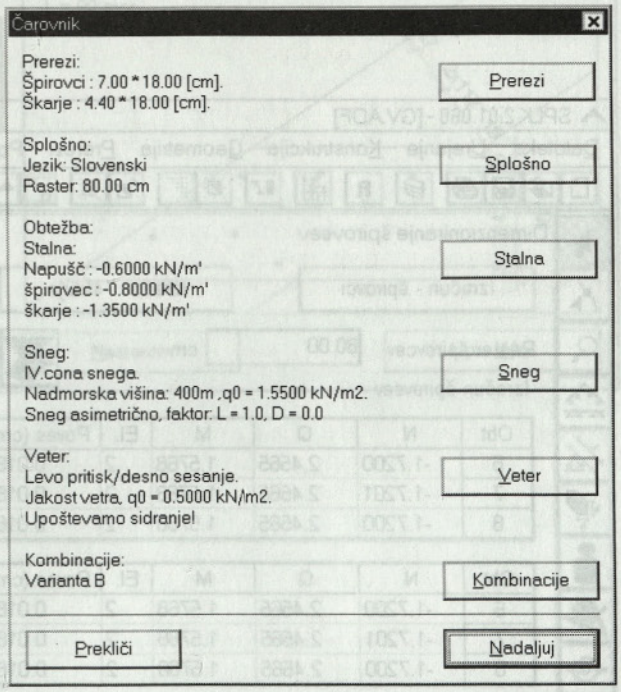


Slika 13: Nastavitve čarovnika (veter)

Pri prerezih za dvokapnicah podamo širino in višino špirovcev in škarij, pri legah lahko upoštevamo tramovni sklad (mozničeni).

Pri obtežbah podamo za jakost stalne obtežbe, cono in nadmorsko višino za sneg ter vpliv asimetrične obtežbe. Za veter podamo jakost vetra in smer sesanja oz. tlaka ter če upoštevamo sidranje. Pri kombinacijah imamo na razpolago 3 variante. Za vsako kombinacijo posebej izberemo, katere obtežne primere bomo upoštevali ter podamo vplivne koeficiente. Za zvezno obtežbo podamo jakost obtežbe.

Pri splošnih podatkih podamo raster za eno/dvokapnico in jezik (slovenščino ali nemščino), ki se uporablja pri izpisu podatkov v Wordu.



Slika 14: Čarovnik

Slika 13 prikazuje pogovorno okno v katerem podajamo zgoraj omenjene skupine podatkov. Slika 14 prikazuje pogovorno okno čarovnika. V levem delu so izpisane skupine podatkov izbrane predloge. Gumbi na desni strani omogočajo spremembo izbrane skupine podatkov.

6.0 POSTPROCESIRANJE

Ko smo v celoti definirali konstrukcijo aktiviramo program za poprocesiranje, ki nam izračuna notranje

statične količine in pripravi podatke za grafičen prikaz le-teh. Program omogoča prikaz posameznih notranjih statičnih količin (osnih sil in prečnih sil ter upogibnih momentov) po obtežnih primerih v izbranem merilu. Prav tako lahko grafične podatke izrišemo v merilo na tiskalnik.

6.2 IZPIS

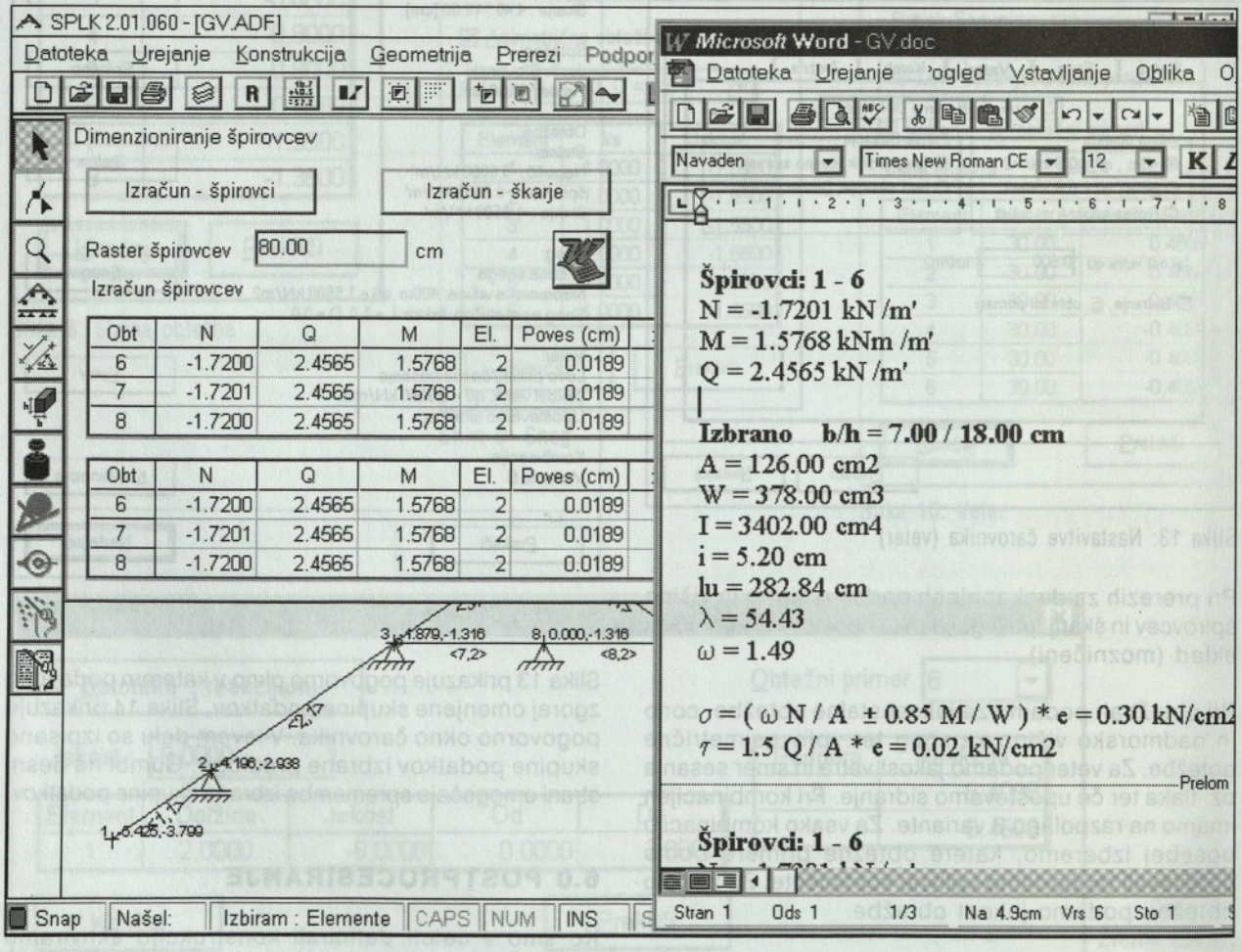
Urejevalnik besedil WORD spada med potrebno programsko opremo za delo s programskim paketom SPLK in se aktivira ob zagonu programa. Ves čas nam je v ozadju na razpolago za prenos podatkov, naknadno urejanje le-teh in nenazadnje njihov izpis na tiskalnik. V grafični obliki je možno prenesti osnovne podatke o konstrukciji (geometrijo) in diagrame notranjih statičnih količin. V tekstovni obliki pa vrednosti obtežbe, reakcij, povesov in ekstremov notranjih statičnih količin (slika 15).

6.3 DIMENZIONIRANJE ŠPIROVCEV, ŠKARIJ IN LEG (STROPNIKOV)

Program opravi analizo tako, da potuje po elementih in računa napetosti v posameznem prerezu : pri tem upošteva razmak med špirovci (raster). Najneugodnejša kombinacija osnih sil in momentov za dani prerez, nam da normalne napetosti, največja prečna sila pa strižne napetosti. Rezultate lahko prenesemo direktno v urejevalnik besedil WORD (slika 15). Pri legah je mogoča analiza napetosti tudi po posameznih elementih.

6.4 DIMENZIONIRANJE STIKA ŠPIROVEC - ŠKARJE

Slika 16 prikazuje pogovorno okno, ki omogoča dimenzioniranje stika špirovec-škarje. V oknu podamo ϕ žeblja ter tip škarij, ki so lahko ali enostranske ali dvostranske. Na podlagi nosilnosti žeblja, tipa škarij in osne sile v stiku se izračuna število potrebnih žebljev in potrebno dolžino žeblja. Slika prikazuje razmak in število žebljev, ter ustrezno kotiranje. Gumb



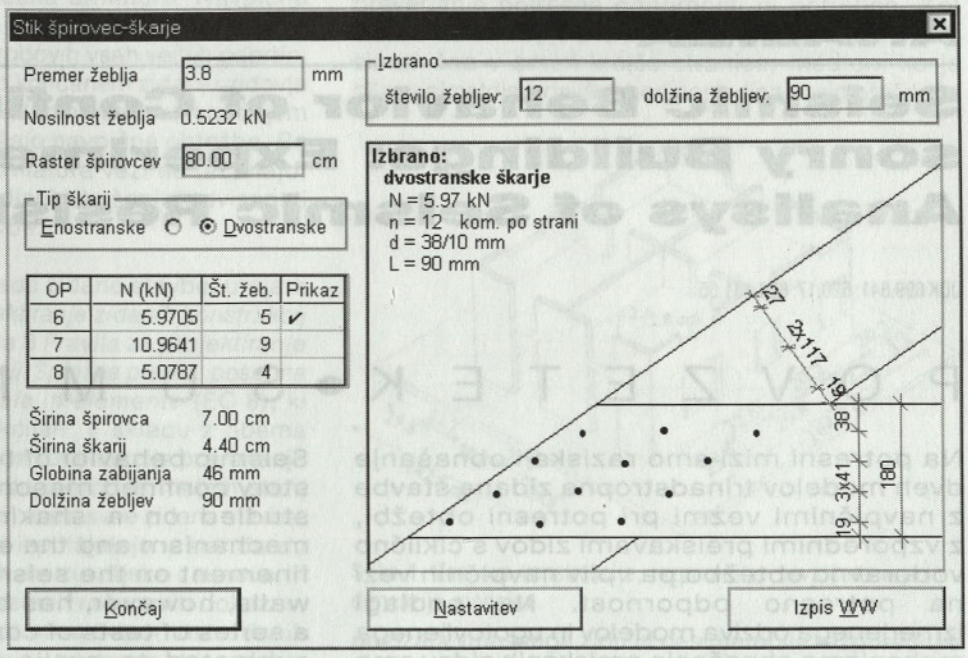
Slika 15: Izpis rezultatov dimenzioniranja špirovcev v Wordu

'Nastavitev' omogoča definiranje standardne predloge z razmakom žebljev (DIN 1052/2). Gumb 'Izpis WW prenese sliko v Word.

