



UDK-UDC 05:625;
YU ISSN 0017-2774

LJUBLJANA,
MAREC-APRIL, 1990

LETNIK XXXIX
STR.: 53-92

GRADBENI VESTNIK 3-4



S

CENTRALNA TEHNIŠKA KNJIŽNICA

R 2465/1990-39

624+69

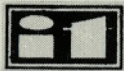
924659000 3/4

COBISS

CENTRALNA TEHNIŠKA KNJIŽNICA



Okno INO-M



ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
LJUBLJANA, ERJAVČEVA ULICA 15 ; TEL.: 061/221 587

PRIPRAVLJALNI SEMINARJI ZA STROKOVNE IZPITE V GRADBENIŠTVU ZA LETO 1990

4. seminar od 16.–20. aprila 1990
5. seminar od 21.–25. maja 1990
6. seminar od 17.–21. septembra 1990
7. seminar od 22.–26. oktobra 1990
8. seminar od 19.–23. novembra 1990
9. seminar od 17.–21. decembra 1990

Prijavite se je treba približno en mesec pred pričetkom na naslov: **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Erjavčeva 15, 61000 Ljubljana**. Prijava je v obliki dopisa, z navedbo imena, naslova in poklica kandidata, datuma udeležbe seminarja in točnega naslova plačnika stroškov za udeležbo na seminarju. Račun izstavi po ugotovljeni udeležbi organizator.

POPRAVEK – OPRAVIČILO

V št. 1-2/1990 Gradbenega vestnika je bilo napačno objavljeno, da je lektor omenjene revije **IRENA PUHAR**. Lektorsko delo je izvršila **ALENKA RAIČ**. Obema se iskreno opravičujem.

Glavni in odgovorni urednik



GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE
ŠT. 3-4 • LETNIK 39 • 1990 • YU ISSN 0017-2774

VSEBINA-CONTENTS

Članki, študije, razprave Articles, studies, proceedings	Miha Tomaževič: KAJ NAS JE NAUČIL POTRES V SAN FRANCISCU 17. OKTOBRA 1989 54 THE LESSONS OF SAN FRANCISCO EARTHQUAKE OF OCTOBER 17, 1989
	Janez Reflak: EVROPA-92 IN GRADITELJSTVO 65 EUROPE-92 AND BUILDING CONSTRUCTION
	Srečko Vratuša: PRIMER PROBABILISTIČNE OCENE ZANESLJIVOSTI ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE 69 AN EXAMPLE OF PROBABILISTIC EVALUATION OF RELIABILITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES
Poročila, obvestila Reports, Information	Rudi Rajar: JUBILEJ – Prof. dr. JANKO BLEIWEIS 74
	Alojz Juvanc: GEODETSKE OSNOVE ZA PROJEKTIRANJE CEST 75
	Lojze Cepuš: IZ DELOVNIH KOLEKTIVOV 76
Poročila Fakultete za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo Univerze E. Kardelja v Ljubljani Proceedings of the Department of Civil Engineering University E. Kardelj, Ljubljana	Maruška Šubic: PRIMER UPORABE ANALIZE DRUŽBENIH STROŠKOV IN DRUŽBENIH KORISTI, DOPOLNJENE Z DVONIVOJSKIM DINAMIČNIM PROGRAMOM, NA RELACIJI STANOVANJSKA GRADNJA – KMETIJSKA ZEMLJIŠČA 79 AN EXAMPLE OF APPLICATION OF COST BENEFIT ANALYSIS, INCORPORATED INTO TWO LEVEL DYNAMIC MODEL IN RELATION TO HOUSING AND AGRICULTURAL LEND
Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana Proceedings of the Institute for materials and structure research Ljubljana	Jakob Šušteršič, Franci Ceklin, Stanislav Urbančič: UPORABA MIKROARMIRANIH BETONOV ZA IZDELAVO KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV 85 USE OF FIBRE REINFORCED CONCRETE FOR STRUCTURAL MEMBERS

Glavni in odgovorni urednik: Franc ČAČOVIČ

Lektor: Alenka RAIČ – Tehnični urednik: Dane TUDJINA

Uredniški odbor: Sergej BUBNOV, Vladimir ČADEŽ, Vojteh VLODYGA, Stane PAVLIN, Gorazd HUMAR, Ivan JECELJ, Andrej KOMEL, Branka ZATLER-ZUPANČIČ, Jože ŠČAVNIČAR, dr. Miran SAJE

Revijo izdaja Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon: 221-587. Žiro račun pri SDK Ljubljana 50101-678-47602. Tiska Tiskarna Tone Tomšič v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Celotna naročnina, skupaj s članarino za člane društev znaša 150,00 din. Za študente in upokoјence velja polovična cena. Naročnina za gospodarske naročnike za I. polletje 1990 znaša 1.000,00 din, za inozemske naročnike 80 US \$. Revija izhaja ob finančni pomoči RK za raziskovalno dejavnost in tehnologijo, Splošnega združenja gradbeništva in IGM Slovenije, Republiške vodne uprave, Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana in Fakultete za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo Univerze Edvarda Kardelja v Ljubljani.

KAJ NAS JE NAUČIL POTRES V SAN FRANCISCU 17. OKTOBRA 1989

UDK 624.131.55.046

MIHA TOMAŽEVIČ

POVZETEK

17. oktobra 1989 je območje San Francisca prizadel močan potres, ki je terjal 66 žrtev, povzročil pa je tudi precej škode na gradbenih objektih. V članku so opisani nekateri značilni primeri teh poškodb, razloženi pa so tudi vzroki za njihov nastanek. Potres je pokazal, da so konstrukcije vseh vrst, ki so bile projektirane in grajene po načelih potresno odpornega grajenja, potres prestale brez poškodb. Potres pa je hkrati opozoril na pereč problem pravočasne sanacije in ojačitve konstrukcij, ki so bile grajene pred uveljavitvijo protipotresne regulative.

THE LESSONS OF SAN FRANCISCO EARTHQUAKE OF OCTOBER 17, 1989

SUMMARY

On October 17, 1989 a strong earthquake struck the San Francisco Bay Area. The earthquake killed 66 people and caused considerable damage to buildings. In the article, the characteristic examples of collapsed and damaged buildings are described and the reasons for their poor behaviour are explained. Most of the buildings, however, designed and constructed according to the requirements of modern earthquake-resistant design have survived the earthquake without any damage. The problems of retrofitting the existing buildings, constructed before the adoption of seismic codes, have clearly come to the fore.

1. UVOD

Oktober 1989 sem s kolegi D. Aničičem iz Zagreba, C. Modeno iz Padove in D. Pumejem iz Prage obiskal ZDA. Na povabilo Združenja za zidane zgradbe (The Masonry Society) in Nacionalne znanstvene fundacije (National Science Foundation) smo na štirih seminarjih v Gaithersburgu, Bostonu, Chicagu in Los Angelesu ameriškim strokovnjakom predavali o evropskih izkušnjah v zvezi s preno, sanacijami ter z ojačitvami starih zidanih zgradb in kulturno-zgodovinskih spomenikov na potresnih območjih. Čisto naključno smo se na svoji turneji po ZDA znašli v neposredni bližini dogodka, ki je za nekaj dni pritegnil pozornost svetovne javnosti in jo ponovno opozoril na neukrotljive sile narave. Kakih 20 minut pred pristankom našega letala na mednarodnem letališču v Los Angelesu je namreč območje San Francisca prizadel močan potres.

Ker smo prve, še nejasne novice o potresu slišali že med čakanjem na prtljago, smo seveda takoj po prihodu v hotel prižgali televizorje. Na ekranih smo videli slike, ki so v naslednjih urah obšle svet: porušeno polje jeklenega Zalivskega mosta (Bay Bridge), sendvič, v katerega se je spremenil odsek dvonadstropnega armiranobetonskega viadukta na cesti I-880 ter požare lesenih stanovanjskih hiš v četrti Marina v San Franciscu. Videli smo dovolj, zato smo se odločili poglobljeno ogledati posledice potresa, ne glede na to, da smo vedeli, da je policija po potresu poškodovana območja zaprta za obiskovalce. Kljub poznanstvu in trudu naših gostiteljev pa potrebnih dovoljenj za strokovni ogled poškodovanih območij v enem samem dnevu po potresu nismo mogli dobiti.

Potres je bil v torek, 17. oktobra. V sredo smo – po nespremenjenem programu – predavali na seminarju, v četrtek zjutraj pa odleteli v Oakland (letališče v San Franciscu je bilo še zaprto), kjer smo najeli avto in si na poti v epicentralno območje najprej ogledali ruševine viadukta na cesti I-880. Po vzhodni obali Zaliva smo se odpeljali na jug, skozi Watsonville v Santa Cruz, nato pa nazaj na sever v San Francisco, kjer smo si v četrtek dopoldne, pred odhodom na zadnjo postajo naše turneje

Avtor:

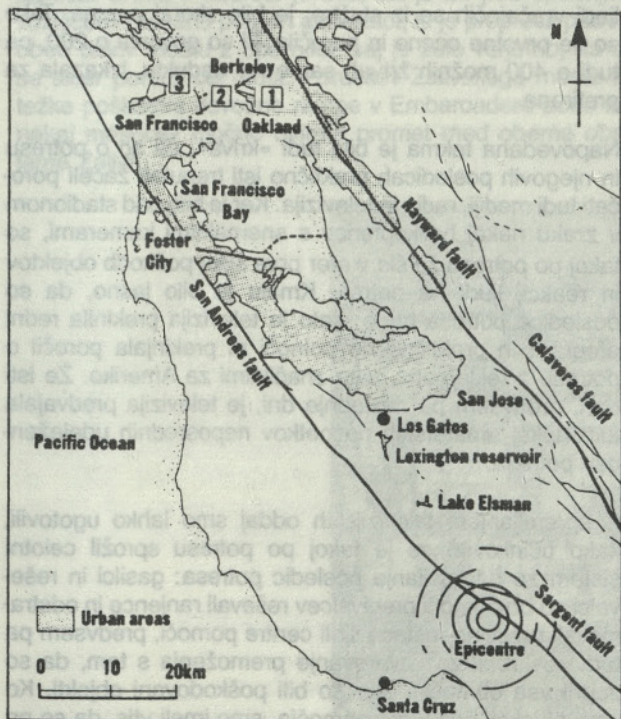
Miha Tomažević, dr., dipl. inž. gradb., izredni profesor,
Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana,
Dimičeva 12, 61109 Ljubljana

po ZDA – v Boulder, Colorado ogledali še posledice potresa v četrti Marina in poškodbe na viaduktu v četrti Embarcadero (priključek na Zalivski most). V Boulder smo odleteli s ponovno odprtega mednarodnega letališča v San Franciscu. Ker je istega dne po potresu prizadeto območje obiskal predsednik Bush, je imelo naše letalo nekaj ur zamude.

V tem prispevku bom skušal povzeti vtise z naše kratke poti po območju, ki ga je prizadel potres. Lastne vtise bom dopolnil z nekaterimi informacijami iz strokovnega časopisja in z izjavami ameriških prijateljev. Žal poglobljenih strokovnih informacij o potresu in njegovih posledicah na zgradbah še ni: kakor pričakujejo, bodo detaljne informacije in analize objavljene v strokovni literaturi (npr. Earthquake Spectra), vendar bo do njihove objave minilo še nekaj časa.

2. PODATKI O POTRESU

17. oktobra 1989 ob 17:04 po lokalnem času se je sprostil 50 km dolg odsek znane prelomnice Sv. Andreja (San Andreas Fault), tj. prelomnice, ki v dolžini 1300 km ločuje pacifiško in severnoameriško tektonsko ploščo, na svoji poti, vzporedni s kalifornijsko obalo, pa seka središče San Franciscu. Epicenter potresa je bil približno 100 km južno od San Franciscu v hribih, imenovanih Santa Cruz Mountains (slika 1). Po kraju epicentra je potres kasneje tudi dobil ime »potres Loma Prieta« (Loma Prieta Earthquake).



Slika 1: Območje potresa Loma prieta 17. 10. 1989 z lokacijami najvažnejših porušitev: (1) viadukt na cesti I-880, (2) Bay Bridge, (3) Marina (po Construction Today)

Potres ni trajal dolgo, t. i. močna faza potresa je trajala 15 do 20 sekund. Njegovo magnitudo (merilo za količino sproščene energije) po Richterjevi lestvici so po osnovnih meritvah ocenili na 6,9, vendar so kasnejše analize to številko povečale na 7,1 (za primerjavo lahko navedemo, da je bila magnituda znanega potresa v San Franciscu leta 1906 $M = 7,9-8,3$, magnituda skopskega potresa leta 1963 $M = 6,0$, magnituda furlanskega potresa leta 1976 $M = 6,4$ in magnituda črnogorskega potresa leta 1979 $M = 7,1$).

Po vseh merilih je bil to močan potres, kljub temu pa še vedno precej šibkejši od »velikega« (The Big One) z magnitudo $M = 8$, ki ga pričakujejo na območju prelomnice Sv. Andreja in za katerega so v zadnjih letih tudi dimenzionirani vsi pomembnejši objekti.

Seizmološki instrumenti so samo v 10 dneh po glavnem sunku zabeležili nad 2000 poznejših sunkov, seizmologi pa s 50-odstotno verjetnostjo še pred božičem napovedujejo močnejšo ponovitev potresa: intenziteta pričakovane ponovljenega potresa naj bi bila tolikšna, da bo povzročila dodatne poškodbe na gradbenih konstrukcijah.

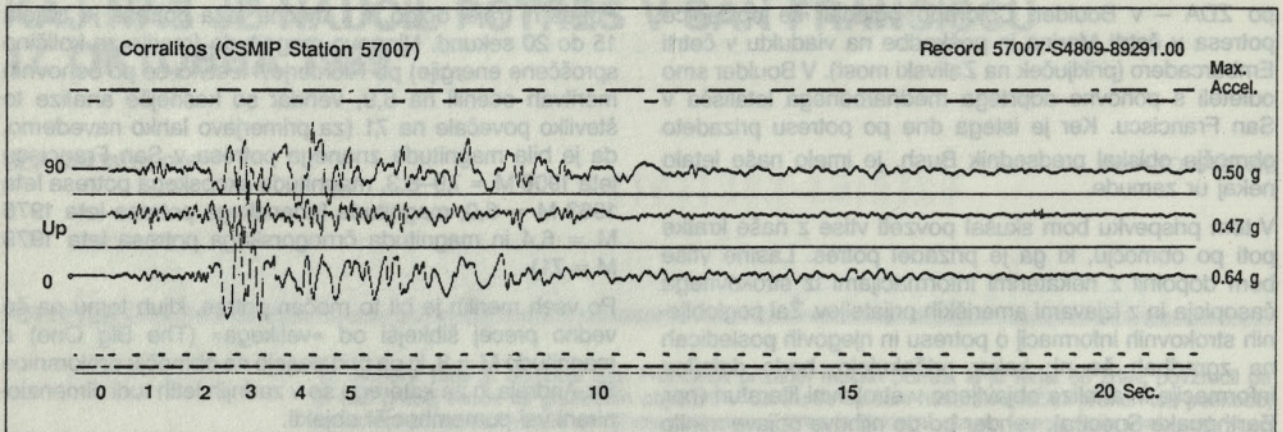
Celotno urbano območje Kalifornije vzdolž prelomnice Sv. Andreja (predvsem mesti San Francisco in Los Angeles) je po programu za instrumentiranje močnih potresov (Strong Motion Instrumentation Program – CSMIP) opremljeno z mrežo 90 postaj. Med potresom 17. oktobra se je sprožilo in zabeležilo potres 28 instrumentov. Akceleroگرام, ki ga je zabeležila postaja v kraju Corralitos, ta je praktično neposredno nad prelomnico, je prikazan na sliki 2. Ker je večje število instrumentov postavljenih tudi na pomembnejših objektih v samem San Franciscu, bo za analizo glavnega potresnega sunka in odziva zgradb na potres po nekaterih informacijah na voljo najmanj 200 zapisov.

Največji pospeški tal, izmerjeni na postaji CSMIP v kraju Corralitos, so bili $0,65\text{ g}$ ($g = 9,81\text{ ms}^{-2}$, pospešek prostega pada). V mestu Watsonville, ki leži kakih 10 km jugovzhodno od epicentra, je bila v okviru CSMIP instrumentirana štirietažna armiranobetonska stenasta zgradba pošte. Instrumenti so na nivoju tal izmerili pospeške v velikosti $0,68\text{ g}$, na vrhu zgradbe pa celo $1,2\text{ g}$!

Seveda so bile vrednosti na mestnem območju San Franciscu precej manjše, vendar še vedno dovolj velike, da so povzročile poškodbe in rušenja objektov. Tako so registracije potresa na mednarodnem letališču v San Franciscu, ki so ga takoj po potresu zaprli, pokazale največje pospeške v velikosti $0,3\text{ g}$, medtem ko pospeški v samem mestu niso prekorali vrednosti $0,15$ do $0,20\text{ g}$, odvisno od terena. Za primerjavo naj povemo, da so bile novejšje zgradbe in nebotičniki v San Franciscu, med njimi znana »piramida«, projektirani za pospeške tal v velikosti približno $0,5\text{ g}$.

3. SPLOŠNE POSLEDICE POTRESA

Glede na to, da je bil potres razmeroma močan, njegove posledice niti niso bile pretirano hude. Danes je znano,



Slika 2: Akcelerogram potresa, registriran na postaji Corralitos (iz ENR News)

da je terjal 66 žrtev: 41 ljudi je izgubilo življenje pod ruševinami viadukta na cesti I-880, 25 pa na različnih drugih lokacijah, predvsem zaradi delnih porušitev starih zidanih zgradb. Ranjenih je bilo nekaj sto ljudi. Škoda na objektih, ki je predvsem posledica poškodb na infrastrukturi, je bila v desetih dneh po potresu ocenjena na 7 milijard dolarjev.

Potresni sunki so poškodovali in ustavili dve termoelektrarni s skupno močjo 950 MW, kar je imelo za posledico enodnevno zatemnitev San Francisca. V mestu je bil na več mestih pretrgan plinovod, kar je povzročilo nekaj požarov. Na srečo 17. oktobra ni bilo vetra (to se v San Franciscu sicer redko zgodi), tako da so bili požari čez noč že lokalizirani. Ocenjujejo, da bi ob običajnem vetru požare zaradi poškodovanega vodovoda težko obvladali.

Takoj po potresu so zaprli mednarodno letališče v San Franciscu: ne toliko zaradi poškodb na terminalnih zgradbah in kontrolnem stolpu (poškodovani so bili predvsem sekundarni elementi – obloge in viseči stropi) kakor zaradi bojazni, da je potres poškodoval vzletno-pristajalne steze. Ko so dan po potresu letališke objekte pregledali in niso odkrili hujših poškodb, so letališče odprli. Razpoke v eni od letaliških stez pa so odkrili na letališču v Oaklandu.

Sicer pa je potres najbolj prizadel cestni promet, predvsem povezavo San Francisca z Oaklandom in Berkeleyem: poleg viadukta na cesti I-880 v Oaklandu je potres porušil del zgornjega vozišča Zalivskega mostu (Bay Bridge), tj. mostu, ki omogoča najkrajšo povezavo čez Zaliv (povezavi čez most Zlata vrata – Golden Gate Bridge in most Sv. Mateja – San Matteo Bridge sta precej daljši). Predvidevajo, da bo promet čez Zaliv ohromljen vsaj dva meseca, kolikor bo trajalo popravilo zalivskega mostu. Da je potres prizadel prometnice na celotnem območju, smo skusili tudi sami, ko smo med potjo velikokrat izgubljali čas zaradi nenapovedanih obvozov kot posledice poškodb na nasipih in predvsem na prehodnih ploščah mostov in viaduktov.

Obali Zaliva San Francisco sta sicer povezani tudi s podzemsko železnico BART (Bay Area Rapid Transit), ki je potres ni poškodoval. Čeprav so bile v dneh po potresu vse proge sistema BART, ki povezujejo San Francisco z

Oaklandom in Berkeleyem, do kraja obremenjene, pa podzemna železnica ni mogla nadomestiti izgubljene cestne povezave.

Približno dvajset minut po potresu bi se morala na stadionu Candlestick Park začeti pomembna tekma v baseballu. Čeprav je 58.000 gledalcev močno občutilo potres, so po navodilih policije zapustili stadion brez kakršnekoli panike. Napovedana tekma je bila »kriva«, da žrtev potresa ni bilo več: številni prebivalci San Francisca so si želeli tekmo ogledati pred televizorji, zato so odšli domov pred koncem službe. Spodnje vozišče viadukta na cesti I-880, ki bi moralo biti ob času potresa nabit polno ljudi vračajočih se iz službe, je bilo skoraj prazno. Tako so se prvotne ocene in poročila, ki so govorila o 200, pa tudi o 400 možnih žrtvah samo na viaduktu, izkazala za pretirana.

Napovedana tekma je bila tudi »kriva«, da so o potresu in njegovih posledicah praktično isti trenutek začeli poročati tudi mediji, radio in televizija. Ker je bilo nad stadionom v zraku nekaj helikopterjev s snemalnimi kamerami, so takoj po potresu že šle v eter prve slike poškodb objektov in reakcij ljudi na potres. Kmalu je bilo jasno, da so posledice potresa hude; zato je televizija prekinila redni program in praktično do polnoči ni prekinjala poročil o potresu z reklamami, tako značilnimi za Ameriko. Že isti dan, predvsem pa naslednje dni, je televizija predvajala tudi nekaj amaterskih posnetkov neposrednih udeležencev potresa.

S spremljanjem televizijskih oddaj smo lahko ugotovili, kako učinkovito se je takoj po potresu sprožil celotni sistem za odpravljanje posledic potresa: gasilci in reševalci so ob pomoči prebivalcev reševali ranjence in odstranjevali ruševine, ustanavljali centre pomoči, predvsem pa tudi poskrbeli za zavarovanje premoženja s tem, da so zaprli vsa območja, kjer so bili poškodovani objekti. Ko smo obiskali prizadeta območja, smo imeli vtis, da so pri tem prav po ameriško pretiravali. Po naši oceni obseg neposredne škode na objektih le ni bil tak, da bi terjal mobilizacijo tolikšnega števila ljudi.

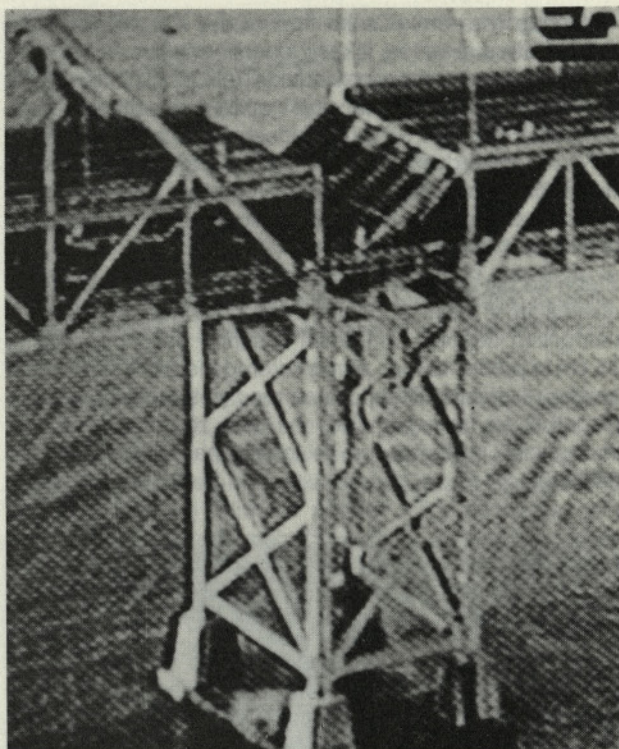
Da bi v San Franciscu lažje organizirali reševanje, so že kmalu po potresu priporočili prebivalcem, naj se čim manj vozijo v mesto z avtomobili, za nekaj dni pa so tudi prekinili delo v večini podjetij. Ker so prebivalci upoštevali navodila, nam v četrtek dopoldne ni bilo težko prebijati se skozi središče mesta – prometne gneče ni bilo. Kako pa je bilo v petek, ko so odprli urade, smo videli na televiziji: zaradi preusmeritve prometa z Zalivskega mostu je bilo mesto en sam prometni zamašek. Američani se brez avtomobilov očitno počutijo bolj nesrečne kot takrat, kadar ure svojega časa izgubljajo v prometni gneči, vendar varno spravljeni v svojih avtomobilih.

4. POSLEDICE POTRESA NA GRADBENIH OBJEKTIH

4.1. Mostovi in viadukti

Kakor smo lahko ugotovili, so bile posledice potresa najhujše zaradi poškodb in porušitev mostov ter viaduktov. S celotnega, po potresu prizadetega območja, poročajo o 50 primerih poškodb, od porušitev (trije primeri), prek strižnih razpok v opornih stebrih in nosilcih, poškodb ležišč in voziščnih plošč zaradi trkov do poškodb zaradi posedkov opornikov in zdrsov nasipov.

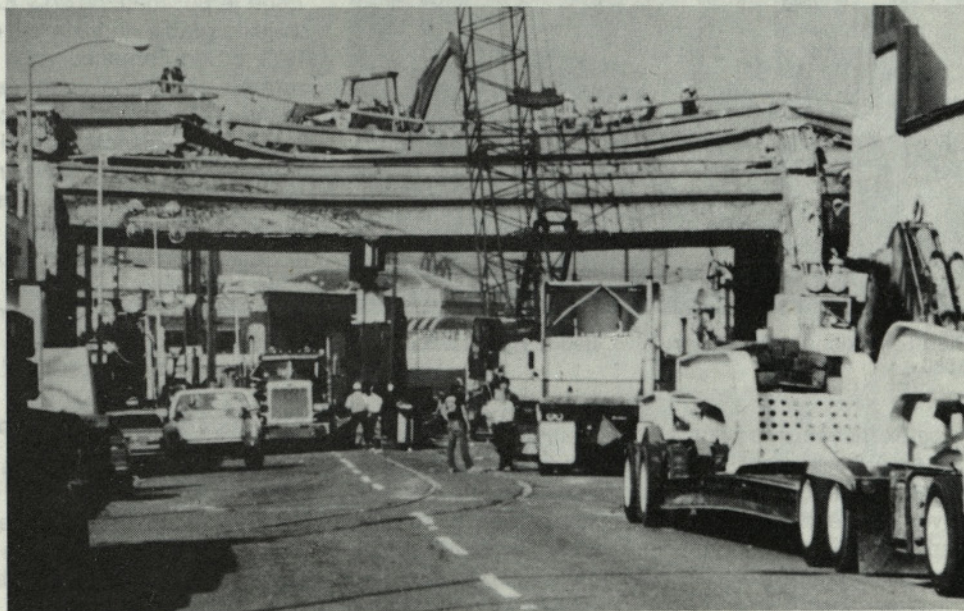
Omenili smo že porušitev dela jeklenega Zalivskega mostu (slika 3). Porušitev 21 m dolgega odseka na vmesnem oporniku, visokem 50 m, je bila posledica prešibkega stika zgornjega vozišča, ki ni vzdržal 90 MN strižne sile, nastale zaradi vibracij glavnega nosilca. Del zgornjega vozišča je padel na spodnje in tudi tega odtrgal z ležišča. Sreča v nesreči je bila, da je bil pod spodnjim voziščem začasno pritrjen generator, ki je preprečil padec obeh delov mostu z opornika, saj je zelo verjetno, da bi se sicer porušil cel most. Porušitev Zalivskega mostu in težke poškodbe dovozne rampe v Embarcaderu bodo za nekaj mesecev močno ovirale promet med obema obalama Zaliva.



