

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

LJUBLJANA,  
JANUAR-FEBRUAR, 1993

LETNIK XXXXII  
STR.: 1-48

# GRADBENI VESTNIK 1-2



**PIONIR**  
gradnja zaupanja

Pionirjeva »rastoča hiša« nudi mnoge možnosti v stanovanjski gradnji: alpsko, panonsko, mediteransko in univerzalno hišo poljubnih velikosti in rešitev. Je tudi hiter, kakovosten in cenovno ugoden odgovor za vikende in zidanice; za trgovine, butike in urade; pa tudi za različne servisne objekte in objekte drobnega gospodarstva oz. zasebnega podjetništva.

**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,  
Jože BOŠTJANČIČ,  
Andrej KOMEL,  
Jože ŠČAVNIČAR, dr. Miran SAJE

Revija 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. Naročnina za člane društev znaša 1260 SIT. Za študente in upokoјence velja polovična cena. Naročnina za gospodarske naročnike znaša 12.600 SIT, za inozemske naročnike 100 US \$. Revija izhaja ob finančni pomoči Ministrstva za znanost in tehnologijo, Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana, Fakultete za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani in Centra za graditeljstvo. V naročnini je všteti prometni davek.

# GRADBENI VESTNIK

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE  
ŠT. 1-2 • LETNIK 42 • 1993 • YU ISSN 0017-2774

## VSEBINA-CONTENTS

Članki, študije,  
razprave  
Articles studies,  
proceedings

Peter Verlič:  
KARAKTERISTIKE OMREŽJA EVROPSKIH HITRIH PROG ..... 2  
CHARACTERISTICS OF EUROPEAN FAST RAILROADS NETWORK

Ivan Lesjak, Gorazd Strniša:  
MEJNA NOSILNOST UVRTANEGA KOLA, DOLOČENA Z DINAMIČNIM OBRE-  
MENILNIM TESTOM ..... 12  
BORED PILE ULTIMATE BEARING CAPACITY DETERMINATED BY DYNAMIC  
LOAD TEST

Poročila – Informacije

Ivan Sovinc:  
INFORMACIJA V ZVEZI Z USTANOVITVIJO SLOVENSKEGA GEOTEHNIČNEGA  
DRUŠTVA ..... 27

Poročila Fakultete za  
arhitekturo, gradbeništvo  
in geodezijo Univerze  
v Ljubljani

Stane Srpčič:  
RAČUN TEMPERATUR OKOLJA IN KONSTRUKCIJE MED POŽAROM ..... 33  
THE COMPUTATION OF FIRE COMPARTMENT AND STRUCTURE TEMPERA-  
TURES IN FIRE

Proceedings of the  
Department of Civil  
Engineering University,  
Ljubljana

Novosti – Gradbeništvo  
Tehniška fakulteta  
Univerza v Mariboru,  
Civil Engineering News  
University in Maribor

Mirko Pšunder, Žarko Povše:  
RAČUNALNIŠKO PODPRT IZRAČUN USPEŠNOSTI POSLOVANJA GRADBIŠČ ..... 41  
COMPUTER AIDED CALCULATION OF BUSINESS EFFICIENCY OF SITES

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

Miha Tomaževič, Vera Apih:  
OJAČEVANJE KAMNITEGA ZIDOVJA Z ZIDOVJU PRIJAZNIM INJEKTIRANJEM ..... 45  
THE STRENGTHENING OF STONE-MASONRY WALLS WITH MASONRY-  
FRIENDLY GROUTING

# KARAKTERISTIKE OMREŽJA EVROPSKIH HITRIH PROG

UDK 656.3:625.39

PETER VERLIČ

## POVZETEK

V članku predstavljamo evropsko omrežje obstoječih in načrtovanih hitrih prog ter položaj Slovenije v njem. Nadalje razčlenjujemo posamezne tehnične elemente že zgrajenih hitrih prog v Evropi. S primerjavo tehničnih parametrov želimo prikazati tendence načrtovanja hitrih prog ter s tem pripomoči k njihovemu preučevanju v našem prostoru.

## CHARACTERISTICS OF EUROPEAN FAST RAILROADS NETWORK

## SUMMARY

The article presents the European network of the existing and planned high speed lines and the position of Slovenia in it. Besides, it analyses some technical elements of the existing high speed lines in Europe. By comparing technical parameters, the tendencies of high speed lines planning are shown. The article should contribute to analysing high speed lines in the area of our country.

### 1. UVOD

Vedno hitrejši družbeni in gospodarski razvoj v Evropi ter politične spremembe njenega vzhodnega dela spreminjajo staro celino v enotno tržišče, osvobojeno vseh ovir, ki narekuje čimbolj prost in nemoten pretok ljudi, blaga, kapitala in informacij.

Učinkovita prometna infrastruktura ima pri tem vsekakor pomembno vlogo. Zlasti v železniškem prometu lahko ugotovimo, da se je z izgradnjo prog za visoke hitrosti pričelo novo obdobje železnic. Spodbudni rezultati prvih hitrih prog v Franciji, Nemčiji in Italiji so pripomogli k nadaljnjim razmišljanjem o skupnem evropskem omrežju hitrih prog.

Tudi pri nas se razmišlja o izgradnji hitrih prog, vendar je pred tem potrebno ugotoviti vlogo in mesto Slovenije v mednarodni mreži hitrih prog.

Nosilna karakteristika vsake hitre proge je njena projektirana hitrost. Zaradi visokih hitrosti morajo biti tudi ostali tehnični parametri prirejeni tem hitrostim. Primerjava parametrov po posameznih državah nam lahko ustvari določeno sliko o tendencah pri načrtovanju hitrih prog.

### 2. INSTITUCIONALNI, GOSPODARSKI IN POLITIČNI VIDIKI RAZVOJA OMREŽJA

Nezadostna konkurenčna sposobnost železniškega prometa glede na naglo se razvijajoči cestni in letalski promet je imela za posledico stalno upadanje obsega dela železnice na transportnem trgu. Še zlasti se je ta upad odražal v potniškem prometu, kjer ima čas potovanja odločilno vlogo. Konkurenčne čase potovanja je možno doseči samo z višjimi hitrostmi, ki pa jih neustrezna železniška infrastruktura ne dopušča.

Evropske železniške uprave so zato kmalu spoznale, da železniška mreža 19. stoletja z neustreznimi tehničnimi standardi ne ustreza tehničnemu in gospodarskemu razvoju dvajsetega stoletja in izzivom novega tisočletja. Za ta namen je bila že l. 1974 v okviru Mednarodne železniške zveze (UIC) izdelana posebna študija perspektivnega načrta razvoja evropskih železnic, ki so jo sprejele vse članice UIC (19, 28).

Cilj študije je bila postavitev mreže zmogljivih magistralnih prog, ki bi povezale najpomembnejše evropske in gospodarske demografske centre. Od 250.000 km evropskih prog je v tem načrtu zajetih okrog 40.000 km prog. Mreža naj bi bila zgrajena na enotnih tehničnih, kvalitativnih in kvantitativnih standardih nivoja, ki bi omogočal konkurenco cestnemu, pa tudi letalskemu prometu in zagotavljal homogene transportne storitve v vseh njenih delih. V železniškem prometu naj bi to pomenilo zagotovitev večje

Avtor:

PETER VERLIČ, dipl. inž.

Prometni inštitut

Ljubljana, Kolodvorska 11, 61000 Ljubljana



Slika 1: Dolgoročni razvoj zahodnoevropskih prog za visoke hitrosti po letu 2000

frekvence, hitrosti, točnosti in udobnosti potovanja, v tovornem prometu pa naj bi bil poudarek na skrajšanju časa celotnega logističnega procesa in večji zmogljivosti storitve.

Politika načrtovanja in izgradnje prog se je kasneje oblikovala znotraj posameznih držav. Posodabljanje in izgradnja hitrih prog je bila namreč prvenstveno namenjena izboljšanju notranjega prometa, saj je bil tudi obseg notranjega prometa mnogo večji od mednarodnega, na posameznih odsekih prog pa je že prihajalo do zasičenja.

Zaradi različnih programskih izhodišč posameznih držav glede načrtovanja infrastrukture, deloma pa tudi zaradi konkurence med posameznimi železniškimi upravami, je obstajala nevarnost, da bo v Evropi nastalo tehnično in tehnološko povsem nekompatibilno omrežje hitrih prog, omejeno na področje posameznih držav.

Tako omrežje pa bi bilo neučinkovito in nefunkcionalno. Med evropskimi državami se zato vedno bolj krepi zavest o vse tesnejšem povezovanju državnih železniških mrež v skupno, povezano evropsko omrežje. Na nujnost povezovanja v enotno omrežje z vsaj minimalno skladnimi parametri so začeli opozarjati na različnih nivojih. Tako je evropska komisija ministrov za transport (ECMT) kot mednarodna organizacija organizirala v sredini osemdesetih let vrsto seminarjev in okroglih miz ter na ta način poskušala vplivati na ministrstva za promet posameznih držav (glej ref. 23, 24, 26).

Rezultat tovrstnih prizadevanj je tudi sprejetje sporazuma o najpomembnejših mednarodnih progah v Evropi (Sporazum AGC) (18, 22). Sporazum je bil sprejet l. 1985 v okviru Ekonomske komisije združenih narodov (ECE UN) pod okriljem Komiteja za notranji transport (ITR). Sporazum označuje pomembnejše evropske magistralne proge, t. i. E-proge. Pomemben je tudi zato, ker predvideva enotne tehnične parametre, ki jih morajo države podpisnice sporazuma pri gradnji novih ali rekonstrukciji obstoječih E-prog upoštevati.

Januarja 1989 pa so članice Skupnosti evropskih železnic (žel. uprave držav evropske skupnosti, Avstrija, Švica) sprejele skupni projekt in program izgradnje evropske železniške mreže za promet vlakov za visoke hitrosti (30). Program temelji na predhodnih dokumentih (Perspektivni načrt, Sporazum AGC), le da je bistveno dopolnjen, saj upošteva termiski plan izgradnje in modernizacije omrežja v treh časovnih obdobjih do l. 1995, do l. 2005 ter do l. 2015, ko naj bi bilo omrežje dokončano (slika 1). Program označuje proge, ki so predvidene za modernizacijo ter potrebne odseke novih prog.

Največje kvantitativne in kvalitativne premike glede razvoja železniške infrastrukture lahko pričakujemo v vzhodni Evropi. Zastarela infrastruktura je potrebna temeljite prenove. Za ta namen so na sestanku UIC določili glavne koridorje železniških prog, ki naj bi imeli pri posodabljanju prioriteto. Ti koridorji so v glavnem vneseni tudi v razvojne načrte posameznih vzhodnoevropskih držav (slika 2).

Od pomembnejših vzhodnoevropskih projektov moramo omeniti projekt TER (12), projekt transevropskih železnic,

katerih omrežje poteka od severa proti jugu Evrope, v glavnem po državah vzhodne Evrope, vključuje pa tudi nekatere zahodnoevropske države. Omrežje se v glavnem sklada z omrežjem prog po sporazumu AGC. Pobudo za ta projekt je dala v l. 1985 poljska vlada, že l. 1988 pa je na prvem simpoziju v Varšavi 14 držav udeleženk, zainteresiranih za projekt TER, potrdilo udeležbo in sodelovanje v tem projektu, finančno in organizacijsko pa ga je podprla tudi Ekonomska komisija (ECE) kot izvršilni organ UNDP za projekt TER. Glavni cilj projekta je doseči večjo tehnično, tehnološko in ekonomsko učinkovitost vzhodnoevropskih železnic ter večjo povezanost z omrežjem zahodne Evrope.

Internacionalizacija omrežja je poleg institucionalnih okvirov prav gotovo pogojena z gospodarskimi, družbenimi in političnimi spremembami v Evropi. Med njimi moramo omeniti vzpostavitev enotnega trga na področju držav članic Evropske skupnosti do konca l. 1992, skladno z ukrepi Bele knjige, ki predvideva ukinitev fizičnih, tehničnih in fiskalnih ovir med državami Evropske skupnosti. Druga pomembna sprememba je demokratizacija odnosov v vzhodni Evropi, kar pomeni njeno postopno odpiranje proti Zahodu. Na spremembo odnosov v Evropi pa bo vplivala tudi združitev obeh Nemčij. Vse to bo povzročilo nagel gospodarski razvoj in preusmerilo tokove proti Vzhodu.

Te spremembe bodo posredno vplivale tudi na evropsko omrežje hitrih prog: poleg že sedaj poudarjene osi sever-jug, ki povezuje države severne Evrope z njenim južnim delom, se bo močneje izoblikovala smer vzhod-zahod, ki bo povezala Zahodno Evropo z njenim Vzhodom.

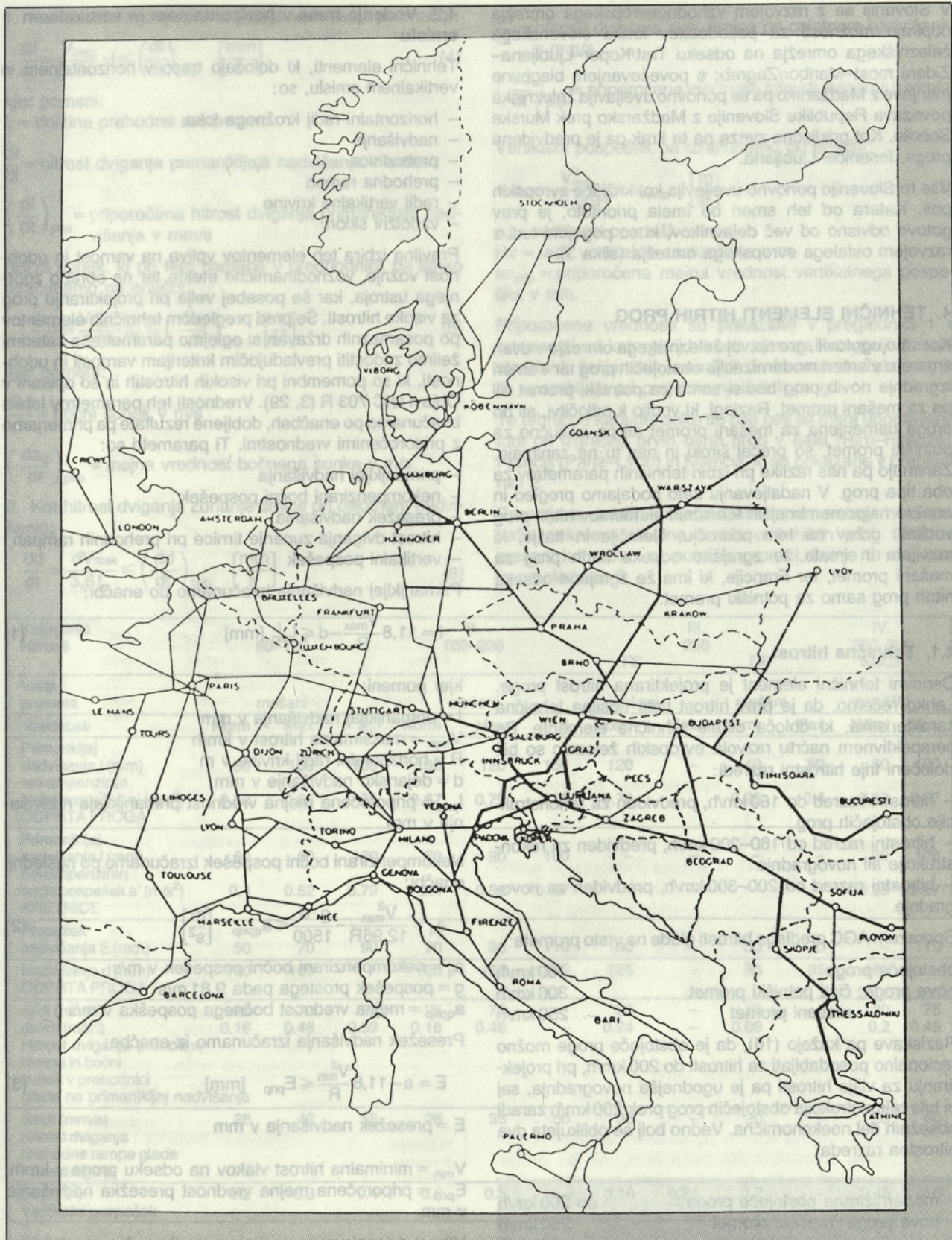
Internacionalizacija omrežja pomeni poleg enotnega omrežja tudi rentabilen in za širšo skupnost zanimiv prometni sistem, ki prinaša znatno povečanje obsega prometa, povečanje produktivnosti ter profitabilnost; ima velike prednosti za družbene skupnosti: prihranek časa potovanja, večjo stopnjo varnosti, majhno stopnjo onesnaževanja okolja, pozitivno energetska bilanco ter pozitiven vpliv na razvoj industrije, zaposlovanja in eksploatacijo.