6.0 SKLEP

Nadaljnji razvoj programa gre v smeri obdelave posameznih konstruktivnih detajlov, kot so:

- določitev potrebnega razmika v mozničenem tramovnem skladu
- dimenzioniranje soh (stebrov), ki služijo kot podpore strešnim legam
- kontrola kontaktnih napetosti lesa (pravokotno na vlakna)
- členkasti stik leg
- detajl zaseka, npr. stik ročice in sohe ipd.



Slika 16: Dimenzioniranje stika špirovec-škarje

LITERATURA

[1] DIN 1052, Holzbauwerke, Teil 1, 2 und 3

[2] DIN 1055, Lastannahmen für Bauten

[3] Holzbau-Taschenbuch, Achte Auflage, Band 1, 2 und 3

[4] Srečko FRIDL, Računalniško konstruiranje ravninskih okvirjev, TF Maribor, 1993

[5] Georg DRÖGE, Grundzüge des Holzbaues

[6] Boris LUTAR, FRAME 2, publikacija LRG št. 4, VTŠ Maribor , 1983

[7] Ervin PRELOG, Metoda končnih elementov, FAGG Ljubljana, 1975

INFORMACIJE 320

ZAG LJUBLJANA Zavod za gradbeništvo Slovenije

LETNIK XXXVIII 11-12 NOVEMBER - DECEMBER - 1997

POTRESNA ODPORNOST ZIDANIH STAVB Z NAVPIČNIMI VEZMI: RAZISKAVE IN RAČUNSKA ANALIZA

Seismic Behavior of Confined Masonry Buildings: Experiments and Analisys of Seismic Resistance

UDK 699.841: 620.17: 624.131.55

M. TOMAŽEVIČ, I. KLEMENC

POVZETEK • SUMMARY

Na potresni mizi smo raziskali obnašanje dveh modelov trinadstropne zidane stavbe z navpičnimi vezmi pri potresni obtežbi, z vzporednimi preiskavami zidov s ciklično vodoravno obtežbo pa vpliv navpičnih vezi na potresno odpornost. Na podlagi izmerjenega odziva modelov in ugotovljenega mehanizma obnašanja preiskanih zidov smo izdelali računski model za analizo potresne odpornosti tovrstnih zidanih konstrukcij, pri čemer smo strižne stene z navpičnimi vezmi modelirali kot okvire. Dobro ujemanje med izračunano in izmerjeno ovojnico odpornosti dokazuje veljavnost predlagane metode.

Seismic behavior of two models of a three story confined masonry building has been studied on a shaking-table. The basic mechanism and the effect of vertical confinement on the seismic resistance of the walls, however, has been investigated by a series of tests of confined masonry walls subjected to cyclic lateral loading. The measured response of the models and observed mechanism of structural walls have been used to develop a model for seismic resistance analysis of confined masonry structures, by modeling the confined masonry shear walls as frames. Good correlation between experimental and calculated envelopes has been obtained, indicating the validity of the proposed method.

1 UVOD

Številni primeri dobrega obnašanja zidanih stavb med potresi dokazujejo, da je tudi zidane konstrukcije, ki so se tisočletja gradile na tradicionalen, danes pravimo "neinženirski" način, mogoče sezidati tako, da bodo potresno odporne. Eksperimentalne in analitične raziskave, izpeljane v zadnjih desetletjih, so pripomogle k temu, da se uvajajo nove tehnologije oziroma se izboljšujejo obstoječi konstrukcijski sistemi. Zidane stavbe se danes ne gradijo samo z upoštevanjem tradicionalnih pravil, pač pa se projektirajo enako kot konstrukcije iz drugih, modernih gradbenih materialov. Opazovanja po potresih in eksperimentalne raziskave

Avtorja:
prof.dr. Miha Tomaževič, dipl.inž.gradb., direktor, mag. Iztok Klemenc, dipl.inž.gradb., raziskovalni sodelavec,
Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana

so pripomogle, da znamo danes njihovo potresno odpornost preveriti tudi z računom.

Navpične armiranobetonske ali armiranoopečne vezi, ki povezujejo nosilno zidovje, so dale ime enemu od treh konstrukcijskih sistemov zidanih konstrukcij, konstrukcijam z navpičnimi vezmi oziroma konstrukcijam s povezanim zidovjem (ang. confined masonry). Posebno ime si tak sistem vsekakor zasluži, saj se obnašanje navadnega, nearmiranega zidovja s povezovanjem izboljša, ne doseže pa stopnje, ki jo zidovju zagotavlja ustrezno položena armatura. Navpične vezi se postavljajo na vseh vogalih in stičiščih oziroma sečiščih zidov, pa tudi ob robovih vseh večjih odprtin. Ker se zabetonirajo šele po končanem zidanju zidovja v posameznih etažah, navadno hkrati z betoniranjem stropne plošče, ne prenašajo navpične obtežbe. Po tradiciji se dimenzije in armatura vezi ne računajo, pač pa se določajo na podlagi izkušenj v odvisnosti od velikosti in višine stavbe.

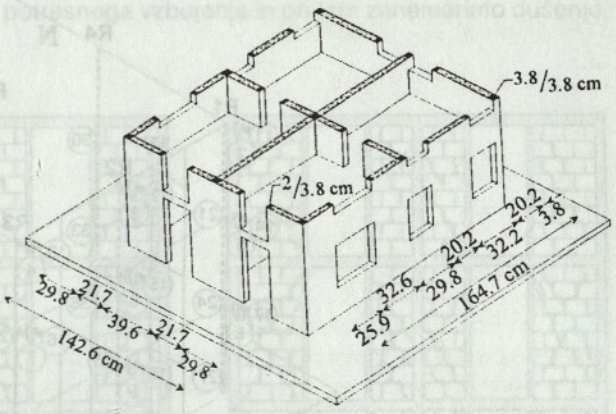
Kako se projektirajo in grade zidane stavbe, urejata standard Eurocode 6 *Projektiranje zidanih konstrukcij* (EC 6) in tisti del Eurocoda 8 *Pravila za projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Splošna pravila: posebna pravila za različne materiale in elemente* (EC 8), ki govori o zidanih konstrukcijah. V skladu z obema predpisoma je tudi za zidane konstrukcije preverjanje stabilnosti in odpornosti po metodah mejnih stanj postalo obvezno, razen za ti. enostavne zidane stavbe, stavbe omejene višine, ki izpolnjujejo v standardu zahtevane pogoje glede konstrukcijske zasnove in ki se lahko grade brez posebnih računskih dokazov. Kako se danes preverja potresna odpornost zidanih konstrukcij, smo spregovorili v nedavno objavljenem prispevku (Tomaževič, 1997).

Ker navpične vezi niso konstrukcijski elementi, EC 6 in EC 8 izrecno zahtevata, da se pri preverjanju potresne odpornosti konstrukcije ne upoštevajo v računu, pa čeprav cela vrsta eksperimentalnih raziskav dokazuje, da izboljšajo tako duktilnost kot tudi odpornost zidovja in celotne konstrukcije (npr. že Umek, 1971; nato Wenzhong in Zhaozhong, 1988; Bolong in sod., 1988; in zdaj tudi Aguilar in sod., 1996, Iiba in sod., 1996).

Pred nedavnim smo tudi na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (ZAG) raziskali vpliv navpičnih vezi na potresno odpornost. Da bi ugotovili mehanizem delovanja navpičnih vezi pri potresni obtežbi in preučili možnost, kako jih upoštevati v računu, smo s ciklično delujočo vodoravno obtežbo preiskali vrsto zidov, na potresni mizi pa dva modela tipične trinadstropne zidane stavbe z navpičnimi vezmi. O raziskavah in ugotovitvah raziskav, ki smo jih sicer že objavili tudi drugod (glej Tomaževič in Klemenc, 1997a in b), na kratko poročamo tudi v tem prispevku.

2 EKSPERIMENTALNA PODLAGA ZA RAČUNSKI MODEL

Modelni stavbi, ki smo ju preiskali, da bi dobili podlago za računski model, sta predstavljali del tipične zidane stavbe z navpičnimi vezmi, po višini sestavljene iz pritličja in dveh nadstropij. Čeprav je bila podlaga za projektiranje modelov stanovanjska hiša, kakršne gradi čilenska vlada v naselju Renca v Santiagu, je bila zasnova konstrukcije prilagojena zahtevam EC 8 za "enostavne zidane stavbe", pri katerih neposredno preverjanje potresne odpornosti ni potrebno. Kot vidimo na sliki 1, je bila zasnova konstrukcije modela simetrična v smeri krajše stranice, medtem ko je bila nesimetrija v daljši smeri posledica nesimetričnega



Slika 1. Zasnova konstrukcije, razporeditev navpičnih vezi in dimenzije modelov

položaja vmesnega zidu in nesimetrične razporeditve odprtin v obodnem zidovju. Etažna višina je bila 52.8 cm. Po zahtevah predpisov so bile navpične vezi kvadratnega prereza postavljene na vseh vogalih in stikih zidov, ob navpičnih robovih vseh odprtin pa so bile vezi tanjše. Stropi so na mestu betonirane monolitne armiranobetonske plošče, nosilne v obeh smereh.