Slika 3: Porušitev dela mostu Bay Bridge na vmesnem oporniku (posneto med televizijskimi poročili)

Žal si porušitve dela Zalivskega mostu nismo mogli ogledati, kakor si tudi nismo mogli ogledati porušitve mostu Struve Slough pri Watsonvillu, pri katerem so stebri med potresom enostavno predrli voziščno ploščo.

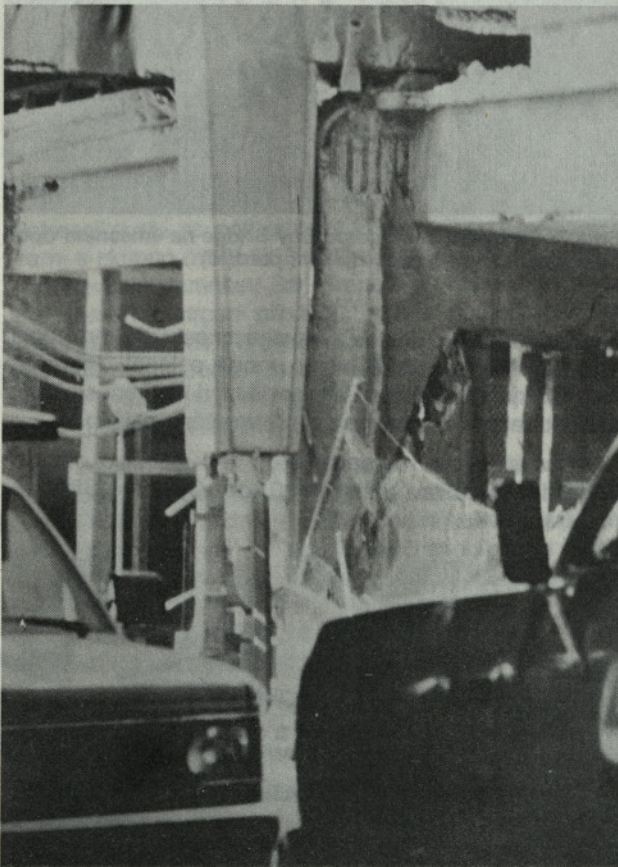
Zato pa smo si z razdalje kakih 100 m lahko ogledali ruševine viadukta ceste I-880 ob Cypress Street v



Slika 4: Oakland – pogled na porušeni viadukt na cesti I-880

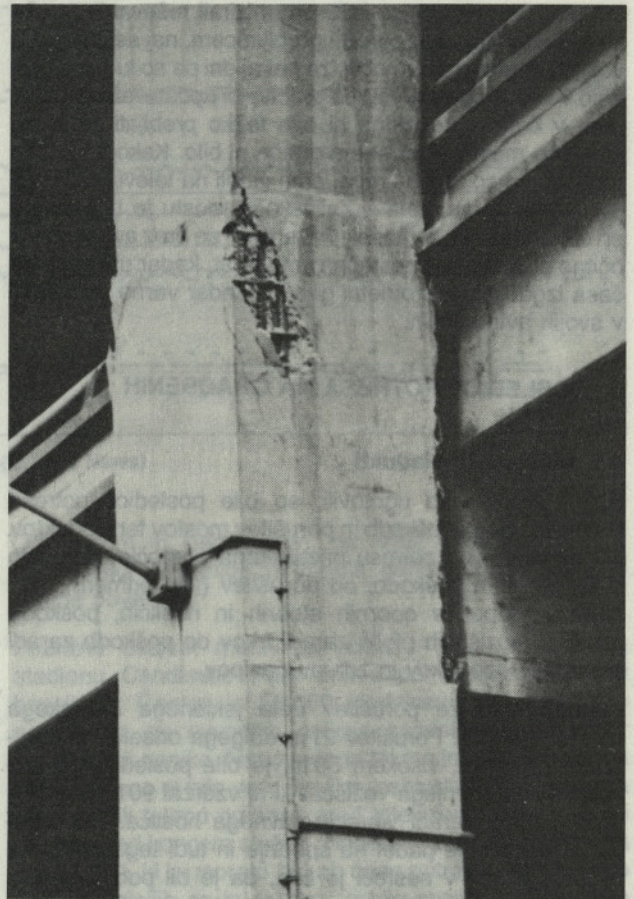
Oaklandu (na tem odseku imenovane tudi Nimitz Freeway). Potres je na tej lokaciji porušil približno 2 km dolg odsek dvonadstropnega viadukta (slika 4). To je 32 let stara konstrukcija z voziščema v obliki škatlastih armirano-betonskih nosilcev, ki ju v medsebojni razdalji po skoraj 20 m nosijo dvonadstropni okviri. Zaradi predvidenih diferencialnih posredkov so bili nekateri okviri projektirani kot statično določeni: stebri, ki nosijo zgornje vozišče, so členkasto podprti zgoraj in spodaj.

Stebri so bili povezani v višini zgornjega roba spodnjega nosilca in v višini spodnjega roba zgornjega nosilca z betonskim čepom, armiranim s štirimi palicami, dolgimi 35 cm in profila 12 mm, okrog katerega je bila 1 cm debela asfaltna izolacija. Stebri so se med potresom enostavno iztrgali iz okvira in »pristali« na tleh; zgornje vozišče, ki je izgubilo podporo, pa je padlo na spodnjo ploščo (slika 5).



Slika 5: Oakland – detajl porušitve stebra viadukta na cesti I-880

Začetek mehanizma porušitve smo lahko videli na dovoznici na Zalivski most, t. i. Embarcadero Freeway. Ravno tako dvonadstropni viadukt je bil zaradi podobnih pomanjkljivosti, katerih nevarnosti so se projektanti (California Department of Transportation) kasneje zavedeli, saniran z ojačitvijo zgornjih vozišč nosilnih okvirov. Na sliki 6 je prikazan začetek strižne porušitve stebra okvira, ki je bil



Slika 6: San Francisco – strižna razpoka v stebri viadukta na dovoznici v Embarcadero

armiran s kontinuirno armaturo po celi višini, vendar brez zadostne količine stremen.

Treba je povedati, da so v Kaliforniji po enakem, tipskem projektu gradili viadukte vse do leta 1968. Po potresu leta 1971 v San Fernandu, med katerim so se viadukti rušili zaradi nezadostne odpornosti v vzdolžni smeri, so pri nekaterih mostovih hoteli zagotoviti okvirno obnašanje konstrukcije v vzdolžni smeri s povezavo vozišč na dilatacijah. Kljub resnim načrtom za protipotresno sanacijo mostov in viaduktov pa ocenjujejo, da je v Kaliforniji še vedno kakih 1200 mostov in viaduktov, ki niso v skladu z navodili AASHTO (American Association of State Highway & Transportation Officials), objavljenimi leta 1983, za potresno varno projektiranje mostov na avtocestah. Potres 17. oktobra bo prizadevanja za hitro nadaljevanje akcije brez dvoma močno pospešil.

4.2. Stanovanjske in poslovne zgradbe

Medtem ko so pri nas večina stanovanjskega gradbenega fonda zidane zgradbe, pa so stanovanjske zgradbe v Ameriki v glavnem lesene. Lesene, z izjemo najbogatejših, so družinske hiše na obrobju mest in na podeželju, lesene pa so tudi cele mestne četrti vključno z večnadstropnimi stanovanjskimi hišami.



Slika 7: Marina – porušitev trietažne hiše lesene konstrukcije

Lesene konstrukcije veljajo glede potresa za najbolj solidne. Potres v San Franciscu je pokazal, da je to sicer res, vendar je treba tudi pri lesenih konstrukcijah upoštevati

določene pogoje. V četrti Marina, razmeroma bogati četrti mladih poslovnežev – yuppijev, je potres porušil več tri- ali štirinadstropnih hiš. Do neke mere je k temu pripomoglo dejstvo, da je del četrti zgrajen na slabih tleh, in sicer na materialu, nasutem po potresu leta 1906, vendar za porušitve niso bila glavni vzrok samo slaba tla. Vse porušene hiše so bile v pritličju oslabiljene, večinoma zaradi garaž, brez elementov, ki bi lahko prevzeli vodoravne sile. Na sliki 7 je prikazan začetek porušitve trietažne lesene hiše, na sliki 8 pa se dobro vidi, kako je vogalni opečni zid, edini nosilni element pritličja, oslabiljena z garažami, prevzel potresne sile in preprečil porušitev zgradbe.

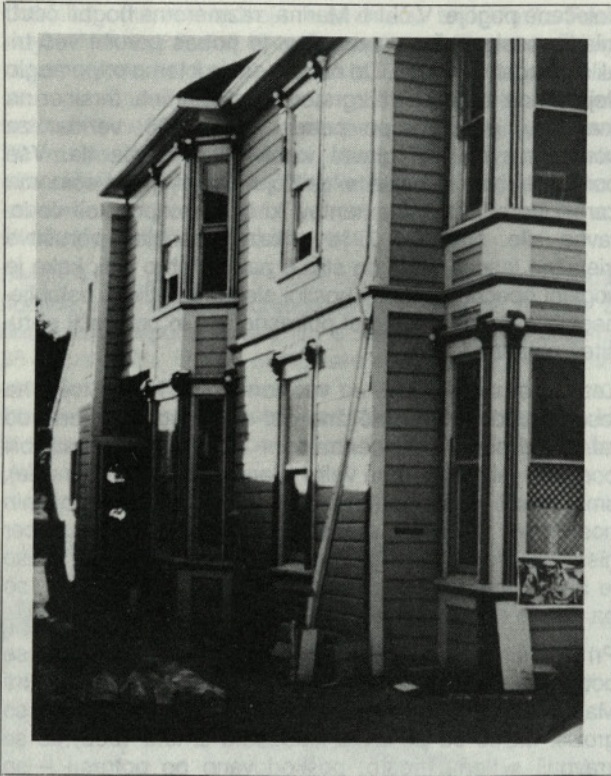
Lesene družinske hiše so večinoma brez kleti. Stojijo na lesenih podstavkih, približno pol metra so dvignjene od tal. Predvsem v epicentralnem območju, kjer so bili pospeški tal razmeroma veliki (Santa Cruz in Watsonville), smo opazili nekaj primerov padcev hiš z nezavarovanih podstavkov – lesenih stebričkov. Hiše se pri padcu sicer niso porušile, so se pa precej poškodovale (slika 9). Veliko je bilo primerov, ko so lesene hiše izgubile dimnike, so pa potres dobro prestale (slika 10).

Pri porušitvi ali padcu lesenih hiš s podstavkov so se potrgale inštalacije. Zaradi potrganih plinovodov so v četrti Marina takoj po potresu nastali požari. Požare – ki so grozili, da se bo ponovila katastrofa iz leta 1906, ko so zravnali s tlemi mesto, poškodovano po potresu – so gasilci čez noč lokalizirali. Pravijo pa, da so imeli pri tem precej lažje delo, kakor bi ga imeli, če bi bilo v San Franciscu vetrovno kot ponavadi.

Razmeroma slabo so se obnesle zidane hiše v mestu Santa Cruz, zgrajene na začetku stoletja. Ko smo si ogledovali posledice potresa, smo lahko ugotavljali klasične napake zidanih konstrukcij: opečni zidovi, sezidani



Slika 8: Marina – vogalni opečni zid je, čeprav težko poškodovan, preprečil porušitev štirietažne hiše lesene konstrukcije



Slika 9: Santa Cruz – družinska lesena hiša je med potresom padla z lesenih podstavkov

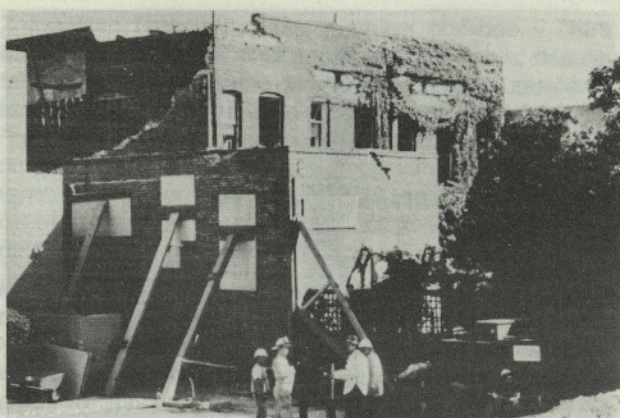
iz dveh, med seboj nepovezanih slojev opeke, so se razdvojili (slika 11), prav tako pa so se zaradi neustrezne povezanosti zidovja s stropi in strešnimi, največkrat rav-



Slika 10: Marina – tipična porušitev opečnega dimnika lesene družinske hiše



Slika 11: Santa Cruz – med potresom je odpadel zunanji sloj dvoslojnega opečnega zidu



Slika 12: Santa Cruz – zgornji, nepovezani del opečnega zidu je padel na ulico

nimi konstrukcijami, oddvajali posamezni deli zidov na vrhu zgradb in s svojimi padci povzročali dodatno škodo (slika 12) pa tudi človeške žrtve.

Zidane zgradbe po zasnovi niso podobne našim, posebno kadar gre za poslovne zgradbe, ki so bile včasih skladišča in tovarne, danes pa so preurejene v nakupovalne centre. Velike razdalje med zidovi in velike etažne višine so vzrok, da je večina poškodb nastala zaradi nihanja zidov pravokotno na njihovo ravnino. V nekaj primerih so padli na cesto tudi deli zidov višjih zgradb, ki so med potresom udarjali ob svoje nižje sosede. Poročajo, da je bilo v epicentralnem območju težko poškodovanih okrog 250 zidanih hiš.

Posebna kategorija zgradb so zgradbe z jekleno nosilno konstrukcijo, grajene med obema vojnama. Jeklena konstrukcija je kovičena, statično pa največkrat ni okvir, pač pa jo sestavljajo stebri in prostoležeči nosilci, ki nosijo navpično obtežbo. Če te zgradbe ne bi imele zidanih polnil oziroma zidanih fasadnih oblog, bi se med potresom zagotovo porušile. Tako pa so obloge in polnila prevzeli potresne sile, se pri tem hudo poškodovali in udušili nihanja zgradb (slika 13). Sekundarni elementi, ki niso bili



Slika 13: Oakland – opečni polnilni in fasadni zidovi so preprečili porušitev zgradbe z jekleno nosilno konstrukcijo

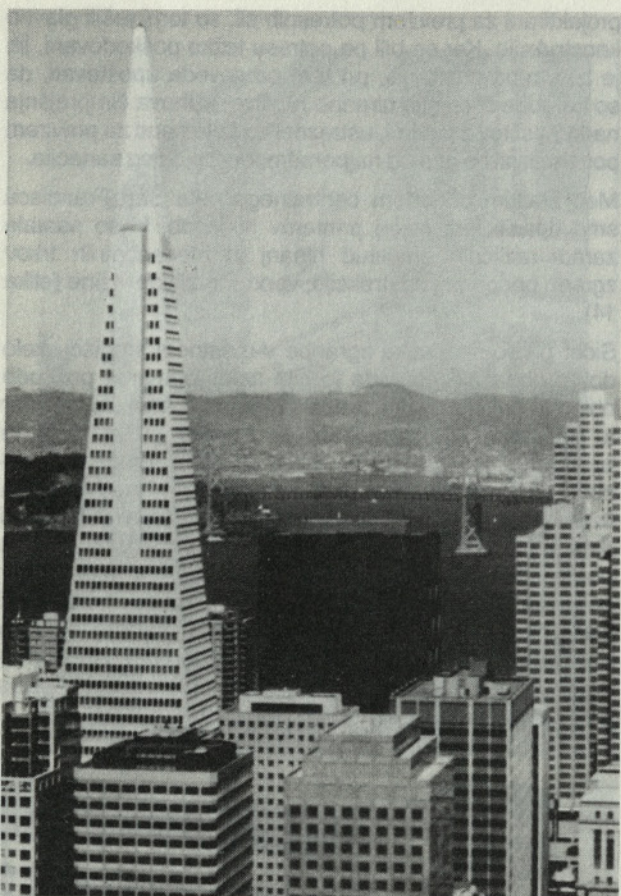
projektirani za prevzem potresnih sil, so torej rešili glavno konstrukcijo. Ker so bili po potresu težko poškodovani, jih je bilo treba odstraniti, pri tem pa seveda upoštevati, da so zgradbe brez njih izredno ranljive. Njihova čimprejšnja nadomestitev z novimi, ustrežnejšimi elementi za prevzem potresnih sil bo ena od najpomembnejših nalog sanacije.

Med kratkim obhodom centralnega dela San Franciscasmo opazili tudi nekaj primerov poškodb, ki so nastale zaradi različnih amplitud nihanj in medsebojnih trkov zgradb podobne konstrukcije, vendar različne višine (slika 14).

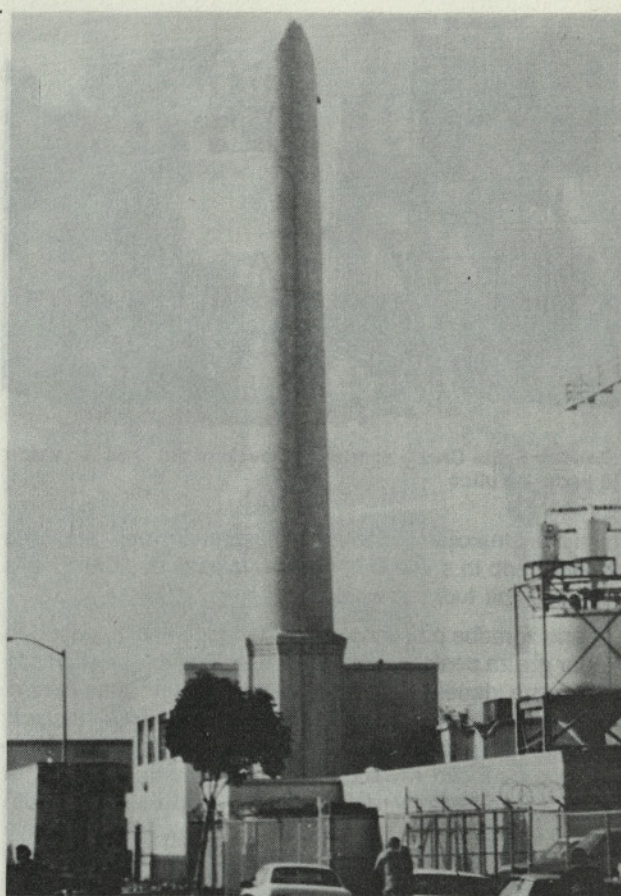
Sicer pa so se visoke zgradbe v mestnem središču zelo dobro obnašale. Seveda je bilo nekaj primerov poškodb oblog in nekaj razbitih okenskih ter izloženih šip, vendar to predvsem na zgradbah, ki so bile projektirane in zgrajene pred letom 1933. Kakor poročajo, pa na nebotičnikih – ki so bili zgrajeni v letih po vojni, predvsem na tistih, pri katerih so že v fazi projektiranja vključevali dinamične analize in eksperimentalne raziskave – ni počilo niti eno samo okno (slika 15). To so zgradbe, kjer so pri projektiranju sodelovali najbolj znani strokovnjaki kalifornijske univerze iz Berkeleyja. Na primeru njihovih analiz in raziskav se je ves svet učil, kako potresno varno graditi in projektirati. Zgradbe so prvi pravi preizkus prestale z oceno odlično.



Slika 14: San Francisco – poškodbe na dilataciji, nastale zaradi trkov sosednjih zgradb med potresom



Slika 15: San Francisco – moderni nebotičniki so potres prestali brez najmanjše poškodbe



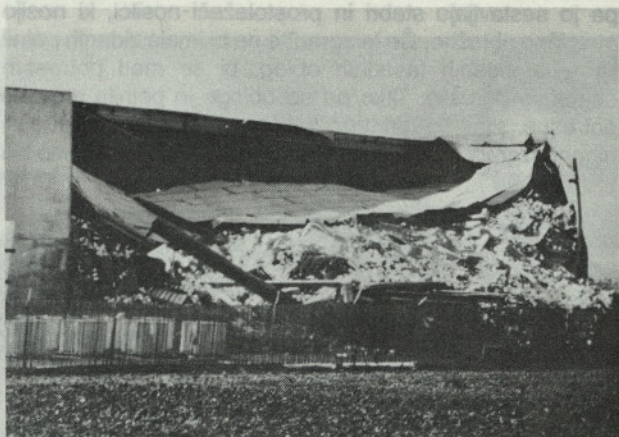
Slika 16: Oakland – porušitev opečnega dimnika

4.3. Industrijske zgradbe in učinki potresa na tla

Kakor poročajo, potres ni povzročil večje škode na industrijskih objektih, vendar smo med potjo opazili nekaj šolskih primerov porušitev, ki jih je vredno omeniti.

Na podlagi porušitve zgornjega dela opečnega dimnika tovarne Nabisco v Oaklandu in strižnih razpok v njegovem neporušenem delu (slika 16) lahko sklepamo o dinamičnih karakteristikah potresa, predvsem o predominantni periodi. Izkušnje, ki smo jih pridobili z dinamično analizo podobnih dimnikov pri nas, kažejo, da se je predominantna perioda potresa na dani lokaciji gibala v območju 0,6–1,0 s (dimnik stoji v bližini porušenega viadukta na cesti I-880).

Poškodbam, predvsem porušitvam streh se niso mogla izogniti skladišča in industrijske hale, pri katerih strešna konstrukcija ni bila ustrezno povezana in sidrana v glavno nosilno konstrukcijo. Kot zanimiva je prikazana porušitev skladišča v okolici Hollistra, v samem epicentralnem območju (slika 17). Skladišče je novo, kritino pa nosijo leseni lamelirani nosilci. Vse kaže, da delne porušitve skladišča ni povzročilo neustrezno sidranje nosilcev, pač pa je do padca strehe prišlo zato, ker je uskladiščen material – potem ko je popadal s polic – z bočnimi pritiski porušil stene.

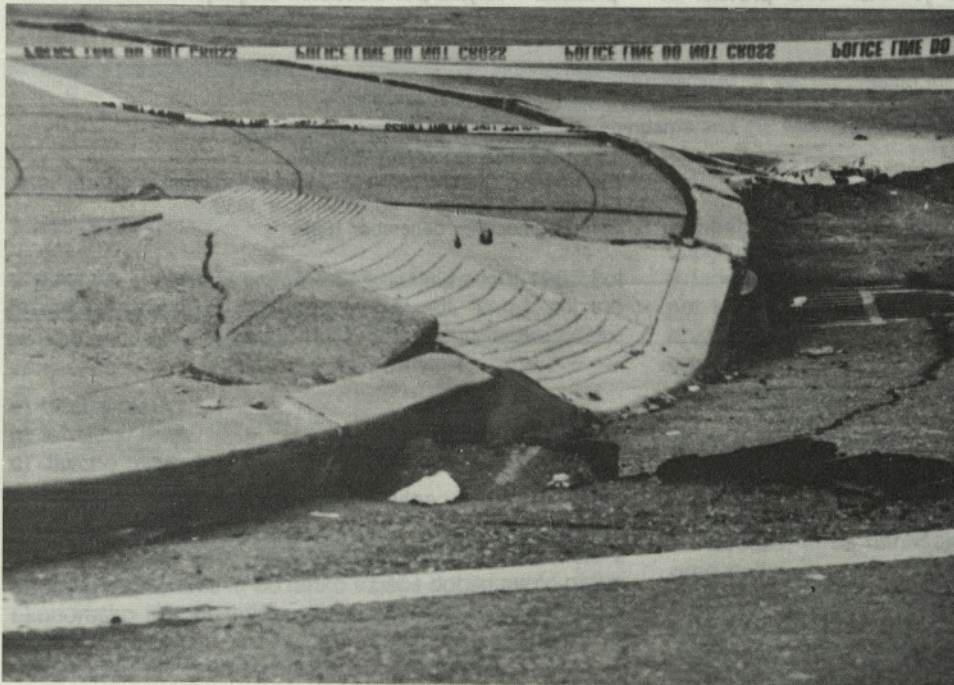


Slika 17: Hollister – porušitev skladišča zaradi bočnih pritiskov uskladiščenega materiala, ki je med potresom padel s polic

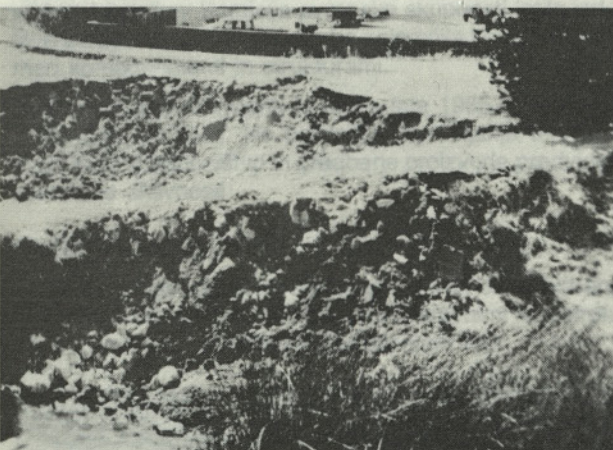
Potres je bil dovolj močan, da je vplival tudi na tla oziroma zemeljske objekte. Poškodb na nasutih zemeljskih pregradah ni bilo, razen manjših razpok v nasipih nekaterih privatnih namakalnih jezov; bilo pa je več pojavov likvefakcije z vodo nasičenih tal, predvsem tam, kjer so bile večje površine mestnega zemljišča pridobljene z zasipanjem

Zaliva San Francisco. Tako je precej poškodb v četrti Marina posledica ojačenja potresa zaradi slabih, nasutih tal, nekaj pa tudi same likvefakcije z vodo zasičenih temeljnih tal. Tudi sami smo med obiskom tega dela San Franciscusa opazili razpoke v cestišču, predvsem pa so bile na več mestih očitne poškodbe vogalnih delov pločnikov (slika 18). Kakor izjavljajo očitvidci, so posamezni deli cestišča med potresom valovili kot žolica, to pa je na mnogih mestih povzročilo prelome asfaltne prevleke.