### 3. POLOŽAJ SLOVENIJE V EVROPSKEM OMREŽJU HITRIH PROG

Slovenija ima ugodno prometno lego kot tranzitna država. To potrjujejo vsi pomembnejši mednarodni dokumenti razvoja evropskih prog, ki imajo v svoje listine vključene povezave prek Slovenije. Izgradnja hitrih prog skozi našo državo je zanimiva tudi za zahodno Evropo.

Potrebno pa je poudariti, da so tudi posamezne republike na prostoru nekdanje Jugoslavije pripravile svoje načrte razvoja hitrih prog. Tako so v Srbiji precej dejavni na področju izgradnje hitre proge Subotica-Beograd-Dimitrovgrad. Na Hrvaškem so opredelili v svojih načrtih modernizacijo in usposobitev za visoke hitrosti naslednje odseke prog (33):

1. Zagreb-Vinkovci
2. Zagreb-Reka
3. Zagreb-Split
4. Zagreb-Koprivnica



Slika 2: Predlog UIC za modernizacijo vzhodnoevropskih prog za visoke hitrosti

V Sloveniji se z razvojem vzhodnoevropskega omrežja odpirajo možnosti za posodobitev kraka slovenskega železniškega omrežja na odseku Trst/Koper–Ljubljana–Zidani most–Maribor/Zagreb; s povečevanjem blagovne menjave z Madžarsko pa se ponovno uveljavlja železniška povezava Republike Slovenije z Madžarsko prek Murske Sobote. Kot priključna zveza na ta krak pa je predvidena proga Jesenice–Ljubljana.

Vse to Slovenijo ponovno uveljavlja kot križišče evropskih poti. Katera od teh smeri bo imela prioriteto, je prav gotovo odvisno od več dejavnikov, ki so pogojeni tudi z razvojem ostalega evropskega omrežja (slika 3).

#### 4. TEHNIČNI ELEMENTI HITRIH PROG

Kot smo ugotovili, gre razvoj železniškega omrežja v dveh smereh: v smeri modernizacije obstoječih prog ter v smeri izgradnje novih prog bodisi samo za potniški promet ali pa za mešani promet. Razlogi, ki vodijo k odločitvi, ali bo proga namenjena za mešani promet ali pa izključno za potniški promet, so precej široki in nas tu ne zanimajo. Zanimajo pa nas razlike pri izbiri tehničnih parametrov za oba tipa prog. V nadaljevanju zato podajamo pregled in analizo najpomembnejših tehničnih elementov hitrih prog vodilnih držav na tem področju, Nemčije in Italije, ki razvijata in imata že zgrajene odseke hitrih prog za mešani promet, ter Francije, ki ima že zgrajene odseke hitrih prog samo za potniški promet.

##### 4.1. Tehnična hitrost

Osnovni tehnični element je projektirana hitrost proge. Lahko rečemo, da je prav hitrost tista nosilna tehnična karakteristika, ki določa ostale tehnične elemente. Po perspektivnem načrtu razvoja evropskih železnic so bili določeni trije hitrostni razredi:

- hitrostni razred do 160 km/h, predviden za rekonstrukcije obstoječih prog
- hitrostni razred od 160–200 km/h, predviden za rekonstrukcije ali novogradnje
- hitrostni razred od 200–300 km/h, predviden za novogradnje.

Sporazum AGC predlaga hitrosti glede na vrsto prometa:

|                                   |          |
|-----------------------------------|----------|
| obstoječe proge                   | 160 km/h |
| nove proge: čisti potniški promet | 300 km/h |
| mešani promet                     | 250 km/h |

Raziskave pa kažejo (16), da je obstoječe proge možno racionalno posodabljeti za hitrosti do 200 km/h, pri projektiranju za višje hitrosti pa je ugodnejša novogradnja, saj bi bila rekonstrukcija obstoječih prog prek 200 km/h zaradi obsežnih del neekonomična. Vedno bolj se oblikujeta dva hitrostna razreda:

|                                 |             |
|---------------------------------|-------------|
| – modernizirane obstoječe proge | do 200 km/h |
| – nove proge: mešani promet     | 250 km/h    |
| potniški promet                 | 300 km/h    |

##### 4.2. Vodenje trase v horizontalnem in vertikalnem smislu

Tehnični elementi, ki določajo traso v horizontalnem in vertikalnem smislu, so:

- horizontalni radij krožnega loka
- nadvišanje
- prehodnica
- prehodna rampa
- radij vertikalne krivine
- vzdolžni sklon.

Pravilna izbira teh elementov vpliva na varnost in udobnost vožnje, voznodinamične efekte ter na obrabo zgornjega ustroja, kar še posebej velja pri projektiranju prog za visoke hitrosti. Še pred pregledom tehničnih elementov po posameznih državah si oglejmo parametre, s katerimi želimo zadostiti prevladujočim kriterijem varnosti in udobnosti, ki so pomembni pri visokih hitrostih in so opisani v Objavi UIC 703 R (3, 29). Vrednosti teh parametrov lahko izračunamo po enačbah, dobljene rezultate pa primerjamo z priporočenimi vrednostmi. Ti parametri so:

- primanjkljaj nadvišanja
- nekompenzirani bočni pospešek
- presežek nadvišanja
- hitrost dviganja zunanje tirnice pri prehodnih rampah
- vertikalni pospešek

Primanjkljaj nadvišanja izračunamo po enačbi:

$$l = 11,8 \frac{V_{\max}^2}{R} - d \leq l_{\text{pri p}} \quad [\text{mm}] \quad (1)$$

kjer pomeni:

$l$  = primanjkljaj nadvišanja v mm

$V_{\max}$  = maksimalna hitrost v km/h

$R$  = horizontalni radij krivine v m

$d$  = dejansko nadvišanje v mm

$l_{\text{pri p}}$  = priporočena mejna vrednost primanjkljaja nadvišanja v mm

Nekompenzirani bočni pospešek izračunamo po naslednji enačbi:

$$a_q = \frac{V_{\max}^2}{12,96R} - \frac{g \cdot d}{1500} \leq a_{q \text{ pri p}} \quad \left[ \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] \quad (2)$$

$a_q$  = nekompenzirani bočni pospešek v m/s

$g$  = pospešek prostega pada 9,81 m/s

$a_{q \text{ pri p}}$  = mejna vrednost bočnega pospeška v m/s

Presežek nadvišanja izračunamo iz enačbe:

$$E = a - 11,8 \frac{V_{\min}^2}{R} \leq E_{\text{pri p}} \quad [\text{mm}] \quad (3)$$

$E$  = presežek nadvišanja v mm

$V_{\min}$  = minimalna hitrost vlakov na odseku proge v km/h

$E_{\text{pri p}}$  = priporočena mejna vrednost presežka nadvišanja v mm

Hitrost dviganja zunanje tirnice v prehodnih rampah lahko izračunamo po dveh kriterijih:



1. Kot hitrost dviganja primanjkljaja nadvišanja po enačbi:

$$\frac{dl}{dt} = \frac{V_{max}}{3,6L} \cdot l \leq \left(\frac{dl}{dt}\right)_{prip} \left[\frac{mm}{s}\right] \quad (4)$$

kjer pomeni:

L = dolžina prehodne rampe v m

$\frac{dl}{dt}$  = hitrost dviganja primanjkljaja nadvišanja v mm/s

$\left(\frac{dl}{dt}\right)_{prip}$  = priporočena hitrost dviganja primanjkljaja nadvišanja v mm/s

Bočni sunek, ki pri tem nastane v predhodnici, pa lahko izračunamo po enačbi:

$$\frac{da_q}{dt} = \frac{V_{max}}{3,6L} \cdot a_q \leq \left(\frac{da_q}{dt}\right)_{prip} \left[\frac{m}{s^3}\right] \quad (5)$$

kjer pomeni:

$\frac{da_q}{dt}$  = bočni sunek v m/s

$\left(\frac{da_q}{dt}\right)_{prip}$  = mejna vrednost bočnega sunka v m/s

2. Kot hitrost dviganja zunanje tirnice pri celotnem nadvišanju:

$$\frac{dd}{dt} = \frac{dV_{max}}{3,6L} \leq \left(\frac{dd}{dt}\right)_{prip} \left[\frac{mm}{s}\right] \quad (6)$$

$\frac{dd}{dt}$  = hitrosti dviganja zun. tirnice pri celotnem nadvišanju v mm/s

$\left(\frac{dd}{dt}\right)_{prip}$  = priporočene vrednosti hitrosti dviganja v mm/s

Vertikalni pospešek pa izračunamo po enačbi:

$$a_v = \frac{V_{max}^2}{12,96R} \leq a_{vprip} \left[\frac{m}{s^2}\right] \quad (7)$$

$a_v$  = vertikalni pospešek v m/s

Rv = radij vertikalne zaokrožitve v m

$a_{vprip}$  = priporočena mejna vrednost vertikalnega pospeška v m/s.

Priporočene vrednosti so prikazane v preglednici 1 v odvisnosti od kategorij hitrosti, kjer sta kategoriji III in IV standardi italijanskih, nemških in francoskih železnic, ki jih uporabljajo pri projektiranju hitrih prog.

Te tehnične karakteristike so bile bolj ali manj upoštevane tudi pri izgradnji prvih hitrih prog v Italiji (Rim–Firenze), Franciji (Pariz–Lyon) in Nemčiji, ki so prikazane v preglednici 2.

Primerjava ostalih infrastrukturnih parametrov nam pokaže nekatere skupne značilnosti hitrih prog tako za mešani kot samo za potniški promet, kot je to razvidno iz preglednice 3.

| Kategorija Hitrosti   | I. 80–120 |      |      | II. 120–200 |      |      | III. 250 |      | IV. 250–300 SNCF |     |          |      |
|---|-----------|------|------|-------------|------|------|----------|------|------------------|-----|----------|------|
|   | mešani    |      |      | mešani      |      |      | mešani   |      | mešani           |     | potniški |      |
| Vrsta prometa   | mešani    |      |      | mešani      |      |      | mešani   |      | mešani           |     | potniški |      |
| Vrednosti   | Norm      | Max  | Izj. | Norm        | Max  | Izj. | Norm     | Max  | Norm             | Max | Norm     | Max  |
| Primanjkljaj nadvišanja I (mm)  | 80        | 100  | 130  | 100         | 120  | 150  | 120      | –    | 40               | 60  | 50       | 100  |
| nekompenziran bočni pospešek a' (m/s <sup>2</sup> )   | 0.52      | 0.65 | 0.85 | 0.67        | 0.79 | 0.98 | 0.79     | –    | 0.26             | 0.4 | 0.33     | 0.67 |
| ODPRTA PROGA  |           |      |      |             |      |      |          |      |                  |     |          |      |
| Primanjkljaj nadvišanja I (mm)  | 60        | 80   | 120  | 60          | 80   | 100  | –        | –    | –                | –   | 50       | 100  |
| nekompenziran bočni pospešek a' (m/s <sup>2</sup> )   | 0.4       | 0.52 | 0.79 | 0.4         | 0.52 | 0.67 | –        | –    | –                | –   | 0.33     | 0.67 |
| KRETNICE  |           |      |      |             |      |      |          |      |                  |     |          |      |
| Presežek nadvišanja E (mm)  | 50        | 70   | 90   | 70          | 90   | 110  | 100      | –    | 50               | 70  | –        | 110  |
| Nadvišanje d (mm)   | 150       | 160  | –    | 120         | 150  | 160  | 125      | –    | 65               | 85  | 180      | –    |
| ODPRTA PROGA  |           |      |      |             |      |      |          |      |                  |     |          |      |
| dl/dt (mm/s)  | 25        | 70   | 90   | 25          | 70   | –    | 36       | –    | 13               | –   | 30       | 75   |
| da'/dt (m/s <sup>3</sup> )  | 0.16      | 0.46 | 0.59 | 0.16        | 0.46 | –    | 0.24     | –    | 0.09             | –   | 0.2      | 0.49 |
| Hitrost dviganja prehodne rampe in bočni sunek v predhodnici glede na primanjkljaj nadvišanja |           |      |      |             |      |      |          |      |                  |     |          |      |
| dd/dt (mm/s)  | 28        | 46   | 55   | 28          | 35   | 50   | 38       | –    | 20               | –   | 50       | 60   |
| Hitrost dviganja prehodne rampe glede na nadvišanje   |           |      |      |             |      |      |          |      |                  |     |          |      |
| av (m/s <sup>2</sup> )  | 0.2       | 0.3  | 0.4  | 0.2         | 0.3  | –    | 0.16     | 0.24 | 0.2              | –   | 0.45     | 0.6  |
| Vertikalni pospešek   |           |      |      |             |      |      |          |      |                  |     |          |      |

(Vir: C, Esveld: Modern Railway Track, Duisburg, 1989)

Preglednica št. 1: Priporočene mejne vrednosti parametrov po UIC 703 R

| Država  | Italija | Francija       | Nemčija |        |
|---|---------|----------------|---------|--------|
|   | FS      | SNCF           | DB      | ABS    |
| 1. Vrsta prometa                                    | mešani  | potniški       | mešani  | mešani |
| 2. Maks. hitrost (km/h)                             | 250     | 300            | 250     | 200    |
| 3. Minimalni radij krivine (m)                      | 3000    | (3250)<br>4000 | 7000    | 7000   |
| 4. Maksimalno nadvišanje (mm)                       | 125     | (200)<br>180   | 65      | 85     |
| 5. Maksimalni primanjkljaj nadvišanja (mm)          | 120     | (100)<br>50    | 40      | 60     |
| 6. Maks. nekomp. bočni pospešek (m/s <sup>2</sup> ) | 0.79    | (0.67)<br>0.33 | 0.26    | 0.40   |

| Država  | Italija          | Francija         | Nemčija  |                    |
|---|------------------|------------------|----------|--------------------|
|   | FS               | SNCF             | DB       | ABS                |
| 7. Maks. presežek nadvišanja (mm)             | 100              | –                | 110      | 110                |
| 8. Oblika prehodnice                          | kubična parabola | kubična parabola | parabola | 4. stop. sinusoida |
| 9. Min. dolžina prehodnice in rampe (m)       | 230              | 250              | 300      | 235                |
| 10. Maks. hitrost dviganja preh. rampe (mm/s) | 38               | 60               | 20       | 20                 |
| 11. Maksimalni vzdolžni sklon (mm/m)          | 8                | 35               | 12.5     | 12.5               |
| 12. Minimalni radij vert. zaokrožitve (m)     | 20.000           | 16.000           | 25.000   | 16.000             |

NS: Neubaustrecken (nove prog)

ABS: Ausbaustrecken (obstoječe, modernizirane prog)

#### Preglednica št. 2: Elementi za vodenje trase pri progah za visoke hitrosti

Ob vsem tem se poraja vprašanje, ali graditi prog za mešani ali potniški promet. V Evropi prevladujejo načrti hitrih prog predvsem za mešani promet, še posebej v vzhodni Evropi, ki ima najbolj zastarelo infrastrukturo. Ne glede na vse to podajamo za primer komparativni prikaz glavnih podatkov petih do sedaj zgrajenih evropskih hitrih prog, s katerimi želimo delno odgovoriti na to vprašanje (preglednica 4).