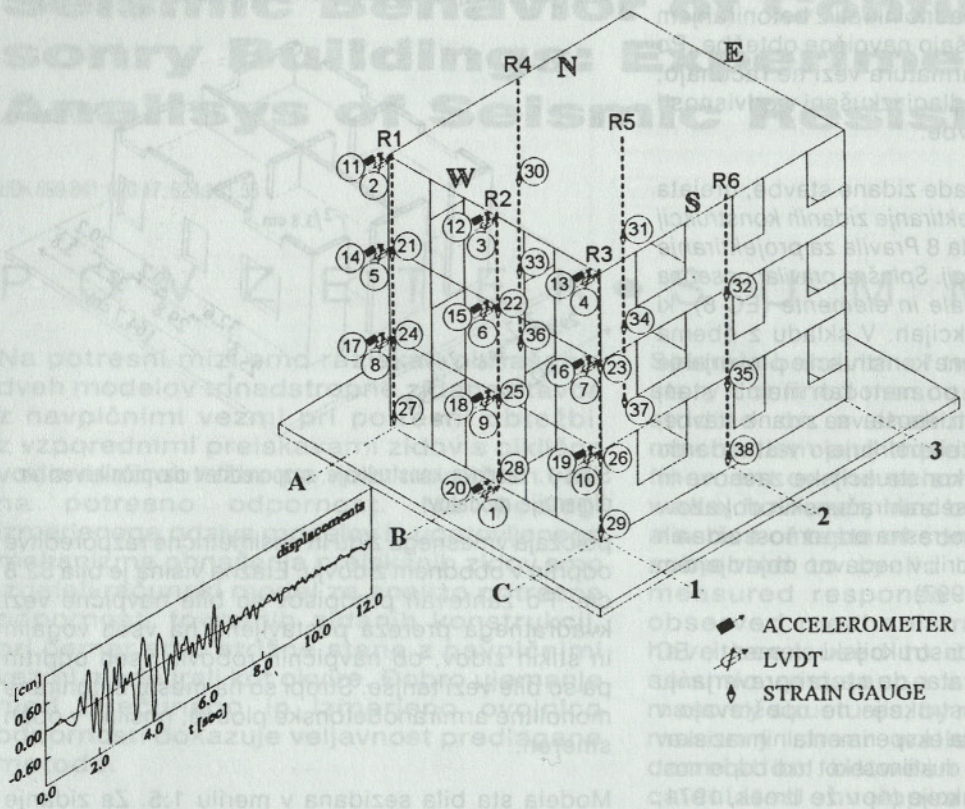
Modela sta bila sezidana v merilu 1:5. Za zidanje smo uporabili zidake dimenzij 78/38/58 mm, izdelane iz mešanice drobljene opeke, apna in cementa, ki so ustrezali prototipnim dimenzijam 39/19/29 cm, in rahlo podaljšano apneno malto. Tlačna trdnost zidakov in malte je bila 1.09 MPa oziroma 0.45 MPa. Vezi in stropne plošče smo zabetonirali z mikrobetonom tlačne trdnosti 10.8 MPa. Za armiranje plošče in navpičnih vezi smo uporabili na tržišču dobavljivo žgano žico z mejo tečenja 266 MPa, pri čemer smo navpične vezi v vogalih in ob stikih zidov armirali s 4 palicami Φ 3.2 mm, vezi od robovih odprtin pa z 2 palicama Φ 3.2 mm. Ciljne vrednosti mehanskih lastnosti materialov prototipa in ustrezne dejanske vrednosti, ki smo jih ugotovili s preiskavo modelnih materialov, med seboj primerjamo v preglednici 1.

	Prototip	Model	Prot./Model
Tlačna trdnost zidovja	5.0 MPa	1.27 MPa	3.9
Natezna trdnost zidovja	0.35 MPa	0.12 MPa	2.9
Modul elastičnosti zidovja	3500 MPa	942 MPa	3.7
Strižni modul zidovja	500 MPa	185 MPa	2.7
Tlačna trdnost betona	25.0 MPa	10.8 MPa	2.3
Meja tečenja armature	240 MPa	266 MPa	≅ 1.0

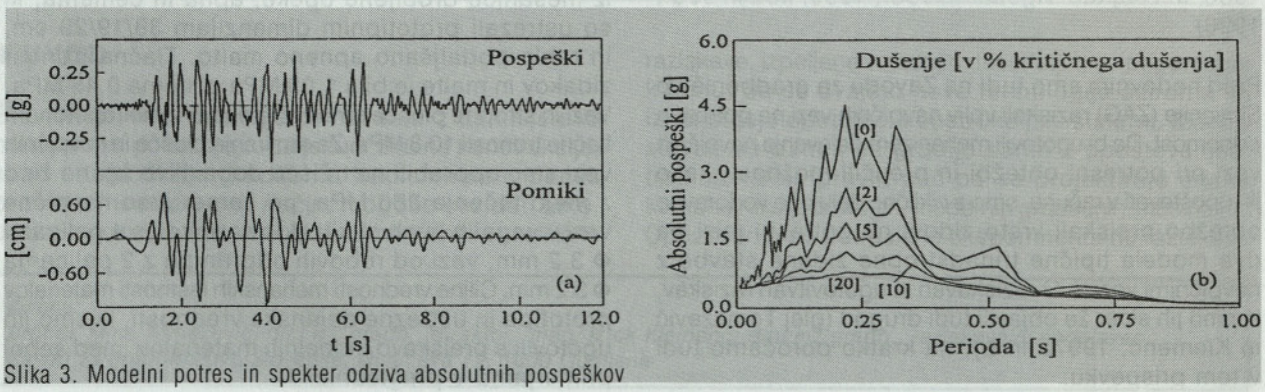
Preglednica 1. Mehanske lastnosti prototipnih in modelnih materialov

Da bi zagotovili podobnost dinamičnega obnašanja in porušnega mehanizma, smo morali na vsako stropno ploščo pritrditi dodatno maso, po 16 svinčenih opek skupne mase 160 kg. Modela smo pred preiskavo v vsakem nadstropju opremili z induktivnimi merilniki pomikov in akcelerometri, na armaturo navpičnih vezi pa smo pred betoniranjem nalepili merilne lističe (slika 2). Preiskali smo ju z zaporedjem potresov, ki smo jim postopoma povečevali intenziteto vzbujanja vse do porušitve. Časovni potek pospeškov modelnega potresa in spekter odziva absolutnih pospeškov, ki ustrezata uporabljenemu prototipnemu potresu, NS komponenti registracije črnogorskega potresa leta 1979 v Petrovcu, sta prikazana na sliki 3. Model M1 smo preiskali z vzbujanjem v vzdolžni, model M2 pa v prečni smeri.

Obnašanje obeh modelov je bilo podobno, čeprav je različna odpornost in togost konstrukcije, pa tudi



Slika 2. Razporeditev merilnih mest

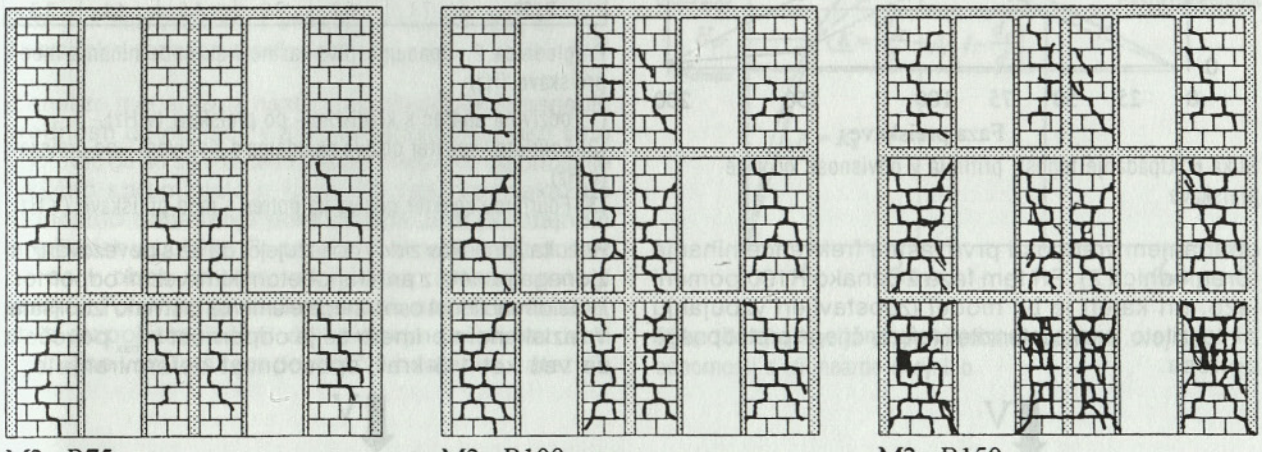


Slika 3. Modelni potres in spekter odziva absolutnih pospeškov

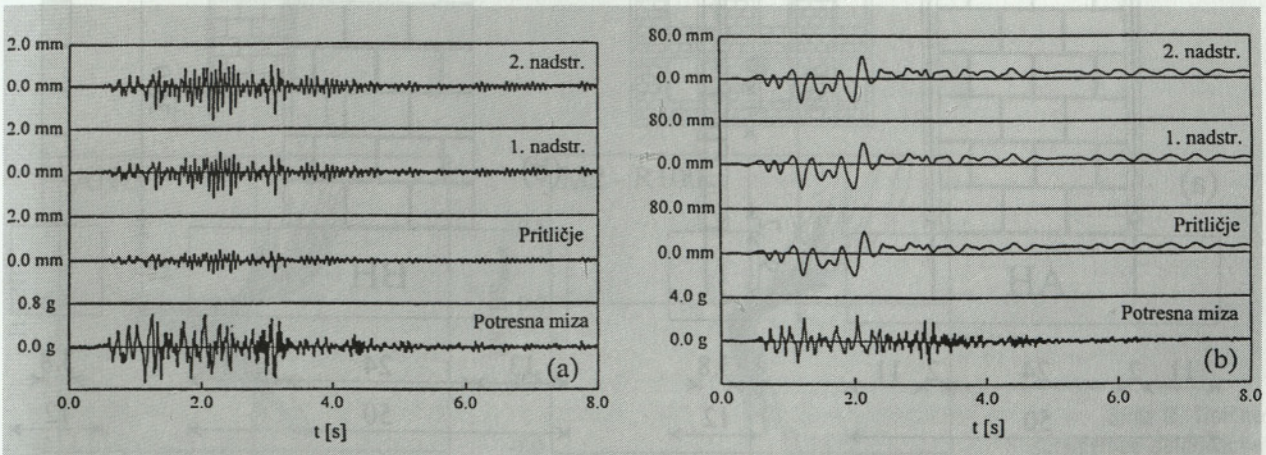
nesimetričnost razporeditve zidov v vzdolžni smeri, povzročila tudi različen potek in nastajanje poškodb med preiskavo konstrukcije v eni (model M1) in drugi smeri (model M2). Na začetku preiskave so pri obeh modelih v osrednjem delu obodnih zidov nastale diagonalno usmerjene razpoke. V nadaljevanju so se predhodno nastale razpoke podaljšale, nastale pa so tudi razpoke v drugi diagonalni smeri. Nastale so tudi vodoravne razpoke v parapetih, ki so potekale po vodoravnih spojnicah med zidaki.