Med našo potjo po epicentralnem območju smo opazili nekaj manjših zemeljskih plazov, ki jih je sprožil potres. Manjše količine materiala so se ponekod vsule na ceste in povzročile zastoj prometa. Na sliki 19 je prikazana porušitev nasipa na sprehajalni poti v središču mesta Santa Cruz.



Slika 18: Marina – deformacije asfaltne prevleke



Slika 19: Santa Cruz – porušitev nasipa na sprehajalni poti

5. POUK POTRESA 17. OKTOBRA 1989

Kaj se lahko gradbeniki naučimo od potresa v San Franciscu 17. oktobra 1989? Na to vprašanje je težko v celoti odgovoriti, ne da bi poprej podrobno analizirali potres kot pojav pa tudi obnašanje zgradb med potresom. To je sedaj delo ameriških strokovnjakov, ki bodo nekaj odgovorov na zgornje vprašanje verjetno v kratkem objavili v strokovni literaturi in na številnih strokovnih srečanjih, ki nas čakajo že letos.

Nekaj pa le lahko ugotovimo, ne da bi potres in obnašanje zgradb podrobneje analizirali. Odgovori so se nam vsiljevali že takrat, ko smo si ogledovali prizadeto območje, potrdili pa so jih takojšnji odzivi nekaterih strokovnjakov,

ki smo jih lahko slišali ali prebrali v strokovnem in dnevnem časopisu.

Najbolj spodbudna je ugotovitev, da so konstrukcije vseh tipov, ki so bile projektirane in grajene po načelih potresno odporne grajenja, potres prestale brez poškodb. To pravzaprav niti ne bi smelo biti presenetljivo, saj so bile računane za precej večje potresne sile, kot jih je – po današnjih ocenah – povzročil potres 17. oktobra. Na tem mestu velja omeniti, da je že leta 1906 predpis v Kaliforniji zahteval, naj se pri dimenzioniranju vseh objektov upošteva vodoravna obtežba vetra oziroma potresa v velikosti $1,5 \text{ kN/m}^2$ (30 lb/ft^2). Leta 1933 je predpis povečal vodoravno obtežbo na 10% teže objekta, leta 1952 pa je SEAOC (Structural Engineers Association of California) priporočil, naj se potresna obtežba določa v odvisnosti od lastne nihajne dobe konstrukcije. Bistveno modernizacijo

pomenijo priporočila Applied Technology Council leta 1978 nekoliko spremenil AASHTO (American Association of State Highway & Transportation Officials). Ista organizacija je leta 1983 tudi izdala posebna navodila za projektiranje mostov na avtocestah, ki so še danes veljavna.

Vsem porušitvam in poškodbam, ki jih je povzročil potres, bi se praktično lahko izognili, če bi bili objekti zgrajeni po danes veljavnih načelih potresno varnega grajenja. Kakor smo ugotovili med ogledom, večino poškodb lahko raz- (ATC-3), tj. priporočila, ki so še danes model predpisov za potresno odporno projektiranje konstrukcij. SEAOC je zadnja priporočila izdal leta 1988.

California Department of Transportation (CalTrans) je leta 1973 izdal posebne predpise za projektiranje mostov in viaduktov. Predpise CalTrans je leta 1975 prevzel in

vrstimo med klasične primere posledic napak pri zasnovi celotnih konstrukcij oziroma posameznih detajlov.

Tu pa takoj nastane problem sanacije in ojačitve konstrukcij, ki so bile grajene pred uveljavitvijo protipotresne regulative in katerih pomanjkljivosti danes dobro poznamo. Pri tem ne gre samo za objekte visoke gradnje, pač pa tudi za objekte infrastrukture, kakor je potres v San Franciscu tako dobro pokazal. V Kaliforniji se zavedajo, da bo treba čimprej poskrbeti za ojačitev okrog 14 km mostov. Čeprav že nekaj let učinkovito poteka tudi akcija za obnovo in ojačitev starih zidanih zgradb (v okviru te akcije je bil pravzaprav organiziran naš obisk Združenih držav, o katerem je bil govor v uvodu), pa so tudi na tem področju dela še le na začetku. Ironija usode je bila, da je prav porušitev dela ene od zidanih zgradb – na kateri so izvajali protipotresne ojačitve, ki pa so jih začasno prekinili – terjala pet človeških življenj!

LITERATURA

1. Newsweek, Vol. 114, št. 18, 30. 10. 1989.
2. Time, Vol. 134, št. 44, 30. 10. 1989.
3. ENR News, The McGraw-Hill Construction Weekly, 26. 10. 1989.
4. Construction Today, št. 49, november 1989.
5. Civil Engineering, december 1989.

FOTOGRAFIJE: MIHA TOMAŽEVIČ

EVROPA-92 IN GRADITELJSTVO

UDK: 006.05(4):624

JANEZ REFLAK

POVZETEK

V prispevku opisujemo stanje na področju standardizacije v sklopu Evrope-92. Podane so aktivnosti za področje graditeljstva do leta 1992. Opisan je princip EN in povezava z mednarodno standardizacijo ter najnovejše aktivnosti v okviru CEN-a na področju gradbeništva.

EUROPE-92 AND BUILDING CONSTRUCTION

SUMMARY

The report deals with the state in the field of standardisation in the framework EUROPE-92. The activities as regard to building construction up to 1992 are given. The principle EN as well as the connection with international standards and the very recent activities of CEN in the field of building construction are described.

1. UVOD

V točki 10. t. i. »Bele knjige«, ki je izšla že leta 1985 kot dokument Komisije evropske skupnosti, je eksplicitno poudarjeno, da je treba za nemoteno gospodarsko poslovanje odstraniti naslednje tri glavne ovire:

- a) fizične meje,
- b) tehnične meje,
- c) davčne meje.

Z ukinitvijo prve ovire bi se trgovina in gospodarska dejavnost lahko neomejeno širila, toda kljub odprtim mejam nastane velik problem tehničnih omejitev. Šele z odpravo tehničnih ovir bo lahko tržišče dobilo svojo pravo ekonomsko in industrijsko dimenzijo. Osnovna tehnična prepreka je, ker so različne norme oziroma standardi za iste proizvode od države do države različni.

Na področju gradbeništva se je glede na veliko raznovrstnost izdelkov Komisija evropske skupnosti lotila izdelave evropskih norm tako, da bo zajamčila kompatibilnost med komponentami in strukturami.

Za posamezne aktivnosti je bil že leta 1985 v Beli knjigi postavljen rok akcij. Na področju odpravljanja tehničnih meja je za gradbeništvo in gradbene proizvode predvidela naslednje aktivnosti:

Obdobje 1985–86

– izdelava navodil, ki se nanašajo na varnost gradbenih objektov (varnost pred potresi, pred naravnimi katastrofami, varnost pred postopnim posedanjem itd.);

- izdelava navodil o poskusnih metodah za reakcijo in odpornost proti požaru za gradbeni material in elemente;
- izdelava navodil, s katerimi se praktično prepove za pet let uvajanje novih lokalnih predpisov ali sprememb obstoječih s področja graditeljstva na nivoju lokalnih organov;
- navodila za premične žerjave.

Obdobje 1987–1992

- revizija navodil, ki se nanašajo na varnost, zanesljivost in trajnost zgradb na osnovi evropskih norm ES 4, 5, 6, 7;
- navodila, ki se nanašajo na zaščito zgradb in hotelov pred požari;
- navodila, ki se nanašajo na izolacijske proizvode (zaščita zdravja gradbenih delavcev in stanovalcev);
- izdelava in uvajanje obrazca zakona za reguliranje gradbeništva (na podlagi modela EES in ZN);
- navodila, ki se nanašajo na varnost in zanesljivost specialnih konstrukcij (stebri, stolpi, veliki mostovi, ploščadi za vrtnanje, dolinske pregrade).

2. EVROPSKE NORME

Zaradi neusklajenih tehničnih predpisov porabi ES letno 200 milijard mark. Organi ES določajo zdaj samo »osnovne zahteve«, tj. najnižje vrednosti za varnost, zdravje, okolje, varstvo potrošnika in naj bi jih s smernicami ministrskega sveta uskladili in s tem zagotovili za vso Evropo. Ena najpomembnejših ovir tehnične narave so gotovo **standardi in tehnični predpisi**. Politika usklajevanja standardov je usmerjena v varovanje enotnega trga. Konkretno izoblikovanje varnostnih zakonov z enotnimi normami pa prevzemajo organizacije za norme, tj. **CEN** (Comite Europeen de Normalisation) in **CENELEC** za elektrotehniko.

Avtor:
Janez Reflak, mag., višji predavatelj, FAGG Ljubljana

Standardi morajo biti izdelani tako, da je po njih mogoče preizkušati izdelke in njihove sestavne dele ter jih tako uporabljati pri medsebojnem priznavanju preskusov in atestov v državah članicah skupnosti. Preskus v enem, vendar medsebojno priznanem laboratoriju, bo torej za- doščal.

CEN ima svoj sedež v Bruslju, najvišji organ je skupščina, ki jo tvorijo delegacije članic. Tej skupščini je podrejen upravni odbor, ki ga sestavljajo direktorji včlanjenih organizacij za standardizacijo. Za izdelavo posameznih standardov pa so zadoščeni tehnični komiteji.

Osnovna naloga **CEN** je izdajanje **evropskih standardov EN**, s katerimi naj bi dosegli popolno izenačevanje nacionalnih standardov v državah članicah. Če pa na kakšnem področju identični standardi niso nujni, ali bi pri poenotenju nacionalnih standardov prišlo do nacionalnih odstopanj, se izdajo »**usklajevalni dokumenti HD**«. Kot tretjo vrsto dokumentov pa je treba omeniti **evropske predstandarde ENV**, ki so namenjeni za začasno uporabo. V pripravljalni fazi se izdelajo **osnutki standardov prEN** oziroma **osnutki usklajevalnih dokumentov prHD**, ki jih pripravijo sekretariati in jih razpošljejo članicam v obravnavo. Ko je besedilo osnutka dokončno sprejeto, je dolžnost članic, da standarde **EN** v predpisanem roku prevzamejo identične in v celoti kot nacionalne standarde, medtem ko so pri usklajevalnih dokumentih **DH** dopustne redakcijske razlike. Evropski standardi oziroma uskladitveni dokumenti se dobijo le kot nacionalni standard sodelujočih članic, npr. **DIN EN**, ne dajo pa se dobiti pri centralnih sekretariatih v Bruslju. Pri prevzemanju evropskih standardov in uskladitvenih dokumentov v nacionalno standardizacijo sodelujočih držav dobijo le-ti dodatni list, ki jih poveže z obstoječo nacionalno standardizacijo in dodatno oznako nacionalnega standarda.

3. EVROPA IN MEDNARODNA STANDARDIZACIJA

Osnovna politika **CEN** je upoštevanje uporabe mednarodnih standardov **ISO** in njihovo vključevanje v standardiza-

cijo skupnosti. To pomeni, da v primerih, ko komisija skupnosti zahteva od **CEN** izdelavo evropskega standarda, le-ta prevzame mednarodni standard, če je to mogoče. Če to ni možno, mora biti evropski standard čimbolj usklajen z mednarodnim standardom. Če mednarodnega standarda ni, ali če ni dovolj prilagojen evropskim potrebam, je treba izdelati nov evropski standard.

Standardizacija v **ISO** zaradi držav v razvoju ne dosega nivoja, ki ga dosegajo industrializirane države zahodne Evrope. Standardizacija v okviru **ISO** poteka prepočasi, članice **CEN** pa potrebujejo hitrejše reševanje in izdajanje standardov. Vodilni organi **ISO** in **CEN** so se dogovorili za čimvečjo usklajenost med svetovnimi **ISO** in **CEN** standardi.

Do julija 1988 so bili ustanovljeni **103** tehnični odbori **CEN**, od tega v prvi polovici 1988 **32**, vendar predvsem zadnji še niso potrdili nobenih dokumentov.

4. NOVOSTI S PODROČJA EVROPSKE STANDARDIZACIJE

4.1. Evropska konferenca za gradbene izdelke

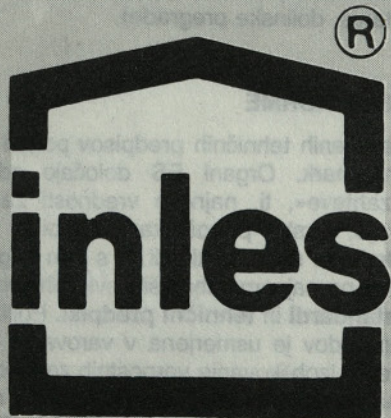
Evropska organizacija za standardizacijo **CEN** je pripravila 5. in 6. junija 1989. leta konferenco o evropskem usklajevanju gradbenih materialov in proizvodov v bruseljski kongresni dvorani. Na konferenci je bilo prikazano, kako bo vplivala pred kratkim sprejeta smernica za gradbene elemente na evropsko standardizacijo na tem področju. Obravnavana področja bodo vključevala politiko Komisije in **EFTA** v gradbeništvu, **CEN**-ov standardizacijski program za gradbene elemente in razvoj evrokod v konstrukcijski varnosti.

4.2. CEN-ova prva shema za atestiranje

CEN je lansiral prvo evropsko shemo za atestiranje v marcu 1989. Shema obravnava termostatične ventile za radiatorje, usklajena pa je z **EN 215**. Vanjo je vgrajen evropski standard za zagotavljanje kakovosti, ki soglasno s standardom zagotavlja kakovostno kontinuirno proizvodnjo. Z odpravo medsebojno različnih nacionalnih standardov in z zamenjavo različnih nacionalnih znamk z eno samo shemo odpira evropski trg, ki je v letu 1989 znašal 20 milijonov enot. **CEN** prek organizacije **CENCER** pobiljša organizacije za atestiranje v vsaki državi članici, da izvaja preskušanja po shemi. Do sedaj je prijavljenih 20 organizacij iz 8 držav ES.

4.3. Predvidene dejavnosti na področju atestiranja v letu 1989

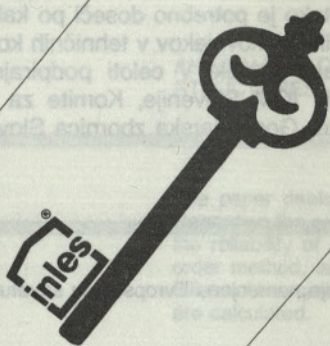
Tako kot je potrebno sodelovanje med nacionalnimi in evropskimi standardizacijskimi telesi, je nujna povezava med njimi pri razvoju politike atestiranja v Skupnosti. Smisel je le sistem preskušanja in atestiranja, ki sloni na skupnem spoznanju poročil o preskušanju in atestov iz že priznanih in uveljavljenih laboratorijev. V tem letu se pričakuje naslednji razvoj:



– potrditev serije **45000 EN** standardov, ki se nanašajo na delo in ocenjevanje preskusnih laboratorijev in uveljavljenih atestiranih teles;

– predvidenih je več srečanj, čemur bo sledil nadaljnji razvoj standardov **EN** na tem področju;

– komisija namerava dostaviti Svetu, Evropskemu parlamentu ter Ekonomskemu in Socialnemu komiteju komunikacije, ki bo vseboval politiko preskušanja in atestiranja, tj. osnutek resolucije Sveta, ki je predviden za vgradnjo v prihodnjo zakonodajo Skupnosti. Enotni evropski trg bo namreč učinkovit le tedaj, ko bodo proizvajalci delali na podlagi evropskih standardov in bodo proizvodi atestirani v preskusnih institucijah, ki bodo avtomatsko priznane v celi Skupnosti.



4.4. Dejavnost CEN-a na področju gradbeništva

Članek v DIN Mitteilungen, ki opisuje nove dejavnosti **CEN-a** na področju gradbeništva (1988/6), navaja, da je bil leta 1986 v okviru **CEN-a** ustanovljen **Komite za programiranje gradbeništva CEN/PC-BLD**. Rezultat njegovih zasedanj predstavljajo tri usmeritve:

- ustanovitev novih tehničnih odborov,
- prenos novih vlog na že obstoječe tehnične odbore,
- direktno sprejemanje mednarodnih **ISO** in drugih standardov v evropske standarde kot tudi sodelovanje evropskih **TC-jev** za gradbeništvo pri snovanju novih mednarodnih standardov. Sem sodijo tudi **evrokod**, ki so na evropskem nivoju že usklajeni dokumenti, zato zanje ni potrebna nobena dodatna obdelava.

V nadaljevanju vsebuje članek razpredelnico 1, ki ima v prvem delu pregled že obravnavanih tem **CEN-a** s področja gradbeništva, v drugem delu pa povezavo gradbeniških tehničnih odborov z drugimi tehničnimi odbori ter povezavo obojih z omenjenimi evrokodami.

Razpredelnica 2 navaja teme, ki so bile v **CEN-Programskem komiteju** za gradbeništvo v začetku 1988 še v obdelavi, razpredelnica 3 pa še pregled nad oblikami objav tehničnih predpisov **CEN/CENELEC**, tj. **EN**, **HD** in **ENV**. Vse to je v soglasju z **osnutkom okvirne smernice**

ES za gradbeništvo kot tudi z resolucijo **CEN/BT 41/1987**, pri čemer so upoštevane posebne razmere v gradbeništvu.

Tehnični odbori, navedeni v prvem delu razpredelnice, so dobili številne zadolžitve in od njihove dejavnosti je odvisno, kdaj bomo dobili prve informacije o osnutkih novih standardov s področja gradbeništva. Povzetek iz DIN-Mitteilungen, 1988/6.

4.5. Gradbeni elementi

V juniju 1988 je bilo v ES doseženo skupno stališče za predlog smernice sveta v zvezi z gradbenimi elementi, in sicer naj bi vsebovala osnove za promet z gradbenimi elementi na področju skupnega trga držav ES. Smernice obvezujejo države članice, da na svojem področju dela visoke in nizke gradnje izvedejo tako, da predvsem ne bo ogrožena varnost ljudi, domačih živali in dobrin. Ti predpisi vsebujejo poleg zahtev v zvezi z gradbeno varnostjo tudi le-te v zvezi z zdravstveno varnostjo, trajnostjo, prihrankom energije, varstvom okolja, v pogledu gospodarnosti kot tudi drugih zahtev glede splošnih dobrin.

Samo na podlagi navedenih bistvenih zahtev za gradbena dela ni mogoče vključiti vseh tehničnih ugotovitev o posameznih gradbenih materialih in delih. Zato **smernica predvideva tudi tehnične osnovne dokumente**, ki konkretizirajo gradbeniška dela na posameznih tehničnih nivojih in rabijo kot pravila za posamezne gradbene materiale. Ena od bistvenih točk smernice je tudi zahteva po usklajenosti tekoče proizvodnje gradbenih materialov in delov z uskladitvenimi evropskimi standardi, za kar je potreben nadzor med samo proizvodnjo, preskus izdelkov ter potrdilo nevtralne organizacije, usposobljene za preizkušanje. Smernica predvideva tudi osnovne dokumente – specifikacije gradbenih materialov ter klasifikacije le-teh. Zaradi različnih geografskih in klimatskih pogojev kot tudi različnih vrst življenjskih navad je v sklopu osnovnih dokumentov treba pripraviti tudi zahteve za razrede, ki upoštevajo navedene specifičnosti. Tako pripravljena klasifikacija gradbenih elementov naj bi bila seveda enotna za vse države ES.

V decembru 1988 je bila smernica za gradbene materiale in elemente sprejeta. Po tem datumu imajo države članice 30 mesecev časa za uvedbo le-te v prakso, medtem pa je treba pripraviti predloge in dokončne tekste ogromnega števila standardov EN. Pri tem obstajata še dve zapreki: zgoraj navedeni osnovni dokumenti, tj. klasifikacije in kategorije izdelkov še niso bile opredeljene, zato tudi še niso pripravljene specifikacije izdelkov. Poleg tega pa omenjeno delo ni odvisno samo od smernice za gradbene izdelke, ampak tudi od drugih, kot npr. smernic za strojno varnost, zato je bilo ugotovljeno, da bodo potrebne nekatere organizacijske spremembe.

4.6. Stanje na področju EVROKOD

Priprava **gradbenih evrokod** je bila dolgoletna zadolžitev ekspertnega teama, ki je bil oblikovan v sklopu Komisije

ES. Tako danes obstaja 9 evrokod v različnih stadijih dodelave, in sicer:

- **EC1**: splošna poenotena pravila
- **EC2**: betonske stavbe
- **EC3**: jeklene konstrukcije
- **EC4**: kombinirane jeklene in betonske konstrukcije
- **EC5**: lesene konstrukcije
- **EC6**: zidane stavbe
- **EC7**: temelji
- **EC8**: konstrukcije v potresnih področjih
- **EC9**: obtežbe na objekte.

Evrokode naj bi pokrivala pravila načrtovanja za vse tipe konstrukcij, razen za specialne oblike, npr. jedrske reaktorje. Najdalj so prispeli na področju evrokod 2 in 3 (del 1 – Stavbe). Dostavljene so bile Komisiji ES, ki naj bi jih dalje predložila CEN-u, od koder bodo poslani v 2 do 3-letno kroženje kot **ENV**.

Uporabniki željno pričakujejo nadaljnjo dejavnost na tem področju, kot npr. usklajenost konstrukcijskih proizvodov in gradbenih materialov s standardi na najvišjih nivojih (atestiranje) ali pa obveznost servisiranja le-teh. (Povzeto po DIN-Mitteilungen 1988/12 in BSI News 1989/4).

5. SKLEP

Glede na dejstvo, da vsa napredna Evropa zelo intenzivno spremlja dogajanja v zvezi z »Evropo-92«, menimo, da moramo tudi mi, ki se ukvarjamo z graditeljstvom, temeljito slediti temu razvoju. Da ne bi še bolj zamudili zamujenega, smo na iniciativo PORS-06 raziskovalci FAGG in ZRMK pripravili predlog projekta »**EVROPA-92 – Uvajanje in usklajevanje evropskih standardov, normativov in tehničnih predpisov na področju graditeljstva**«, ki naj bi v naslednjem srednjeročnem obdobju spremljal vsa dogajanja v Evropi in s pomočjo postavljenega informacijskega sistema poskušal sproti prenašati v gradbeno operativno, projektivno in ostale institucije vse novosti s tega področja. Temeljni namen projekta je osvojiti celotno znanje v zvezi z novimi **EN**, usposobiti naše institucije za atestiranje po teh normah in končno tudi vplivati na vladne organe, da se vse evropske norme osvojijo kot jugoslovanske. Prav tako je potrebno doseči po kakršnikoli poti prisotnost naših strokovnjakov v tehničnih komitejih, ki te akte pripravljajo. Projekt v celoti podpirajo Združenje gradbeništva in IGM Slovenije, Komite za industrijo in gradbeništvo ter Gospodarska zbornica Slovenije.

LITERATURA

1. Komisija evropskih zajednica: Bela knjiga Komisije namenjena Evropskemu savetu, junij 1985.
2. Gospodarski vestnik 1989, št. 1-39.
3. CTK in Evropa 92, bilten april in julij 1989.
4. M. Osolnik: V razvito Evropo ali v še večjo izolacijo (revija RR).
5. M. Marinček: Organizacijsko vzporedno in časovno sinhrono sodelovanje z mednarodno standardizacijo je bistveni pogoj za izhod iz globoke krize jugoslovanske standardizacije – GZ 1989.
6. Gospodarska zbornica Slovenije: Slovensko gospodarstvo in Evropa 1992 – dokumenti 17. 3. in 29. 3. 1989.
7. FAGG in ZRMK: Predlog projekta »Evropa 92« – Uvajanje in harmonizacija evropskih standardov, normativov in tehničnih predpisov na področju graditeljstva.

PRIMER PROBABILISTIČNE OCENE ZANESLJIVOSTI ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE

UDK 624.046:691.32:519.682

SREČKO VRATUŠA

POVZETEK

V prispevku so prikazane osnove probabilističnega pristopa dokazovanja zanesljivosti nosilnih konstrukcij. Glede na natančnost in zahtevnost računa obstajajo tri ravni določitve zanesljivosti konstrukcij. Natančneje in s primerom je prikazana probabilistična metoda nivoja II, imenovana tudi metoda drugega momenta in prvega reda. Določeni so indeksi zanesljivosti in verjetnosti porušitve dveh prerezov armiranobetonske konstrukcije pri različnih obtežbah in kakovosti materiala.

AN EXAMPLE OF PROBABILISTIC EVALUATION OF RELIABILITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

SUMMARY

The paper deals with the bases of the probabilistic access to the proof of reliability of structures. Regarding the exactness and the pretentiousness of the calculation there exist three levels of defining the reliability of structures. The level II probabilistic method, called also the second moment – first order method, is shown in details and with an example. The indices of reliability and probability of failure of two cross-sections of reinforced concrete structure at different loads and qualities of materials are calculated.

1. UVOD

Pojem (termin) **zanesljivost** (angl. reliability) konstrukcije obsega varnost, uporabnost in trajnost konstrukcije. Varnost je sposobnost konstrukcije in njenih delov, da pri določenem varnostnem faktorju prevzame vsa predvidena delovanja oziroma vplive na konstrukcijo. Uporabnost je sposobnost konstrukcije in njenih delov, da pri predvidenih delovanjih ustrezajo svojemu namenu. Trajnost je sposobnost konstrukcije, da ohrani v določenem času predvideno varnost in uporabnost. Zanesljivost je torej sposobnost konstrukcije, da ima ustrezno uporabnost pri predvideni varnosti ter predpostavljeno trajnost. Zanesljivost je odvisna od projektiranja in računa, od izbire in nadzora kakovosti vgrajenih materialov ter od načina in nadzora izvajanja.

Zanesljivost konstrukcije oziroma prereza je zagotovljena s tem, da je njena odpornost večja od delujoče obtežbe. Razliko med odpornostjo R in obremenitvijo konstrukcije S je območje varnosti Z :

$$Z = R - S \quad (1)$$

Odpornost R obsega geometrijske karakteristike konstrukcije oziroma prereza in lastnosti uporabljenih materialov (običajno trdnost); obremenitev S pa je zunanja obtežba oziroma statična količina ali deformacija, ki jo v obravnavanem (kritičnem) prerezu povzroča obtežba.