#### 4.3. Ugotovitev

Pri izboru tehničnih elementov hitrih prog je potrebno upoštevati več vidikov, med katerimi so za načrtovanje tehničnih elementov najpomembnejši prometno-tehnični in urbanistični. Obseg in vrsta prometa ter zelene komercialne hitrosti namreč odločajo o tem, ali bo prog rekonstruirana ali pa bo to novogradnja in ali bo prog namenjena za potniški promet ali pa za mešanega. Urbanistični vidiki pa predstavljajo prostorski omejitveni dejavnik, ki narekuje »ostrejšo« ali pa »bogatejšo« izpeljavo trase.

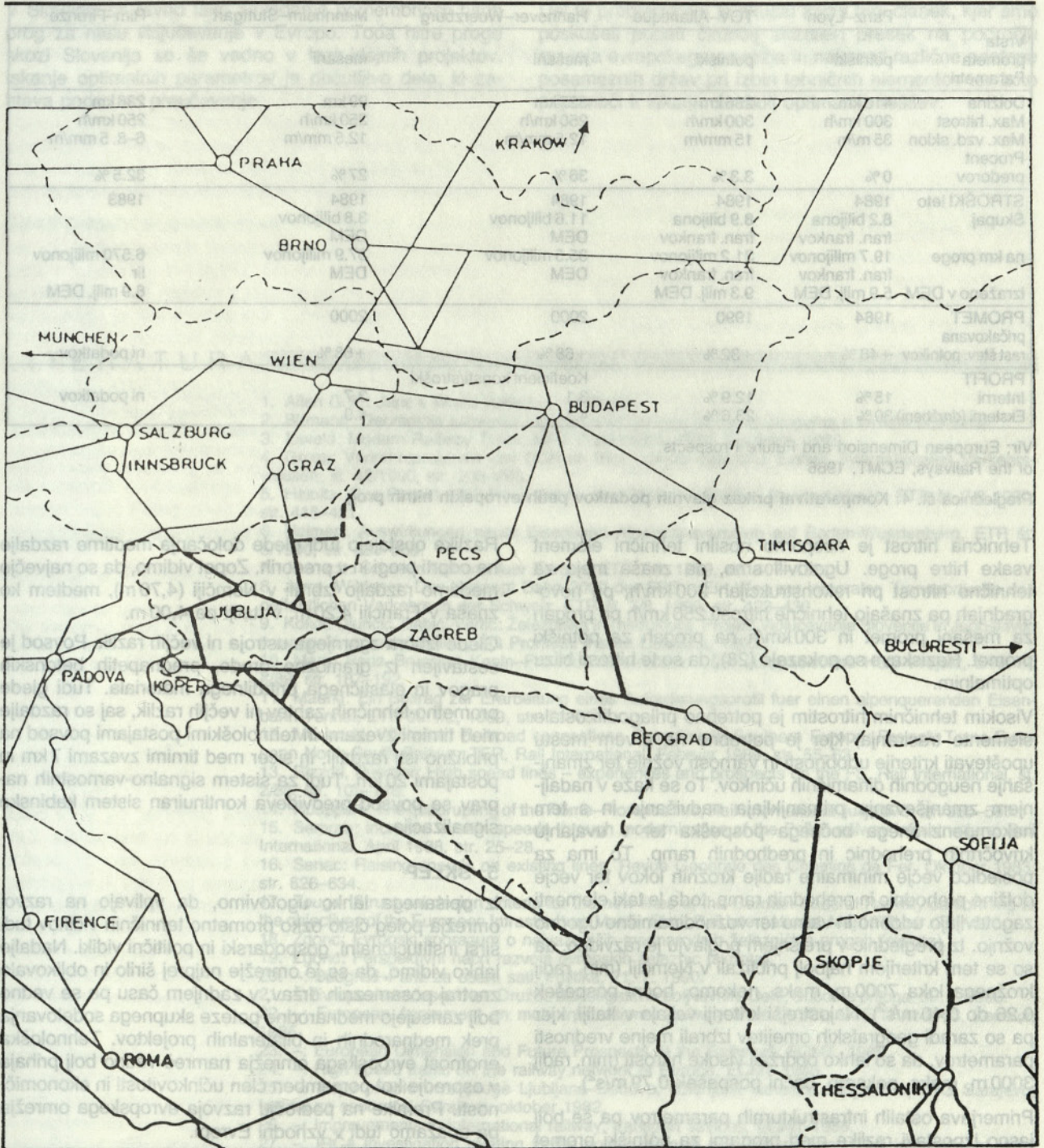
| Parameter  | Italija                          | Francija          | Nemčija               |                       |
|--|----------------------------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|
|  | Rim-Firenze                      | Pariz-Lyon        | NBS                   | ABS                   |
| Vrsta prometa  | mešani                           | potniški          | mešani                | mešani                |
| 1. Medtarna razdalja (m)   | 4.0-4.3                          | 4.2               | 4.7                   | 4.0                   |
| 2. Širina planuma na odprti prog (m)   | 11.00                            | 13.60             | 14.00                 | 11.20                 |
| 3. Profil proge  | UIC C1                           | UIC C1            | UIC C1                | UIC C1                |
| 4. Radij predorske cevi (m)  | dvotima<br>min 4.72<br>max. 5.10 | –                 | dvotima<br>7.90       | dvotima<br>6.70       |
| 5. Osn. pritisk (1)  | 22.5                             | 17                | 22.5                  | 22.5                  |
| 6. Sistem elektrifikacije  | 3000 V<br>enosmerna nap.         | 25.000 V<br>50 Hz | 15.000 V<br>16 2/3 Hz | 15.000 V<br>16 2/3 Hz |
| 7. Sistem signalno varnostnih naprav – kabinska signalizacija (kontinuirni sistem) | vlak<br>>160 km/h                | vsi vlaki         | vlak<br>>160 km/h     | vlak<br>>160 km/h     |
| – klasični (avtopost naprave)  | vlak<br><=160 km/h               | –                 | vlak<br><=160 km/h    | vlak<br><=160 km/h    |
| B. Nivojska križanja   | ne                               | ne                | ne                    | ne                    |

| Parameter                        | Italija   | Francija  | Nemčija   |   |
|----------------------------------|---|---|---|---|
|                                  | Rim-Firenze   | Pariz-Lyon  | NBS   | ABS   |
| 9. Tirne zveze                   | vsakih<br>12.5–16.5 km  | vsakih<br>7 km  | vsakih<br>7 km  | –   |
| 10. Tehnološke postaje           | vsakih<br>20 km   | vsakih<br>20 km   | vsakih<br>20 km   | –   |
| 11. Kretnice – tirne zveze       | 1 : 29.5<br>R=3000 m<br>V=160 km/h                                  | 1 : 29.5<br>R=3000 m<br>V=160 km/h                                  | 1 : 26.5<br>R=2500 m<br>V=130 km/h                                  | –   |
| – postaje                        | 1 : 19<br>R=1200 m<br>V=100 km/h                                    | 1 : 19<br>R=1200 m<br>V=100 km/h                                    | 1 : 18.5<br>R=1200 m<br>V=100 km/h                                  | 1 : 42<br>NBS/ABS<br>R=7000 m<br>V=200 km/h |
| 12. Tirna širina (mm)            | 1433  | 1435  | 1435  | 1435  |
| 13. Tirnice                      | UIC 60  | UIC 60  | UIC 60  | UIC 60                                      |
| 14. Pragovi                      | prednapeti betonski enodelni<br>L=230 cm<br>q=215 kg<br>1667 kom/km | prednapeti betonski dvodelni<br>L=250 cm<br>q=210 kg<br>1667 kom/km | prednapeti betonski enodelni<br>L=235 cm<br>q=235 kg<br>1667 kom/km | –   |
| 15. Pritrdilni pribor            | elastični<br>»Nabla«  | elastični<br>»Nabla«  | elastični-podložne ploščice,<br>pritrilne spojke                    | –   |
| 16. Debelina gramozne grede (cm) | 35  | 15–20   | 20–40   | –   |

MBS = Neubaustrecken (nove prog)

ABS = Ausbaustrecken (obstoječe, modernizirane prog)

#### Preglednica št. 3: Primerjava ostalih infrastrukturnih elementov



Planirane hitre proge

Planirana povezava z Madžarsko prek Slovenije

Slika 3: Planirane hitre proge v nekdanji Jugoslaviji

|  | Pariz–Lyon                   | TGV–Atlantique               | Hannover–Wuerzburg         | Mannheim–Stuttgart | Rim–Firenze         |
|--|------------------------------|------------------------------|----------------------------|--------------------|---------------------|
| Vrsta prometa                          | potniški                     | potniški                     | mešani                     | mešani             |                     |
| Parametri                              |                              |                              |                            |                    |                     |
| Dolžina                                | 410 km                       | 286 km                       | 327 km                     | 99 km              | 236 km              |
| Max. hitrost                           | 300 km/h                     | 300 km/h                     | 250 km/h                   | 250 km/h           | 250 km/h            |
| Max. vzd. sklon                        | 35 m/m                       | 15 mm/m                      | 12.5 mm/m                  | 12.5 mm/m          | 6–8. 5 mm/m         |
| Procent predorov                       | 0 %                          | 3.3 %                        | 36 %                       | 27 %               | 32.5 %              |
| STROŠKI leto                           | 1984                         | 1984                         | 1984                       | 1984               | 1983                |
| Skupaj                                 | 8.2 bilijona fran. frankov   | 8.9 bilijona fran. frankov   | 11.6 bilijonov DEM         | 3.8 bilijonov DEM  |                     |
| na km proge                            | 19.7 milijonov fran. frankov | 31.2 milijonov fran. frankov | 35.5 milijonov DEM         | 37.9 milijonov DEM | 6.570 milijonov lir |
| izraženo v DEM                         | 5.9 milj. DEM                | 9.3 milj. DEM                |                            |                    | 8.9 milj. DEM       |
| PROMET pričakovana rast štev. potnikov | 1984 +48 %                   | 1990 +32 %                   | 2000 +68 %                 | 2000 +63 %         | ni podatkov         |
| PROFIT                                 |                              |                              | Koeficient koristi/stroški |                    |                     |
| Interni                                | 15 %                         | 12.9 %                       | 3.1                        | 3.7                | ni podatkov         |
| Eksterni (družbeni)                    | 30 %                         | 23.6 %                       | 4.1                        | 4.9                |                     |

Vir: European Dimension and Future Prospects of the Railways, ECMT, 1986

Preglednica št. 4: Komparativni prikaz glavnih podatkov petih evropskih hitrih prog

Tehnična hitrost je nesporno nosilni tehnični element vsake hitre proge. Ugotovili smo, da znaša meja za tehnično hitrost pri rekonstrukcijah 200 km/h, pri novogradnjah pa znašajo tehnične hitrosti 250 km/h pri progah za mešani promet in 300 km/h na progah za potniški promet. Raziskave so pokazale (28), da so te hitrosti blizu optimalnim.

Visokim tehničnim hitrostim je potrebno prilagoditi ostale elemente trasiranja, kjer je potrebno na prvem mestu upoštevati kriterije udobnosti in varnosti vožnje ter zmanjšanje neugodnih dinamičnih učinkov. To se kaže v nadaljnjem zmanjševanju primanjkljaja nadvišanja in s tem nekompenziranega bočnega pospeška ter v uvajanju krivočrtnih prehodnic in predhodnih ramp. To ima za posledico večje minimalne radije krožnih lokov ter večje dolžine prehodnic in prehodnih ramp, toda le taki elementi zagotavljajo udobno in varno ter voznodinamično ugodno vožnjo. Iz preglednic v prejšnjem poglavju je razvidno, da so se tem kriterijem najbolj približali v Nemčiji (min. radij krožnega loka 7000 m, maks. nekomp. bočni pospešek 0,26 do 0,40 m/s<sup>2</sup>). Najostrejši kriteriji veljajo v Italiji, kjer pa so zaradi geografskih omejitev izbrali mejne vrednosti parametrov, da so lahko obdržali visoke hitrosti (min. radij 3000 m, maks. nekomp. bočni pospešek 0,79 m/s<sup>2</sup>).

Primerjava ostalih infrastrukturnih parametrov pa še bolj jasno izpostavi razlike med progami za potniški promet in programi za mešani promet. Kot je razvidno iz preglednice 4 imajo lahko proge za potniški promet večje vzdolžne sklone, to pa pomeni večje prilagajanje terenu in s tem manjše število predorov, kar močno zmanjša infrastrukturne stroške. Ravno obratno je na progah za mešani promet, kjer so zaradi tovornih vlakov možni manjši vzdolžni skloni, kar ima za posledico večje število predorov in s tem večje stroške, zaradi velikih razlik v hitrostih potniških in tovornih vlakov pa je na progah za mešani promet večja tudi obraba tirnic.

Razlike obstajajo tudi glede določanja medtirne razdalje na odprti progi in v predorih. Zopet vidimo, da so največjo medtirno razdaljo izbrali v Nemčiji (4,70 m), medtem ko znaša v Franciji 4,20 m, v Italiji pa 4,00 m.

Glede izbora zgornjega ustroja ni večjih razlik. Povsod je sestavljen iz gramozne grede, prednapetih betonskih pragov in elastičnega pritrtilnega materiala. Tudi glede prometno-tehničnih zahtev ni večjih razlik, saj so razdalje med tirnimi zvezami in tehnološkimi postajami povsod na približno isti razdalji, in sicer med tirnimi zvezami 7 km in postajami 20 km. Tudi za sistem signalno-varnostnih naprav se povsod predvideva kontinuiran sistem kabinske signalizacije.