Modela sta se resneje poškodovala med potresom, ki je presegel inteziteto, ki je ustrezala intenziteti prototipnega potresa. V vseh nadstropjih je v zidovih, katerih smer se je ujemala s smerjo vzbujanja, v obeh diagonalnih smereh nastala mreža razpok, poškodovali pa so se tudi vsi parapeti (slika 4). Pred porušitvijo so se močno poškodovali osrednji deli zidov pritličja, kjer so se zidaki zdrobili, zidovi pa v celoti ločili od veznih elementov pritličja in razpadli. Deli srednjega zidu so se porušili strižno, pri nekaterih pa je bil vzrok porušitve prestrig. To je povzročilo, da so se amplitude nihanja zelo povečale. Pri tem so se zlomili zidovi, pravokotni na smer vzbujanja, na stikih med vodoravnimi in navpičnimi vezmi pa je prišlo do drobljenja betona in izklona armature vezi. Zaradi velikih amplitud nihanja so se močno poškodovali prečni zidovi v pritličju.

Kot kaže analiza izmerjenega dinamičnega odziva (slika 5), je med nihanjem modelov med potresom prevladoval prvi ton lastnega nihanja. Če predpostavimo, da je oblika nihanja stabilna med celotnim trajanjem potresnega vzbujanja in pri tem zanemarimo dušenje,

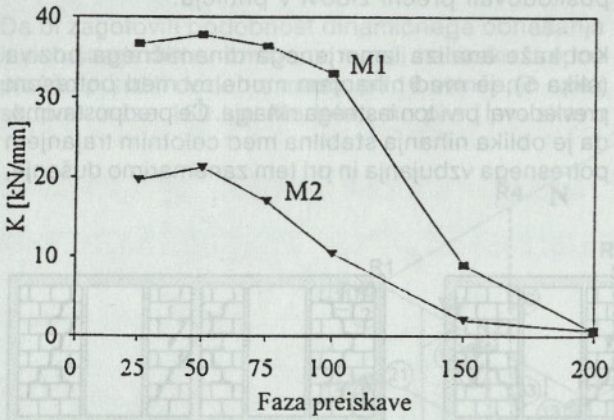


Slika 4. Nastajanje poškodb med preiskavo modela M2



Slika 5. Tipični izmerjeni časovni potek pomikov modela v linearnem (a) in nelinearnem področju nihanja (b)

lahko prečno silo v pritličju in etažne prečne sile v vsakem časovnem trenutku izračunamo kot vsoto vztrajnostnih sil, ki delujejo v nivoju posameznih nadstropij. Na podlagi histereznih odvisnosti med etažno prečno silo in relativnim etažnim pomikom smo izvrednotili tudi vrednosti etažne togosti. Leto smo definirali kot vrednost efektivne sekantne togosti med dvema zaporednima amplitudnima odklonoma (ang. peak to peak stiffness). Kot lahko ugotovimo na sliki 6, se upadanje togosti dobro ujema z ugotovljenim



Slika 6. Upadanje togosti pritličja v odvisnosti od faze preiskave

upadanjem vrednosti prve lastne frekvence nihanja (preglednica 2). Pri tem faza z oznako R100 pomeni fazo, pri kateri je bil model izpostavljen vzbujanju z intenziteto, enako intenziteti referenčnega prototipnega potresa.

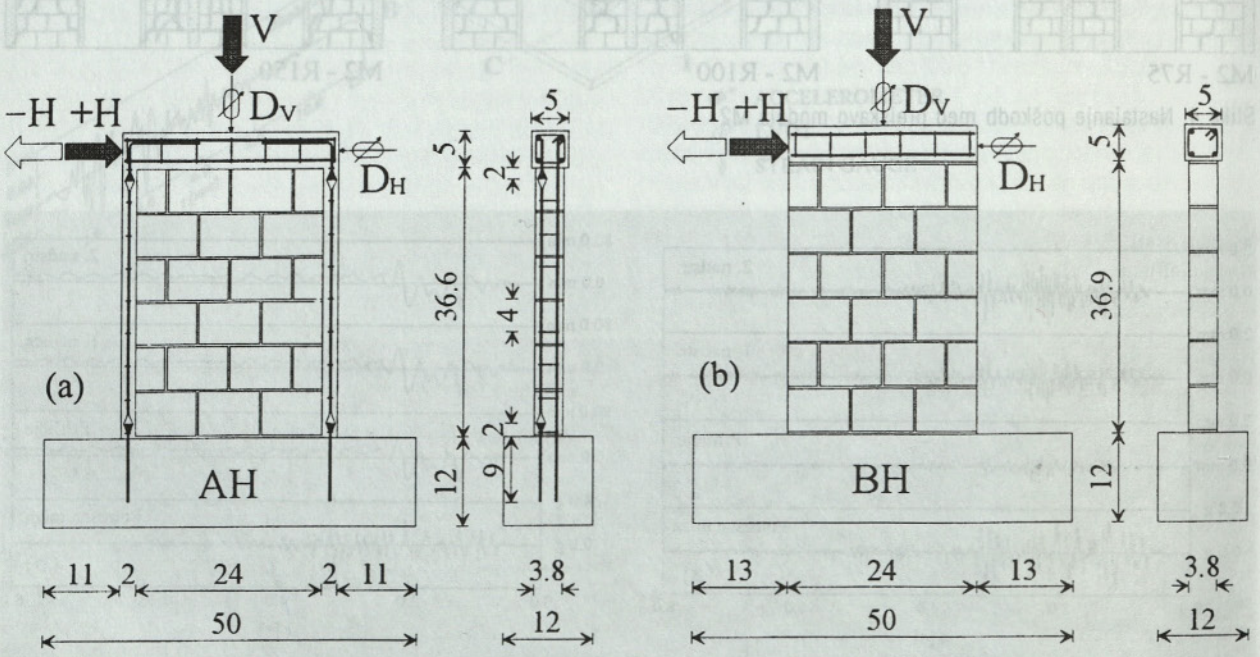
V okviru eksperimentalnega dela raziskav smo preiskali tudi serijo modelnih zidov dimenzij 380/240/38 mm, ki so bili bodisi povezani z navpičnimi vezmi 20/38 mm, armiranimi z dvema palicama Φ 3.2 mm (zidovi tipa A), bodisi so bili brez njih (zidovi tipa B). Zidovi, ki so prikazani na sliki 7, so bili preiskani s tlačno silo (zidovi AV in BV) ter s ciklično vodoravno obtežbo pri konstantni tlačni osni sili (zidovi AH in BH). Pri zidovih AH in BH so tlačno silo, zaradi katere so v vodoravnem prerezu zidov nastale povprečne tlačne napetosti v velikosti σ_0 = 0.28 MPa, približno 22 % tlačne trdnosti zidovja, povzročale svinčene uteži.

Faza	Model M1			Model M2		
	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
Pred preiskavo	22.0	21.9	-	21.4	21.9	-
R50	21.4	20.3	15.6	15.9	15.8	15.2
R75	17.4	17.2	14.3	13.5	12.9	10.9
R100	15.6	14.1	11.9	8.5	8.2	8.8
R150	7.1	6.3	7.0	4.5	4.1	3.3

Preglednica 2. Upadanje prve lastne frekvence nihanja med preiskavo (Hz)

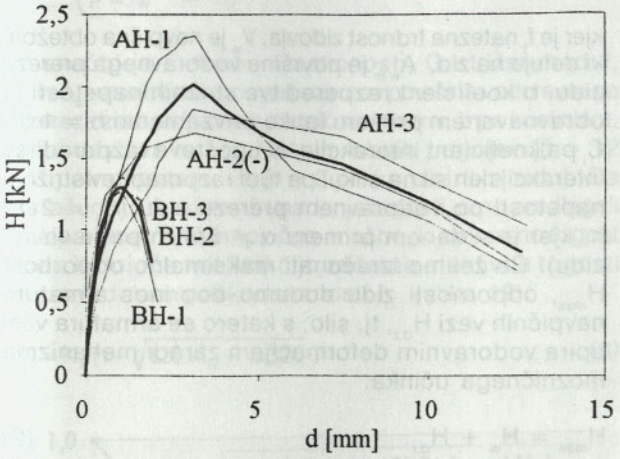
(1) odziv na udarec s kladivom - po preiskavi (v Hz),
(2) Fourierov spekter odziva na udarec s kladivom - po preiskavi (v Hz),
(3) Fourierov spekter odziva na potres - med preiskavo (v Hz).