Pri znanih parametrih, ki določajo obnašanje konstrukcije (na splošno R in S), ima le-ta v danem trenutku določen odziv. Dejansko pa sta odpornost R in obremenitev S spremenljivi vrednosti v času projektiranja, pa vse do prenehanja funkcioniranja konstrukcije. Tako ne moremo govoriti o absolutni varnosti oziroma zanesljivosti konstrukcije. Merilo zanjo je lahko le verjetnost poškodbe ali porušitve konstrukcije:

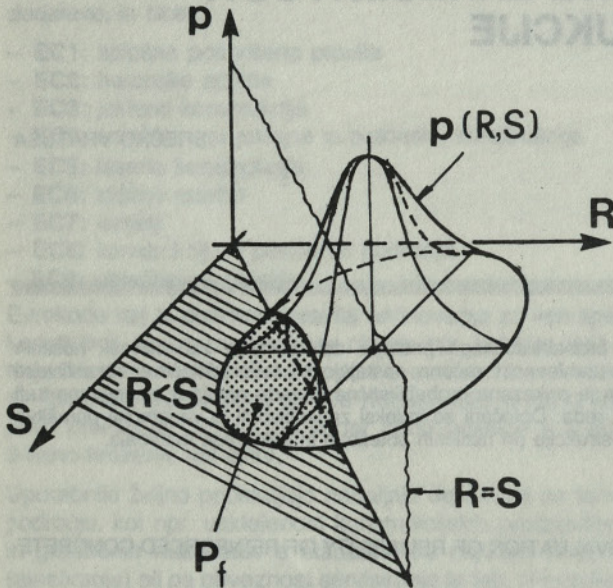
$$P_f = P(Z \leq 0) \quad (2)$$

Ta predstavlja razmerje med številom konstrukcij, pri katerih je $Z \leq 0$ in številom konstrukcij z $Z > 0$. Pri tem je možen bolj ali manj natančen način določitve oziroma izračuna verjetnosti P_f . Račun je odvisen od t. i. ravni zanesljivosti, ki jo želimo doseči.

Za 3. raven zanesljivosti (probabilistična metoda nivoja III) določimo verjetnost P_f z neposrednim integriranjem funkcije gostote verjetnosti $p(R, S)$ po območju $R \leq S$ (slika 1):

$$P_f = \int_{R \leq S} p(R, S) dR dS \quad (3)$$

Avtor:
Srečko Vratuša, dipl. inž. gradb., mladi raziskovalec,
FAGG, VTOZD GG, KMLK, Ljubljana, Jamova 2



Slika 1.

Ta »natančna« metoda pride v poštev le pri znanstvenem delu, zlasti pri preverjanju poenostavitev, ki se uporabljajo za nižje ravni zanesljivosti. Za inženirsko prakso je primernejša in enostavnejša metoda na 2. ravni zanesljivosti (probabilistična metoda nivoja II). Pri tej metodi so v enačbi zanesljivosti (enačba mejnega stanja) konstrukcije ali prereza (1) osnovne slučajne spremenljivke zajete le s srednjo vrednostjo (μ) in standardnim odklonom (σ) oziroma s koeficientom variacije (V). Za porazdelitev gostote verjetnosti slučajnih spremenljivk se uporabljajo samo znane funkcije; običajno normalna za $S(R)$ in logaritično normalna za R . Pri tej metodi uporabljamo kot merilo zanesljivosti konstrukcije ali prereza t. i. **indeks zanesljivosti** β , ki predstavlja število standardnih odklonov σ_z od srednje vrednosti μ_z do $Z = 0$:

$$\beta = \mu_z / \sigma_z \tag{4}$$

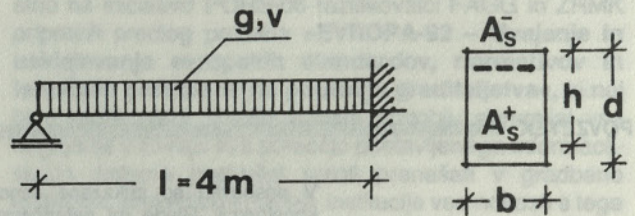
Verjetnost porušitve je inverzna funkcija indeksa zanesljivosti in jo pri znani porazdelitvi gostote verjetnosti funkcije Z dobimo v statističnih razporednicah v odvisnosti od β .

Nadaljnjo poenostavitev računa predstavlja metoda na 1. ravni zanesljivosti (probabilistična metoda nivoja I, imenovana tudi semi-probabilistična metoda). To je običajna metoda računanja konstrukcij glede na mejna stanja nosilnosti in uporabnosti. Le parcialni varnostni faktorji, ki so v predpisih za obtežbe in račun nosilnih konstrukcij iz posameznih materialov predpisani kot determinirane vrednosti, naj bi bili določeni po postopkih za 2. ali 3. raven zanesljivosti.

2. ARMIRANOBETONSKA KONSTRUKCIJA

2.1. Dimenzioniranje

Za probabilistično oceno na 2. ravni zanesljivosti smo si izbrali linijsko konstrukcijo, prikazano na sliki 2:



Slika 2.

$b/d/h = 30/50/45$ cm

obtežba:

1. $g = 42,5$ kN/m
2. $g = 20$ kN/m, $v = 20$ kN/m
3. $v = 37,8$ kN/m

Na mestih maksimalnega in minimalnega upogibnega momenta smo jo dimenzionirali (določili vzdolžno armaturo) po jugoslovanskem pravilniku za beton in armirani beton. Izbrali smo kakovost materialov: MB 30, RA 400/500–2.

$$q_u = 1,6 \cdot g + 1,8 \cdot v = 68 \text{ kN/m}$$

$$M_u^+ = 9/128 \cdot q_u \cdot l^2 = 76,5 \text{ kNm}$$

$$M_u^- = 1/8 \cdot q_u \cdot l^2 = 136 \text{ kNm}$$

$$k_h = \frac{M_u}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2}; \quad A_s = \frac{M_u}{z \cdot f_{cd}}; \quad z = k_z \cdot h \tag{5}$$

$$k_h^+ = 0,0614 (\epsilon_s/\epsilon_c = 10/1,4\%) \rightarrow A_s^+ = 4,44 \text{ cm}^2$$

$$k_h^- = 0,1090 (\epsilon_s/\epsilon_c = 10/2,1\%) \rightarrow A_s^- = 8,09 \text{ cm}^2$$

Pri armiranobetonskih prerezech nastopi težava pri določitvi nosilnosti prereza v odvisnosti od dimenzij prereza in količine armature. Nosilnost je namreč različna za različne deformacije. Zato smo za ta primer linearizirali razmerje med koeficientoma statične višine prereza k_h in ročico notranjih sil k_z :

$$k_z = 0,985 - 0,468 \cdot k_h \tag{6}$$

Enačba velja za čisti upogib in za izkoriščene deformacije v armaturi $\epsilon_s = 10\%$ ter neizkoriščene deformacije v betonu od $\epsilon_c \approx 0,7\%$ do $\epsilon_c \approx 2,5\%$. Z upoštevanjem enačb (5) in (6) lahko zapišemo moment nosilnosti z enačbo (7):

$$M_u = \left[\frac{1,015}{A_s \cdot h \cdot f_{sy}} + \frac{0,475}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} \right]^{-1} \tag{7}$$

2.2. Izbira slučajnih spremenljivk

Iz razporednice (1) je razvidna izbira slučajnih spremen-

ljivk in določitev statističnih parametrov: povprečne vrednosti μ , standardnega odklona σ in koeficienta variacije V . Za vse slučajne spremenljivke smo upoštevali normalno Gaussovo porazdelitev gostote verjetnosti. Povprečne vrednosti za uporabno obtežbo, tlačno trdnost betona B_1 in mejo elastičnosti jekla smo določili iz karakterističnih vrednosti (v_{max} , MB, f_{sy}) ob upoštevanju fraktil (z), ki so določene v jugoslovanskih pravilnikih in standardih z enačbo (8). Koeficiente variacije posameznih slučajnih spremenljivk smo si izbrali na podlagi podatkov v literaturi in s tem določili standardne odklone:

$$X_{ik} = \mu_i + z \cdot \sigma_i, \quad \sigma_i = \mu_i \cdot V_i \quad (8)$$

uporabna obtežba $z = 1,645$ (95 %)
 tlačna trdnost betona $z = -1,280$ (10 %)
 meja elastičnosti jekla $z = -1,645$ (5 %)

Za tlačno trdnost betona B_2 smo statistične parametre določili z analizo vzorca 18 kock s projektirano marko betona MB 30.

mejnega stanja prereza kot nelinearno funkcijo šestih slučajnih spremenljivk:

$$Z = g(X_1, \dots, X_6) = [(k_2 \cdot X_3)^{-1} + (k_3 \cdot X_4)^{-1}]^{-1} / X_6 - X_5 \cdot k_1 \cdot (X_1 + X_2) \quad (11)$$

pri čemer so k_i konstante z vrednostmi:

$$k_1^+ = 11250 \text{ cm}^2, \quad k_1^- = 20000 \text{ cm}^2$$

$$k_2 = 127895 \text{ cm}^3$$

$$k_3^+ = 196,85 \text{ cm}^3, \quad k_3^- = 358,67 \text{ cm}^3$$

Določitev verjetnosti porušitve na 2. ravni zanesljivosti imenujemo tudi metodo drugega momenta (zaradi slučajnih spremenljivk, ki so opisane s prvim in drugim momentom $-\mu$ in σ) in prvega reda (zaradi linearne enačbe zanesljivosti). Kadar je enačba zanesljivosti nelinearna, jo moramo linearizirati. Postopek za določitev indeksa zanesljivosti oziroma verjetnosti porušitve v tem primeru sta prikazala Hasofer in Lind [4].

Slučajna spremenljivka	X_{ik}	μ_i	σ_i	V_i
X_1 stalna obtežba (kN/cm)	O_1	0,425	0,425	0,0425
	O_2	0,200	0,200	0,0200
	O_3	0	0	0
X_2 uporabna obtežba (kN/cm)	O_1	0	0	0
	O_2	0,200	0,142	0,0355
	O_3	0,378	0,268	0,0670
X_3 tlačna trdnost betona (kN/cm ²)	B_1	3	3,57	0,477
	B_2	3	4,32	0,390
X_4 meja elastičnosti jekla (kN/cm ²)	J_1	40	47,88	0,10
	J_2	40	47,88	0,479
X_5 natančnost modela (S)	1	0,95	0,095	0,10
X_6 natančnost modela (R)	1	1,00	0,050	0,05

Tabela 1

3. PROBABILISTIČNA OCENA INDEKSA ZANESLJIVOSTI OZIROMA VERJETNOSTI PORUŠITVE

Za probabilistično oceno moramo napisati enačbo zanesljivosti oziroma enačbo mejnega stanja konstrukcije ali prereza. V našem primeru želimo izračunati verjetnost porušitve (plastifikacije) prerezov na mestih relevantnih statičnih količin – največjega in najmanjšega upogibnega momenta. Tako splošna enačba (1) preide v obliko (9):

$$Z = M_R / \gamma_{Rd} - \gamma_{Sd} \cdot M_S \quad (9)$$

kjer so:

$M_S = k_1 \cdot (X_1 + X_2)$... upogibni moment zaradi zunanje obtežbe

$M_R = [(k_2 \cdot X_3)^{-1} + (k_3 \cdot X_4)^{-1}]^{-1}$... upogibni moment nosilnosti prereza (10)

$\gamma_{Sd} = X_5$... nenatančnost modela (določitev obremenitve)

$\gamma_{Rd} = X_6$... nenatančnost modela (določitev nosilnosti)

Ob upoštevanju navedenih enačb (10) dobimo enačbo

Izraz za funkcijo $Z = g(X_1, \dots, X_n)$ predstavlja n-dimenzionalni prostor z osmi slučajnih spremenljivk (X_i). Vsaki vrednosti slučajne spremenljivke ustreza določena verjetnost v odvisnosti od funkcije gostote verjetnosti. Verjetnost vseh kombinacij posameznih vrednosti slučajnih spremenljivk predstavlja v tem prostoru normirano super-ploskev (super-volumen pod to ploskvijo je enak 1). Enačba mejnega stanja v tem prostoru prav tako predstavlja super-ploskev, ki od prejšnjega volumna za vse kombinacije vrednosti slučajnih spremenljivk, pri katerih je $Z \leq 0$, odreže del, ki ustreza verjetnosti porušitve oziroma poškodbe (slika 1).

Pri postopku Hasofer-Lind transformiramo koordinatni sistem n-dimenzionalnega prostora in enačbo mejnega stanja tako, da izhodišče predstavlja točko, v kateri zavzamejo vse slučajne spremenljivke svojo srednjo vrednost ter vrednosti slučajnih spremenljivk normiramo:

$$x_i = (X_i - \mu_i) / \sigma_i \quad (12)$$

Poiščemo najbližjo točko na super-ploskvi, ki jo predstavlja enačba mejnega stanja, od novega izhodišča. Oddaljenost te referenčne točke (*) od izhodišča predstavlja indeks zanesljivosti β . Vrednost β izračunamo s pomočjo linearizacije (razvoj v Taylorjevo vrsto) enačbe mejnega

stanja v referenčni točki. Enačba predstavlja sedaj super-ravnino:

$$Z = g(X^*) + \sum_i (X_i - X_i^*) \cdot g'_i(X^*) \quad (13)$$

V prvotnem koordinatnem sistemu dobimo vrednosti slučajnih spremenljivk v referenčni točki z izrazom:

$$X_i^* = \mu_i - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i \quad (14)$$

Vplivni faktor α_i predstavlja kosinus kota med smerjo osi slučajne spremenljivke in smerjo premice skozi referenčno točko:

$$\alpha_i = \frac{g'_i(X^*) \cdot \sigma_i}{\sqrt{\sum_j [g'_j(X^*) \cdot \sigma_j]^2}} \quad (15)$$

Vrednost indeksa zanesljivosti β je enaka absolutni vrednosti člena normirane oblike enačbe super-ravnine, ki predstavlja linearizirano enačbo mejnega stanja v referenčni točki:

$$\beta = \left| \frac{\sum_i (\mu_i - X_i^*) \cdot g'_i(X^*)}{\sum_i \alpha_i \cdot g'_i(X^*) \cdot \sigma_i} \right| \quad (16)$$

$g'_i(X^*) = \partial g / \partial X_i |_{X^*}$... je vrednost parcialnega odvoda enačbe mejnega stanja v referenčni točki.

V našem primeru so posamezni parcialni odvodi:

$$\begin{aligned} g'_1 &= g'_2 = -k_1 \cdot X_5 \\ g'_3 &= k_2^{-1} \cdot X_3^{-2} \cdot X_6^{-1} \cdot [(k_2 \cdot X_3)^{-1} + (k_3 \cdot X_4)^{-1}]^{-2} \\ g'_4 &= k_3^{-1} \cdot X_4^{-2} \cdot X_6^{-1} \cdot [(k_2 \cdot X_3)^{-1} + (k_3 \cdot X_4)^{-1}]^{-2} \\ g'_5 &= -k_1 \cdot (X_1 + X_2) \\ g'_6 &= -X_6^{-2} \cdot [(k_2 \cdot X_3)^{-1} + (k_3 \cdot X_4)^{-1}] \end{aligned} \quad (17)$$

Kot je razvidno iz opisanega postopka, lahko iskani indeks zanesljivosti β v primeru nelinearne enačbe mejnega

stanja določimo samo z iterativnim postopkom. Zato smo izdelali računalniški program za računanje indeksa zanesljivosti z naslednjim algoritmom:

1. izbira β , $X_i^* = \mu_i$
2. določitev $g'_i(X^*)$, α_i , $\bar{X}_i^* = \mu_i - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i$
3. če $\bar{X}_i^* \neq X_i^* \rightarrow X_i^* = \bar{X}_i^*$, ②
4. če $Z = g(X^*) \neq 0 \rightarrow$ novi β , ①

4. ANALIZA REZULTATOV

Izračunali smo indekse zanesljivosti za 7 kombinacij podatkov – slučajnih spremenljivk. Rezultati (indeks zanesljivosti β , verjetnost porušitve P_f in vplivni faktorji α_i) so prikazani v razpredelnici 2.

Iz rezultatov je razvidno, da kakovost betona v tem primeru praktično ne vpliva na zanesljivost, kar je zaradi neizkoriščenosti deformacij v betonu tudi razumljivo. Največjo verjetnost porušitve smo dobili v primeru, da je celotna obtežba stalna. Temu je vzrok dejstvo, da je srednja vrednost enaka karakteristični vrednosti stalne obtežbe in da je koeficient variacije sorazmerno velik (10%). V našem primeru ima največji vpliv na zanesljivost prereza armatura zaradi izkoriščenih deformacij. Če bi nam uspelo izboljšati kontrolo kakovosti jekla s tem, da zelo zmanjšamo koeficient variacije (z 10% na 1%), zmanjšamo 15-krat verjetnost porušitve (primer 7).

Vsi rezultati tega primera pa zelo dobro zadovoljujejo mednarodna priporočila o dopustni oziroma največji verjetnosti porušitve konstrukcij. Ta znaša od 10^{-7} za veliko število ogroženih ljudi (>10) in zelo težke materialne posledice do 10^{-3} za majhno število ogroženih ljudi (<0,1) in majhne materialne posledice.

Kombinacija	β	P_f	X_i/α_i					
			1	2	3	4	5	6
M^+, O_2, B_1, J_1	4,89	$2,9 \cdot 10^{-7}$	0,22 0,22	0,21 0,40	3,55 0,01	30,1 0,76	1,14 0,40	1,06 0,23
M^-, O_2, B_1, J_1	4,96	$2,9 \cdot 10^{-7}$	0,22 0,22	0,21 0,40	3,54 0,01	29,8 0,76	1,14 0,40	1,06 0,23
M^+, O_1, B_1, J_1	3,95	$3,2 \cdot 10^{-5}$	0,50 0,45	—	3,55 0,01	34,0 0,73	1,12 0,45	1,05 0,25
M^+, O_3, B_1, J_1	4,92	$2,9 \cdot 10^{-7}$	—	0,48 0,63	3,55 0,01	32,7 0,65	1,13 0,38	1,05 0,21
M^+, O_2, B_2, J_1	4,90	$2,9 \cdot 10^{-7}$	0,22 0,22	0,21 0,40	4,31 0,01	30,0 0,76	1,14 0,40	1,06 0,23
M^-, O_2, B_2, J_1	4,98	$2,9 \cdot 10^{-7}$	0,22 0,22	0,21 0,39	4,30 0,01	29,7 0,76	1,14 0,40	1,06 0,23
M^+, O_2, B_1, J_2	5,50	$1,9 \cdot 10^{-8}$	0,24 0,34	0,26 0,50	3,52 0,02	40,5 0,08	1,27 0,62	1,10 0,38

Tabela 2

LITERATURA

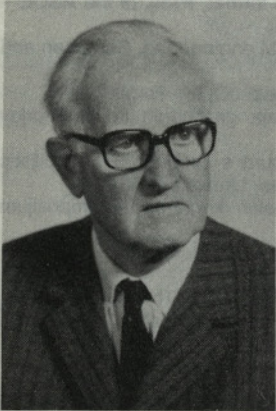
1. ISO/DIS 2394, Bases for design of structures; General principles on reliability for structure, 1984.
2. CEB-FIP, Jedinствена opšta pravila za različite tipove konstrukcija i materiala, Jugoslovenski građevinski centar, Beograd 1978.
3. CIRIA, Rationalisation of safety and serviceability factors in structural codes, Report 63, London 1977.
4. Hasofer, A.M., Lind, N.C.: Exact and invariant second-moment code format, Proc. of the ASCE – J. Eng. Mech. Div., vol. 100 (EM1) 1974.
5. August, G., Baratta, A., Casciati, F.: Probabilistic methods in structural engineering, Chapman and Hall, London, New York 1984.
6. Milčič, V.: Probabilistički pristup dokazu nosivosti konstrukcija, Simpozij JDGK, Trogir 1980.
7. Marinček, M.: Dejanska varnost konstrukcij, Zbornik 3. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled 1981.
8. Der Kiureghian, A., Structural component reliability, spremna literatura s seminarja Probabilistic methods in earthquake engineering and safety assessment of structures, Ljubljana 1989.
9. Vratuša, S.: Parcialni varnostni faktorji pri analizi ojačanih betonskih konstrukcij, Simpozijum SDGKJ, Knjiga D2, Dubrovnik 1989.
10. Žnidarič, J., Terčelj, S., Marolt, J.: Ocenjevanje stanja in zanesljivosti betonskih konstrukcij, Gradbeni vestnik 38, Ljubljana 1989.
11. Galambos, T.V.: Load and resistance factor design, Engineering Journal, AISC, Third quarter 1981.
12. Hemerich, E., Milčič, V., Turčić, F.: Izrada nove generacije propisa u području nosivih konstrukcija, Građevinar 4/1985.

ZAHVALA

Avtor se zahvaljuje Raziskovalni skupnosti Slovenije, ki z akcijo »2000 mladih raziskovalcev« v programu Konstrukcije v gradbeništvu na FAGG, VTOZD GG, KMLK, financira njegovo delo. Mentor je prof. dr. Rajko Rogač.

JUBILEJ

Prof. dr. JANKO BLEIWEIS – osemdesetletnik



Prvega decembra je praznoval svoj jubilej prof. dr. Janko Bleiweis, ki je eden od najzaslužnejših za razvoj slovenske hidrotehnične stroke. Prav je, da se ob tem ozremo na njegovo bogato in uspešno življenjsko pot.

Po končanem študiju gradbeništva v Ljubljani je nekaj časa delal kot konstrukter v Železarni Jesenice, vse svoje nadaljnje življenje pa je posvetil hidrotehniko.

Pedagoškemu delu se je predal že v obdobju kmalu po vojni. Prevezel je celo vrsto predavanj s področja hidromehanike, hidravlike in hidrotehničnih objektov. Raziskovalno delo v Vodogradbenem laboratoriju je kot del praktičnega znanja prenašal tudi študentom. Predmeti prof. Bleiweisa so bili nekaj časa edini, pri katerih so študentje direktno sodelovali pri poskusih in meritvah.

Svoje znanje je bogatil v tujini, posebno dobre stike je imel s profesorji na francoskih univerzah. Leta 1969 je doktoriral na univerzi v Grenoblu. Tudi mlajšim sodelavcem je omogočil izpopolnjevanja v Franciji.

Kmalu po vojni, ko v Sloveniji še ni bilo mnogo izkušenj pri projektiranju hidroelektrarn, je izdelal generalni projekt za HE Moste in HE Medvode na Savi. Sodeloval pa je tudi pri modelnih raziskavah in projektiranju številnih hidroelektrarn v Sloveniji in Jugoslaviji, kot npr. HE Završnica, HE Gojak, HE Zvornik, HE Čapljina in številnih drugih, v kasnejšem obdobju tudi pri kanalski elektrarni Srednja Drava I. Še posebej se je ukvarjal s hidravliko dovodnih in odvodnih kanalov, jezov in vodostanov.

Dolga leta je deloval kot recenzent za Applied Mechanical Review. Več let je deloval kot član komisije Sklada Borisa Kidriča za podeljevanje Kidričevih nagrad in nagrad Sklada Borisa Kidriča, nekaj let je bil tudi član zvezne komisije za znanstveno delo. Dolga leta je bil tudi član uredniškega odbora Gradbenega vestnika.

V letih 1951–1952 je bil prodekan Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, v letih 1971–1973 je bil prodekan FAGG, 1973–1975 pa dekan FAGG. Dolga leta je bil predsednik ali član številnih fakultetnih ali univerzitetnih komisij. Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov mu je leta 1962 podelila naziv zaslužnega člana.

Leta 1989 mu je FAGG za njegovo delo na pedagoškem in raziskovalnem področju podelila naslov zaslužni profesor.

Od leta 1962 do 1966 je bil predsednik Jugoslovanskega društva za hidravlične raziskave, leta 1966 pa ga je društvo izvolilo za svojega zaslužnega člana. Leta 1971 je od istega društva dobil še nagrado za znanstveno in raziskovalno delo na področju hidravličnih raziskav.

Dolgo obdobje, vse od leta 1959 pa do 1972, je bil hkrati še direktor Vodogradbenega laboratorija v Ljubljani.

V Vodogradbenem laboratoriju je sodeloval ves čas, od začetka delovanja do danes. Tudi po upokojitvi še redno sodeluje in vsa leta skrbi predvsem za redno izdajanje stalnih in občasnih publikacij.

Vse življenje je imel rad naravo, gore, smučanje. Morda so mu prav gore pomagale, da je vseskozi znal kljub trdemu delu obdržati pristen in prisrčen odnos do sodelavcev. Tudi humorja mu ni nikoli manjkalo. Znal se je pošaliti celo v najtežjih trenutkih in je tako marsikdaj razbil moreče vzdušje problematičnih sestankov. Lahko rečemo, da je le malokdo tako priljubljen med svojimi sodelavci, kot je on še danes.

Vsi sodelavci mu iskreno čestitamo, želimo še mnogo zdravja in mu kličemo: še na mnoga leta!

Rudi Rajar

GEODETSKE OSNOVE ZA PROJEKTIRANJE CEST

Replika na komentar tov. Boža Demšarja, dipl. inž. geod.,
GV 1-2/90

Če v navedenem članku ne bi bil pozvan, naj dodatno pojasnim svoj članek v GV 7-8-9/88, se tokrat sploh ne bi oglašal, saj sem hvaležen tov. Demšarju, da je osnovne tehnične postopke pri izdelavi geodetskih načrtov detajlneje opisal. Z večino svojih navedb pa je še dodatno potrdil, da razlogi za spremembo tehnološkega postopka za izdelavo projektov za ceste (še posebej za manjše ceste) zares obstajajo.

Na kratko:

1. Literatura je v mojem članku navedena tako, kot sem jo prepisal iz njenih matičnih podatkov.
2. Za merilo 1 : 1000 (na manjšega se skoraj ne da risati) je torej treba izvesti dodatno aerosnemanje. Ker je to za manjše ceste dokaj zamudno in drago, nekateri projektanti rišejo načrte na podloge različnih vsebin ali celo na prazen papir. Položaj trase ceste v prostoru je zato zares vprašljiv. Da bi se temu vsaj delno izognili, smo na FAGG uvedli spremenjeni tehnološki postopek. Pri tem je VIR PODATKOV za izdelavo projekta za cesto s približno znanim potekom njene osi njihovo neposredno zbiranje NA TERENU (torej po zakoličbi približne osi ceste) z neposrednimi geodetskimi (nižja geodezija!) deli in odčitavanje iz geodetskega načrta ni potrebno. »Nestrokovno« pripravljena podloga daje pri tem generalni videz prostora ob cesti. Tako spremenjen tehnološki postopek izdelave projekta je predvsem uporabljiv za vse trase cest, za katere je njihov položaj v prostoru praktično že določen (npr. rekonstrukcije cest, manjše ceste v naseljih in podobno). S tem postopkom smo že izdelali projekte za okoli 25 km cest in večina med njimi je bila zgrajena brez problemov.