## 5. SKLEP

Iz opisanega lahko ugotovimo, da vplivajo na razvoj omrežja poleg čisto ozko prometno tehničnih vidikov tudi širši institucionalni, gospodarski in politični vidiki. Nadalje lahko vidimo, da se je omrežje najprej širilo in oblikovalo znotraj posameznih držav, v zadnjem času pa se vedno bolj zarisujejo mednarodne poteze skupnega sodelovanja prek mednarodnih in bilateralnih projektov. Tehnološka enotnost evropskega omrežja namreč vedno bolj prihaja v ospredje kot pomemben člen učinkovitosti in ekonomičnosti. Premike na področju razvoja evropskega omrežja pa opazamo tudi v vzhodni Evropi.

Razvoj železniškega omrežja gre v tehničnem smislu v dveh smereh: v smeri rekonstrukcij in posodabljanj obstoječih magistralnih povezav in pa v smeri izgradnje novih prog bodisi za potniški ali pa za mešani promet. Pri tem je osnovno vodilo zvišanje tehničnih hitrosti, kar pa zahteva zadostitev tudi ostalih zahtev varnosti in udobnosti vožnje. Iz zbranih podatkov za vodilne evropske države lahko vidimo, da med posameznimi državami sicer obstajajo razlike v določanju osnovnih tehničnih parametrov, ki pa so bolj posledica omejitvenih pogojev.

V Sloveniji se ravno tako zavedamo pomembnosti hitrih prog za naše vključevanje v Evropo. Toda hitre proge skozi Slovenijo so še vedno v fazi idejnih projektov. Iskanje optimalnih parametrov je občutljivo delo, ki zahteva podrobno preučevanje.

Del te problematike je skušal zajeti tudi članek, kjer smo poskušali podati čimbolj aktualen presek na področju razvoja evropskega omrežja in nakazati različne pristope posameznih držav pri izbiri tehničnih elementov ter tako pripomoči k iskanju čimbolj optimalnih rešitev.

## LITERATURA

1. Allen G. F.: Jane's World Railways, 1989–90.
2. Birman: Geometrija koloseka i konstrukcija gornjeg stroja na prugama s velikim brzinama.
3. Esveld: Modern Railway Track, MRT Productions, ZRN, Duisburg, 1989.
4. Gross: Verkehrsprobleme der DDR im blick auf die deutsche Einheit, Internationales Verkehrswesen, št. 42/1990, str. 203–205.
5. Hainitz: Das Projekt »Die Neue Bahn« der Oesterreichischen Bundesbahnen, ETR št. 7/8 1990, str. 415–421.
6. Heimerl: Auswirkungen neuer Eisenbahn Alpentransversalen auf Baden-Wuerttemberg, ETR št. 5/1990, str. 283–289.
7. Jaensch: Schnelle Bahnen fuer Europa, ETR 7/8, 1990, str. 407–412.
8. Jerra, Wildener: Das Konzept Bahn 2000 der SBB – Ein Weg zur integralen Transportkette des oeffentlichen Verkehrs in der Schweiz, ETR št. 7/8, 1990, str. 423–430.
9. Kokot, Djuričić, Dabić, Verlič: Železniška infrastruktura, Projekt Vključevanje Slovenije in Jugoslavije v evropski prometni sistem, ŽG Prometni inštitut Ljubljana, 1990.
10. Mark: Paris–Bruessel–Koeln–Frankfurt/Amsterdam – Ein europaeisches HGV Projekt, ETR št. 4/89, str. 187–192.
11. Maerki: Ein Beitrag zur Erarbeitung eines Anforderungsprofil fuer einen alpenquerenden Eisenbahn-Tunnel, ETR št. 1/2, 1989, str. 71–78.
12. Morawski, Wieladek: Railroad connections Scandinavia Southern Europe; Project: Trans-European North-South Railway TER, Rail International, Februar 1989, str. 55–62.
13. Rizzoti, Puorger: High speed lines – experiences and prospects on the FS, Rail International, št. 2/85, str. 105–118.
14. Ruoppolo: The quadrupling of the Rome–Florence line, Rail International, julij 1975, str. 565–580.
15. Semrau: Increase in train speeds through modernization of the Polish railway infrastructure, Rail International, April 1988, str. 25–28.
16. Senac: Raising speeds on existing lines, Revue Generale des Chemins de Fer, Oktober 1983, str. 626–634.
17. Zeuge: Structural design criteria for the new lines of the German Federal Railway conforming to the objectives of the European Infrastructure Master Plan, Rail International, Maj 1975, str. 371–396.
18. Zgonc: Evropski sporazum o najvažnejših mednarodnih železniških progah (skripta).
19. Zgonc: Perspektivni načrt razvoja evropskih železnic (skripta).
20. –: Beograd–Pariz za osam sati, Politika, 21. 7. 1990.
21. –: Evropa devetdesetih let: Družba bolj bogatih in bolj revnih, Delo, Sobotna priloga, 30. 6. 1990.
22. –: European Agreement on main International Railway lines (AGC), ECE/TRANS/63, Ženeva, 1985.
23. –: European Dimension and Future Prospects of the Railways, ECMT, 1986.
24. –: High speed traffic on the railway network of Europe, ECMT 1986.
25. –: Idejni projekt brze pruge Ljubljana–Dobova, dolenska varianta, knjiga II–1, ŽTO Sarajevo, Inštitut za saobračaj Sarajevo, oktober 1982.
26. –: Improvements in international railway, transport sevicecs, ECMT 1986.
27. –: IRCA investigation relating to the construction of new railway lines, Rail International, April 1978, str. 229–257.
28. –: New very high speed railway lines as a fundamental factor of the development of the main arteries of the European network, Rail International, April 1975, str. 282–294.
29. –: Objava UIC 703 R, 1. 1. 1989.
30. –: Predlog izgradnje evropske železničke mreže za saobračaj vozova velikih brzina, Železnice, št. 8/1989, str. 954–981.
31. –: IC: Reunion des instances superieures a Sofia, Revue Generale des Chemins de Fer, Oktober 1990, str. 38.
32. –: Wege in die Zukunft, Hestra Verlag, Darmstadt, 1987.
33. Mikulić J.: Pogled na razvoj brzih hrvatskih pruga, Željeznica v teoriji i praksi, št. 3-4, 1990, str. 11–15.
34. –: Poslednji voz za Evropu, Privredni pregled št. 2, 4. 2. 1991, str. 10.

# MEJNA NOSILNOST UVRTANEGA KOLA, DOLOČENA Z DINAMIČNIM OBREMENILNIM TESTOM

UDK 624.04.071.3:531.36/39

IVAN LESJAK, GORAZD STRNIŠA

## P O V Z E T E K

Prispevek obravnava potek raziskav za določanje vertikalne statične nosilnosti na testnem uvrtnem kolu z dinamičnim obremenilnim testom. Rezultati dinamičnega obremenilnega testa so primerjani z rezultati klasičnega statičnega obremenilnega testa in z rezultati analitičnih izračunov nosilnosti kolov iz podatkov geomehanskih raziskav. Ugotovljena je dovolj velika natančnost ujemanja rezultatov med določitvijo nosilnosti s statičnim in dinamičnim obremenilnim testom ter predvsem ekonomičnost uporabe dinamičnega obremenilnega testa.

## BORED PILE ULTIMATE BEARING CAPACITY DETERMINATED BY DYNAMIC LOAD TEST

## S U M M A R Y

The research work treats the determination of bored pile ultimate bearing capacity by performing dynamic measurements (dynamic load test). Results of dynamic load test have been compared with results of static load test and evaluation of pile load bearing capacity with geotechnical data. Accepted agreement between pile bearing capacity determination by static and dynamic load test and above all economy of dynamic load test was found out.

### 1. UVOD

Dinamični obremenilni test je v industriji globokega temeljenja z zabitimi koli postal praktično že nepogrešljiv. Poleg zabitih kolov se pri nas v Sloveniji za globoko temeljenje v pretežni meri uporabljajo tudi uvrtni t. i., na kraju samem izdelani koli. Ideja, da se dinamični obremenilni test izvede tudi na uvrtnih kolih, je stara že nekaj let. V nekaterih državah po svetu je tak način dokazovanja nosilnosti uvrtnih kolov postal že praksa. Razlogi za to so ekonomičnost in zanesljivost metode meritev in analize podatkov, ter v mnogih primerjavah z zamudnim in dragim statičnim obremenilnim testom dokazana ekvivalentnost.

Problem, ki se pojavi ob izvedbi dinamičnega obremenilnega testa na uvrtnih kolih z enakomernim in homogenim presekom je, s kolikšno energijo je potrebno udariti po

kolu, da se bo le-ta premaknil oziroma, da se v celoti aktivira odpor zemljine ob plašču in na konici kola. Zato je bila za ta namen skrbno izvedena valovna analiza (računalniška simulacija udarjanja po kolu) in na podlagi njenih rezultatov izbrana in skonstruirana posebna prostopadna zabijalna naprava, s katero se je na terenu izvedlo dinamično testiranje kola. Pri izdelavi zabijalne naprave smo upoštevali tudi možnost večkratne uporabe za izvedbo testiranja različnih dimenzij prečnih premerov kolov.

V raziskovalni nalogi, ki smo jo za ta namen izvedli, smo želeli najprej ob fizični izvedbi testa pridobiti prve izkušnje pri izvajanju dinamičnih obremenilnih testov na uvrtnih kolih in izdelati primerjavo rezultatov med dinamičnim in statičnim obremenilnim testom. Testni kol se je zato pred dinamičnim obremenilnim testom obremenil tudi statično, z balastom.

Na lokaciji testnega kola je bila izvedena tudi raziskava tal s konusnim statičnim penetrometrom, ki je dopolnila fond podatkov predhodno narejene sondažne vrtnice v neposredni bližini. Rezultati konusne statične penetracije so bili uporabljeni tudi za računsko napoved mejne nosilnosti oziroma za preverjanje rezultatov izračuna dopustnih nosilnosti iz podatkov sondažnega vrtnja.

#### Avtorja:

Ivan LESJAK, dipl. gradb. inž.,  
Gorazd STRNIŠA, dipl. gradb. inž.  
GIP GRADIS LJUBLJANA, d.o.o., Razvojno tehnološka  
enota, Sektor za raziskave in razvoj

**2. GEOTEHNIČNE RAZISKAVE IN ZNAČILNOSTI TEMELJNIH TAL NA LOKACIJI PREIZKUSNEGA KOLA**

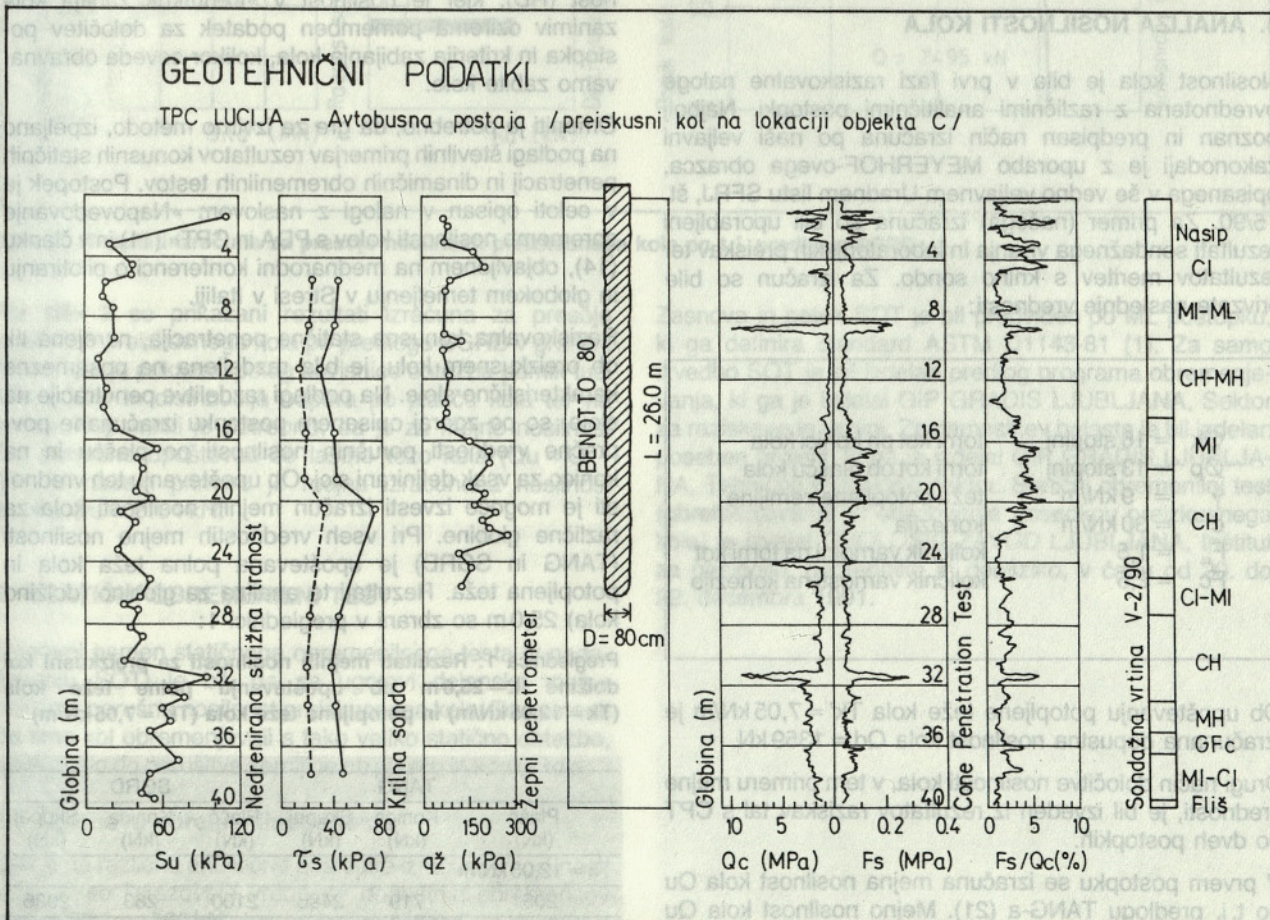
Za testiranje preizkusnega uvrtega kola je bila izbrana lokacija izgradnje bodočega trgovsko-poslovnega centra oziroma avtobusne postaje v Luciji pri Portorožu. Tu so bila v obdobju od oktobra 1990 do sredine januarja 1991 tudi izvedena vsa predvidena terenska dela in testiranja.

Že za potrebe projektiranja prej omenjenega objekta sta bili ob kontinuiranem jedrovanju izvrtani dve sondažni vrtini z oznakama V-1 in V-2. Ob vizualni klasifikaciji jedra so se izvedle tudi meritve z žepnim penetrometrom. Poleg teh meritev je bila v vrtini V-2 v sloju kohezivnih zemljin izvršena tudi preiskava določanja strižne trdnosti s krilnim svedom. Vsa sondažna dela, terenske preiskave z vizualno AC klasifikacijo in določanjem trdnosti z žepnim penetrometrom ter laboratorijske raziskave je izvedel GEOLOŠKI ZAVOD LJUBLJANA, Inštitut za geologijo, geotekniko in geofiziko.