Rezultati preiskav zidov dokazujejo, da se s povezovanjem zidnega panela z armiranobetonskimi vezmi odpornost in deformabilnost osnovnega elementa bistveno izboljšata. V raziskanem primeru se je odpornost H_{max} povečala za več kot 1.5-krat, sposobnost deformiranja d_{max}



Slika 7. Dimenzije zidov in razporeditev merilnih mest med preiskavo potresne odpornosti
AH: zidovi z navpičnimi vezmi, BH: nearmirani zidovi

pa za več kot 9-krat v primerjavi z enakim, vendar nepovezanim zidom (slika 8). Kot je bilo z analizo izmerjenih podatkov ugotovljeno, so zidne vezi povečale sposobnost sipanja energije za 6 do 7-krat.

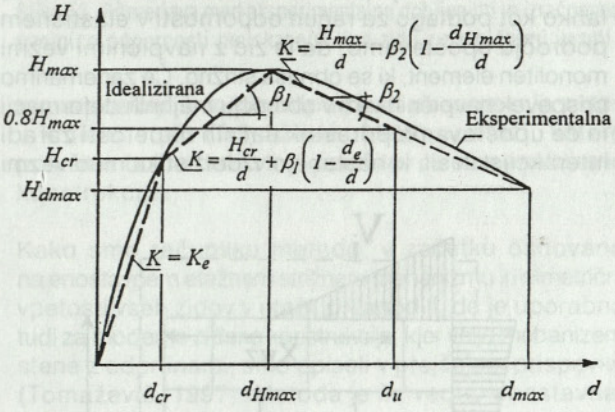


Slika 8. Primerjava ovojnic odpornosti navadnih (BH) in z navpičnimi vezmi povezanih zidov (AH)

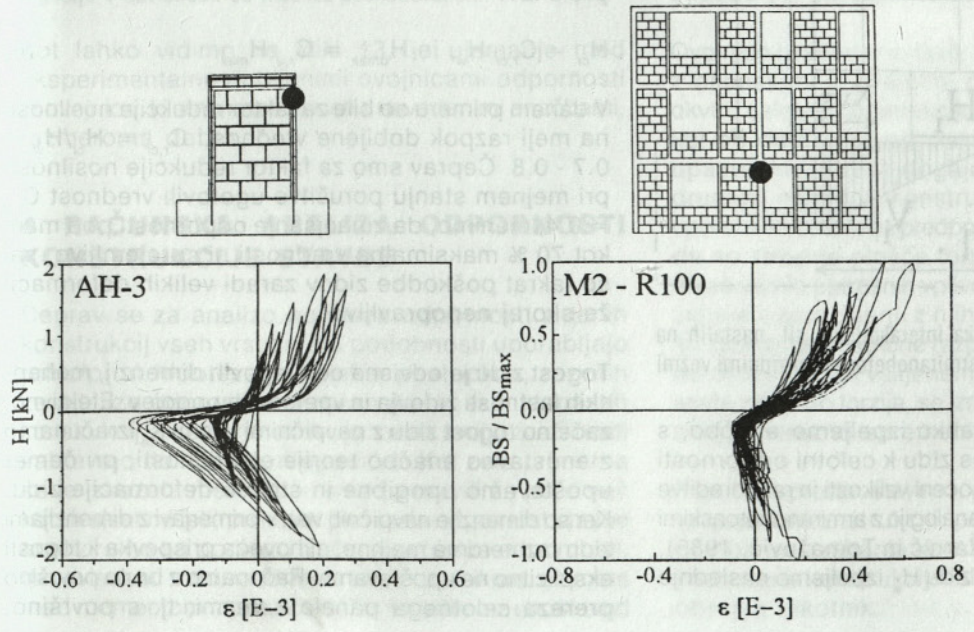
Z analizo mehanizma nastanka poškodb in izmerjenih vrednosti deformacij v armaturi navpičnih vezi smo ugotovili, da so se v začetnih fazah preiskave deformacije ciklično spreminjale iz natega v tlak, kar nakazuje monolitno obnašanje povezanega zidu pri majhnih amplitudah vzbujanja. Pri povečanih amplitudah pomikov pa so v obeh smereh vzbujanja prevladali nategi (slika 9). Potem ko so v zidnem panelu nastale poškodbe, so z razpokami ločeni deli zidovja začeli razrivati navpične vezi in s tem povzročili nastanek nateznih sil v vezeh. V obratni smeri pa so vezi, ki so preprečile razpadanje zidovja, povzročile nastanek dodatnih tlačnih napetosti v zidovju, usmerjenih v vodoravni in navpični smeri. Analiza izmerjenih deformacij armature kaže, da je povečanje nosilnosti povezanega zidu v prvi vrsti posledica mozničnega učinka delovanja armature navpičnih vezi pri doseženem mejnem stanju porušitve.

3 RAČUNSKA ANALIZA ODPORNOSTI ZIDU Z NAVPIČNIMI VEZMI

Obnašanje zidu pri potresni obtežbi navadno opišemo z odvisnostjo med vodoravno silo, ki deluje na zid,



Slika 10. Idealizacija eksperimentalno dobljene ovojnice odpornosti s trilinearno ovojnico

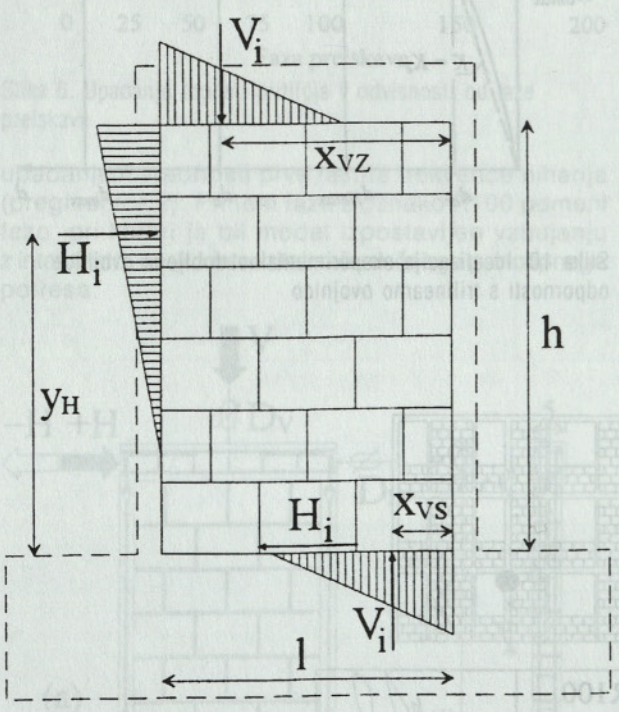


Slika 9. Tipične spremembe deformacije armature navpičnih vezi v odvisnosti od prečne sile

in pomiki, s ti. ovojnico odpornosti. Da bi lahko ovojnico odpornosti zidu izračunali, smo eksperimentalno dobljeno krivuljo idealizirali s trilinearno odvisnostjo med odpornostjo in pomiki (slika 10). V obnašanju zidov smo tako definirali tri mejna stanja:

- mejo elastičnosti, ki jo določata prečna sila in pomik pri nastanku prvih pomembnejših poškodb (H_{cr} in d_{cr}),
- maksimalno odpornost, ki jo določata maksimalna izmerjena prečna sila in njej ustrezni pomik (H_{max} in d_{Hmax}), in
- mejno stanje porušitve, ki ga določata prečna sila in pomik tik pred porušitvijo zidu (H_{dmax} in d_{max}).

Kot kaže obnašanje povezanih zidov med preiskavo, lahko kot podlago za račun odpornosti v elastičnem področju upoštevamo, da je zid z navpičnimi vezmi monoliten element, ki se obnaša strižno. Če zanemarimo prispevek navpičnih vezi v območju majhnih deformacij in če upoštevamo prirastek tlačnih napetosti zaradi interakcijskih sil, ki nastanejo vzdolž stika med vezmi



Slika 11. Porazdelitev in oblika interakcijskih sil, nastalih na stiku med zidanim panelom in armiranobetonskimi zidnimi vezmi

in zidovjem (slika 11), lahko izpeljemo enačbo, s katero določimo doprinos zidu k celotni odpornosti povezanega panela. Če pri oceni velikosti in razporeditve interakcijskih sil uporabimo analogijo z armiranobetonskimi okviri z zidanimi polnili (Žarnić in Tomaževič, 1985), lahko za oceno doprinosa zidu H_w izpeljemo naslednjo enačbo:

$$H_w = \frac{f_t A_{w,m}}{C_i b}\left[1+\sqrt{C_i^2\left(1+\frac{V_w}{f_t A_{w,m}}\right)+1}\right] \quad (1)$$

kjer je f_t natezna trdnost zidovja, V_w je navpična obtežba, ki deluje na zid, $A_{w,m}$ je površina vodoravnega prereza zidu, b koeficient razporeditve strižnih napetosti (v obravnavanem primeru lahko privzamemo b = 1.5), C_i pa koeficient interakcije, ki upošteva razporeditev interakcijskih sil na stiku, pa tudi razporeditev strižnih napetosti po vodoravnem prerezu zidu (C_i = 2ab/h, kjer je v danem primeru α = 5/4, h pa je višina zidu). Če želimo izračunati maksimalno odpornost H_{max}, odpornosti zidu dodamo doprinos armature navpičnih vezi $H_{d,r}$, tj. silo, s katero se armatura vezi upira vodoravnim deformacijam zaradi mehanizma mozničnega učinka:

$$H_{max} = H_w + H_{d,r}, \quad (2)$$

kjer je:

$$H_{d,r} = \sum_1^n 0.8059\, d_r^2 \sqrt{f_c f_y} \quad (3)$$

in je n število, d_r premer armature, f_y meja tečenja armature, f_c pa tlačna trdnost betona. Žal nismo imeli dovolj podatkov, da bi si lahko zamislili fizikalni model mehanizma upadanja nosilnosti po doseženi meji elastičnosti in maksimalni odpornosti ter izračunali preostalo odpornost zidu pri mejnem stanju porušitve. Da bi poenostavili računsko oceno in izračunali vrednosti odpornosti na meji razpok in pri mejnem stanju porušitve, smo uvedli faktorja redukcije nosilnosti $C_{r,cr}$ in $C_{r,u}$, katerih vrednosti smo določili na podlagi rezultatov preiskav:

$$H_{cr} = C_{r,cr} H_w, \text{ in } H_{dmax} = C_{r,u} H_{max} \quad (4)$$

V danem primeru so bile za faktor redukcije nosilnosti na meji razpok dobljene vrednosti $C_{r,cr} = H_{cr}/H_w$ = 0.7 - 0.8. Čeprav smo za faktor redukcije nosilnosti pri mejnem stanju porušitve ugotovili vrednost $C_{r,u}$ = 0.4, menimo, da zmanjšanje odpornosti pod manj kot 70 % maksimalne vrednosti ni sprejemljivo, saj so takrat poškodbe zidov zaradi velikih deformacij že skoraj nepopravljive.