Opozoriti želim, da **nikjer in nikoli** nisem kritiziral slabe kakovosti geodetskih podlog (še posebej ne TTN 5 in TTN 10), ampak sem prav zaradi njihove velike kakovosti ugotovil, da bi z njihovo drugačno uporabo lahko vsaj deloma izboljšali sedanje stanje pri projektiranju cest. Ali je to napačno? Verjetno so bile te podloge izdelane zato, da bi jih slovenski narod kar najbolje uporabljal, saj jih je konec koncev tudi plačal. In v istem rangu so tudi ceste, kaj ne?

Naj mi bo dovoljeno odgovoriti še glede vmešavanja v stroko. Praviloma geodetska dela v cestni projektivi opravljajo geodetski strokovnjaki, v izjemnih primerih tudi gradbeniki. Le-ti so se najbolj enostavnih geodetskih postopkov učili v šoli in ni razloga, da pridobljenega znanja v okviru svojih potreb ne bi tudi uporabili.

Opazam, da glede zaščite stroke tov. Demšar ne razpolaga s popolnimi podatki. Poznano je, da so geodetski strokovnjaki projektirali celo tako zahtevno cesto, kot je avtocesta Ljubljana-Bregana in mnoge druge, čeprav se razen geodetskih postopkov in izračunov v šoli niso učili nobenih gradbeniških znanj, ki so za to potrebna.

Strinjam se s komentatorjem, da se pri cestnih projektih premalo natančno izvaja postopek poseganja v posestne razmere. Te se v projektih za ceste opredeljujejo na posebnih prilogah (katastrska situacija) in je celo nezaželeno, da bi projektant že vnaprej vedel, kdo je lastnik parcele, ki jo bo prizadel.

Posodobitev postopkov sega tudi na to področje (koordinate lomnih točk »cestne parcele« in nova izmera), kjer bo izračun »prizadetih parcel« analitičen in zanj ne bo treba natančnih grafičnih predlog. Ali bo tudi to sporno?

Vtis imam, da tov. Demšar ni ustrezno prebral članka in kasnejše njegove dopolnitve (pojasnila). Ker je očitno samo »lovil« navedbe, ki bi lahko kakorkoli škodile njegovi stroki, ni opazil, da gre pravzaprav za en del tehnološkega postopka pri projektiranju cest, kjer so mogoče nekatere poenostavitve, ker ostali deli tega postopka to omogočajo (računalnik). Priznam, da je to v mojem članku morda premalo poudarjeno.

Ostaja mi le še misel, ki mi je pa nadležna, da gre pri vsem skupaj le za prizadevanja, da bi »po črki zakona« opravljali določena geodetska dela, čeprav jih ne potrebujemo, ker so že narejena. To pa še ne pomeni, da pri tako multidisciplinarni dejavnosti, kot je cestna projektiva, ne bi smeli razmišljati (in geodezija je v njej zelo pomemben dejavnik) o racionalizacijah. Škoda je le, da pri tem geodetski strokovnjaki premalo sodelujejo.

IZ DELOVNIH KOLEKTIVOV

SGP PRIMORJE

Nova tovarna Tesal za Salonit Anhovo

V sorazmerno kratkem roku so delavci SGP Primorje zgradili novo proizvodno halo za tovarno Tesal, v kateri bodo izdelovali po licenci švicarske firme Hobas poliestrske cevi. Poliester je duroplast, kar pomeni, da se pri višjih temperaturah ne mehča. Poliester bo v izdelku ojačen s steklenimi vlakni in kremenčevim peskom.

Cevi bodo izdelovali po centrifugalnem postopku pod pritiskom 50 barov, tako da bodo stene cevi kompaktne brez por. To je zelo pomembno za kakovost, ker se na ta način popolnoma prepreči poroznost cevi. V centrifugo se postopoma dodajajo poliester, sesekljana steklena vlakna, kremenčev pesek in trdilec; razmerje teh dodatkov je odvisno od vrste cevi. Doziranje bo avtomatsko in računalniško vodeno.

Izdelovali bodo cevi premera od 200 do 1600 mm. Možna pa je proizvodnja cevi do premera 2400 mm. Istočasno se izdelavo cevi bo potekala proizvodnja spoj in fazonskih kosov vseh vrst. Raznovrstnost fazonskih kosov bo veliko večja kot pri azbestcimentu.

Če primerjamo poliestrske in salonitne cevi, vidimo, da so poliestrske veliko lažje ter bolj odporne proti koroziji in kemičnim vplivom. Zaradi tega je uporaba teh cevi dejansko neomejena. Tovarna tesal cevi bo imela tudi svoj laboratorij, tako da bo proizvodnja pod stalnim nadzorom. Predvidena letna proizvodnja je 170 km cevi.

Novi objekt je armiranobetonska montažna hala z delno podkletitvijo in z vmesno nadstropno etažo. Manipulacija in skladiščenje materiala bosta potekala pred novo tovarno na 7000 m² v glavnem asfaltiranih površin.

Hitra cesta Vrtojba-Selo

Gradbišče hitre ceste je zahvaljujoč lepemu vremenu v celoti zaživel, saj so konec lanskega leta že pričeli z deli tudi na šempetrski obvoznici, ki bo skupaj z odsekom avtoceste od mednarodnega mejnega prehoda Vrtojba do priključka za Novo Gorico na Bazari tvorila zaključeno celoto. V gradnji so tudi že vsi objekti na avtocesti, in sicer: nadvoz nad cesto Šempeter-Vrtojba, most čez Vrtojbo in podvoz pod avtocesto. Z deli na najzahtevnejšem objektu, viaduktu čez cesto in železnico z razponom 90 m, pa bodo pričeli v maju. Pri gradnji tega viadukta bo zaradi same izvedbe sedanja cesta skozi Šempeter pri tovarni zaprta, promet pa bo preusmerjen po novoizgrajeni tako imenovani servisni cesti, ki bo potekala

vzporedno z bodočo avtocesto od priključka za Novo Gorico do ceste Šempeter-Vrtojba.

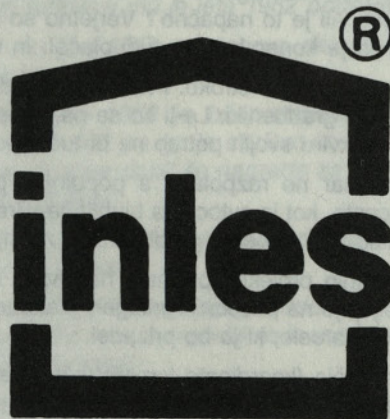
Rok dokončanja celotnega projekta vključno s šempetrsko obvoznico je marec 1991.

Na avtocesti Razdrto bo potrebno izkopati 1,200.000 m³ materiala

Tudi na razcepu Razdrto so pričeli z deli že lani. Projekt obsega 2,5 km avtoceste in razcep proti Novi Gorici. Novi del trase v območju razcepa Razdrto poteka od obstoječe cestninske postaje po južnem vznožju Nanosa, se vzpne prek sedla med Nanosom in Golim vrhom ter se konča pred viaduktom Goli vrh. Teren sestavljajo glineni in flišni materiali.

V območju sedla, to je pri prečkanju obstoječe magistralne ceste, doseže avtocesta maksimalno višino nasipa 19 m, v ukopu Goli vrh pa največjo globino v osi 35 m, ob levem robu celo 70 m. Na tem mestu ima avtocesta tudi maksimalni vzpon 5%.

Ker se na celotnem odseku pojavlja 580.000 m³ viška materiala, je v območju nasipov predvidena razširitev z bočnimi nasipi. Ti nasipi bodo rabili za postavitve palisad in zasaditev z drevjem, kar bo varovalo cestišče pred burjo in snežnimi zameti. Poleg tega bodo z viškom materiala izboljšali 18 ha zamočvirjenega zemljišča in tako vsaj delno nadomestili odvzete površine.



Odlčno opravljeno delo

O gradnji HE Zadlaščica in vodovoda smo že pisali. Danes HE Zadlaščica že deluje s polno kapaciteto. Soške elektrarne in Komunala Tolmin kot investitorji so graditeljem izrekli vso pohvalo za odlično opravljeno delo.

Instalirana moč HE Zadlaščica je 8000 KW. Dve Peltonovi turbini bosta omogočili letno

proizvodnjo 35 milijonov kWh. Instaliran pretok je 2,2 m³/s, višinska razlika znaša 443 m (781–337 m n.m.).

He in vodovod Zadlaščica je dvonamenski objekt: za proizvodnjo električne energije in za oskrbo Tolminske z vodo. Iz Zadlaščice bo pritekalo tudi 100 litrov vode na sekundo, in to prave, čiste vode iz gorskega izvira, saj je zajetje popolnoma zaprto. Ker je HE Zadlaščica grajena v območju Triglavskega narodnega parka, sta morala projekt in izvedba v največji možni meri upoštevati pogoje za primerno vključitev v okolje. Elektrarna bo daljinsko vodena iz območnega centra v Novi Gorici.

Vir: SGP Primorje, Ajdovščina

VEGRAD, VELENJE

Vegrad v tujini

Ime Vegrad se že vrsto let pojavlja v tujini. Tako so lani gradili v ZRN, NDR in SZ. Izmed večjih objektov omenjamo gradnjo hotelov v Berlinu in Dresdenu ter gradnjo Interhotela v Leningradu.

Ob koncu lanskega leta so stekla pripravljala dela na novem gradbišču v NDR, in sicer v mestu Zeulenroda. To je prijazno mesto s 15.000 prebivalci, ki leži v pokrajini Thüringen na jugu NDR. Dela izvajajo prek švedske firme »SIAB« Stockholm, in sicer kompletno z materialom. V tem primeru torej ne gre za znan sistem t. i. stori-tvenih del, saj je Vegrad izvajalec kompletnih gradbenih in gradbeno-obrtniških del. Objekt gradijo za tovarno operacijskih roka-ovic (Ophandschuhe) Zeulenroda – NDR. Tlorisna velikost: 60,50 × 48,50 m. Etažnost: polovica objekta je pritlična (proizvodna hala), druga polovica pa ima poleg pritličja tudi 2 nadstropji. Bruto površina: 5868,50 m². Nosilna konstrukcija: AB montažna konstrukcija Vemont.

Vrednost del je 21,000.000 SEK oziroma ca. 6.000.000 DEM.

Prizidek SDK in Ljubljanske banke v Velenju že rabi svojemu namenu

V dneh, ko to pišemo, so na gradbišču SDK in LB v Titovem Velenju že končana finalizacijska in nekatera sklepna lepota dela.

Objekt je armiranobetonska skeletna konstrukcija, med stebri zapolnjena z opečnimi votlaki. Fasada je iz umetnega kamna, zgrajena v rastrih, okoli 8 cm odmaknjena od izolacije, tako da je dosežen dober toplotni prihranek. V objektu so vgradili 3000 kubičnih metrov betona, 70 ton rebraste armature,

60 ton armiranobetonskih mrež, 50 ton drugega železja. Skupaj je v njem okoli 3120 kvadratnih metrov površin.

Vir: Vegrad, Velenje

PIONIR, NOVO MESTO

Drugi najvišji dimnik v Evropi

Delavci Pionirja Novo mesto so v sklopu termoelektrarne Plomin zgradili drugi najvišji dimnik v Evropi, saj meri v višino kar 340 m. Višji je le dimnik v Trbovljah, ki dosega s 365 m višine tako rekoč evropski vrh. V dimnik je vgrajeno 14.000 m³ betona, kar je približno toliko kot v manjše stanovanjsko naselje. Spodnji premer dimnika je 34,60 m, zgornji pa le 9,40 m. Debelina zidu spodaj je 1,5 m, zgoraj 0,40 m. Do višine 165 m je dimnik dvojen.

Dimnik je namenjen za odvod plinov termoelektrarne Plomin II., katere zmogljivost bo 210 MW; nanj bo priključena tudi TE Plomin I.

Z izgradnjo nove pralnice so dvignili kakovost vzdrževanja mehanizacije

Objekt nove pralnice sestoji iz štirih oddelkov:

- prostora za opravljanje preventivnih tehničnih pregledov vseh vozil, opremljenega, kot je predpisano po zakonu,
- prostora za menjavo olj in mazanje vozil ter servisne dejavnosti programa »TAM«, opremljenega s sodobnimi črpalkami, ki omogočajo kakovostno delo ne glede na vremenske razmere,
- pralnice, ki omogoča talno pranje vozil s ciklažno vodo, ki jo najprej kakovostno očisti čistilna naprava, ki je pred vhodom v stavbo,
- v četrti oddelek pa so premostili vulkanizersko delavnico, ki je tudi do sedaj opravljala svoje delo na primerni ravni in v obsegu od kranja in menjave do popravil vseh vrst gum.

Vir: Pionir, Novo mesto

INGRAD, CELJE

Proizvodnja novih betonskih cevi

V novo zgrajeni hali za proizvodnjo betonskih cevi v IGM Medlog je stekla proizvodnja novih betonskih cevi. Vse glasnejši pozivi za ohranitev čistega okolja so narekovali izdelavo betonskih cevi, ki v celoti ustrezajo ostrejšim ekološkim zahtevam. Betonske cevi z oglavkom izdelujejo od profila 15 do 50 cm v dolžini 125 cm. Cevi so namenjene za odvod fekalnih, tehnoloških in odpadnih

voda. Uporabljajo jih predvsem tam, kjer je potrebno varovati okolje in kakovost vode v okolju. Glavne značilnosti novih cevi z oglavkom so: enostavno projektiranje, neprepustnost cevi in spoja cevi, cenejša izvedba kanalizacijskih sistemov, enostavna in kakovostna izvedba.

Most čez Dravo: Trbonje–Gortina

Lansko leto je investitor Skupnost za ceste Slovenije z GIP Gradisom in GIP Ingradom kot enakopravnima izvajalcema sklenila pogodbo za izvedbo mostu čez Dravo: Trbonje–Gortina, s cestnimi priključki na most.

GIP Ingrad Celje izvaja kompletno prekladno konstrukcijo z ležišči, mejnimi venci in opremo mostu, GIP Gradis pa izvaja spodnjo konstrukcijo s kompletnimi cestnimi priključki.

Most je dolg ca. 220 m in širok 8,40 m. Ima dva krajina opornika in šest vmesnih stebrov. Statična višina stebrov je od 16 do 28 m. Globina vode je od 5 do 10 m. Temeljenje mostu je na armiranobetonskih pilotih Ø 150,5 cm sidranih v čvrsto skalo. Stebri so okroglega prereza Ø 134 cm, pri vrhu povezani s prečno naglavno gredo. Prekladna konstrukcija je kontinuirana in prednapeta, škatlastega prereza, narejena po sistemu »postopnega potiskanja«. Za izvedbo prekladne konstrukcije je bila izdelana betonska delavnica. V tej delavnici se tedensko izdeluje ca. 17 m mostu. Gotov del mostu se s posebnima hidravličnima prešama potisne iz betonske delavnice, narkar se v prazni delavnici monolitno dobetonira naslednji del. Postopek se ponavlja do popolne izgotovitve prekladne konstrukcije. Trbonski most ima trinajst delov. Pri potiskanju delov prek podpor si za zmanjšanje negativnih momentov pomagajo z jeklenim vočilom – kljunom. Na stebrih so izvedena specialna drsna ležišča, tako da je trenje čim manjše. Most bo v celoti dokončan in dan v uporabo predvidoma 18. januarja 1990.

Vir: Ingrad Celje

GRADIS, LJUBLJANA

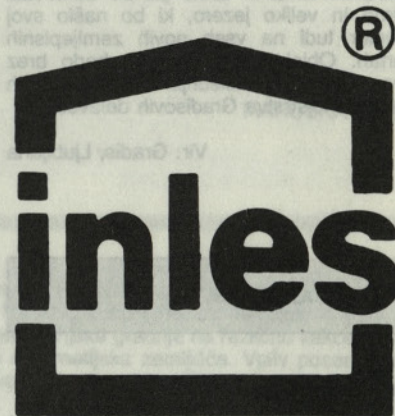
V objekt avtobusne postaje Maribor so vgradili skoraj 8000 m³ betona

Ob otvoritvi mariborske lepotece – avtobusne postaje je v imenu izvajalcev del spregovoril direktor Gradisove gradbene enote Maribor Franc Gačnik. Ta je med drugim dejal: »Področje avtobusnega terminala obsega okrog 35.000 kvadratnih metrov zemljišča, ki ga je bilo potrebno komunalno opremiti, in to tudi že za bodočo gradnjo zapadno od Mlinske ulice. 'Premakniti' je bilo potrebno približno 115.000 kubičnih metrov zemlje. Položeno je bilo 1240 metrov kanalizacije in 5400 metrov drugih instalacijskih vodov. Asfaltiranih je bilo 17.500 kvadratnih metrov površin. In še nekaj števil,

ki zgovorno pričajo o gradnji. V objekt je bilo vgrajeno med drugim 7530 kubičnih metrov betona, 490 ton betonskega železa, 2980 AB montažnih elementov, 136 ton jeklenih konstrukcij, položenih 10.100 kvadratnih metrov hidroizolacij, 8200 kvadratnih metrov stekla, 5300 kvadratnih metrov kamnitih oblog, 5000 metrov instalacijskih vodov in še kaj.

Delegacija Jugoslovanske ljudske armade v Gradisu

Predstavitvev je bila v lanskem letu, potekala je v dveh delih. V prvem so goste informirali o dejavnostih Gradisa, njegovem razvoju in dosežkih in besede podkrepili s prikazom video posnetkov z gradbišč in proizvodnih obratov.



V drugem delu so spregovorili o osnovah globokega temeljenja in uporabnosti kolov pri izdelavi mostov, o geomehanskih preiskavah s statičnim konusnim penetrometrom, izboljšanju nosilnosti tal, računalniški opremi za kontrolo nosilnosti ter o vrstah in delovanju zabijal.

Nato so zbrane povabili na ogled proizvodnje AB in PAB kolov ter ostalega proizvodnega programa v Obrat gradbenih polizdelkov, kasneje pa še na Barje pri Hoji v Škofljici, kjer so se lahko ob delu naprav seznanili z vsemi podrobnostmi, ki so jih zanimali.

Gostje ob koncu obiska niso skrivali zadovoljstva zaradi povabila in udeležbe na resnično uspešni, dobro organizirani predstavitvi sistema Gradisovega globokega temeljenja.

Veliki uspehi Gradisa na sotočju Lima in Drine

Gradisovi delavci so na sotočju Lima in Drine v BiH zgradili 5 mostov v skupni dolžini 900 m ter 20 viaduktov v skupni dolžini 1720 m. Vsak izmed objektov je bil trd in samosvoj oreh tako za načrtovalce kot izvajalce. Ponekod so to bila sidra, s katerimi je bilo treba objekt pripeti v steno, drugod temeljenje, da niti ne govorimo o težavnem pristopu in nevarni montaži na velikih višinah.

Objekti so skoraj vsi montažni, sestavljeni

iz elementov, ki so bili v Priboj pripeljani z železnico, od tam pa z vlačilci naravnost na objekt v lepljenje. Ob tem ni zanemarljiv podatek, da je bilo pri gradnji vsakega posameznega objekta treba zgraditi tudi dovozno pot za vlačilce skupne teže do 35 ton. Za boljše predstavo naštejmo še nekatere količinske podatke. Do objektov v gradnji je bilo pripeljanih skoraj tisoč nosilcev teže 20–32 ton/komad, okrog 900 elementov za stebre (vsak tehta okroglo po 10 ton) ter okrog 1300 elementov ograj tipa New Jersey s približno 5 tonami teže na element. V to tonažo ali kubaturo betonov pa ni všteti beton, ki je bil vgrajen v temelje, robne opore, plošče na objektih, pilotne stene itd.

Potopljena bodo številna polja, domačije oziroma deli zaselkov. V nekdanjih slikovitih soteskah Lima in Drine pa bo domovalo mirno in veliko jezero, ki bo našlo svoj prostor tudi na vseh novih zemljepisnih kartah. Objekti pri Višegradu bodo brez dvoma še nekaj naslednjih let eno najlepših dokazil mojstrstva Gradisovih delavcev.

Vir: Gradis, Ljubljana

SCT LJUBLJANA

Avtocesta od Hrušice do Vrbe

Konec lanskega leta je bila licitacija za oddajo del na avtocesti od Hrušice do Vrbe. Ta odsek bo dolg 13 km. Na licitaciji je bil med šestimi ponudniki za glavnega izvajalca del izbran SCT. Glede na vse okoliščine na trasi je rok gradnje 24 mesecev; glede na dejstvo, da je predvideno dokončanje gradnje predora do junija 1991, pa je potrebno cesto končati čimprej. Skupna vrednost del je lani znašala dva tisoč milijard dinarjev (54,3 milijona dolarjev).

Avtocesta bo imela štiri vozne pasove, široke po 3,5 metra, dvometrski ločilni pas, štiri robne trakove po 0,35 metra in bankini po 1,50 metra. Skupna širina avtoceste bo 20,4 metra in bo brez odstavnega pasu, le na vsakem kilometru bo odstavnica niša. Od Hrušice, kjer bo na obeh straneh servisni plato, do viadukta Moste bo potekala trasa po desnem bregu Save ob vznožju Mežaklje, kjer bo treba zgraditi vsto podpornih in opornih konstrukcij. To bodo sidrane pilotne stene in podporni zidovi. Sider bo skupno 1370, pilotov pa 11.360 tekočih metrov.

Pri Lipcah, kjer bo trasa prečkala železniško progo Jesenice–Nova Gorica, bo zgrajen priključek, ki bo povezan z regionalno cesto Jesenice–Bled. Priključek z rampami bo dolg 1800 metrov. Tam bosta tudi počivališče in bencinski servis, podoben kot v Voklem na avtocesti Naklo–Ljubljana. Trasa

bo nato z desnega brega Save prešla na levi breg pri Mostah, in to čez impozanten, 500 metrov dolg viadukt. Skozi samo naselje Moste bo trasa potekala v pokritem vkopu – galeriji. Vkop bo tudi pod železniško progo Ljubljana–Jesenice pri Vrbi. In končno bo pri Vrbi, kjer se bo odsek nove avtoceste končal, na obstoječo magistralno cesto speljana avtocesta z začasnim priključkom, dokler pač ne bo zgrajen tudi načrtovani odsek od Vrbe naprej.

Preskus znanja in zmogljivosti delavcev in strokovnjakov SCT

V Sočiju, enem najbolj znanih sovjetskih turističnih središč ob Črnem morju, ki je znan tudi v svetu, se je ob koncu lanskega leta začela gradnja drugega največjega letališča v Sovjetski zvezi. Letališče v Sočiju je dokaj utesnjeno v ozki dolini, obdani z gorami, s samo enim prostim izhodom proti morju. Zato je tudi gradbišče, ki je določeno za sedanjo gradnjo, dokaj težavno. Na eni strani ga omejuje letališka ploščad, na drugi pa bližnji hribi in cesta Soči–Krasnaja Poljana.

Celotni idejni projekt je delo projektantov SCT pod vodstvom Padme Chitrakarja. Pri nadaljnjem delu sodelujejo tudi s sovjetskimi projektanti. Stavba ima obliko trapeza, dolžina s strani ploščadi bo 450 metrov, s strani predletališke ploščadi 290 metrov, širina stavbe bo 85 metrov, skupna površina vseh prostorov bo znašala 60 tisoč kvadratnih metrov. Na uro bodo lahko v terminalu odpravili ali sprejeli kar 2500 potnikov. Letališka ploščad bo hkrati nudila servis desetim letalom (največjih zmogljivosti). Objekt bo imel štiri sektorje. Po vertikalni bo razdeljen na prvo etažo, v kateri bo prihod, in drugo etažo, kjer bo odhod. Osebe samega letališča bo imelo velike možnosti za boljše delo in ustvarjalno ozračje. Soči je sicer eno največjih letovišč ob Črnem morju, po številu domačih gostov s 4,5 milijona potnikov prekaša vsa druga turistična središča v Sovjetski zvezi. Letališče je namenjeno velikanski rivieri, ki vključuje tudi znana letovišča, kot sta Gagra in Picundra na južni strani republiške meje v Gruziji (Abhaziji) in velikanski hotelski kompleks Dagomis severno od Sočija.

Novi izdelki SCT – strojogradnje

V razvojni službi SCT, strojnega inženiringa, je vedno kaj novega. Med tržno in tehnološko zanimive nove izdelke sodi tudi kroglični mlin, namenjen najfinejšemu mletju različnih materialov, tudi izredno abrazivnih, kot je denimo kremen. Konstrukcija novega mlina je narejena tako, da se uporabljajo elektromotorji z majhnimi močmi (pod 1000 kilovati). Stroj ne zahteva nobenega posebnega vzdrževanja, njegov pogon je preprost. Zmogljivost mlina je približno tona zmlatega materiala na uro, odvisno od trdote materiala, ki ga zmelje v delce, manjše od 90 mikronov. Drobnost mletja materiala postaja

vse bolj tržno zanimivo, zato je zanimanje med potencialnimi kupci za novi stroj veliko.

Vir: SCT, Ljubljana

IMP LJUBLJANA

Čistilna naprava v Ptujju uspešno obratuje

Da IMP s svojim znanjem, organizacijo in kakovostnim delom spada v sam vrh industrijske montažnih podjetij, je bilo že večkrat dokazano. Tako so nedavno ob sodelovanju KSO Ptuj, Hidrometala iz Mengša, Uljanika z Reke, mariborske Montaže in Eko iz Ptujja predali v pogon novo čistilno napravo v Ptujju. Čistilna naprava je zgrajena za biološko aerobno čiščenje odpadnih voda in anaerobno stabilizacijo blata. Naprava zmore prečistiti v prvi stopnji, ki je zgrajena, 105.000 polucijskih enot na dan. Po izgradnji prve stopnje je dnevni dotok 220 litrov odplak na sekundo, dnevna obremenitev pa 6300 kilogramov BPK₅ na dan.



Za mehansko čiščenje sta vgrajeni dve polžni črpalki z zmogljivostjo tristolet litrov na sekundo, avtomatske rešetke, ozračen peskolov in maščobnik, vsak s prostornino 250 kubičnih metrov in z dvema primarnima usedalnikoma prostornine 660 kubičnih metrov. Biološko čiščenje poteka v dveh oksidacijskih bazenih prostornine 500 kubičnih metrov in v sekundarnem usedalniku prostornine 3687 kubičnih metrov. Blato obdelujejo v 150-kubičnem zgoščevalcu in dveh 1800-kubičnih gniliščih, iz katerih odvajajo bioplin v dva 133-kubična plinohrama. Samo blato nato dehidrirajo s tlačno prešo, katere zmogljivost je 12 kubikov na uro. Vgrajena sta tudi dva plinska motorja z generatorjema zmogljivosti 1600 kilovoltamperov. V pogonski zgradbi pa so komandni prostor, laboratorij, delavnice in kotlovnica.