Mikrolokacija preizkusnega kola je bila izbrana na lokaciji objekta »C«. Poleg obeh sondažnih vrtin se je izvedla tudi raziskava tal s konusnim statičnim penetrometrom (v

nadaljevanju CPT), ki je bila narejena z namenom, da se dopolni fond podatkov in primerja rezultate krilnih sond ter laboratorijskih preiskav. CPT raziskave je izvedel GIP GRADIS LJUBLJANA, Sektor za raziskave in razvoj, v neposredni bližini, ca. 2 m, od mikrolokacije že izvedenega preizkusnega kola. Najbližja sondažna vrtina preizkusnemu kolu je bila vrtina V-2, oddaljena ca. 30 m.

Na podlagi rezultatov raziskav v neposredni bližini preizkusnega kola lahko povzamemo sestavo tal, kot sledi. Tla sestavljajo najprej umetni nasip, izveden pretežno iz gline in laporja, le delno pa iz kamnitega prodno-peščenega materiala. Pod nasipom se pojavi plast morskih sedimentov – zelo stisljivih in zdrsljivih meljev in mastnih glin (MI-MH, CI-CH) lahko do srednje gnetne konsistence, sive do sivozelene in rjave barve. Mestoma je ta koherentna plast prekinjena s tankimi sloji peska in proda. Morski sedimentov segajo do globine ca. 40 m (ocena na osnovi izvedene CPT do globine 38 m, ki ni dosegla hribsnice osnove) oziroma na lokaciji vrtine V-2 do globine 39 m pod površjem terena. Na teh globinah so morski sedimenti tudi v težko gnetni konsistenci. Pod sedimentnim slojem oziroma nad flišno osnovo se nahaja sloj preperele lapornate glin (CI-CH), rjave do zelenorjave barve, polt-



Slika 1: Geotehnični podatki o temeljnih tleh v neposredni bližini preizkusnega kola: raziskava tal s CPT, sondažno vrtanje (najbližja vrtina V-2/90) ter meritve s krilno sondo in z žepnim penetrometrom ob izkopu kola

rdne do trdne konsistence. Flišna osnova se pojavi na globini do 39,9 m pod površjem terena. Flišno podlago gradi pretežno lapor, ki je preperel in rjave barve.

### 3. OSNOVNI PODATKI O PREIZKUSNEM KOLU

V skladu s predvidenim programom raziskav in glede na izbrano lokacijo je bil sprojektiran in izdelan armiranobetonski uvrten kol tipa BENOTTO premera 80 cm, ki je bil glede na projektirano dolžino podaljšan (navzgor) za 1,2 m, tako da je znašala celotna dolžina preizkusnega kola 26,0 m. Zgornji del preizkusnega kola je bil za izvedbo statičnega in dinamičnega obremenilnega testa posebej pripravljen. Tako je bila glava kola »oblečena« v jekleno cev (srajčko) premera 812 mm na dolžini 1200 mm, tako da je vrh betona gledal še za ca. 3 cm nad zgornjim robom jeklene cevi. Z gostejšim navitjem spiralne armature se je ojačil zgornji del kola na dolžini ca. 3 m.

Za preizkusni kol je bil uporabljen beton kvalitete MB30, za glavno vertikalno armaturo pa je bilo uporabljeno jeklo GA240/360 (17 palic  $\varnothing$  16 mm) s spiralnim navitjem armature  $\varnothing$  6 mm/15 cm.

### 4. ANALIZA NOSILNOSTI KOLA

Nosilnost kola je bila v prvi fazi raziskovalne naloge ovrednotena z različnimi analitičnimi postopki. Najbolj poznan in predpisan način izračuna po naši veljavni zakonodaji je z uporabo MEYERHOF-ovega obrazca, opisanega v še vedno veljavnem Uradnem listu SFRJ, št. 15/90. Za primer (našega) izračuna so bili uporabljeni rezultati sondažnega vrtenja in laboratorijskih preiskav ter rezultatov meritev s krilno sondo. Za izračun so bile privzete naslednje vrednosti:

|                 |                        |                                |
|-----------------|------------------------|--------------------------------|
| $\varnothing k$ | = 16 stopinj           | torni kot pri konici kola      |
| $\varnothing p$ | = 13 stopinj           | torni kot ob plašču kola       |
| $\gamma'$       | = 9 kN/m <sup>2</sup>  | teža potopljene zemljine       |
| $c$             | = 30 kN/m <sup>2</sup> | kohezija                       |
| $F_{\alpha}$    | = 1,5                  | količnik varnosti na torni kot |
| $F_c$           | = 2,5                  | količnik varnosti na kohezijo  |

Ob upoštevanju potopljene teže kola  $Tk' = 7,05$  kN/m je izračunana dopustna nosilnost kola  $Q_d = 1359$  kN.

Drugi način določitve nosilnosti kola, v tem primeru mejne vrednosti, je bil izveden iz rezultatov raziskav tal s CPT po dveh postopkih.

V prvem postopku se izračuna mejna nosilnost kola  $Q_u$  po t.i. predlogu TANG-a (21). Mejno nosilnost kola  $Q_u$  izračunamo z enačbo:

$$Q_u = \alpha \cdot A_k \cdot Q_c + \beta \cdot O \cdot (F_s \cdot l_s) \quad (1)$$

kjer je

|                 |       |  |
|-----------------|-------|--|
| $A_k$           | ..... | prečni prerez kola (m <sup>2</sup> )                 |
| $Q_c$           | ..... | specifični odpor na konici kola (kPa)                |
| $O$             | ..... | obseg kola (m)                                       |
| $F_s$           | ..... | odpor (trenje) po plašču kola na globini $l_s$ (kPa) |
| $l_s$           | ..... | dolžina kola (m)                                     |
| $\alpha, \beta$ | ..... | faktorja, odvisna od tipa zemljin                    |

Omenjeni računski postopek določitve mejne nosilnosti kola, kot je razvidno iz enačbe (1), temelji na osnovi podatkov konusnega odpora  $Q_c$  in odpora po plašču penetrometra  $F_s$  in je natančno opisan v nalogi z naslovom »Uporabnost statičnih penetrometerskih preiskav za globoko temeljenje« (12). Bistvo tega postopka je, da se odpor po plašču penetrometra reducira s faktorjem  $\beta$ , ki je funkcija  $F_s$  in da se povprečen konusni odpor  $Q_c$  (štiri premere kola nad konico  $Q_{c1}$  in štiri premere kola pod konico kola  $Q_{c2}$ ) reducira s faktorjem  $\alpha$ .

Podobno kot v primeru izračuna po TANG-u je bil izveden izračun mejne nosilnosti kola tudi po drugem t.i. predlogu SGRD. Po tem predlogu je možno določiti mejno nosilnost v »trenutku« zabitja kola (ED) in »končno« mejno nosilnost (RD), kjer je nosilnost v »trenutku« zabitja kola zanimiv oziroma pomemben podatek za določitev postopka in kriterija zabijanja kola, kolikor seveda obravnavamo zabite kole.

Omeniti je potrebno, da gre za izvirno metodo, izpeljano na podlagi številnih primerjav rezultatov konusnih statičnih penetracij in dinamičnih obremenilnih testov. Postopek je v celoti opisan v nalogi z naslovom »Napovedovanje sprememb nosilnosti kolov s PDA in CPT« (11) in v članku (14), objavljenem na mednarodni konferenci o pilotiranju in globokem temeljenju v Stresi v Italiji.

Raziskovalna konusna statična penetracija, narejena tik ob preizkusnem kolu, je bila razdeljena na posamezne karakteristične sloje. Na podlagi razdelitve penetracije na sloje, so po zgoraj opisanem postopku izračunane povprečne vrednosti porušnih nosilnosti po plašču in na konico za vsak definirani sloj. Ob upoštevanju teh vrednosti je mogoče izvesti izračun mejnih nosilnosti kola za različne globine. Pri vseh vrednostih mejne nosilnosti (TANG in SGRD) je upoštevana polna teža kola in potopljena teža. Rezultati te analize za globino (dolžino kola) 25,0 m so zbrani v preglednici 1:

Preglednica 1: Rezultati mejnih nosilnosti za preizkusni kol dolžine  $L = 25,0$  m ob upoštevanju polne teže kola ( $Tk = 12,05$  kN/m) in potopljene teže kola ( $Tk' = 7,05$  kN/m)

|                   | TANG       |             |             | SGRD       |             |             |
|-------------------|------------|-------------|-------------|------------|-------------|-------------|
|                   | Plašč (kN) | Konica (kN) | Skupaj (kN) | Plašč (kN) | Konica (kN) | Skupaj (kN) |
| $Tk = 12,05$ kN/m |            |             |             |            |             |             |
|                   | 2081       | 719         | 2486        | 2100       | 283         | 2086        |
| $Tk' = 7,05$ kN/m |            |             |             |            |             |             |
|                   | 2081       | 719         | 2611        | 2100       | 283         | 2194        |



## ANALITIČNA PRESOJA NOSILNOSTI POISKUSNEGA KOLA

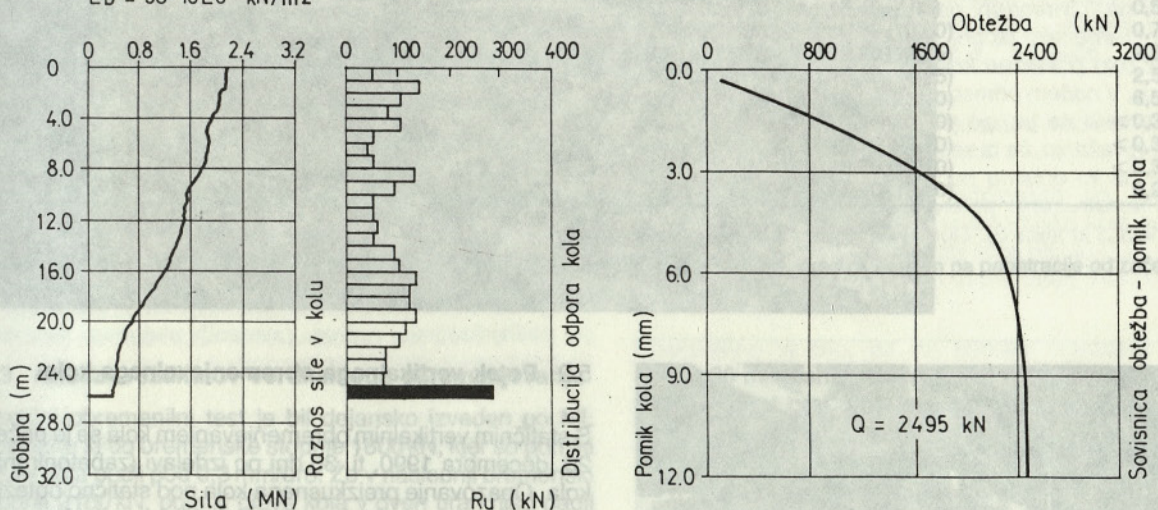
Določitev sovisnice obtežba-pomik z računalniškim programom po predlogu SGRD

Oznaka CPT: 611b90  
 Obseg kola: 2.512 m  
 Prečni prerez kola: 0.502 m<sup>2</sup>  
 Teža kola: 300 kN  
 Dolžina kola: 25.0 m  
 Eb = 38 · 10E6 kN/m<sup>2</sup>

### ANALITIČNI rezultati

Elastična deformacija zemljine  
 Plašč / 2.50 mm / Konica / 6.50 mm /

Mejna nosilnost  $Q_u = Q - T_k = 2194 \text{ kN}$



Slika 2: Rezultati izračuna za presojo nosilnosti preizkusnega kola po t. i. predlogu SGRD

Na sliki 2 so prikazani rezultati izračuna za presojo nosilnosti preizkusnega kola po predlogu SGRD v grafični obliki, kjer je prikazan poleg sovisnice obtežba-pomik tudi sile v kolu in distribucija odpora po plašču kola ter na konici. Pripomniti je potrebno, da je za mejno nosilnost  $Q_u$  potrebno upoštevati še lastno težo kola ( $Q_u = Q - T_k$ ). V našem primeru je mejna izračunana nosilnost enaka  $Q_u = 2194 \text{ kN}$ .

### 5. STATIČNI OBREMIENILNI TEST

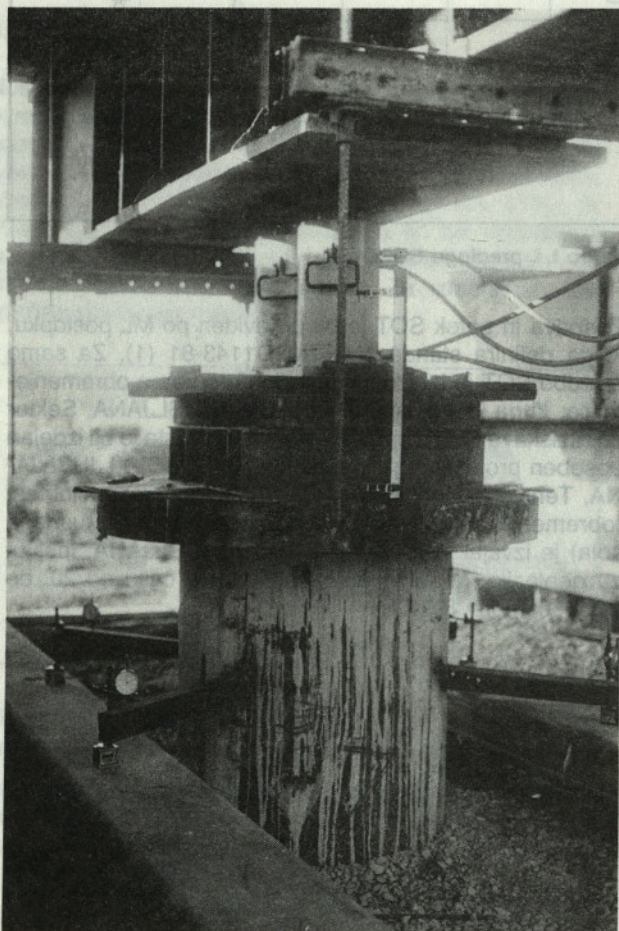
Osnovni namen statičnega obremenilnega testa (v nadaljevanju SOT) je bil, da se ugotovi dejanska mejna oziroma porušna nosilnost preizkusnega kola. To pomeni, da smo kol obremenjevali s tako veliko statično obtežbo, da je prišlo do porušitve zemljine ob plašču in konici kola.

#### 5.1. Zasnova obremenilnega testa

Glede na različne analitične postopke izračunov nosilnosti kola, ki so izkazovale vrednosti dopustnih obremenitev med 900 in 1360 kN, ter mejne nosilnosti, ki so bile v okviru med 2000 in 2600 kN, smo za obtežbo (balast iz betonskih blokov) predvideli 3000 kN.