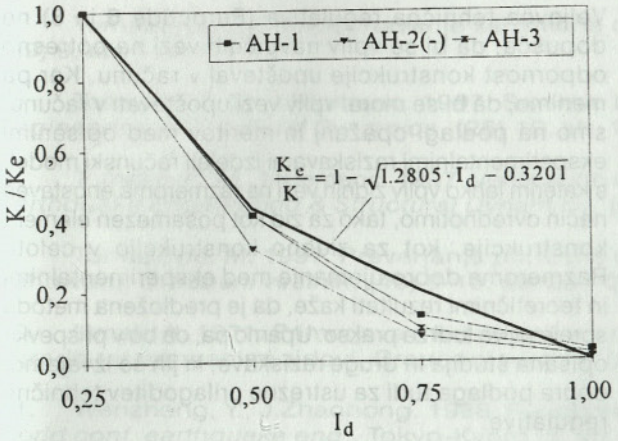
Togost zidu je odvisna od njegovih dimenzij, mehanskih lastnosti zidovja in vpetostnih pogojev. Efektivno, začetno togost zidu z navpičnimi vezmi K_e izračunamo z enostavno enačbo teorije elastičnosti, pri čemer upoštevamo upogibne in strižne deformacije zidu. Ker so dimenzije navpičnih vezi v primerjavi z dimenzijami zidu razmeroma majhne, njihovega prispevka k togosti eksplicitno ne upoštevamo. Računamo z bruto površino prereza celotnega panela z vezmi, tj. s površino,

ki vključuje tudi površino navpičnih vezi:

$$K_e = \left(\frac{h^3}{\beta E I_w} + \frac{\kappa h}{G A_w} \right)^{-1} \quad (5)$$

V enačbi je E modul elastičnosti, G strižni modul, I_w in A_w vztrajnostni moment oziroma površina vodoravnega prereza zidu, vključno z navpičnimi vezmi, b pa koeficient, ki je odvisen od vpetostnih robnih pogojev ($\beta = 12$ pri polnovpetem, in $\beta = 3$ pri konzolnem zidu). Da bi računsko upoštevali upadanje togosti, smo predlagali dvoparametrično empirično enačbo, ki sekantno togost zidu K določa kot funkcijo začetne efektivne togosti K_e in indeksa poškodovanosti I_d (slika 12):

$$K = K_e(1 - \sqrt{1.281\, I_d - 0.320}). \quad (6)$$

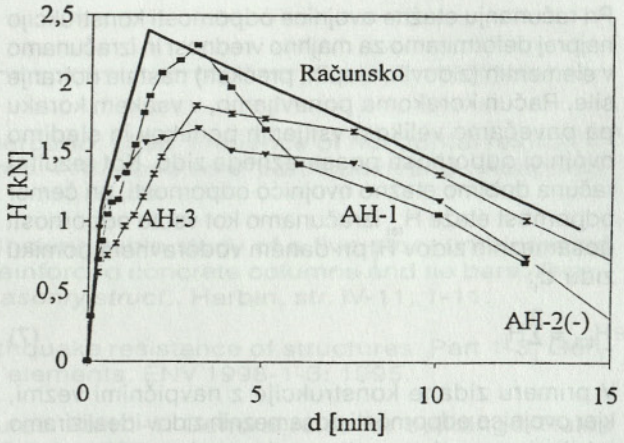


Slika 12. Primerjava med eksperimentalno ugotovljeno in izračunano togostjo v odvisnosti od indeksa poškodovanosti.

Kot lahko vidimo na sliki 13, je ujemanje med eksperimentalno dobljenimi ovojnicami odpornosti in ovojnico, ki smo jo izračunali z navedenimi enačbami, razmeroma dobro.

4 RAČUNSKA ANALIZA ODPORNOSTI KONSTRUKCIJE STAVBE

Čeprav se za analizo potresne odpornosti zidanih konstrukcij vseh vrst zaradi podobnosti uporabljajo principi in hipoteze računskih postopkov, razvitih za analizo odpornosti armiranobetonskih stenastih konstrukcij, zidane konstrukcije zaradi svojih značilnosti zahtevajo določene prilagoditve. Kot zelo primerna se je izkazala metoda, ki smo jo razvili že pred več kot dvajsetimi leti, pri kateri potresno odpornost stavbe analiziramo na podlagi izračuna ovojnice odpornosti, tj. odvisnosti med vodoravno silo in pomikom, oziroma med momentom in zasukom. To naredimo z enostavno



Slika 13. Primerjava med eksperimentalno dobljenimi in izračunano ovojnico odpornosti preiskanega tipa zidu z navpičnimi vezmi

superpozicijo ovojnic odpornosti posameznih zidov v kritični etaži (Tomaževič, 1980), v etaži, katere porušitev bo pomenila tudi porušitev celotne analizirane konstrukcije.

Kako smo računsko metodo, v začetku osnovano na enostavnem etažnem strižnem mehanizmu in simetrični vpetosti vseh zidov v etaži, prilagodili, da je uporabna tudi za moderne zidane konstrukcije, kjer velja mehanizem stene z odprtinami, smo opisali v prejšnjem prispevku (Tomaževič, 1997). Metoda je še vedno enostavna: če predpostavimo ustrezne robne pogoje za zidove (konzole, obojestransko vpeti elementi, stena z odprtinami) in relevantne mehanizme porušitve, ovojnice odpornosti posameznih zidov v etaži lahko izračunamo na enostaven način. V primeru zidov z navpičnimi vezmi, katerih obnašanje idealiziramo s trilinearno ovojnico, uporabimo enačbe (1) do (6).

Ovojnico izračunamo tako, da strižne stene, oslabljene z okenskimi in vratnimi odprtinami, modeliramo z okviri, celotno konstrukcijo pa deformiramo podobno, kot se deformira pri potresnem nihanju in pri tem opazujemo, kaj se dogaja s posameznimi zidovi in drugimi elementi konstrukcije. Seveda pri računu uporabimo določene predpostavke. Tako predpostavimo, da so stropne plošče toge v ravnini, kar omogoča, da se učinki potresnih vplivov prenesejo na posamezne zidove v sorazmerju z njihovimi togostmi. V primeru, ko zaradi nesimetrične razporeditve zidov ali navpičnih obremenitev pri vsiljenem premiku masnega težišča etaže pride do torzije, se izračunani pomiki posameznih zidov ustrezno spremenijo.

Prav tako predpostavimo, da so pomiki, ki jih v računu vsiljujemo konstrukciji, po višini razporejeni v obliki prvega tona nihanja konstrukcije. V primeru pravilno zasnovane konstrukcije lahko uporabimo tudi narobe obrnjen trikotnik.

Pri računanju etažne ovojnice odpornosti konstrukcijo najprej deformiramo za majhno vrednost in izračunamo v elementih (zidovih, slopih, prečkah) nastale notranje sile. Račun korakoma ponavljamo, v vsakem koraku pa povečamo velikost vsiljenih pomikov in sledimo ovojnici odpornosti posameznega zidu. Kot rezultat računa dobimo etažno ovojnico odpornosti, pri čemer odpornost etaže H_{tot} izračunamo kot vsoto odpornosti posameznih zidov H_i pri danem vodoravnem pomiku zidu d_i:

$$H_{tot} = \sum_{i}^{n} H_i \qquad (7)$$

V primeru zidane konstrukcije z navpičnimi vezmi, kjer ovojnico odpornosti posameznih zidov idealiziramo s trilinearno odvisnostjo, prispevek posameznega zidu k togosti in nosilnosti etaže določajo naslednji enostavni pogoji:

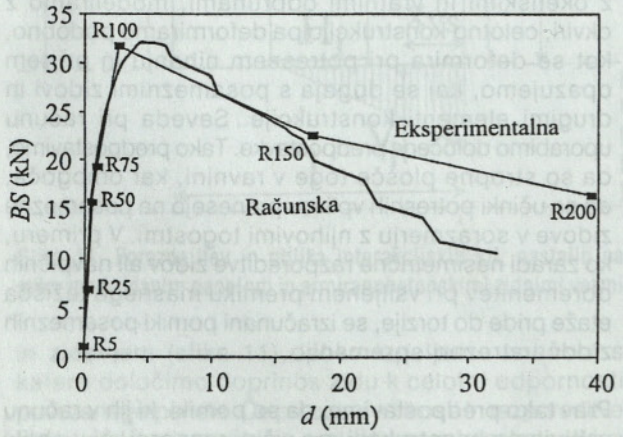
$$H_i = d_i K_{ei};\ K_i = K_{ei},\ \text{če } d_i \le d_{ei}, \qquad (8a)$$

$$H_i = H_{cr} + \beta_1 (d_i - d_{ei});\ K_i = \frac{H_i}{d_i},\ \text{če } d_{ei} < d_i \le d_{Hmaxi} \qquad (8b)$$

$$H_i = H_{cr} + \beta_2 (d_i - d_{Hmax});\ K_i = \frac{H_i}{d_i},\ \text{če } d_{Hmax} < d_i \le d_{ui} \qquad (8c)$$

$$H_i = 0;\ K_i = 0,\ \text{če } d_i > d_{ui} \qquad (8d)$$

kjer je d_{ei}, d_{Hmax}, d_{ui} pomik i-tega zidu pri meji elastičnosti, pri doseženi maksimalni odpornosti, oziroma pri mejnem stanju porušitve, H_{cr}, H_{max} odpornost zidu pri nastanku razpok oziroma maksimalni odpornosti i-tega zidu, β_1 in β_2 sta parametra upadanja togosti, medtem ko pomenita K_i in K_{ei} togost in efektivno togost i-tega zidu, n pa število zidov.