Lojze Cepuš



PRIMER UPORABE ANALIZE DRUŽBENIH STROŠKOV IN DRUŽBENIH KORISTI, DOPOLNJENE Z DVONIVOJSKIM DINAMIČNIM PROGRAMOM, NA RELACIJI STANOVANJSKA GRADNJA – KMETIJSKA ZEMLJIŠČA

UDK: [721+332.3/.5]:330.105

MARUŠKA ŠUBIC

POVZETEK

Članek predstavlja poskus obravnave stanovanjske gradnje in varstva kmetijskih zemljišč s pomočjo uporabe analize družbenih stroškov in družbenih koristi. V članku smo opredelili faktorje, ki vplivajo na spreminjanje družbenih stroškov in družbenih koristi stanovanjske gradnje na različno kakovostnih zemljiščih. Prikazali smo tudi vpliv stanovanjske gradnje na kmetijska zemljišča. Vpliv posameznih faktorjev na družbene stroške in družbene koristi smo kvantificirali na hipotetičnem modelu naselja, ki smo ga vključili v dinamični model določanja poselitve.

AN EXAMPLE OF APPLICATION OF COST BENEFIT ANALYSIS, INCORPORATED INTO TWO LEVEL DYNAMIC MODEL IN RELATION TO HOUSING AND AGRICULTURAL LAND

SUMMARY

The article represents a trial to treat housing and protection of agricultural land using the cost-benefit analysis. We have determined the factors, which have different affects on the change of social costs and social benefits of housing on ground of varied quality. The influence of housing on agriculture has also been shown. The influence of individual factors on social costs and social benefits of the housing has been qualified on a hypotetic model of a settlement, which has been incorporated into a two level dynamic model of land use.

1.0. UVOD

V analizi procesa urbanizacije v Sloveniji med drugim ugotavljamo, da so se v preteklosti obstoječa naselja širila na praviloma najboljša kmetijska zemljišča na njihovem obrobju. Če bi imeli na razpolago še dovolj kmetijskih

zemljišč, potem omenjena ugotovitev ne bi bila zaskrbujoča. Kmetijski strokovnjaki pa ugotavljajo, da imamo pri današnji stopnji intenzivnosti kmetijske proizvodnje in popolni obdelanosti obstoječih kmetijskih zemljišč na razpolago le še tolikšen obseg kmetijskih zemljišč, ki komajda zadostuje za popolno samooskrbo prebivalstva s hrano (1).

Absolutna omejenost zemlje, obstoj potreb po zemlji za kmetijsko dejavnost in potreb po zemlji, ki jih imajo nekmetijske dejavnosti, torej možnost njene alternativne rabe, vse to zahteva, da obravnavamo zemljo kot ekonomsko dobrino, s katero moramo gospodariti, če želimo

Avtor:
mag. Maruška Šubic, viš. pred., dipl. inž. gradb., Fakulteta
za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, VTOZD gradbe-
ništvo in geodezija, Inštitut za komunalno gospodarstvo

zavestno zmanjševati njeno omejenost. Primerno strokovno osnovo za gospodarjenje z zemljo v fazi dolgoročnega načrtovanja njene namenske rabe predstavlja ustrezno izdelana analiza družbenih stroškov in družbenih koristi, sicer bolj znana pod imenom »cost-benefit« analiza. Na podlagi njenih rezultatov lahko ugotovljamo, kolikšne so družbene koristi in stroški, ki jih mora družba plačati, če se odločimo za določeno vrsto namenske rabe na določenem zemljišču.

V nadaljevanju želimo prikazati uporabo analize družbenih stroškov in družbenih koristi na področju stanovanjske gradnje, in sicer z upoštevanjem načela varovanja najkakovostnejših kmetijskih zemljišč. Samo tehniko analize družbenih stroškov in družbenih koristi smo na koncu dopolnili z uporabo dvonivojskega dinamičnega programa, s pomočjo katerega smo lahko določili najugodnejšo etapnost graditve v dolgoročnem obdobju. Zanimata nas odgovora na vprašanji:

- kateri dodatni družbeni stroški in družbene koristi se pojavljajo z usmerjanjem stanovanjske gradnje na zemljišča različne kakovosti, in
- kako lahko z določeno etapnostjo graditve v dolgoročnem obdobju vplivamo na velikost dodatnih družbenih stroškov in družbenih koristi.

2.0. ANALIZA DRUŽBENIH STROŠKOV IN DRUŽBENIH KORISTI V STANOVANJSKI GRADITVI

Pomemben prispevek k razumevanju logike analize družbenih stroškov in družbenih koristi pri nas je Bajtov prispevek o pojmovanju družbenega produkta in družbenih stroškov v mejah gospodarske blaginje (2), ki smo ga privzeli tudi v našem primeru. Bajt pravi, da družbenega produkta posameznega procesa ne smemo obravnavati samo v okviru lastnega zasebnega produkta, ampak moramo upoštevati tudi njegov vpliv na spremembo produktov v drugih produkcijskih procesih, to je vpliv na tuji zasebni produkt, vpliv na neposredno spremembo premoženja ter vpliv na neposredno spremembo porabe.

Tako opredelitev družbenega produkta lahko smiselno uporabimo tudi v primeru stanovanjske gradnje in varstva kmetijskih zemljišč. Stanovanjska graditev na novih površinah in kmetijstvo sta namreč dejavnosti, kjer poteka povečanje dohodka ene dejavnosti tudi na račun zmanjševanja druge. Če se dosledno držimo omenjene terminologije, potem lahko to ugotovitev v stanovanjskem gospodarstvu ter na področju varovanja kmetijskih zemljišč zapišemo takole:

V preteklosti se je zaradi povečanja obsega stanovanjske gradnje na novih površinah (lastnega zasebnega produkta v fizičnem smislu) zmanjševal obseg kmetijske proizvodnje (tuji zasebni produkt) in obseg kmetijskih zemljišč (neposredna sprememba premoženja). In obratno: z varovanjem kmetijskih zemljišč in s tem z ohranjanjem kmetijske proizvodnje vplivamo na sam proces stanovanjske gradnje. Z usmerjanjem stanovanjske gradnje na druga, za kmetijstvo manj primerna zemljišča se kot posledica pojavljajo dodatne družbene koristi zaradi ohran-

njevanja primernih kmetijskih zemljišč in dodatni družbeni stroški v stanovanjski gradnji, še posebej kdaj, ko se primerna kmetijska zemljišča sovpadajo s primernimi zemljišči za gradnjo.

Izhajajoč iz omenjenega, iščemo odgovora na vprašanji:

- a) kolikšni so družbeni stroški stanovanjske gradnje na zemljiščih različne kakovosti, in
- b) kakšen je vpliv te stanovanjske gradnje na kmetijska zemljišča in kmetijsko proizvodnjo – kolikšne so torej družbene koristi ohranjanja kakovostnih kmetijskih zemljišč.

Pojem »zemljišč različne kakovosti« vključuje v našem primeru:

- zemljišča različne primernosti za gradnjo v ožjem (gradbeniškem) pomenu te besede,
- zemljišča različne primernosti za poselitev, ki odraža kakovost bivanja, in
- zemljišča različne primernosti za kmetijsko proizvodnjo.

2.1. Družbeni stroški stanovanjske gradnje na zemljiščih različne kakovosti

Ker nas ne zanimajo vsi družbeni stroški, ki se pojavljajo s stanovanjsko gradnjo, se omejujemo le na dodatne družbene stroške, ki se pojavljajo z izgradnjo na zemljiščih različne kakovosti. Tej opredelitvi ustrezno moramo najprej opredeliti faktorje, ki vplivajo na variabilnost dodatnih družbenih stroškov in družbenih koristi. V splošnem so to faktorji naravnih in ustvarjenih danosti.

Med faktorji naravnih danosti obravnavamo (3):

- vpliv nagiba terena,
- vpliv geoloških značilnosti posameznih vrst tal:
 - hidroloških razmer: višine podtalnice, vlažnosti tal,
 - plastovitosti,

– vpliv geomehanskih značilnosti tal:

- dopustne obremenitve temeljev,
- seizmične stabilnosti

na: omejitve glede vrste temeljev, značilnosti pri temeljenju, dodatna zemeljska dela in največjo možno višino stanovanjskega objekta,

- vpliv značilnosti tal, ki opredeljujejo težavnost izkopa, na normativ potrebne časa za 1 m³ izkopa,
- vpliv katastrske klasifikacije zemljišč na »vrednotenje« zemljišča.

Med faktorji ustvarjenih danosti obravnavamo:

- vpliv gostote naselitve, to je maksimalno možne gostote,
 - na potreben obseg poselitvene površine in
 - na potrebno dolžino sekundarnega komunalnega omrežja ob pogoju, da moramo zagotoviti zadostno število stanovanj za določeno število prebivalcev,
- vpliv relativne lege lokacije
 - kot oddaljenosti od ostalih dejavnosti (delovnega mesta, središča centralnih dejavnosti, izobraževalnih ustanov in podobno) na porabljen čas za kontaktiranje s temi dejavnostmi in
 - kot oddaljenost od obstoječega primarnega komunalnega omrežja ter stanje le-tega: možnost priključitve na

obstoječe primarno omrežje ali izgradnja novega,
 – vpliv ekoloških faktorjev na izbor posameznika o lokaciji njegovega bivališča.

Vrednosti posameznih faktorjev, razvrščenih v posamezne razrede, lahko prikažemo v preglednicah (3), iz katerih lahko razberemo vplive posameznih vrst faktorjev, kot na primer:

Večji nagib terena pri določeni vrsti tal in določenih geoloških značilnostih tal vpliva na vrsto temeljev in na dodatna zemeljska dela, kot so:

- izdelava podpornih zidov oziroma temeljenje v dveh nivojih,
- obremenitev pobočja z dodatnimi nasipi zaradi izvedbe platojev v določeni višini,
- izdelava podpornih zidov oziroma dodatna ojačitev zadnje stene,
- izkop gradbene jame v kampadah določene širine in hkrati vpliva tudi na nižjo največjo možno višino zazidave.

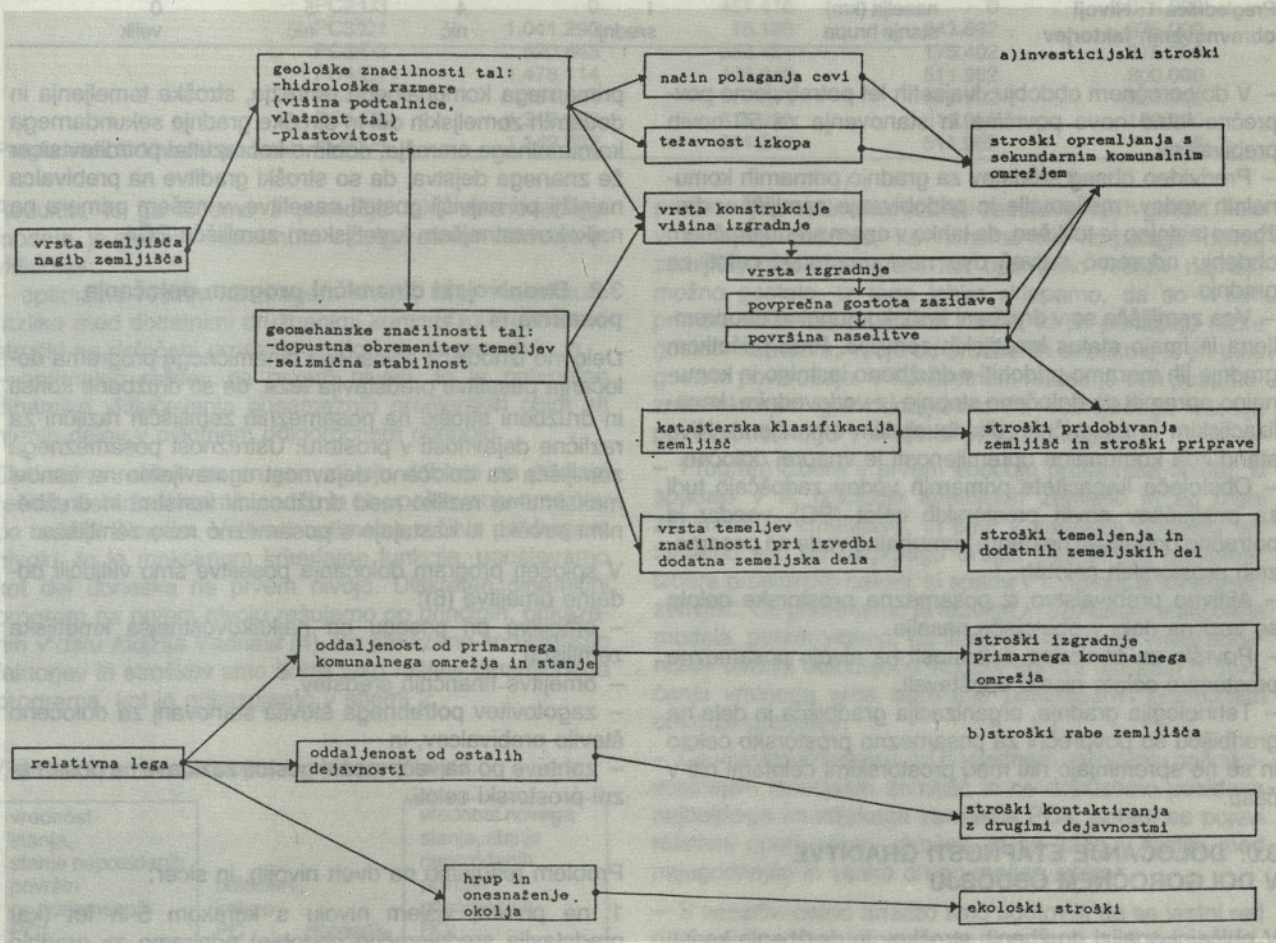
Določen nivo obravnavanih faktorjev ima v končni fazi stroškovni izraz. Različen nivo posameznih faktorjev na zemljiščih določene kakovosti se kaže v različnih dodatnih družbenih stroških stanovanjske gradnje. Posamezni faktorji, njihovi vplivi na posamezne vrste del in vrsto stano-

vanjske gradnje ter njihov stroškovni izraz so prikazani v shemi 1.

2.2. Vpliv stanovanjske gradnje na kmetijska zemljišča in na kmetijsko proizvodnjo – dodatne družbene koristi ohranjanja kakovostnih kmetijskih zemljišč

Ker ne poznamo dejanske vrednosti kmetijskega zemljišča, ugotavljamo izgubo kakovostnih kmetijskih površin posredno. Izguba kmetijskih površin predstavlja v prvi vrsti izgubo družbenega premoženja in izgubo letnega pridelka, ki vpliva na stopnjo samooskrbe s hrano na nivoju republike, šele v drugi vrsti pa tudi izgubo možnosti za pridobivanje dohodka v kmetijski dejavnosti. Z melioracijami drugih kmetijskih zemljišč lahko ublažimo izgubo letnega pridelka in dohodka v kmetijski dejavnosti, medtem ko je izguba kmetijskega zemljišča trajna in dokončna. Če se odločimo za dosledno nadomeščanje izgubljenih kakovostnih kmetijskih zemljišč zaradi pozidave, potem moramo stroške melioracij upoštevati kot dodatne koristi, ki se pojavljajo z usmerjanjem stanovanjske gradnje na zemljišča, manj primerna za kmetijsko proizvodnjo. V tem primeru upoštevamo:

- investicijske stroške melioracij, in
- stroške, ki se pojavljajo v času uporabe tega zemljišča.



Shema 1. Vplivi posameznih faktorjev na stroške stanovanjske gradnje

2.3. Model naselja

Za prikaz načina ugotavljanja družbenih stroškov in družbenih koristi gradnje stanovanj na različno kakovostnih zemljiščih smo oblikovali model naselja. Njegova predstavitve je v kratkem naslednja:

– Obstoječe naselje potrebuje v dolgoročnem obdobju dvajsetih let nove površine za poselitev. V fazi priprave dolgoročnega plana so določene štiri prostorske celote (PC) za poselitev. Med seboj se razlikujejo po vrsti zemljišča glede na možnost njihove rabe za kmetijsko proizvodnjo in glede primernosti za stanovanjsko gradnjo, po oddaljenosti od obstoječega naselja in hrupu. Nekatere povprečne značilnosti posameznih prostorskih celot ter nivoje posameznih faktorjev prikazujemo v preglednici 1.

Faktorji	Prostorska celota			
	PC1	PC2	PC3	PC4
– površina PC (ha)	7,5	6,5	3	2,5
– nagib terena (%)	0	22	20	0
– vrsta tal	glina	lapor, glina	lapor	pesek
– kategorija zemljišča	III. in mokra tla	IV.	IV.	I.
– katastrska klasifikacija	barjanski travnik	travnik IV. k.r.	travnik IV. k.r.	njiva IV. k.r.
– klasifikacija po agrokarti		II. območje kmetijskih zemljišč		I. območje k. zemljišč
– maks. gostota naselitve D(i), (preb./ha)	50	190	100	250
– maks. višina zazidave	P	P+6	P+1	P+8
– oddaljenost od obstoječega naselja (km)	1	4	5	0
– stanje hrupa	srednji	nič	nič	velik

Preglednica 1: Nivoji obravnavanih faktorjev

– V dolgoročnem obdobju dvajsetih let potrebujemo povprečno letno nove površine in stanovanja za 50 novih prebivalcev.

– Predviden obseg sredstev za gradnjo primarnih komunalnih vodov, melioracije in pridobivanje zemljišč v družbeno lastnino je tolikšen, da lahko v enem srednjeročnem obdobju odpremo največ dve novi prostorski celoti za gradnjo.

– Vsa zemljišča so v družbeni lasti, komunalno neopremljena in imajo status kmetijskih zemljišč. Pred pričetkom gradnje jih moramo pridobiti v družbeno lastnino in komunalno opremiti do določene stopnje (z vodovodnim, kanalizacijskim in električnim distribucijskim omrežjem). Nivo standarda komunalne opremljenosti je vnaprej določen.

– Obstoječe kapacitete primarnih vodov zadoščajo tudi za priključitev novih prostorskih celot (PC), vendar je potrebno podaljšati nekatere komunalne vode na posameznih prostorskih celotah.

– Aktivno prebivalstvo iz posamezne prostorske celote se vozi na delo v obstoječe naselje.

– Površin za centralne dejavnosti na nivoju posamezne prostorske celote nismo upoštevali.

– Tehnologija gradnje, organizacija gradbišča in dela na gradbišču so povprečni za posamezno prostorsko celoto in se ne spreminjajo niti med prostorskimi celotami niti v času.

3.0. DOLOČANJE ETAPNOSTI GRADITVE V DOLGOROČNEM OBDOBJU

V običajni analizi družbenih stroškov in družbenih koristi sledi fazi opredelitve družbenih stroškov in družbenih

koristi faza kvantifikacije in končno še faza, v kateri se s pomočjo ene izmed metod sedanje vrednosti odloča o sprejetju projekta. V našem primeru pa nas je zanimal tudi optimalni vrstni red vključevanja posameznih prostorskih celot za graditev v dolgoročnem obdobju. Zato smo uporabili sicer splošen dvonivojski dinamični program določanja poselitve in ga priredili za obravnavo stanovanjske gradnje z upoštevanjem varstva kmetijskih zemljišč.

3.1. Statična presoja primernosti zemljišč za graditev v ožjem pomenu te besede iz osnovnih podatkov

Kadar upoštevamo samo stroške, ki izražajo primernost zemljišč za gradnjo v ožjem pomenu besede, torej stroške pridobivanja zemljišč v družbeno lastnino, stroške gradnje

primarnega komunalnega omrežja, stroške temeljenja in dodatnih zemeljskih del in stroške gradnje sekundarnega komunalnega omrežja, dobimo kot rezultat potrditev sicer že znanega dejstva, da so stroški graditve na prebivalca najnižji pri najvišji gostoti naselitve, v našem primeru na najkakovostnejšem kmetijskem zemljišču PC4.

3.2. Dvonivojski dinamični program določanja poselitve (4), (5)

Delovno izhodišče splošnega dinamičnega programa določanja poselitve predstavlja teza, da so družbene koristi in družbeni stroški na posameznih zemljiščih različni za različne dejavnosti v prostoru. Ustreznost posameznega zemljišča za določeno dejavnost ugotavljamo na osnovi maksimuma razlike med družbenimi koristmi in družbenimi stroški, ki nastajajo s posamezno rabo zemljišča.

V splošen program določanja poselitve smo vključili dodatne omejitve (6):

- omejitve pri posegu na najkakovostnejša kmetijska zemljišča,
- omejitve finančnih sredstev,
- zagotovitev potrebnega števila stanovanj za določeno število prebivalcev, in
- zahteve po največji možni gostoti zazidave na posamezni prostorski celoti.

Problem rešujemo na dveh nivojih, in sicer:

1. na prvem, višjem nivoju s korakom 5-ih let (kar predstavlja srednjeročno obdobje) odpiramo za gradnjo nove prostorske celote tako, da upoštevamo vse dodatne

družbene koristi in stroške, ki se pojavijo z odpiranjem posamezne prostorske celote,

2. na drugem, nižjem nivoju pa obravnavamo dodatne družbene koristi in družbene stroške, ki se pojavljajo z gradnjo in z rabo na posameznih prostorskih celotah v posameznih srednjeročnih obdobjih.

Temu ustrezno priredimo vhodne podatke dvonivojskega dinamičnega programa, ki so prikazani v preglednici 2.

Optimalni plan odpiranja posameznih prostorskih celot predstavlja naslednji vrstni red odpiranja: PC1–PC2–PC3–PC4, pri čemer je maksimum relativnih družbenih koristi 1888,47*10**6 din.

3.3. Analiza rešitve in sklepi

– Rešitev programa je odvisna od absolutne omejenosti zemljišč, torej od števila še prostih površin za graditev v dolgoročnem obdobju. V prvih srednjeročnih obdobjih

prvi nivo: stroški na posamezni prostorski celoti (v din oziroma v din/leto)				
Prostorska celota	Pridobivanje zemljišč (din)	Primarno komunalno omrežje (din)	Melioracije zemljišč (din)	Dodatni stroški pridelave (din/leto)
PC1	9,840.000	29,706.037	0	0
PC2	15,158.000	34,090.500	0	0
PC3	6,996.000	58,721.062	0	0
PC4	18,400.000	4,200.000	2,250.000	171.700
drugi nivo: relativne koristi na posamezni prostorski celoti (v din/enoto oziroma v din/enoto in leto)				
Prostorska celota/ dejavnost	Temeljenje dodatna zemeljska dela (din/enoto)	Sekundarno komunalno omrežje (din/enoto)	Izguba časa (din/enoto in leto)	Hrup in onesnaženost okolja
PC1/D1	431.854	268.309	478.283	337.500
PC2/D1	1,041.290	0	377.244	375.000
PC2/D2	520.645	344.340	242.527	375.000
PC2/D3	0	461.416	0	375.000
PC3/D1	1,041.290	16.180	343.682	375.000
PC3/D2	520.645	352.431	175.402	375.000
PC4/D1	1,478.114	466.343	511.962	300.000
PC4/D2	1,394.294	577.512	511.962	225.000
PC4/D3	1,310.473	615.309	511.962	150.000
PC4/D4	1,142.832	644.213	511.962	0

Preglednica 2: Vhodni podatki

Rezultat, ki ga iščemo s pomočjo tako zasnovanega modela, je globalni maksimum v dolgoročnem obdobju in vključuje:

- optimalno rešitev na drugem nivoju, to je maksimum razlike med dodatnimi družbenimi koristmi in družbenimi stroški na določeni prostorski celoti ali njenem delu in
- optimalno rešitev na prvem nivoju, to je optimalno dinamiko vključevanja posameznih prostorskih celot ali njenih delov v celotnem dolgoročnem obdobju.

Optimalno rešitev na drugem nivoju dobimo na podlagi rešitve sistema linearnih enačb in ob upoštevanju omejitev po metodi Simplex. Velikost optimalne rešitve na drugem nivoju, to je maksimum kriterialne funkcije, upoštevamo kot del doneska na prvem nivoju. Diskreten dinamični program na prvem nivoju rešujemo po principih, prikazanih v delu Alojzija Vadnala (4). Za prikazano kombinacijo faktorjev in stroškov smo dobili tako rešitev dinamičnega programa, kot jo prikazujemo v shemi 2.