Zasnova in potek SOT je bil predviden po ML postopku, ki ga definira standard ASTM D1143-81 (1). Za samo izvedbo SOT je bil izdelan predlog programa obremenjevanja, ki ga je izdelal GIP GRADIS LJUBLJANA, Sektor za raziskave in razvoj. Za namestitev balasta je bil izdelan poseben projekt, ki ga je izdelal GIP GRADIS LJUBLJANA, Tehnično tehnološki sektor. Statični obremenilni test (obremenjevanje in opazovanje posledkov preizkusnega kola) je izvajal GEOLOŠKI ZAVOD LJUBLJANA, Inštitut za geologijo, geotehniko in geofiziko, v času od 20. do 22. decembra 1991.

Fotografija št. 1: Konstrukcija in balast za izvedbo statičnega obremenilnega testa



Fotografija št. 2: Detajl postavitve hidravličnih dvigalk in merskih mest na preizkusnem kolu

## 5.2. Potek vertikalnega obremenjevalnega kola

S statičnim vertikalnim obremenjevanjem kola se je pričelo 20. decembra 1990, tj. 30 dni po izdelavi (zabetoniranju) kola. Opazovanje preizkusnega kola pod statično obtežbo je trajalo skupaj 33 ur. Za določitev sovisnice med obtežbo in vertikalnimi pomiki glave kola je bil uporabljen t.i. ML test, pri katerem se obtežba na kol povečuje postopoma, tako da se prehod na višjo obtežbo izvrši šele takrat, ko se pomiki glave kola zaradi predhodne obtežbe dovolj umirijo.

Predvideno mejno obtežbo smo razdelili na sedem enakih delov, ki se nanašajo postopoma na kol. Pri tem morajo biti pomiki glave kola pri vsakem prirastku obtežbe manjši od 0,3 mm/uro. Kolikor so pomiki večji, je potrebno opazovanje glave kola podaljšati za toliko časa, da so pomiki manjši od 0,3 mm/uro oziroma opazovati posedke glave kola 24 ur. Na ta način se dobijo točke za nanos v diagram sovisnosti obtežba–posedek.

Preizkusni kol je bil v stopinjah po 300 kN obremenjevan do obtežbe 1200 kN. Opazovanje posedanja kola je trajalo v posamezni bremenski stopnji po 120 minut. Sledila je popolna razbremenitev kola v dveh stopnjah. Po merjenju premikov glave neobremenjenega kola v času 120 minut se je kol podobno kot v prvi obremenilni veji ponovno postopoma obremenil vse do testne obtežbe 2400 kN. Kol se je za tem dodatno obremenil v treh stopinjah do 3000 kN, v časovnih presledkih po 30 minut. Takoj za tem se je kol razbremenil v treh stopnjah po 30 minut do nične obtežbe. Razbremenjeni kol se je opazoval še 120 minut.

Rezultati opazovanja obremenjevanja so prikazani v preglednici 2.

Preglednica 2: Časovni potek obremenjevanja in razbremenjevanja preizkusnega kola ter rezultati opazovanja

| Obtežba (kN) | Čas opazovanja (minute) | Pomik glave kola (mm) | Pomik glave kola (mm/uro) |
|--------------|-------------------------|-----------------------|---------------------------|
| 300          | 120                     | 0,30                  | < 0,30                    |
| 600          | 120                     | 0,65                  | < 0,30                    |
| 900          | 120                     | 1,35                  | < 0,30                    |
| 1200         | 120                     | 2,30                  | < 0,30                    |
| 600          | 120                     | 1,70                  | < 0,30                    |
| 0            | 120                     | 0,00 (0,50)           | < 0,30                    |
| 300          | 120                     | 0,40 (0,91)           | < 0,30                    |
| 600          | 120                     | 0,70 (1,15)           | < 0,30                    |
| 900          | 120                     | 1,10 (1,50)           | < 0,30                    |
| 1200         | 120                     | 1,60 (2,05)           | < 0,30                    |
| 1500         | 120                     | 1,60 (3,25)           | < 0,30                    |
| 1800         | 120                     | 4,40 (4,85)           | 0,28                      |
| 2100         | 120                     | 6,40 (7,05)           | 0,51                      |
| 2400         | 120                     | 10,30 (10,80)         | 0,75                      |
| 2550         | 30                      | 12,20 (12,75)         | 2,30                      |
| 2700         | 30                      | 15,70 (16,25)         | 2,50                      |
| 3000         | 30                      | 22,65 (23,10)         | 6,50                      |
| 1800         | 30                      | 20,40 (20,90)         | < 0,30                    |
| 1200         | 30                      | 19,70 (20,20)         | < 0,30                    |
| 600          | 30                      | 18,70 (19,20)         | < 0,30                    |
| 0            | 120                     | 15,70 (16,20)         | 0,23                      |

**Opomba:**

V oklepaju so dejanske penetracije od začetne točke, pred oklepajem pa penetracije od začetka druge obremenilne veje.

### 5.3. Analiza rezultatov vertikalnega obremenjevanja

Statični obremenilni test je bil dejansko izveden po ML postopku le do bremenske stopnje 1800 kN, kjer so pomiki glave kola padli pod 0,3 mm/uro. Že v naslednji bremenski stopnji 2100 kN, pomiki glave kola v dveh urah niso padli pod 0,3 mm/uro, ampak so bili v rang 0,5 mm/uro. Menimo, da bi ob podaljšanem opazovanju tudi v tej bremenski stopnji pomiki padli v rang 0,3 mm/uro. Seveda bi bil v tem primeru pomik glave kola večji. Tako bi bil celoten pomik za ca. 0,7 mm večji od izmerjenega po 120 minutah, ki je bil 6,4 mm, če bi se v roku dveh ur pomiki umirili in padli pod 0,3 mm/uro.

Še večja razlika od zahtev ASTM standarda (ML postopek) je nastala v naslednji bremenski stopnji, ko je bila skupna obtežba 2400 kN. Po dveh urah opazovanja je bil v zadnji uri izmerjen pomik kola ca. 0,75 mm/uro, kar je za več kot dvakrat presežen kriterij.

Glede na to, da meritve pomikov glave kola v zadnji uri niso kazale tendence po umiritvi, menimo, da je pri nanosu obtežbe 2400 kN nastopila porušitev kola po zemljini.

Ker je bila bremenska stopnja izvedena trenutno in bi bilo že pri obremenitvi 2100 kN potrebno daljše opazovanje za umiritev pomikov pod dopustni kriterij, lahko sklepamo, da je porušitev kola nastopila nekje med 2100 kN in 2400 kN.

Vse nadaljnje bremenske stopnje so se izvajale v območju plastičnih deformacij zemljine (porušena zemljina). Tako je znašal pomik glave kola pri obremenitvi na bremenski stopnji 2550 kN, kjer se je kol opazoval le 30 minut, že 2 mm. Če zadnji del linije posedkov ekstrapoliramo, dobimo ca. 2,3 mm/uro, kar je 8-krat več, kot predpisuje standard. Pri maksimalni obremenitvi 3000 kN se je glava

kola v 30 minutah pomaknila že za ca. 7 mm. Po enakem postopku kot prej dobimo pomik ca. 6,5 mm/uro (21-krat več, kot predpisuje ASTM standard). Glede na to, da ni bilo opaziti trenda zmanjševanja oziroma umirjanja posedkov, menimo, da se je nahajala zemljina na konici in plašču kola pri vseh bremenskih stopnjah nad 2100 v porušenem stanju.

Pri razbremenitvi kola v treh bremenskih stopnjah od 3000 kN do 0 kN v 90 minutah je bila povratna deformacija v trenutku nične obtežbe 5,7 mm. Pri nadaljnjem opazovanju kola 120 minut se je kol dvignil še za 1,1 mm, z dvižkom 0,23 mm/uro. Skupni dvig kola je bil torej 6,95 mm.

Ob upoštevanju, da je elastična deformacija 26,5 m dolgega betonskega kola zaradi obtežbe 3000 kN velikostnega razreda 4,17 mm (pri tem je tudi upoštevan modul elastičnosti betona  $E_b = 38.000 \text{ MPa}$  in da ni odpora po plašču kola, ki stoji na togi podlagi), bi bile povratne elastične deformacije zemljine 1,53 mm ( $5,70 \text{ mm} - 4,17 \text{ mm} = 1,53 \text{ mm}$ ). Glede na to, da je bila elastična deformacija kola pri sili 3000 kN dejansko manjša od 4,17 mm (ker je del obtežbe ob plašču kola prevzemala zemljina), so elastične deformacije zemljine večje od 1,53 mm. Kolikor bi bil prenos obtežbe iz kola na zemljino enakomeren, bi se torej sam kol elastično skrčil le za 2 do 3 mm. To bi pomenilo elastične deformacije zemljine med 2,5 in 3,5 mm, kar se sklada z izkustvenimi vrednostmi elastičnih deformacij zemljine ob plašču kola.

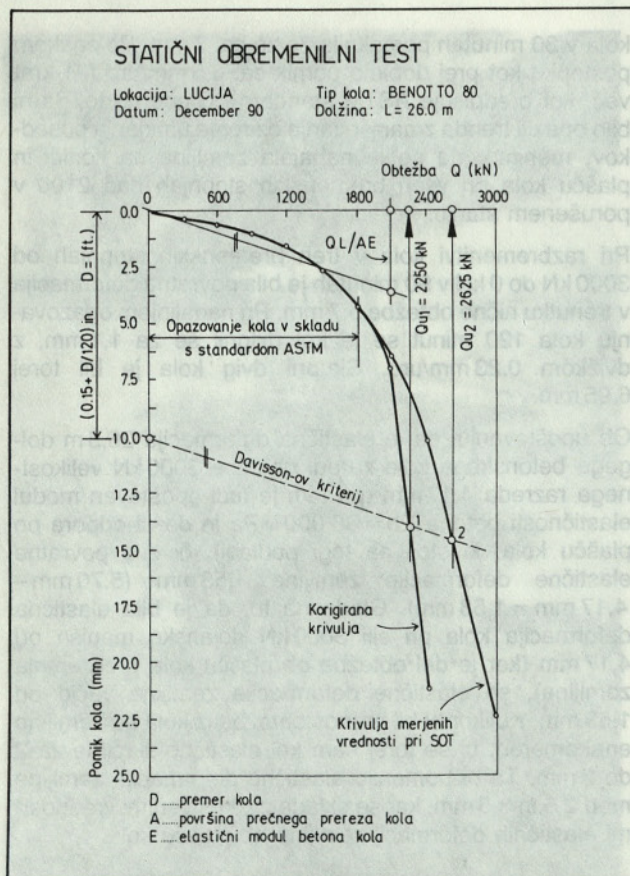
### 5.4. Vertikalna nosilnost kola

Ker je bil kol obremenjen v skladu z ASTM standardom (dodana je bila le vmesna razbremenilna veja) in so se pomiki glave kola umirili vse do obtežbe 2100 kN na manj kot 0,3 mm/uro (kjer bi se poseмки umirili po našem

mnenju po preteku nadaljnjih dveh ur opazovanja) ter dejstva, da se posedki pri obtežbi 2400 kN niso umirili oziroma niso kazali trenda umirjanja, lahko sklepamo, da je porušna vertikalna obremenitev kola nekje med obtežbama 2100 kN in 2400 kN.

Da bi lahko pridobili referenčne točke za določitev mejne nosilnosti kola po različnih avtorjih, smo morali na terenu izmerjene vrednosti (preglednica 2) od bremenske stopnje 1800 kN dalje korigirati z ekstrapolacijo pomikov.

Ocenili smo, da se pomiki pri bremenski stopnji 2100 kN zmanjšajo na 0,3 mm/uro, po dodatnih dveh urah opazovanja. Za bremensko stopnjo 2400 kN pa bi bilo potrebno (glede na zelo presežen kriterij) kol po ASTM opazovati 24 ali 48 ur. V našem primeru smo ocenili (ekstrapolacija), da bi se pomiki na uro po preteku 24 ur sicer zmanjšali, vendar je vprašanje, če bi se umirili do kriterija 0,3 mm/uro. Ne glede na to dobimo na ta način zadnjo referenčno točko za konstruiranje poteka sovisnice obtežba–pomik (preglednica 3 in slika 6). Upoštevani so bili samo pomiki druge obremenilne veje.



Slika 3: Rezultat statičnega obremenilnega testa: diagram obtežba–pomik za korigirano krivuljo po ASTM in krivuljo iz merjenih vrednosti na terenu (SOT) ter vrisano razliko pri določitvi mejne nosilnosti preizkusnega kola po kriteriju DAVISSON-a ( $Q_{u1}$  in  $Q_{u2}$ ).

Preglednica 3: Rezultati korigiranih podatkov druge obremenilne veje pri izvedbi SOT

| Obtežba (kN) | Čas opazovanja (minute) | Pomik glave kola (mm) | Pomik/uro (mm/uro) |
|--------------|-------------------------|-----------------------|--------------------|
| 300          | 120                     | 0,40                  | < 0,30             |
| 600          | 120                     | 0,70                  | < 0,30             |
| 900          | 120                     | 0,10                  | < 0,30             |
| 1200         | 120                     | 1,60                  | < 0,30             |
| 1800         | 120                     | 4,40                  | < 0,30             |
| 2100*        | 240                     | 7,10                  | > = 0,30           |
| 2400*        | 1440                    | 21,30                 | > = 0,30           |

Opomba:

\*... obtežbe pri katerih ni prišlo do umiritve pomikov glave kola v času opazovanja.

Končni rezultat statičnega obremenilnega testa je prikazan na sliki 3 (diagram obtežba–pomik) kjer sta narisani obe verziji posedkov (nekorigirani in korigirani).

### 5.5. Ovrednotenje mejne nosilnosti kola

Mejna nosilnost preiskovanega kola je bila na podlagi korigirane sovisnice obtežba–pomik (slika 3) ovrednotena po petih različnih, v svetu priznanih metodah. Rezultati so prikazani v spodnji preglednici 4.

Preglednica 4: Rezultati ovrednotenih mejnih nosilnosti na podlagi krivulje obtežba–pomik, dobljene iz SOT

| Metoda ovrednotenja mejne nosilnosti | Mejna nosilnost $Q_u$ (kN) |
|--------------------------------------|----------------------------|
| DIN                                  | 2475                       |
| MASTRONTUOMO                         | 2680                       |
| DAVISSON                             | 2250                       |
| NOSKOL                               | 2000                       |
| STOLLA                               | 1950                       |
| Povprečna mejna nosilnost            | 2270                       |

Na podlagi rezultatov ovrednotenih mejnih nosilnosti iz SOT lahko vzamemo kot referenčno mejno vertikalno statično nosilnost preizkusnega kola BENOTTO, premera 80 cm vrednost  $Q_u = 2270$  kN.

### 6. DINAMIČNI OBREMENILNI TEST

Znano je že, da je dinamični obremenilni test alternativa SOT, tj., da se dobi enak končni rezultat – statična vertikalna osna nosilnost kola. Vendar so nas v tej raziskavi zanimale tudi druge podrobnosti. Npr., koliko energije zabijala se prenese v kol, da ne bodo prekoračene napetosti, kakšna togost dušilnega materiala je najprimernejša za učinkovit prenos energije v kol, ali je bil oziroma ali se bo aktiviral celoten odpor zemljine, itd.