Slika 14. Primerjava med eksperimentalno dobljeno in teoretično ovojnico odpornosti pritličja modela M2

Ovojnica odpornosti pritličja, ki je bila izračunana po opisani metodi za primer modela M2, je primerjana z eksperimentalnimi ugotovitvami na sliki 14. Dobro ujemanje med eksperimentalno dobljeno in izračunano ovojnico ponovno potrjuje primernost metode tudi za preverjanje potresne odpornost zidanih konstrukcij s povezanim zidovjem.

5 SKLEP

Izvedene eksperimentalne raziskave so ponovno potrdile že večkrat ugotovljeno dejstvo, da navpične vezi izboljšajo obnašanje navadnega, nearmiranega zidovja med potresom. Čeprav so preiskave povezanih zidnih elementov pokazale predvsem izboljšanje sposobnosti sipanja energije in duktilnosti, je bilo ugotovljeno, da vezi povečajo tudi nosilnost.

Veljavna tehnična regulativa (Eurocode 6 in 8) ne dopušča, da bi se vpliv navpičnih vezi na potresno odpornost konstrukcije upošteval v računu. Ker pa menimo, da bi se moral vpliv vezi upoštevati v računu, smo na podlagi opažanj in meritev med opisanimi eksperimentalnimi raziskavami izdelali računski model, s katerim lahko vpliv zidnih vezi na razmeroma enostaven način ovrednotimo, tako za zid kot posamezen element konstrukcije, kot za zidano konstrukcijo v celoti. Razmeroma dobro ujemanje med eksperimentalnimi in teoretičnimi rezultati kaže, da je predložena metoda sprejemljiva tudi za prakso. Upamo pa, da bo v prispevku opisana študija in druge raziskave, ki jih še izvajamo, dobra podlaga tudi za ustrezne prilagoditev tehnične regulative.

ZAHVALA

Raziskave, ki jih opisujemo v tem prispevku, so bile izvedene v okviru raziskovalnega projekta J2-5208-1502, ki ga je financiralo Ministrstvo za znanost in tehnologijo Republike Slovenije. Za sodelovanje v eksperimentalnem delu raziskav v laboratoriju za konstrukcije se avtorja zahvaljujeta kolegu Ljubu Petkoviću, ki je bil odgovoren za krmiljenje potresne mize in meritve, ter laborantski ekipi pod vodstvom Borisa Primca.

LITERATURA

1. Aguilar, G., R.Meli, R.Diaz, R.Vasquez-del-Mercado. 1996. Influence of horizontal reinforcement on the behavior of confined masonry walls. *Proc. 11th world conf. earthquake eng.*, Acapulco, paper no.1380.

2. Bolong, Z., W.Mingshun, Z.Deyuan. 1988. Shaking table study of a five-story unreinforced block masonry model building strengthened with reinforced concrete columns and tie bars. *Proc., US-PRC joint workshop on seismic resistance of masonry struct.*, Harbin, str. IV-11; 1-11.

3. Eurocode 8. 1995. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-3: General rules - specific rules for various materials and elements. ENV 1998-1-3: 1995.

4. Eurocode 6. 1995. Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry. ENV 1996-1-1: 1995.

5. Iiba, M., H.Mizuno, T.Goto, H.Kato. 1996. Shaking table test on seismic performance of confined masonry wall. *Proc. 11th world conf. earthquake eng.*, Acapulco, paper no. 659.

6. Tomaževič, M. Proračunavanje seizmične odpornosti zidanih zgradb 1980. *Gradbeni vestnik*, (29) 9, str. 182-194.

7. Tomaževič, M., I.Klemenc. 1997. Seismic behaviour of confined masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, (26) 10, str. 1059-1071.

8. Tomaževič, M., I.Klemenc. 1997. Verification of seismic resistance of confined masonry buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, (26) 10, str. 1073-1088.

9. Tomaževič, M. 1997. Preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij: prilagajanje novim zahtevam. *Gradbeni vestnik*, (46) 9-10, str. 254-266.

10. Umek, A. 1971. Primerjava med neojačenimi in z vertikalnimi vezmi ojačenimi elementi zidanih zgradb ter armiranimi zidovi. *Gradbeni vestnik*, (20) 10, str. 241-248.

11. Wenzhong, Y., J.Zhaohong. 1988. Functions of ties concrete columns in brick walls. *Proc. 9th world conf. earthquake eng.*, Tokyo-Kyoto, 6, str. 139-144

12. Žarnić, R., M.Tomaževič. 1985. Study of the behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loading. *Proc. 7th int. brick masonry conf.*, Melbourne, 2, str.1315-1325.

GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE

LETNIK XXXXVI - 1997

Revijo izdaja:

ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE V LJUBLJANI

Glavni in odgovorni urednik:

Franc **ČAČOVIČ**

Lektor:

Alenka **RAIČ - BLAŽIČ**

Tehnični urednik:

Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:

Sergej **BUBNOV**
mag. Gojmir **ČERNE**
prof. dr. Miha **TOMAŽEVIČ**
dr. Ivan **JECELJ**
Andrej **KOMEL**
Stane **PAVLIN**
dr. Franci **STEINMAN**

Tisk:

Tiskarna **TONE TOMŠIČ d.d.**
v Ljubljani

LJUBLJANA 1997

KAZALO ZA LETNIK XXXVI, 1997

ČLANKI, ŠTUDIJE, RAZPRAVE
ARTICLES, STUDIES, PROCEEDINGS

BRINŠEK Rudi:
SANACIJA SIDRANEGA PODPORNEGA ZIDU V PODSLAPJU PREGRADE HE MOSTE 9
Rehabilitation of the anchored support wall in the stilling pool of the HPP Moste dam

BIZJAK Janez:
ZAGOTAVLJANJE KAKOVOSTI VARJENJA V SCT STROJEGRADNJI 215
Assurance of Welding Quality ar SCT Strojegradnja

BOŽIČ Janez, MARUSSIG Matjaž:
RAZVOJ INFORMACIJSKIH SISTEMOV V SCT 231
Development of Informations systems in SCT

ČABRILO Dodroslav:
REKONSTRUKCIJA VIADUKTA RAVBARKOMANDA 328
Ravbarkomanda Viaduct Reconstruction

DOLINŠEK Blaž, DUHOVNIK Janez:
ROBOTIZIRANO SESTAVLJANJE ARMATURE LINIJSKIH
ARMIRANOBETONSKIH ELEMENTOV 14
Robotized Assembling of Reinforcement of Linear Reinforced Concrete Elements

DVANAJŠČAK Drago:
VODNI PREDOR SAN DANIELE 86
San Daniele Water Tunnel

DARIS Irena:
50. JUBILEJ GRADBENEGA PODJETJA GROSUPLJE 86
The 50 th Anniversary of building enterprise Grosuplje

DAMJANIČ Frano, DUHOVNIK Janez, TAJNIKAR Klavdija:
ANALIZA MEHANSKEGA OBNAŠANJA VIADUKTA RAVBARKOMANDA
PO REKONSTRUKCIJI 333
Analysis of Mechanical Behaviour of Repaired Ravbarkomanda Bridge

DOBRILA Peter, PREMROV Miroslav, FUJS Igor:
RAČUNALNIŠKI PROGRAM ZA ANALIZO NOSILNOSTI LESENIH
PO PREDPISEH EC 5 348
A Computer Program for Analysis of Bearing Capacity of Timber Structures
due to use EC 5

GOSTIŠA Drago:
TEHNOLOGIJA IN STROJNA OPREMA ZA ZEMELJSKA DELA 164
Technology and Mechanical Equipment for Earthworks

GRIS Franc:
MOBILNE DROBILNO-SEJALNE STROJNE LINIJE 225
Mobile Crushing and Screening Plant

HALAS Daniel:
STANOVANJSKI IN POSLOVNI OBJEKTI V MOSKVI 211
Apartment and Business Buildings in Moscow

HALAS Daniel:
PROJEKT COMiD JAKUTSK 213
Project COMiD Jakutsk

HANŽIČ L.: ILIĆ R.: VPLIV POROZNOSTI TAL NA KONCENTRACIJO RADONA V OBJEKTIH... 312
The Influence of Porous Ground on Radon Concentration in Buildings

KOROŠEC Bogdan:
PRED NAMI JE PETLETNO OBDOBJE SPREMEMB 89
Before us there is a period og changes

KOVAČIČ Janez:
ZAŠČITA GRADBENE JAME, IZDELAVA PILOTOV IN TEMELJNE PLOŠČE ZA POSLOVNI OBJEKT OB LANGUSOVI ULICI 93
Excavation protection, piles and plate construction, for building in Langus Street

KOVAČIČ Boštjan:
GEODETSKA DELA Z NOVIM INSTRUMENTOM NIKON - TOTALNA POSTAJA SERIJE DTM-700 102
Surveying works using new Nikon instrument

KERIN Andrej:
CERTIFIKAT ISO 9001 IN ORGANIZACIJA PROJEKTA OBVLADOVANJA KAKOVOSTI V SCT 156
Certificate ISO 9001 and organisation of Total Quality Management - project in the SCT - corporation

KOREN Mitja:
SISTEM ODVODNJE SEVERNE OBVOZNE CESTE IN KANALA 1.0 V LJUBLJANI 168
Northern Ring Road and Canal 1.0 Drainage System in Ljubljana

KAJDIŽ Živko, HOZO Harun:
PROJEKT VIADUKTOV MALENCE 4-1M IN 4-2M 186
Malence Viaduct Project