V shemo dinamičnega programa vpisujemo takole:

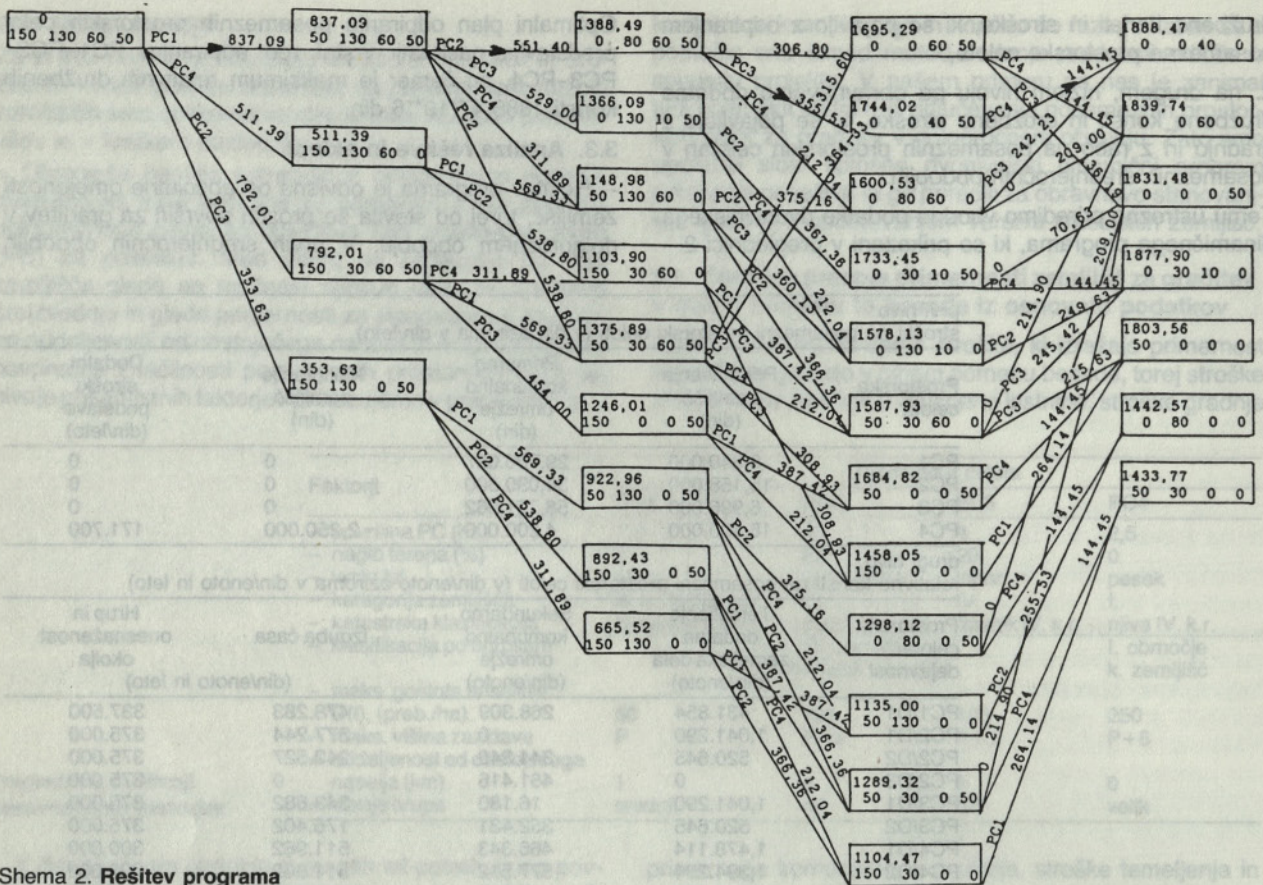
vrednost stanja, stanje nepozidanih površin po posameznih PC: PC1 PC2 PC3 PC4	odločitev, katero PC donesek odpremo koraka	vrednost novega stanja, stanje nepozidanih površin posameznih PC: PC1 PC2 PC3 PC4
--	---	--

predstavljajo optimalno rešitev zazidave nižjih gostot, šele v zadnjem obdobju, ko nimamo na razpolago dovolj zemljišč, izbere program kot optimalno rešitev najvišjo možno gostoto. Iz tega lahko sklepamo, da so v tem primeru relativne družbene koristi, ki jih prinašajo nizke gostote naselitve, večje od družbenih stroškov, ki jih take gostote povzročajo. V konkretnem razmerju cen posameznih faktorjev igra oddaljenost od obstoječega naselja pomembno vlogo v ekstenzivni širitvi naselja.

– Program izbere v prvem obdobju prostorske celote, ki spadajo v II. območje kmetijskih zemljišč in so manj zanimive za kmetijstvo, in šele v zadnjem obdobju, ko nimamo več na razpolago drugih površin za poselitev, izbere prostorsko celoto, ki spada v I. območje kmetijskih zemljišč. Če primerjamo ta rezultat z rezultatom statičnega modela, potem vidimo, da imajo lahko drugi, »negradbeniški« faktorji odločujočo vlogo v končni odločitvi o določanju vrstnega reda odpiranja posameznih prostorskih celot za poselitev.

– Če vseeno vztrajamo pri doslednem varovanju najkakovostnejših kmetijskih zemljišč in ne dopustimo pozidave najboljšega kmetijskega zemljišča PC4, potem se pojavi relativni oportunitetni strošek, ki se kaže v razliki med najugodnejšo in vsako drugo možno izbiro.

– S senzitivnostno analizo smo ugotovili, da se vrstni red odpiranja prostorskih celot ne spremeni, tudi če spremenimo diskontno stopnjo.



Shema 2. Rešitev programa

4.0. SKLEP

Splošen dinamični program določanja poselitve lahko uspešno uporabimo v fazi izdelave strokovnih osnov za določanje namenske rabe prostora na nivoju občinskega dolgoročnega družbenega plana. Prikazani model je ilu-

strativen, ni pa vesplošno veljaven v vseh konkretnih primerih. To je namreč ena izmed značilnosti analize družbenih stroškov in družbenih koristi. Druga značilnost te analize pa je, da potrebujemo za njeno izdelavo ustrezno podatkovno bazo. Žal predstavlja prav ta značilnost pri nas največjo oviro za pogostejšo uporabo analize družbenih stroškov in družbenih koristi.

LITERATURA

1. Analiza dolgoročnih možnosti razvoja kmetijstva SR Slovenije do leta 2000, Kmetijski inštitut Slovenije, Ljubljana (1983).
2. A. Bajt, Družbeni produkt in družbeni stroški, *Ekonomika revija*, Ljubljana, št. 1, str. 5-6 (1977).
3. M. Šubic, Družbeni stroški in družbene koristi izgradnje stanovanj na zemljiščih različne kvalitete, interdisciplinarni raziskovalni projekt Osnove za smotno gospodarjenje s prostorom, Urbanistični inštitut Slovenije, Ljubljana, 65 strani + 9 strani prilog (1985).
4. A. Vadnal, Diskretno dinamično programiranje, Knjižnica Sigma, Državna založba Slovenije, Ljubljana, 176 strani (1976).
5. L. in M. Bogataj, Two level dynamic programming of the spatial distribution of communal equipment and land use, referat na 2nd meeting of EURO working group Location theory, Hercegnovi, 8. 10. 1986.
6. M. Šubic, Stanovanjska gradnja in varstvo kmetijskih zemljišč, magistrska naloga, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, VTOZD GG, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, 123 strani + 43 strani prilog (1989).

UPORABA MIKROARMIRANIH BETONOV ZA IZDELAVO KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV

UDK 691.32:620.1:[677.53:669.14]:677.494.742.3

JAKOB ŠUŠTERŠIČ, FRANCI CEKLIN, STANISLAV URBANČIČ

POVZETEK

Z vpeljevanjem proizvodnje jeklenih in polipropilenskih vlaken sta tudi pri nas možna razvoj in uporaba mikroarmiranih betonov. Do sedaj ugotovljeni rezultati preiskav teh betonov kažejo, da so primerni za širšo uporabo v gradbeniški praksi in da jih je smiselno upoštevati že pri projektiranju različnih vrst konstrukcijskih elementov. V članku podajamo nekatere najbolj značilne lastnosti strjenih mikroarmiranih betonov, pomembnejše rezultate in ugotovitve preiskav konstrukcijskih elementov pri različnih obremenitvah ter nekatere primere uporabe mikroarmiranih betonov pri nas.

USE OF FIBRE REINFORCED CONCRETE FOR STRUCTURAL MEMBERS

SUMMARY

There is a possibility for progress and use of fibre reinforced concrete in our construction practice because the steel and polypropylene fibres are produced by our own production. The results of investigations of fiber reinforced concrete show that this concrete is acceptable for the use and therefore it may be taken into account when the structural members are designed. In the paper some of the characteristic properties of hardened fibre reinforced concrete, more important results and conclusions of the investigations of structural behaviour of fibre reinforced members and some applications of fibre reinforced concrete in our construction practice are discussed.

UVOD

S sodobno raziskovalno opremo lahko raziskujemo mikrostrukturo materiala. Na podlagi rezultatov izboljšujemo lastnosti gradbenih materialov in razvijamo nove materiale ter njihove kompozite. Končni cilj razvoja le-teh je njihova uporaba v gradbeniški praksi z inženirskim načinom, to je s projektiranjem in z dimenzioniranjem. Zato mora obstajati dobra povezava med naslednjimi tremi nivoji:

- mikronivo, kjer raziskujemo mikromehanizme in kemične materialov in njihovih kompozitov,
- mezonivo, kjer raziskujemo lastnosti materialov in njihovih kompozitov in
- makronivo, kjer projektiramo in dimenzioniramo elemente iz teh materialov oziroma njihovih kompozitov.

V sodobni gradbeniški praksi se vedno bolj uporabljajo mikroarmirani betoni in malte, ki so po svoji osnovi in različnih oblikah uporabe že star gradbeni material oziroma kompozit. Glede na nova spoznanja vpliva vlaken na obnašanje kompozita in uporabe novih vrst vlaken ter ostalih komponent betona pa ta beton uvrščamo med sodobnejše materiale oziroma kompozite.

Z dodajanjem vlaken izboljšujemo betonu predvsem njegovo pomankljivost – nateg.

Avtorji:

Jakob Šušteršič, dipl. inž. gradb., raziskov. sodelavec –
Franci Ceklin, dipl. inž. gradb., raziskov. sodelavec –
Stanislav Urbančič, dipl. inž. gradb., raziskov. sodelavec

Beton, v katerem se dodana vlakna poljubno razporedijo, uporabljamo za izdelavo konstrukcijskih elementov iz dveh razlogov (1):

- (a) vlakna povečujejo natezno trdnost betona tako, da natezne napetosti v elementu v celoti ali delno prevzame beton ali
- (b) vlakna izboljšujejo nekatera predvidena obnašanja elementa, njegovo varnost pa zagotovimo s projektiranjem po znanem postopku z armaturnimi palicami.

V prvem primeru (a) lahko pričakujemo večji ekonomski učinek, ker z vlakni nadomestimo določen del armature ali vso armaturo, pri tem pa izboljšujemo tudi nekatere druge lastnosti betonskega elementa.

V drugem primeru (b) se cena izdelka poveča zaradi dodanih vlaken in jo lahko opravičujemo glede na to, da s tem povečujemo duktilnost, preprečujemo nastajanje razpok, zmanjšujemo krčenje, izboljšujemo obstojnost itd.

Projektiranje armiranobetonskih konstrukcij temelji na dolgoletnih izkušnjah, pri čemer so se preverjali parametri, podani v normativih. Z njimi zagotavljamo varnost in trajnost konstrukcij. Takih izkušenj še nimamo za mikroarmirane betone v konstrukcijskih elementih, katerih varnost je odvisna od delovanja vlaken. Možno pa je napovedati delovanje mikroarmiranega elementa, ki je bil pripravljen in preiskan v laboratoriju; že veliko takih preiskav je bilo opravljenih po vsem svetu. Nimamo pa veliko izkušenj za mikroarmirane betone, pripravljene na gradbiščih v naravnih pogojih grajenja. Verjetno obstajajo parametri, ki opisujejo obnašanje in porazdelitev vlaken, vendar pa jih še ne poznamo povsem.

V članku bomo podali nekatere najbolj značilne lastnosti strjenih mikroarmiranih betonov z vlakni iz lastne proizvodnje (jeklena vlakna TRIAS in polipropilenska vlakna REOS), pomembnejše rezultate in ugotovitve preiskav konstrukcijskih elementov pri različnih obremenitvah (v glavnem po (2)) ter nekaj primerov uporabe mikroarmiranih betonov pri nas.

LASTNOSTI STRJENEGA MIKROARMIRANEGA BETONA

Obravnavali bomo naslednje lastnosti: tlačno trdnost, dve vrsti upogibne natezne trdnosti (upogibno natezno trdnost pri prvi razpoki (f_b) in končno upogibno natezno trdnost

(f_u)), žilavost pri statični upogibni obremenitvi oziroma njeno mero – indeks žilavosti, udarno žilavost in reološke lastnosti (3), (4), (5).

Metodologija obravnavanih preiskav

Tlačne trdnosti smo preiskovali po jugoslovanskem standardu JUS U.M1.020.

Vse mikroarmirane betone, obremenjene na upogib, smo preiskovali na prizmah dimenzij $10 \times 10 \times 40$ cm z obremenitvijo na tretjinah razdalje podpor, ki je bila 30 cm. Rezultati preiskav so bili zapisani v obliki diagrama obtežba – upogib ($F - \delta$). Pri tem smo dobili tri značilne oblike diagramov, kakor je razvidno s skice na sliki 1.

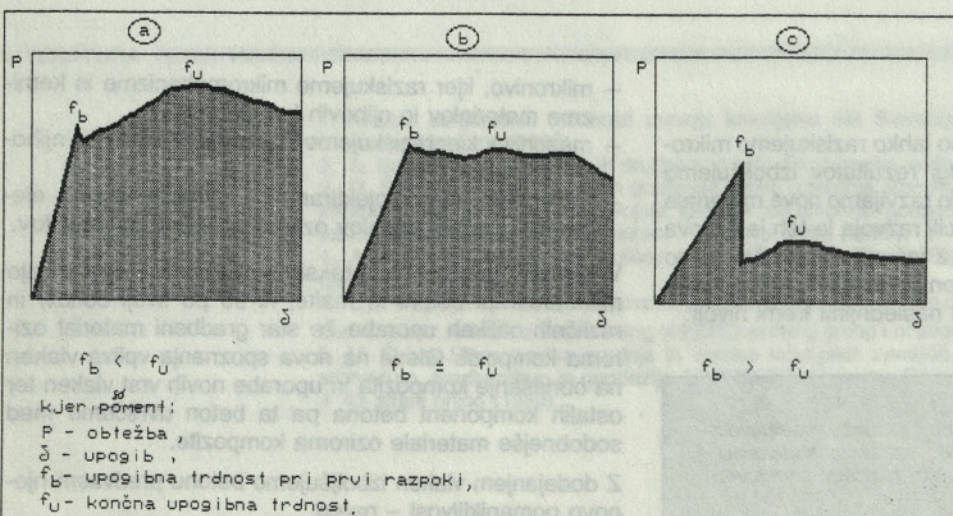
Diagram $F - \delta$ betonov brez vlaken poteka samo v elastičnem območju in pri pojavu prve razpoke nastane krhki lom, kar je sicer zelo groba ocena, vendar za našo diskusijo zadovoljiva. Iz diagramov $F - \delta$ smo tudi ugotavljali žilavost pri upogibu oziroma indeks žilavosti (razmerje med izbrano površino pod diagramom in površino elastičnega območja – do pojava prve razpoke). O tem, kolikšna površina naj služi kot osnova za določitev indeksov žilavosti, obstaja več priporočil in standardov. Indekse žilavosti smo določali i po priporočilu avtorja B.I.G. Barra (6), po ASTM C 1018 (I_5, I_{10}) (7), (8), (9), (10) ter po Wangovi in Backerjevi metodi (11).

Udarno žilavost pri upogibu smo preiskovali s Charpyjevim udarnim kladivom na preizkušancih $4 \times 4 \times 16$ cm z zarezo globine 12 mm na sredini dolžine prizme. Prizme ležijo na dveh podporah v razdalji 10 cm. Pri preiskavi merimo delo, ki se porabi za prelom zarezane prizme z udarcem. Udarno žilavost dobimo iz ugotovljene količine porabljenega dela in površine prečne prereza prizmice.

Lastnosti mikroarmiranih betonov z jeklenimi vlakni TRIAS

Z dodajanjem jeklenih vlaken TRIAS v beton se tlačne trdnosti, ki jih ugotavljamo na kockah ali valjih, na splošno povečujejo v odvisnosti od sestave in starosti betona, količine vlaken in razmerja dolžina/debelina vlaken (l/d).

Pri preiskavi normalno težkih mikroarmiranih betonov z jeklenimi vlakni TRIAS na upogib dobimo diagram $F - \delta$ oblike (a) s slike 1, pri čemer je upogibna natezna trdnost pri prvi razpoki (f_b) manjša od končne upogibne natezne trdnosti (f_u). Izpolnjen pa mora biti pogoj, da je sestava



Slika 1: Skica treh značilnih oblik diagramov obtežba – upogib ($F - \delta$) pri obremenitvi mikroarmiranih betonov na upogib

mikroarmiranega betona pravilno projektirana in da je beton tudi pravilno vgrajen ter dobro kompaktnan.

S povečevanjem vol. % in razmerja l/d jeklenih vlaken TRIAS se povečujeta indeks žilavosti oziroma žilavost mikroarmiranih betonov. Indeksa žilavosti I_{30} (ASTM C 1028) in DTI_{20} (Wang in Backer) podajata boljši opis žilavosti teh betonov (z značilno obliko diagrama F - δ oblike (a) s slike 1), ker upoštevata večjo površino pod diagramom F - δ kakor ostali dve metodi.

Udarna žilavost, ki smo jo ugotavljali po že omenjeni metodi (Charpyjevo udarno kladivo), se precej poveča z dodajanjem jeklenih vlaken TRIAS. Predvsem v odvisnosti od količine vlaken se lahko udarna žilavost mikroarmiranega betona v primerjavi z etalonom za nekajkrat poveča.

Lastnosti mikroarmiranih betonov s polipropilenskimi vlakni REOS

Dodana polipropilenska vlakna REOS izboljšujejo predvsem reološke lastnosti svežih, strjujočih se in strjenih betonov. To velja za normalno težke, predvsem pa za lahke mikroarmirane betone (28).

S povečevanjem količine polipropilenskih vlaken REOS se povečuje tudi tlačna trdnost mikroarmiranega betona.

Pri upogibni obremenitvi normalno težkih betonov s polipropilenskimi vlakni smo dobili vse diagrame F - δ oblike (c) s slike 1. Najprimernejša metoda za ugotavljanje indeksa žilavosti teh betonov je Barrova (6).

Prav tako se povečujeta žilavost pri upogibu in udarna žilavost mikroarmiranih betonov s polipropilenskimi vlakni REOS, vendar manj kot pri jeklenih vlaknih.

S povečevanjem količine polipropilenskih vlaken naraščata f_b in f_u . Razmerje f_b/f_u je pri lahkih mikroarmiranih betonih manjše kot pri normalno težkih betonih oziroma f_u se nekoliko poveča. To si razlagamo tako, da se pri doseženi višji upogibni natezni trdnosti pri prvi razpoki (f_b) poveča akumulirana energija v elastičnem območju oziroma do f_b in s tem se poveča udarno delovanje. Tako lahko dobimo pri lahkih mikroarmiranih betonih tudi diagrame F - δ oblike (b) s slike 1.

Dodana polipropilenska vlakna zelo ugodno vplivajo na reološke lastnosti visokoarmiranih betonov. V svežem stanju se izboljšujeta vgrajevanje in obdelovanje. V strjujočem se in strjenem stanju pa ugotovljeni rezultati meritev kažejo, da se zaradi vlaken predvsem zmanjša tečenje pri dolgotrajni obremenitvi (12), (13), (28).

OBNAŠANJE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV IZ MIKROARMIRANEGA BETONA PRI RAZLIČNIH OBREMITVAH

Upogib

V preteklem obdobju je bilo opravljenih veliko preiskav konstrukcijskih elementov, obremenjenih na upogib. Iz njih je razvidno, da je uporaba mikroarmiranega betona koristna zaradi:

- povečanja zmožnosti prevzemanja momentnih obremenitev,
- povečanja duktilnosti,
- povečanja natezne trdnosti materiala,
- preprečevanja širjenja in nastajanja razpok,
- povečanja togosti,

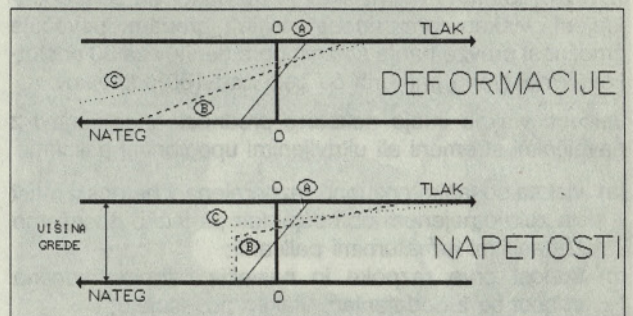
(f) ohranjanja strukturne celosti grede po delovanju največje obremenitve.

Raziskave (14), (15) so pokazale, da jeklena vlakna povečujejo duktilnost klasično armirane grede kljub zmanjšanju števila stremen. Zaradi dodanih vlaken se precej povečuje največji raztezek betona pri prelomu.

Dokazano je bilo (16), (17), da je z deležem jeklenih vlaken v konstrukcijskih elementih omogočena uporaba jekel z veliko trdnostjo, in sicer tako, da sta širina razpoke in upogib kontrolirana do sprejemljivih omejitev. Ne velja pa osnovna predpostavka, da lahko zanemarimo natezno trdnost betona na razpokanem območju grede.

Zaradi vlaken v armiranobetonskem elementu se pojavijo na razpokanem nateznem območju natezne napetosti. Te napetosti so upoštevane v enačbah, ki ponazarjajo obnašanje največje natezne trdnosti (17), (18), (19), (20).

Dokazano je bilo (26), da se deformacije spreminjajo linearno po višini grede pri obremenitvi tankih preizkušancev na upogib. Razporeditev napetosti pa se lahko spreminja povsem drugače. S slike 2 (27) sta razvidni razporeditvi deformacij in napetosti grede iz kompozita steklo/cement, ki ima obliko delovnega diagrama (a) s slike 1.



Slika 2. Razporeditev deformacij in napetosti po višini grede, obremenjene na upogib

Pri majhnih upogibnih momentih je greda nerazpokana in njeno obnašanje je elastično (krivulji (A) s slike 2). Pri večjih upogibnih momentih (krivulji (B) s slike 2) se na območju natezних napetosti in deformacij pojavijo razpoke. Čeprav so natezne deformacije lahko zelo velike, so natezne napetosti na večjem delu nateznega območja grede skoraj konstantne. Nevtralna os se dviguje in tlačne napetosti lahko dosežejo zelo velike vrednosti. Greda se lahko prelomi, ko je dosežena končna tlačna napetost ali ko je dosežena končna upogibna deformacija ali ko pride vmes nek povsem drug razdor (npr. razpolovitev).

Torzija

Obstaja nekaj osnovnih raziskav in teoretičnih analiz za torzijo mikroarmiranega betona in klasično armiranega betona, dodatno ojačenega z vlakni (21). Preiskovala so se tri stanja: pred razpokanjem, med njim in po njem. Pred pojavom razpok se lahko uporablja klasična Saint-Venantova rešitev (22).

Pri mikroarmirani betonski gredi je vrednost največjega torzijskega momenta navadno enaka vrednosti torzijskega momenta v razpokanem stanju. Če uporabljamo dolga jeklena vlakna z dobro sprijemljivostjo s cementnim kamnom in v večjih količinah, bodo grede imele večji moment od momenta v razpokanem stanju. Delež vlaken namreč

precej povečuje »torzijsko« energijo preloma v primerjavi z betonskimi gredami brez vlaken.

Z dodajanjem vlaken prav tako odpravimo nenadni lom, ki je značilen za betonske prizme brez vlaken. Enačba za največji vrtilni moment mikroarmiranega betona je modificirana enačba za beton brez vlaken (22). Največjo trdnost klasično armiranega betona z vlakni, ki ima pravokotne prereze in je torzijsko obremenjen, lahko določimo z nesimetrično upogibno teorijo (23).

Iz rezultatov preiskav gred, ki so torzijsko obremenjene, je bilo dokazano, da se z dodajanjem vlaken v nearmirane ali armiranobetonske grede povečuje:

- togost grede,
- zmožnost prevzemanja velikih torzijskih obremenitev,
- število razpok z majhnimi širinami,
- dimenzijska toleranca in toleranca poškodbe betonskega prereza,
- moment v razpokanem stanju,
- duktilnost,
- zmožnost zasuka v primerjavi s klasično armiranim betonskim elementom.

Strig

Iz rezultatov mnogih raziskav je razvidno, da se z dodajanjem vlaken armiranobetonskim gredam povečuje zmožnost prevzemanja strižnih obremenitev za 30 odstotkov, v nekaterih primerih pa celo nad 100 odstotkov.

Jeklena vlakna imajo nekatere prednosti v primerjavi z navpičnimi stremeni ali ukrivljenimi upogibnimi palicami:

- vlakna so lahko poljubno razporejena v betonski masi na zelo omejenem območju, kar pa težko dosežemo z manjšimi armaturnimi palicami;
- trdnost prve razpoke in največja oziroma končna trdnost se z dodajanjem vlaken povečujejo;
- strižna trdnost se povečuje.

Preiskave so pokazale, da dobimo največji učinek, če v elementu uporabljamo vlakna in stremena skupaj.

Pri projektiranju lahko ugotovljamo zmožnost prevzemanja strižnih obremenitev mikroarmiranega betona z manjšimi modifikacijami obstoječih enačb ACI, kjer se za tlačno trdnost zamenjujeta cepitvena natezna trdnost in pretržna trdnost.

Stebri

Iz rezultatov preiskav armiranobetonskih stebrov z vlakni, obremenjenimi s centrično silo (24), je razvidno, da se duktilnost s povečevanjem količine vlaken le malo povečuje. Vlakna moramo namestiti na zunanje vogale zato, da ojačimo betonski obod.

Ko na vpete kratke stebre hkrati delujeta strižna sila in centrična obtežba, se stebri eksplozivno prelomijo. Tak prelom lahko kontroliramo s primernim izborom dimenzij stebra in ga ublažimo z uporabo vlaken.

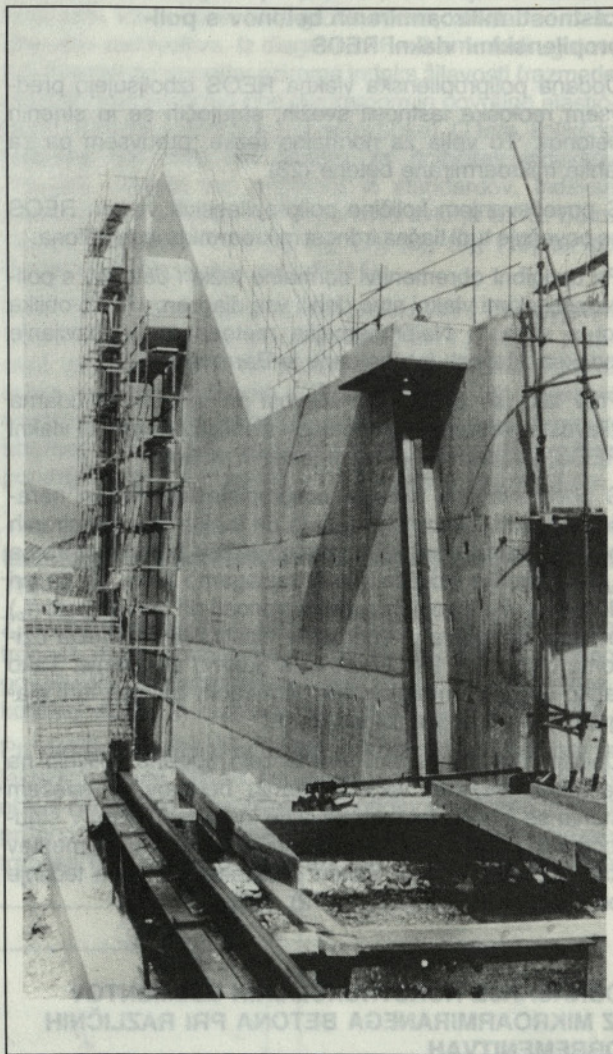
Pri nekaterih raziskavah je bilo razvidno, da se z uporabo vlaken v stebrih menja oblika preloma. Iz eksplozivne oblike preide v upogibno obliko oziroma se poveča zmožnost prevzemanja strižnih obremenitev za 15 do 40 odstotkov, pri čemer je prelom manj eksploziven.