Ker je bila zemljina ob kolu pri izvajanju SOT porušena, smo na izvedbo DOT še nekaj časa počakali, da bi se zemljina v tem obdobju pretežno že povrnila v prvotno trdnostno-deformacijsko stanje, tako da se je DOT na preizkusnem kolu izvedel 18. januarja 1991, tj. 26 dni po koncu izvedbe SOT.

### 6.1. Izbor zabijalnega sistema z valovno analizo (WEAP)

Z namenom, da bi pri izvedbi DOT aktivirali celoten odpor (izvršili penetracijo kola minimalno 2,5 mm) in da pri tem ne bi poškodovali preizkusnega kola, smo izvedli niz valovnih analiz za ustrezní izbor zabijalnega sistema ter zabijala (določitev teže in višine padca bata prosto padnega zabijala).

Valovno analizo oziroma predvideno obnašanje preizkusnega kola med udarjanjem smo opravili z računalniškim programom WEAP, ki na podlagi modela zabijala in zabijalnega sistema ter modela kola in zemljine ovrednoti zabijalne napetosti, penetracijo kola na udarec zabijala, hitrost delovanja zabijala oziroma padec bata v odvisnosti od podane mejne vertikalne statične nosilnosti kola. V analizi smo upoštevali naslednje osnovne mejne pogoje:

- glede na pričakovano mejno nosilnost preizkusnega kola (na podlagi izračunov) so bile nosilnosti varirane od 1500 do 3000 kN.
- dolžina kola: 26,0 m
- penetracija kola v zemljini: 25,0 m
- prečni betonski prerez kola: 5024 cm<sup>2</sup>
- oblika modela kola: konstanten po celi dolžini
- oblika raznosa obremenitve po plašču kola: enakomerna
- odstotek nosilnosti na konici kola: 10 %.

Na podlagi priporočil iz priročnika za uporabo računalniškega programa WEAP (Wave Equation Analysis of Pile Foundation) in naših izkušenj so bile privzete ustrezne dinamične karakteristike zemljine (elastične deformacije in dušenje).

V analizah smo upoštevali različna zabijala. Kot najbolj smiselno se je izkazalo prosto padno zabijalo oziroma

utež, ki naj bi jo posebej za izvedbo testiranja preizkusnega kola skonstruirali in izdelali. Pri vseh ostalih zabijalih, ki so imela lažji bat oziroma utež, so bile natezne napetosti glede na dopustne večkratno prekoračene. Zato smo v podrobnejših analizah upoštevali težo bata zabijala ca. 120 kN, težo kape ca. 15 kN, togost dušilnega materiala zabijala 5000 kN/mm in maksimalno (teoretično) energijo zabijala 120 kN pri višini padca uteži  $h = 1,0$  m.

Učinkovitost prosto padnega zabijala oziroma uteži smo predvideli s koeficientom med 0,35 in 0,60. Višino padca uteži smo varirali od 0,50 do 1,0 m. Dušilni material kola (med glavo kola in kapo zabijala) je bil predviden kot sendvič (vezana plošča, mehek les, vezana plošča) v skupni debelini 100 mm s togostjo med 528 kN/mm do 1055 kN/mm.

V preglednici 5 so prikazani rezultati valovne analize za posamezne variante.

Dopustne napetosti med zabijanjem po priporočilih AASHTO 1983 (4) za armiranobetonske kole so za naš primer udarjanja preizkusnega kola BENOTTO, premera 80 cm v tlaku od 20–25 MPa in za nateg maksimalno do 3 MPa.

Ugotovljeno je bilo, da na podlagi rezultatov valovne analize izbrano zabijalo zadošča potrebam za aktiviranje celotnega odpora zemljine. Prav tako smo ugotovili, da dopustne napetosti v kolu niso presežene, če je predpostavljena mejna nosilnost preizkusnega kola od 1800 do 2400 kN.

### 6.2. Izdelava zabijalnega sistema

Vodilo za izdelavo prostopadnega zabijala so nam bili rezultati valovne analize. Želeli smo izdelati zabijalo, ki bi zahtevalo čimmanjše priprave na samem gradbišču, ki bi

| Višina padca uteži (m) | Nosilnost (kN) | Maks. t. napetost (MPa) | Maks. n. napetost (MPa) | BLCT/pos ud/m (mm/ud) |
|------------------------|----------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|
| Varianta 1<br>1,0      | 1800           | 10,05                   | -3,36                   | 246 (4,0)             |
|                        | 2100           | 10,08                   | -2,97                   | 289 (3,4)             |
|                        | 2500           | 10,18                   | -2,54                   | 377 (2,6)             |
| Varianta 2<br>1,0      | 1800           | 13,04                   | -4,88                   | 160 (6,2)             |
|                        | 2100           | 13,11                   | -4,28                   | 183 (5,4)             |
|                        | 2500           | 13,19                   | -3,55                   | 221 (4,5)             |
| Varianta 3<br>0,5      | 1800           | 9,32                    | -3,18                   | 283 (3,5)             |
|                        | 2100           | 9,36                    | -2,82                   | 337 (2,9)             |
|                        | 2500           | 9,44                    | -2,43                   | 453 (2,2)             |
| Varianta 4<br>1,0      | 1800           | 10,44                   | -2,59                   | 171 (5,8)             |
|                        | 2100           | 10,49                   | -2,05                   | 207 (4,8)             |
|                        | 2500           | 10,56                   | -1,70                   | 256 (3,9)             |
| Varianta 5<br>0,5      | 1800           | 7,38                    | -1,59                   | 344 (2,9)             |
|                        | 2100           | 7,43                    | -1,39                   | 444 (2,2)             |
|                        | 2500           | 7,48                    | -0,99                   | 645 (1,5)             |
| Varianta 6<br>1,0      | 1800           | 9,58                    | -3,03                   | 255 (3,9)             |
|                        | 2100           | 9,63                    | -2,63                   | 308 (3,2)             |
|                        | 2500           | 9,70                    | -2,19                   | 400 (2,5)             |

#### Opombe:

V posameznih variantah analize smo uporabili kombinacije različnih vrednosti za izkoriščenost zabijala (EFF), višine padca zabijala (STR) in togost dušilnega materiala kola (PCH). Tako smo npr. pri 1. varianti izbrali vrednost EFF = 0,35, STR = 1,0 m in PCH = 1055 kN/mm, pri 3. varianti EFF = 0,60, STR = 0,50 m in PCH = 1055 kN/mm, ter pri 5. varianti EFF = 0,60, STR = 0,50 m in PCH = 528 kN/mm.

Preglednica 5: Vrednost maksimalne tlačne in natezne napetosti, posedki kola na udarec zabijala in dosežena mejna nosilnost pri penetraciji kola v tleh za posamezno varianto

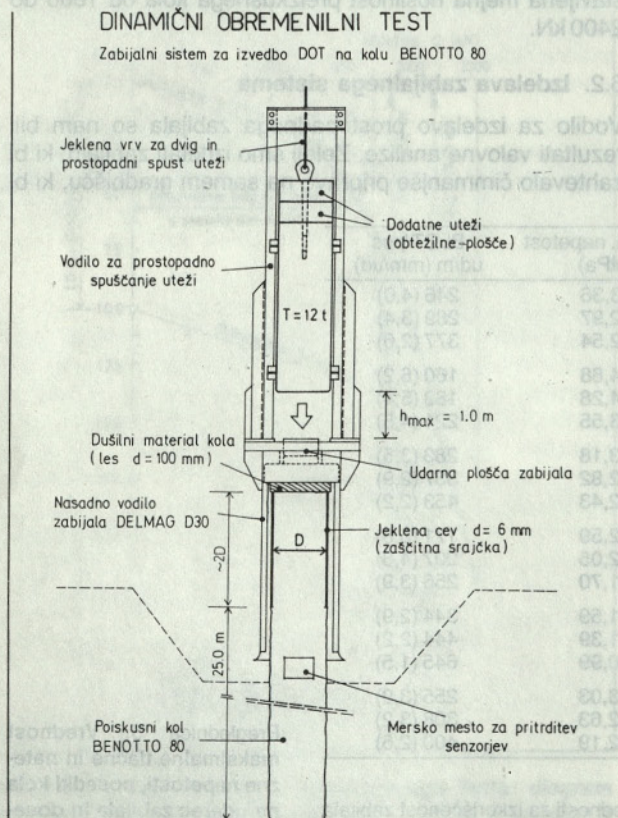
bilo ceneno in pri katerem bi lahko čimbolj enostavno kontrolirali padec uteži.

Za ta namen smo v železarni Jesenice nabavili »bramo« (odlitek manj kakovostnega jekla za ponovno predelavo) dimenzij  $650 \times 1115 \times 1800$  mm in skupne teže ca. 9200 kg. Brama je bila rahlo konične oblike. Udarno površino na ožjem delu smo bombirali (zaokrožili) tako, da je bil na sredini najbolj izbočen del. Na vsaki strani brame smo pritrtili po dve kratki vodili, ki imata funkcijo drsenja po glavnem vodilu. Ker teža brame ni bila dovolj velika, smo predvidevali dodatne obtežilne plošče na vrhu.

Izdelan je bil načrt prostopadnega zabijala z vodili. Glavno vodilo je sestavljeno iz dveh ojačenih U profilov, ki sta zgoraj povezana z dvojnimi prečnimi U profilom, spodaj pa pritrjena na obstoječe nasadno vodilo dizelskega zabijala DELMAG D30. Nasadno vodilo prirejeno za zabijanje kolov z maksimalnim premerom 812 mm je ustrezalo našim potrebam.

V nasadnem vodilu je med udarno ploščo in kapo (ki leži na kolu) dušilni material zabijala, ki je bil v tem primeru sestavljen iz 5 cm debelega navitja jeklene vrvi.

Na vrhu uteži smo pritrtili kljuko za dvig. Za samo montažo in izvedbo udarca po glavi kola smo potrebovali avtodvigalo kapacitete 50 ton z možnostjo prostopadnega spuščanja bremena.



Slika 4: Shema zabijalnega sistema za izvedbo DOT na preizkusnem kolu BENOTTO premera 80 cm

### 6.3. Opis metode izvedbe dinamičnega obremenilnega testa

DOT je sestavljen iz dveh osnovnih delov. Prvi del zajema pridobivanje podatkov na terenu z uporabo analizatorja zabijanja kolov – PDA (Pile Driving Analyser), drugi del pa analizo pridobljenih podatkov v laboratoriju na računalniku z za ta namen izdelanim programom CAPWAP (CAse Pile Wave Analysis Program) (9, 13).

V prvem delu izvedbe testa se na kol, ki se zabija oziroma udarja, pritrtdita dva para senzorjev za merjenje deformacij in pospeškov. Senzorji so pritrjeni osno simetrično na vsaki strani, ca. 2 premera pod glavo kola. Pritrtditev senzorjev na kol poteka zelo hitro in v kakršnihkoli vremenskih razmerah. Z zabijalom povzročeni tlačni napetostni val potuje po kolu navzdol ter se po odboju na konici vrača nazaj gor. S senzorji zaznani napetostni valovi se prek PDA-ja obdelajo, tako da dobimo ob vsakem udarcu zabijala na osciloskopu takojšen prikaz poteka sile in hitrosti pomika merskega mesta v odvisnosti od časa. Vsi podatki se snemajo, da jih po zabijanju ponovno podrobno analiziramo.

Po izvedbi meritev na terenu se posneti analogni podatki sile in pospeška digitalizirajo za računalniško analizo na računalniku s CAPWAP programom. CAPWAP je v bistvu analitična metoda kombinacije podatkov terenskih meritev z rešitvijo valovne enačbe za izračun mejne nosilnosti kola. Za izvedbo CAPWAP analize se modelirani kol in zemljina injicirata z eno izmed merjenih krivulj ter z iteracijami (spreminjanjem modela kola in zemljine) išče najboljši približek dejanski oziroma drugi merjeni krivulji. Z zadovoljivim približkom merjeni krivulji so znane lastnosti modela zemljine in mejna nosilnost testiranega kola. S postopnim obremenjevanjem tako določenega modela kola in zemljine (računalniška simulacija statičnega obremenilnega testa) dobimo sovisnico obtežba–pomik testiranega kola.

Podrobneje je postopek meritev in obdelave podatkov skupaj z matematičnimi in numeričnimi nastavki predstavljen v nalogi (10) z naslovom Dokazovanje nosilnosti elementov za temeljenje z dinamičnimi meritvami in v člankih (8, 9).

Metoda meritev je standardizirana s standardom ASTM D4945-89.

### 6.4. Izvedba dinamičnega obremenilnega testa in meritev na terenu

DOT se je skupaj z meritvami pričel izvajati, kot je bilo že prej omenjeno ca. en mesec po koncu izvedbe SOT. Po odstranitvi balasta, ki je bil potreben za izvedbo SOT, se je ob kolu izvedel odkop zemljine do globine ca. 1,8 m od površine terena. Izkop je bil izveden zaradi pritrtditve senzorjev in zaradi postavitve nasadnega vodila. Senzorji so bili pritrtdeni ca. 1,9 m pod glavo kola. Kol je segal v zemljino pred pričetkom izvedbe meritev 24,0 m.

Po postavitvi in montaži prostopadnega zabijala (fotografije št. 3 in 4) smo pričeli s serijo udarcev po glavi kola. Skupno je bilo izvedeno 12 udarcev z enojnim in dvojnimi

dušilnim materialom kola in različno višino padca uteži. V preglednici 6 je prikazan potek udarjanja po preizkusnem kolu. Posedke kola smo merili s preciznim nivelirjem.



Fotografija št. 3: Dvig in nastavljanje uteži v vertikalna vodila

Preglednica 6: Potek udarjanja po preizkusnem kolu pri izvedbi DOT

| Številka udarca | Dušilni material kola | Višina padca uteži (cm) | Pomik kola (mm) |
|-----------------|-----------------------|-------------------------|-----------------|
| 1               | 2                     | 40                      | 0,0             |
| 2               | 2                     | 60                      | 0,0             |
| 3               | 2                     | 70                      | 0,0             |
| 4               | 1                     | 50                      | 0,0             |
| 5               | 1                     | 80                      | 1,0             |
| 6               | 1                     | 100                     | 1,5             |
| 7               | 1                     | 100                     | 2,5             |
| 8               | 1                     | 100                     | 3,0             |
| 9               | 1                     | 100                     | 3,5             |
| 10              | 1                     | 100                     | 3,5             |
| 11              | 1                     | 100                     | 4,0             |
| 12              | 1                     | 100                     | 4,0             |

Opomba:

Oznake dušilnih materialov:

1 – enojni sendvič iz mehkega lesa debeline 100 mm

2 – dvojni sendvič iz mehkega lesa debeline 200 mm

### 6.5. Analiza rezultatov dinamičnega obremenilnega testa

Kot je razvidno iz preglednice 6, smo z udarjanjem začeli pri višini padca zabijala 40 cm in dvojnimi dušilnim materialom. Pri takem udarcu je prišlo le do minimalnega prenosa energije v kol. Večji del energije se je udušil v zabijalnem sistemu in ni aktiviral odpora zemljine kljub višanju padca uteži do višine 70 cm. Zato smo se odločili, da en dušilni material kola odstranimo in raziskavo nadaljujemo z enojnim dušilnim materialom. Z večanjem padca zabijala do višine 100 cm smo pri udarcu št. 7 oziroma št. 8 aktivirali odpor po plašču kola. Stalni pomik je znašal 3 mm. Z vsakim nadaljnjim udarcem pri isti višini (maksimalno 100 cm) je bila prenešana energija večja in temu primeren tudi pogrezek kola. Razlog za to je stiskanje oziroma povečevanje togosti dušilnega materiala kola.