LAPAJNE Svetko:
LOMI DALJNOVODNIH STEBROV 7
Ruptures of cableline pillars

MIKOŠ Matjaž:
OCENA OGROŽENOSTI ALPSKEGA SVETA Z NARAVNIMI UJMAMI 2
Natural hazard Assessment of Alpine Habitats

PREDIN Andrej:
FREKVENČNI ODZIV GUMIJASTIH MEHASTIH KOMPENZATORJEV 107
The frequency response of skin rubber compensators

PODGORŠEK Feliks:
OBNOVLJENA TOVARNA ASFALTA V ČRNUČAH 174
Renovated Asphalt Plant in Črnuče

PROSEN Janez, LJUBIČ Aleksander:
METODA ZA DOLOČANJE STOPNJE TVORJENJA KOLESNIC NA JEDRIH IZ BITUMENSKIH OBRABNO-ZAPORNIH PLASTI 183
Method of Determination of Wheel-Tracking Rates on Bituminous Wearing Courses

SROVIN Bojan:
V PRIMERJAVI S PANOGO ODLIČNI REZULTATI VARSTVA PRI DELU 91
Excellent work-protection results in comparision with others in branch

SEVER Drago:
UPRAVLJANJE MESTNIH CESTNO-PROMETNIH SISTEMOV 97
Management of town road-traffic systems

SEVER Alojz:
KAKOVOST - ZAVEZA POSLOVNEGA USPEHA 154
Quality - Assured by Business Management

SEVER Andrej:
SANACIJA OBJEKTOV V MOSKVI - Kompleks Trehprudnih perelouk 7-9 206
Renovation of Buildings in Moscow - Complex Trehprudnih perelouk 7-9

SAJE Franc:
NOVEJŠI RAZVOJ LESENIH KONSTRUKCIJ 338
The latest development in the field of timber structures

SAJE Drago, KAVČIČ Fran:
BETONI VISOKIH TRDNOSTI V SVETU IN PRI NAS 353
High-Strenght Concrete in the World and in Slovenia

ŠIJANEC-ZAVRL Marjana, MALOVRH Matjaž:
ENERGETSKI PREGLEDI OSNOVNIH ŠOL V OBČINI KAMNIK 26
Energy Audits of Primary Schools in Municipality of Kamnik

ŠIJANEC-ZAVRL Marjana:
ENERGETSKA OBNOVA STANOVANJSKIH STAVB V SLOVENIJI 318
Approach to energy restoration of residential buildings in Slovenia

TOMAŽEVIČ Miha:
PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANIH KONSTRUKCIJ:
PRILAGAJANJE NOVIM ZAHTEVAM 254
Seismic Resistance Verification of Masonry Structures: Following the New Trends

VUKELIČ Željko, OSREČKI Ivan:
SANACIJA NASIPA NA AC ŠENTILJ - PESNICA Z DRENAŽAMI IZVEDENIMI
S TEHNOLOGIJO VODENEGA HORIZONTALNEGA VRTANJA 278
Improvement of Dam on the Highway Šentilj - Pesnica with Drainage Executed
by Means of Led-Horizontal Bore Technology

VRATUŠA Srečko:
PROGRAMSKA ORODJA ZA DIMENZIONIRANJE LESENIH ELEMENTOV 344
The Software Tools for design of timber elements

ZUPANČIČ Dušan:
ORGANIZACIJA IN KONTROLA VZDRŽEVANJA STANOVANJSKIH OBJEKTOV
V DOBI NJIHOVE UPORABE 113
Organization and maintenance control of residential buildings during their use

ZIDAR Ivan:
SCT - VČERAJ-DANES-JUTRI, Pol stoletja izkušenj v gradbeništvu 146
SCT Yesterday, Today and tommorow, Half a century of construction experience

ZGONC Bogdan:
SLOVENSKE ŽELEZNICE V LUČI RAZVOJA EVROPSKEGA PROMETNEGA SISTEMA 267
Slovenian Railways in the Aspect of Evropien Traffic System

ČLANKI, INFORMACIJE
REPORTS, INFORMATION

BUBNOV Sergej:
NAŠE GRADBENIŠTVO IN EU 282

BUBNOV Sergej:
POTRES V ITALIJI 286

HUMAR Gorazd:
KAMNITI VELIKAN NA SOČI 33
Most čez Sočo pri Solkanu - most z največjim kamnitim lokom na svetu
The Stone Giant over the River Soča

HOLOBAR Anka:
ZAPISNIK REDNE SKUBŠČINE 42

JUBILEJ

BUBNOV Sergej:
g.dipl.inž. FRANC ČAČOVIČ - sedemdesetletnik 122

BLEIWEIS Janko:
OB DEVETDESETLETNICI PROFESORJA EMILA KOVAČIČA 289

IN MEMORIAM

LAPAJNE Svetko:
g.dipl.inž. IVAN MAREK 120

LAPAJNE Svetko:
DUŠAN FARČNIK, dipl.inž.gradb. 360

STANIČ Ciril:
g. dipl.inž. CIRILA MRAVLJE - MIŽKA 56

STANIČ Ciril:
g. dipl.inž.gradb. MAKS MEGUŠAR 290

POROČILA FAKULTETE ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO UNIVERZE V LJUBLJANI
PROCEEDINGS OF THE DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING UNIVERSTY, LJUBLJANA

GORIŠEK Meta:
DIFUZIJSKI TRANSPORT V VODI RAZTOPLJENIH SNOVI SKOZI GLINENE PREGRADE POD ODLAGALIŠČI ODPADKOV 57

PANJAN Jože:
MERITVE VELIKOSTI SUSPENDIRANIH DELCEV PRI ČIŠČENJU KOMUNALNIH VOD 243
Measurements of suspended particles size in the process of municipal wastewater treatment

RODOŠEK E., ZUPANČIČ D.:
INTEGRALNO DOLOČANJE PORABNE VREDNOSTI STANOVANJ IN STANOVANJSKIH OBMOČIJ 123

NOVOSTI - GRADBENIŠTVO FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO UNIVERZA V MARIBORU
CIVIL ENGINEERING NEWS UNIVERSITY IN MARIBOR

FRIDL Srečko:
STATIČNA PRESOJA LESENIH KONSTRUKCIJ 361
Statical Analysis of Timber Structures

LEP Jože:
DOLOČEVANJE OBRATNE MATRIKE:
a) s pomočjo sistema linearnih enačb in
b) s pomočjo razširjene matrike 73

LUTAR Boris:
PROGRAMSKA ORODJA ZA NAČRTOVANJE IN RAČUNANJE KONSTRUKCIJ FIRM SRAC, INTERGRAPH IN BSI TER TRENDI RAZVOJA 299
The Program Tools for Structural Design and Computation of the Companies SRAC, Intergraph and BSI and Development Trends

SKRINAR Matjaž:
PRIMERJAVA RAZLIČNIH PRISTOPOV PRERAČUNAVANJA NAPETOSTI IN SKRČKOV PRI KOLOBARJASTIH TEMELJIH 131
Comparison of different approaches for stresses and settlemenrs computation at ring foundations

INFORMACIJE - ZAVOD ZA GRADBENIŠTVO SLOVENIJE

GUMILAR Vladimir:
ZNAKI KAKOVOSTI V GRADITELJSTVU 239
Quality Marks in Civil engineering

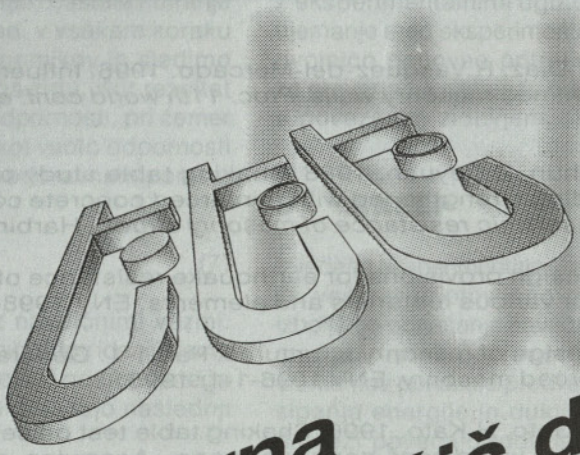
PREMZL Vilibald:
MARIBORSKA ČISTILNA NAPRAVA 291
Maribor Wastewater Treatment plant

RAMŠAK Mihael:
VPLIV OBLAGANJA MASIVNIH PREGRAD S TOPLOTNOIZOLACIJSKIMI KOMBI PLOŠČAMI NA NJIHOVO SKUPNO ZVOČNO IZOLIRANOST 139
The influence of ading thermal insulation plates to massive walls on their total sound insulation

INFORMACIJE - GRADBENI INŠTITUT ZRMK
INFORMATION - CIVIL ENGINEERING INSTITUTE ZRMK

ČERNE Gojmir:
PREDSTAVITEV ORGANIZIRANOSTI IN DEJAVNOSTI GRADBENEGA INŠTITUTA ZRMK 81
Organisation and Activities of Civil Engineering Institut ZRMK

1000 LJUBLJANA, GREGORČIČEVA 25A • 061/126 32 19 • FAX 061/218 646



tiskarna tone tomšič d.d.

Cenjeni poslovni partnerji!

Nudimo vam kvalitetne in hitre usluge stavljenja, preloma, ofsetnega tiska, rototiska, knjigotiska in različne vezave.
Obiščite nas in se prepričajte!

Izdelujemo vse vrste fotokopij in vezav.

ttt trgovina

Učenci, dijaki, študenti in cenjeni potrošniki!

- *Obiščite trgovino s šolskimi potrebščinami in pisarniškim materialom*
- Trgovina je odprta od 9.00 do 16.00 v soboto od 8.00 do 13.00
- *Nudimo kvalitetne izdelke po konkurenčnih cenah.*
- *Izdelujemo vse vrste fotokopij in vezav.*

Obiščite nas!

1000 LJUBLJANA, GREGORČIČEVA 25A • 061/126 32 19 (217) • FAX 061/218 646

GRAFIKA
Bonifer