NEKAJ PRIMEROV UPORABE MIKROARMIRANIH BETONOV V DOMAČI GRADBENIŠKI PRAKSI

Mikroarmirani betoni so bili po svetu največkrat uporabljeni pri gradnjah, kot so: zaščite oziroma betonski elementi, odporni proti visokim temperaturam, tlaki, prekritja, sanacije betonskih površin, hidrotehnični objekti, tanke lupine, zaščite pristaniških nasipov, zaščite hribin, obloge rudnikov in predorov ter prefabricirani elementi.

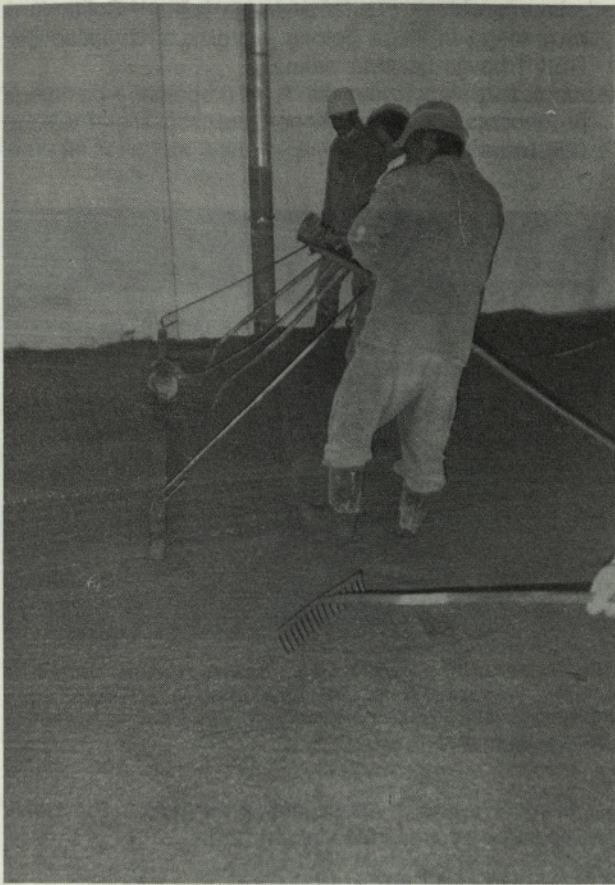
V naši gradbeniški praksi je bilo že izvedenih nekaj aplikacij mikroarmiranega betona, in sicer:

- večje število sanacij in novih gradenj dinamično obremenjenih temeljev (jeklena vlakna),
- abrazijsko-erozijsko odpornejši betoni pri gradnji HE Vrhovo, izvajalec del: GIP Gradis Ljubljana (jeklena in polipropilenska vlakna) (slika 3),



Slika 3: HE Vrhovo med gradnjo: steber pretočnega polja; zunanji sloj spodnjega dela stebra je iz mikroarmiranega betona (spodnje – bolj erozijsko obremenjeno območje je iz mikroarmiranega betona z jeklenimi vlakni, zgornje – manj obremenjeno območje pa s polipropilenski vlakni)

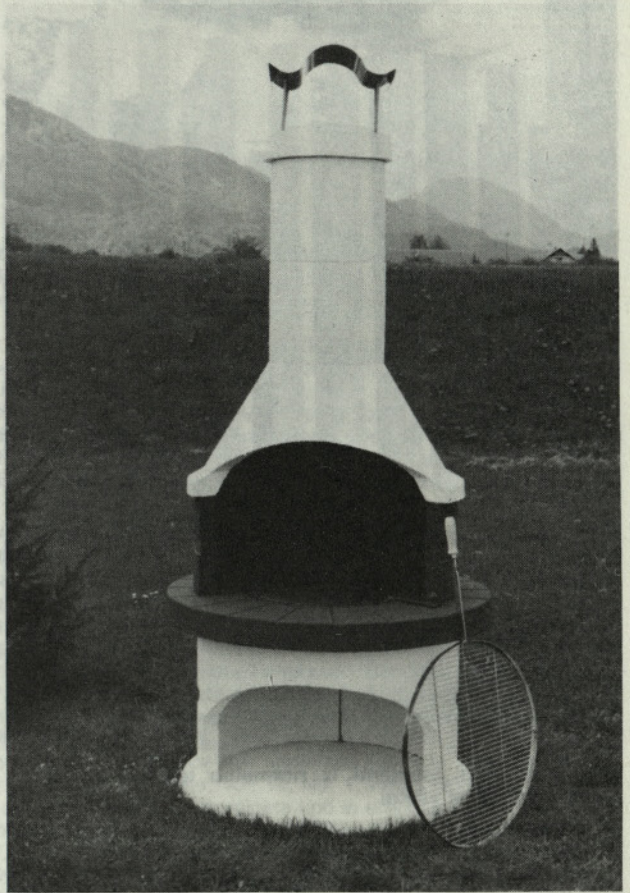
- sanacija armiranobetonske plošče nad kletjo objekta – skladišče drogerije Emona, Javna skladišča Ljubljana, izvajalec del: GIP Gradis Ljubljana (jeklena vlakna) (slika 4),



Slika 4: Med vgrajevanjem (razprostiranjem in kompaktiranjem) mikroarmiranega betona. Do mesta vgrajevanja se je beton na gradbišču transportiral s črpalko

- betonski estrih v hali na ZRMK (jeklena vlakna),
- obloga akumulacijskega bazena za HE Lomščica iz visokoeriranega betona, izvajalec del: SGP Gradbinec Kranj (polipropilenska vlakna) (12), (13) (slika 5),

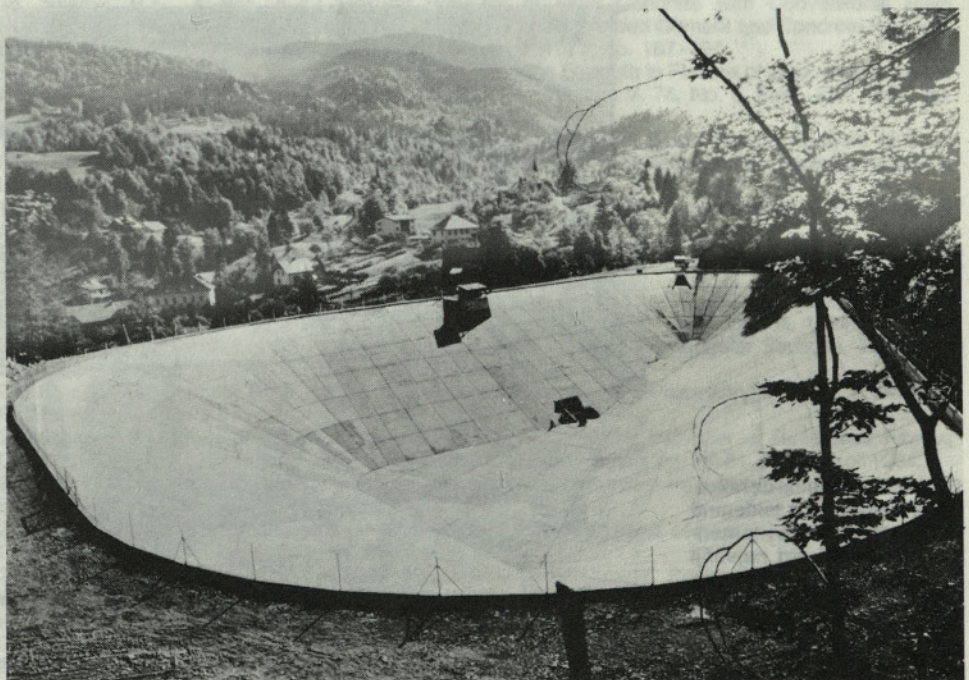
- posebne izvedbe plaščev dimnikov Schiedel, IGM Gradnja Žalec (jeklena vlakna),
- elementi zunanjih kaminov iz visokoeriranih betonov, IGM Gradnja Žalec (polipropilenska vlakna) (slika 6),



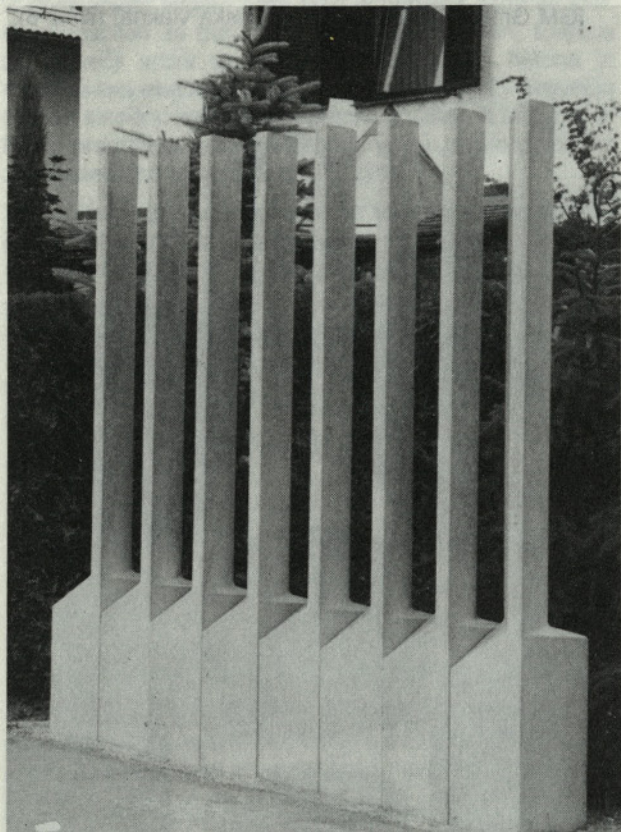
Slika 6: Zunanji kamin Lipa iz visokoeriranega betona s polipropilenskimi vlakni. Skupna teža kamina je 453 kg



Slika 5: Obloga akumulacijskega bazena po končanih betonarskih delih. Skupna površina obloge je okrog 10.000 m². Prostorninska masa betona je 2050 do 2100 kg/m³ s skupno zrnastostjo agregata 0/8 mm in s polipropilenskimi vlakni

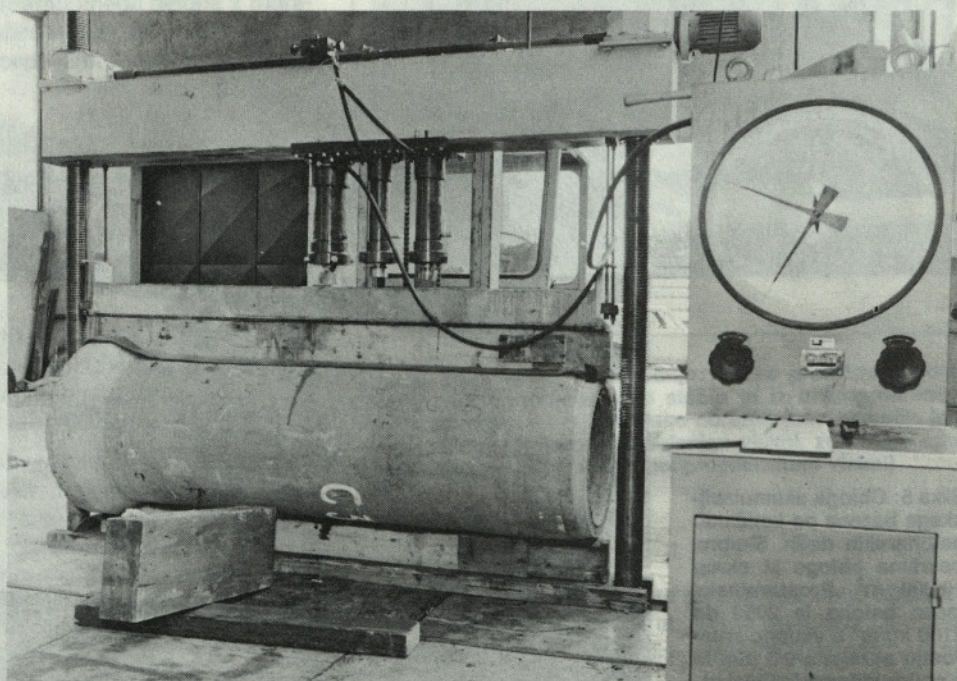


- ograjni elementi za marino »Zlatna luka«, Sukušan pri Zadru; Kadiv Varaždin (polipropilenska vlakna) (slika 7),



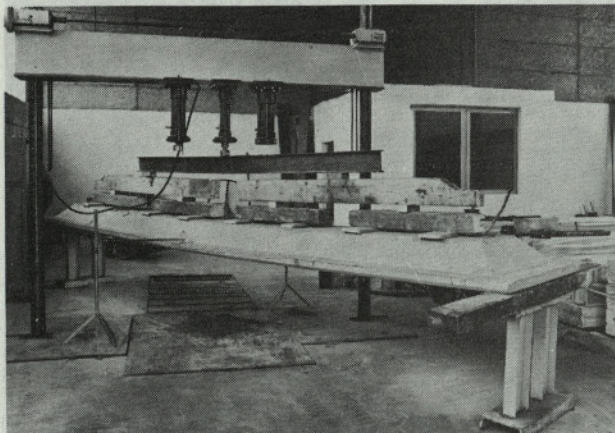
Slika 7: Ograjni elementi iz normalno težkega betona s polipropilenskimi vlakni

- betonske cevi – poskusna proizvodnja, Nivo Celje (jeklana vlakna) (slika 8),



Slika 8: Cev iz mikroarmiranega betona in z jeklenimi vlakni pri preiskavi temenske nosilnosti. Pri največji obremenitvi, ki je bila večja v primerjavi s cevmi brez armature ali pa samo z armaturno mrežo, so se pojavile le lasaste razpoke

- primarna obloga prezračevalnega jaška v Šoštanju iz brizganega in litega betona – preizkus, izvajalec del: REK Trbovlje (jeklana vlakna),
- montažni pokrovi industrijskih hal (kopeloni) – poskusna proizvodnja, Stavbenik Koper (polipropilenska vlakna) (25) (slika 9),



Slika 9: Montažni pokrov med preiskavo. Njegova dolžina je 6,0 m in širina 1,0 m. Debelina sten je približno 3 cm. Polipropilenska vlakna nadomeščajo vso klasično armaturo razen upogibne

- plavajoči pomoli – poskusna proizvodnja, Stavbenik Koper (polipropilenska vlakna) (25).

SKLEP

Pri projektiranju in dimenzioniranju mikroarmiranih betonskih elementov moramo pravilno uporabljati nekatera podana priporočila. V današnjem času se izdelujejo študije o postopkih projektiranja, ki bodo primerni za praktično uporabo. Prav tako bomo morali z normativi podati

primerne metode, ki bodo upoštevale prednosti uporabe vlaken v betonu.

V zadnjih desetletjih se je po svetu povečala uporaba mikroarmiranih betonov v konstrukcijskih elementih, kljub temu pa je na tem področju potrebno še veliko raziskoval-

nega dela. Hkratna uporaba vlaken in armaturnih palic pomeni optimalno rešitev. Iz doslej ugotovljenih rezultatov raziskav izhaja možnost, da bomo lahko v prihodnosti vedno pogosteje uporabljali armanobetonse elemente v kombinaciji z vlakni. Z vpeljevanjem domače proizvodnje vlaken obstaja taka možnost tudi v naši betonarski praksi.

LITERATURA

1. Paul, S. L., Moment, Shear and Torsion, Design with Fiber Reinforced Concrete, Publication SCM-10 (85) ACI, Chicago, 1985, Session 6, pp. 1, 2.
2. Craig, R. J., Structural Applications of Reinforced Fibrous Concrete, Concrete International, Dec. 1984, pp. 28-32.
3. Šušteršič, J., Urbančič, S. in sodelavci: Razvoj in uporaba mikroarmiranih betonov, 3. del - Optimizacija sestav mikroarmiranih betonov z jeklenimi in polipropilenski vlakni iz lastne proizvodnje, RSS - PORS 06 - Graditeljstvo, Ljubljana 1988.
4. Ukrainčik, V., Mavar, K., Šušteršič, J., Mali, E. in Rebič, M.: Faserbeton - Beziehung zwischen Qualität und Menge von Fasern und Betonfestigkeit, Zement und Beton, Heft 2, 1989, s. 67-70.
5. Šušteršič, J., Mali, E., Gjura, J. st., Urbančič, S., Ceklin, F.: Razvoj in uporaba jeklenih in polipropilenskih vlaken domače izdelave in z njimi mikroarmirani betonski kompoziti, Zbornik referatov posvetovanja o inovativni dejavnosti v gradbeništvu, Gornja Radgona, 4. 4. 1989, str. 81-88.
6. Barr, B.I.G. and Hasso, E.B.D.: A Study of Toughness Indices, Magazine of Concrete Research, vol. 37, No. 132, pp. 162-174, September 1985.
7. Johnston, C.D.: Definition and measurement of flexural toughness parameters for fibre reinforced concrete. Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 4, No. 2, Winter 1982, pp. 53-60.
8. Johnston, C.D.: Precision of flexural strength and toughness parameters for steel fibre reinforced concrete. Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 4, No. 2, Winter 1982, pp. 61-67.
9. ACI Committee 544. Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.2R-78, ACI Manual of Concrete Practice, Part 5, American Concrete Institute, Detroit, 1986.
10. ASTM Standard C 1018. Test method for flexural toughness of fibre reinforced concrete (Using beam with third-point loading), ASTM, Philadelphia, 1986.
11. Wang, Y. and Backer, S.: Toughness determination for fibre reinforced concrete. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 11, No. 1, Febr. 1989, pp. 11-19.
12. Mali, E., Šušteršič, J., Zajc, A.: Anwendung von feinkörnigem und in erhöhtem Maß mikrobefestigten Beton (Schaumporenbeton) im Wasserbau, Zement und Beton, Heft 2, 1989, s. 63-65.
13. Mali, E., Šušteršič, J., Gečev, T., Gjura, J. st.: Obloga akumulacijskega bazena za HE Lomšičica iz penobetona ojačenega s polipropilenski vlakni, Zbornik referatov posvetovanja o inovativni dejavnosti v gradbeništvu, Gornja Radgona, 4. 4. 1989, str. 89-103.
14. Shah, S. P., Rangan, B. V.: Effects of Reinforcements on Ductility of Concrete, Proceedings, ASCE, V. 96, St6 Jun. 1970, pp. 1167-1184.
15. Williamson, G.R.: Steel Fibers as Web Reinforcement in Reinforced Concrete U.S. Army Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Jun. 1978, 15 pp.
16. Swamy, R.N., Al-Nori, K.A.: Flexural Behavior of Fiber Concrete with Conventional Steel Reinforcement, Proceedings, RILEM Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete (London, Sept. 1975), The Construction Press Limited, Lancaster, 1975, pp. 187-196.
17. Swamy, R.N., Al-Ta'an, S.A.: Deformation and Ultimate Strength in Flexure of reinforced Concrete Beams Made with Steel Fiber Concrete, ACI Journal, Proceedings V. 78, No. 5, Sept.-Oct. 1981, pp. 395-405.
18. Williamson, G.R.: Compression Characteristics and Structural Beam Design Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete, Technical Report No. M-62, U.S. Army Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Dec. 1973, 45 pp.
19. Henager, C.H., Doherty, T.J.: Analysis of Reinforced Fibrous Concrete Beams, Proceedings, ASCE, V. 102, ST1, Jan. 1976, pp. 177-188.
20. Schrader, E.K.: Studies in the Behavior of Fiber-Reinforced Concrete, thesis, Clarkson College of Technology, Potsdam, Apr. 1971.
21. Craig, R.J., Dunya, S., Riaz, J., Shirazi, H.: Torsion Behavior of Reinforced Fibrous Concrete Beams, Fiber Reinforced Concrete - International Symposium, SP-81, ACI, Detroit, 1984.
22. Hsu, T.T.C.: Torsion of Structural Concrete - Plain Concrete Rectangular Sections, Torsion of Structural Concrete, SP-18, ACI, Detroit, 1968, pp. 203-238.
23. Hsu, T.T.C.: Ultimate Torque of Reinforced Rectangular Beams, Proceedings, ASCE, V. 94, ST2, Feb. 1968, pp. 485-510.
24. Craig, R.J., McConell, J., Germann, H., Dib, N., Kashani, F.: Behavior of Reinforced Fibrous Concrete Columns, Fibre Reinforced Concrete - International Symposium, SP-81, ACI, Detroit 1984.
25. Rejec, M.: Mikroarmirani beton, Zbornik referatov posvetovanja o inovativni dejavnosti v gradbeništvu, Gornja Radgona, 4. 4. 1989, str. 104-110.
26. Allen, H.G.: Stiffness and strength of two glass-fibre reinforced cement laminates, Journal of Composite Materials, Vol. 5, april 1971, str. 194-207.
27. Allen, H.G.: The purpose and methods of fibre reinforcement, Prospects for fibre reinforced construction materials - Proceedings of an International Building Exhibition Conference sponsored by the Building Research Station Olympia, London, 24 Nov. 1971, str. 3-14.
28. Šušteršič, J., Urbančič, S., Mali, E.: Mikroarmirani betoni s poudarkom na visokoariranih betonih, Gradbeni vestnik, letnik XXVIII, št. 11-12, Ljubljana, nov. in dec. 1989, str. 280-283.

**ZVEZNI CENTER ZA IZOBRAŽEVANJE
GRADBENIH INŠTRUKTORJEV LJUBLJANA**

Ljubljana, Kardeljeva ploščad 27

IZPITNI ROKI ZA STROKOVNE IZPITE ARHITEKTOV IN GRADBENIKOV V LETU 1990

PISNI DEL		USTNI DEL	
		2.–6. april	1990
19. april	1990	7.–11. maj	1990
19. maj	1990	4.–8. junij	1990
22. september	1990	8.–12. oktober	1990
20. oktober	1990	12.–16. november	1990
24. november	1990	10.–14. december	1990

PRIJAVE JE TREBA POSLATI VSAJ 20 DNI PRED
ROKOM ZA PISNI DEL IZPITA NA NASLOV: **ZVE-
ZNI CENTER ZA IZOBRAŽEVANJE GRADBENIH
INŠTRUKTORJEV, 61109 LJUBLJANA, KARDE-
LJEVA PLOŠČAD 27.**

izolirka

industrija izolacijskih materialov, n. sol. o.
61110 Ljubljana, ob železnici 18

telefon (061) 443 096, 442 402
telex: 31585 yu izo
telefax: (061) 445 182

izdelujemo:

bitumenske strešne lepenke
pergamin
izoval – hidroizolacijski trakovi
izotekt – bitumenski varilni trakovi
izokrit – bitumenska skodla
izostik – bitumensko lepilo
bitumenske emulzije in raztopine
bitumenske mase in kite
tesnilne trakove
kombi – S plošče
stryopor plošče in embalažo
izomat plošče
mineralno volno
protipožarna vrata

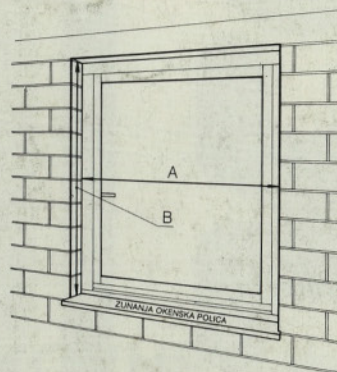
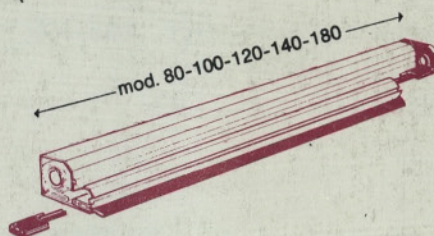
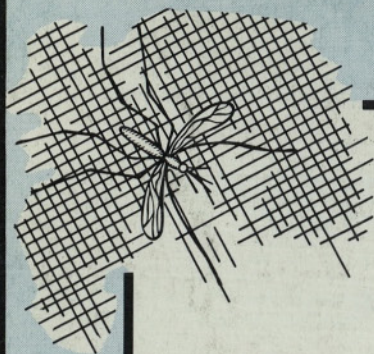
nudimo:

storitve s področja protipožarnega inženiringa
strokovno vgradnjo vseh vrst izolacijskih materialov
z jamstvom

za dodatne informacije pokličite našo
informativno službo – tel. (061) 443 096
int. 36 ali 59

Komarnik

Zaščitna mreža proti mrčesu



Modularne mere mreže pri oknih

Mod.	A (širina)	B (višina) (visina)
mod. 80	80 cm do 60 cm	140 cm
mod. 100	100 cm do 80 cm	140 cm
mod. 120	120 cm do 100 cm	140 cm
mod. 140	140 cm do 120 cm	140 cm
mod. 180	180 cm do 140 cm	140 cm

Modularne mere mreže pri balkonskih vratih

Mod.	A (širina)	B (višina) (visina)
mod. 80	80 cm do 60 cm	220 cm
mod. 100	100 cm do 80 cm	220 cm
mod. 140	140 cm do 100 cm	220 cm

Značilnosti:

- mreža je v navitemu stanju nameščena v kaseti in jo dvigujemo ali spuščamo po vodilih
- kasete in vodila so iz eloksirane pločevine
- kaseto z mrežo lahko montiramo na okno samo, na okno s polknom kot tudi na okno z vgrajeno roletno omarico IROS
- kaseto lahko montiramo tudi na že vgrajeno okno, ki je lahko tudi izvenstandardnih dimenzij (kasete v ta namen lahko prikojimo – prežagamo)

61310 Ribnica, Kolodvorska 22, tel. (061) 861-212
25260 Apatin, Sončanska bb., tel. (025) 772-041
22330 Nova Pazova, Lenjinova 103, tel. (022) 331
35230 Čuprija, Cara Lazara 92, tel. (035) 461-400
51213 Jurdani-Opatija, tel. (051) 741-330
18000 Niš, Mramorska bb., (018) 65-335
55000 Slavonski Brod, Maloševićeva bb., tel. (031) 1-026, 241-510
55300 Slavonska Požega, Beogradska bb., tel. (031) 72-845, 73-323
56000 Vinkovci, Moše Pijade 101, tel. (056) 11-000
14220 Lazarevac, Janka Stajčića 50, tel. (011) 813-217
88000 Mostar, Bišće polje bb., (088) 33-665
91000 Skopje – Dračevo, Ratka Mitrovića bb., tel. (091) 581-056



Industrija stavbnega
pohištva

61310 Ribnica
telefon: (061) 861-441
telegram: Inles-Ribnica
telex: 31-262 inles Yu
telefax: (061) 861-603