Med testiranjem smo opazovali tudi napetosti v kolu. Ugotovili smo, da so se v preizkusnem kolu med udarjanjem po glavi pojavile maksimalne (tlačne) napetosti od 8,8 do 9,5 MPa (po AASHTO so dopustne 20 MPa) in minimalne (natezne) napetosti v okviru 1,2 MPa (po AASHTO so dopustne 3 MPa).



Fotografija št. 4: Zaključna montaža prostopadnega zabijala teže 120 kN za izvedbo dinamičnega obremenilnega testa

Za realno določitev mejne nosilnosti z DOT preiskovalnega kola je bilo potrebno izbrati udarec, ki je v celoti aktiviral odpor zemljine vzdolž kola. To pomeni, da je moral biti stalni pogrezek kola najmanj 2–3 mm na udarec uteži. V našem primeru se je odpor najprej aktiviral pri udarcu številka 7 in 8 (glej preglednico 6).

Podatki od obeh izbranih udarcev so bili obdelani s CAPWAP analizo in so prikazani v preglednici 7.

Preglednica 7: **Rezultati računalniške analize CAPWAP (mejna nosilnost, nosilnost plašča in konice, karakteristike zemljine, itd.)**

| Številka udarca | Elast. deformacija zemljine (mm) |        | Dušenje zemljine (s/m) |        | CAPWAP nosilnost |             |             |
|-----------------|----------------------------------|--------|------------------------|--------|------------------|-------------|-------------|
|                 | plašč                            | konica | plašč                  | konica | plašč (kN)       | konica (kN) | skupaj (kN) |
| 7               | 2,5                              | 1,6    | 1,7                    | 0,8    | 2012             | 426         | 2438        |
| 8               | 2,5                              | 2,8    | 1,6                    | 1,4    | 1902             | 334         | 2236        |

Med testiranjem preizkusnega kola je bila izmerjena povprečna prenesena energija v kol ca. 18,5 kNm, pri višini padca bata ca. 1 m. Ostale vrednosti, s katerimi smo lahko ocenjevali delovanje zabijala, pa so prikazane v spodnji preglednici 8.

Preglednica 8: **Rezultati računalniške analize CAPWAP (delovanje zabijala)**

| Številka udarca | Maks. sila (kN) | Min. sila (kN) | Maks. prenesena energija (kNm) | Izkoristek zabijala (%) | Višina padca uteži (cm) | BLCT (št./m) |
|-----------------|-----------------|----------------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------|
| 7               | 4750            | -590           | 19,2                           | 16,0                    | 100                     | 400          |
| 8               | 4500            | -590           | 18,2                           | 15,2                    | 100                     | 340          |

Opomba:

BLCT – število udarcev zabijala za meter penetracije kola

Rezultati DOT (CAPWAP analiza) za udarec št. 7 in za udarec št. 8 so v grafični obliki sovisnice obtežba–pomik, podani na sliki 5.

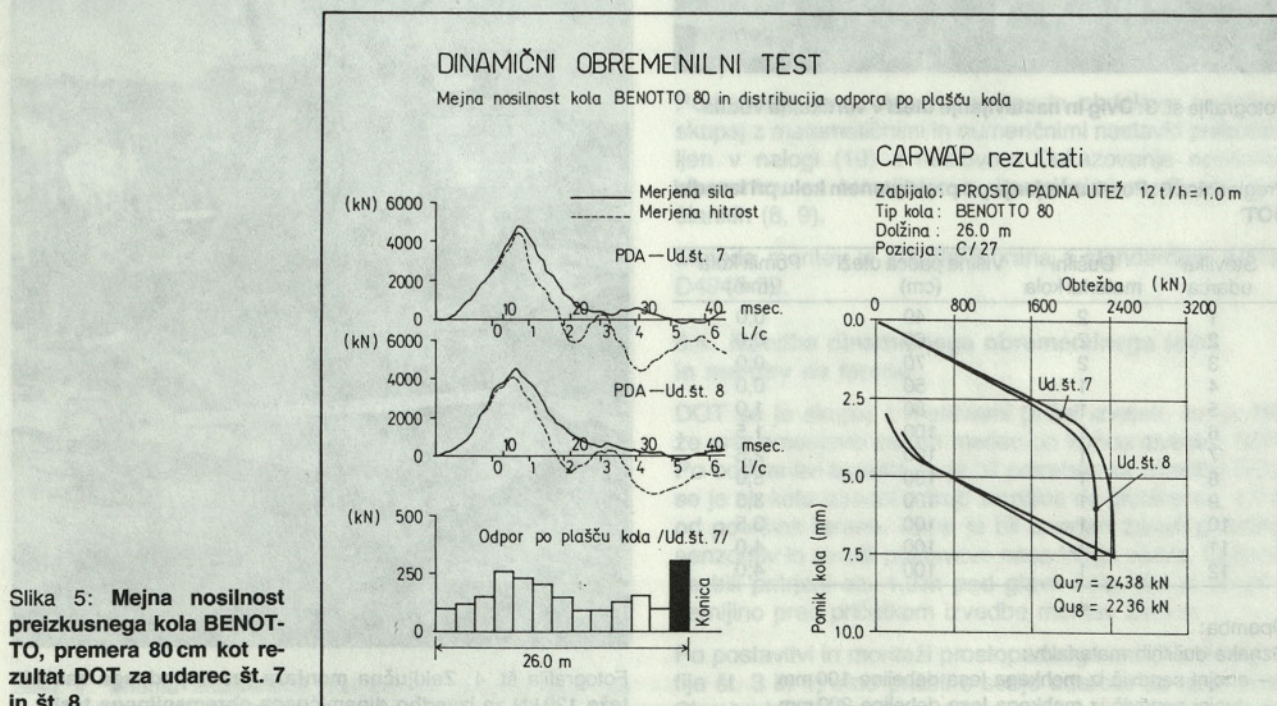
Razlika med določenima mejnima nosilnostma, ki nastopa pri obeh udarcih, je verjetno rezultat popuščanja zemljine ob plašču kola. Verjetno bi CAPWAP analiza pokazala še malo večjo nosilnost po plašču, če bi že z enim izmed prejšnjih udarcev aktivirali celoten odpor po plašču. Vendar bi bila razlika le za nekaj kN. Zato smo lahko privzeli kot mejno nosilnost, določeno z DOT, kar rezultate analize za udarec št. 7, tj. vrednost 2438 kN.

Tudi v primeru, ko na sovisnici obtežba–pomik, dobljeno pri računalniški simulaciji SOT (kot končnega rezultata CAPWAP analize), ovrednotimo mejno nosilnost kola po prej navedenih priznanih metodah (preglednica 4), dobimo enako mejno nosilnost, kot je bila določena po CAPWAP analizi. Vzrok za to je, da pri določeni obremenitvi posedki limitirajo proti neskončnosti oziroma do točke razbremenitve.

## 7. PRIMERJAVA REZULTATOV

Vse analize in preiskave v raziskovalni nalogi so bile izvedene z namenom, da se ugotovi oziroma določi mejna nosilnost kola in neposredno primerja rezultate, določene iz SOT in DOT.

Vedno se je najprej potrebno odločiti, katera je »prava« mejna nosilnost preiskovanega kola. Vsekakor se moramo opredeliti na podlagi rezultatov meritev pri SOT, kot »najbolj zanesljivi preiskavi«. Za osnovo moramo imeti korektno oziroma ustrezno izvedeno obremenjevanje in tako pridobljeno referenčno sovisnico obtežba–pomik.



Slika 5: **Mejna nosilnost preizkusnega kola BENOTTO, premera 80 cm kot rezultat DOT za udarec št. 7 in št. 8**



Ker v našem primeru SOT ni bil izveden v celoti po ML postopku (od obremenitve 2100 kN naprej), je bilo potrebno rezultate ekstrapolirati in tako dobiti ustrezne točke za referenčno sovisnico obtežba–pomik.

Mogoče se postavlja vprašanje, zakaj je bilo to sploh potrebno. Odgovor je naslednji: »Če bi pri obremenitvah, ko je že v celoti aktiviran odpor zemljine (zemljina je po plašču kola že prestrižena) obremenitev nenadoma povečali še za npr. 100% in opazovali pogrezek kola le npr. 5 minut, bi na ta način pridobili točko na diagramu obtežba–pomik, ki bi povsem spremenila obliko krivulje.« Tako bi dobili tudi večje (nerealne) rezultate mejne vrednosti po kateremkoli v svetu priznanem postopku.

Tak primer je prikazan na sliki 3. Na isti sovisnici sta narisani krivulji korektno izvedenega obremenjevanja (v našem primeru korigirani rezultati posedkov od bremenske stopnje 2100 kN naprej) in obremenjevanja, pri katerem se posedki niso umirili. Določitev mejne nosilnosti kola (npr. po DAVISSON-u) izkazuje razliko ca. 17%.

V preglednicah 9 in 10 so zbrani vsi rezultati določitve nosilnosti preizkusnega kola.

Preglednica 9: Rezultati ovrednotenih mejnih in dopustnih nosilnosti za preizkusni kol BENOTTO, premera 80 cm

| Način raziskave oz. izračuna | Metoda ovrednotenja mejne nosilnosti | Mejna nosilnost $Q_m$ (kN) |
|------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|
| SOT                          | * Povprečje                          | 2270                       |
| DOT                          | CAPWAP                               | 2438                       |
| Izračun iz CPT               | SGRD                                 | 2194                       |
| Izračun iz CPT               | TANG                                 | 2611                       |

Opomba:

SOT – statični obremenilni test

DOT – dinamični obremenilni test

\* povprečje nosilnosti, ovrednotenih po preglednici 4

Preglednica 10: Rezultati ovrednotenih dopustnih nosilnosti z upoštevanjem količnika varnosti  $F = 2$  pri SOT in DOT.

| Način raziskave oz. izračuna | Metoda ovrednotenja dopustne obremenitve | Dopustna nosilnost $Q_d$ (kN) |
|------------------------------|--|-------------------------------|
| SOT                          | Povprečje/ $F = 2,0$                     | 1135                          |
| DOT                          | CAPWAP/ $F = 2,0$                        | 1219                          |
| SV-LAB                       | ** MEYERHOF                              | 1359                          |

Opomba:

SOT – statični obremenilni test

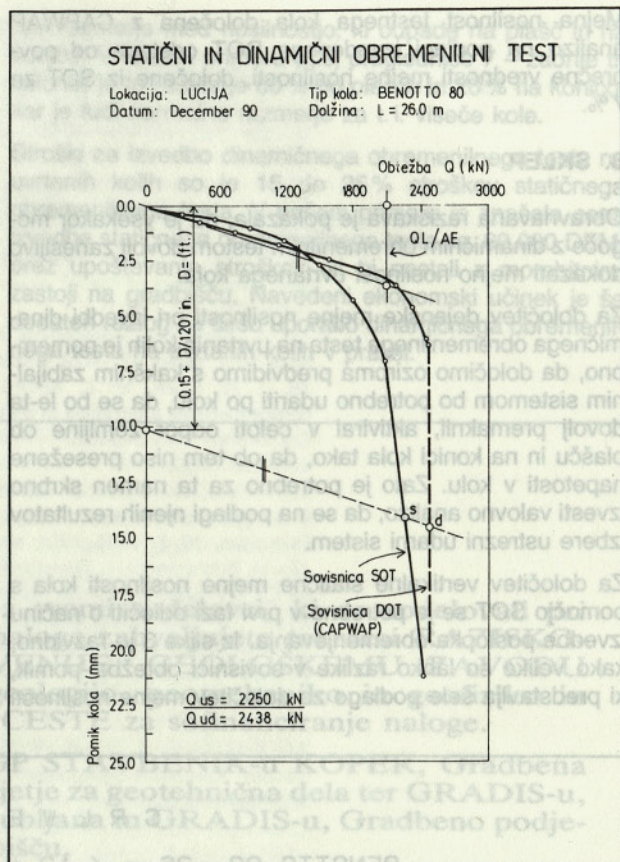
DOT – dinamični obremenilni test

SV-LAB – sondažne vrtnine in laboratorij

\*\* rezultati izračuna po predpisih (Uradni list SFRJ, št. 15/90)

Slika 6 prikazuje primerjavo med sovisnicama obtežba–pomik za preizkusni kol iz rezultatov SOT in DOT. Krivulja, ki predstavlja SOT, je do bremenske stopnje 1200 kN višja, od tod dalje pa nižja od krivulje določene z DOT. Razlog za to je lezenje zemljine pod obtežbo, ki se pri počasnem obremenjevanju (v primeru SOT) lahko razvije, pri hitrem obremenjevanju (v primeru DOT) pa ne.

Iz preglednice 4 je razvidno, da so razlike med minimalno



Slika 6: Primerjava rezultatov SOT in DOT v obliki sovisnice obtežba–pomik za preizkusni kol BENOTTO, premera 80 cm z določitvijo mejne nosilnosti po metodi DAVISSON-a

in maksimalno ovrednoteno mejno nosilnostjo ca. 37%. Največje odstopanje od srednje vrednosti pa je še vedno 18%. Na podlagi tega ugotavljamo, da mejna nosilnost kola tudi na podlagi SOT ni enolično določljiva, razen za natančno določen sistem obremenjevanja in natančno določeno metodo določitve mejne nosilnosti.

V našem primeru se DAVISSON-ov kriterij določitve mejne nosilnosti kola najbolj ujema s povprečno mejno nosilnostjo. Razlika med povprečno vrednostjo mejne nosilnosti na podlagi SOT (2270 kN) in mejno nosilnostjo na podlagi DOT (2438 kN) je precej manjša kot med posameznimi priznanimi postopki določitve mejne nosilnosti na podlagi sovisnice obtežba–pomik pri SOT (glej preglednico 4 in 9).

Primerjava rezultatov analitičnih izračunov mejne nosilnosti preizkusnega kola kaže, da so najbližje vrednosti, pridobljene na podlagi postopka oziroma t.i. predloga SGRD iz rezultatov preiskave s konusnim statičnim penetrometrom (CPT). Razlika med rezultatom izračuna SGRD in povprečno vrednostjo mejne nosilnosti iz SOT je samo 3,3%. Seveda je ta primerjava narejena za en primer testiranja, tako da bodo kasnejše primerjave, iz več tako izvedenih testov, podale bolj zanesljivo napoved oziroma presojo na podlagi izračuna iz in-situ podatkov CPT.

Mejna nosilnost testnega kola določena z CAPWAP analizo na podlagi izvedenega DOT odstopa od povprečne vrednosti mejne nosilnosti, določene iz SOT za 7%.

**8. SKLEP**

Obravnavana raziskava je pokazala, da je vsekakor mogoče z dinamičnim obremenilnim testom dovolj zanesljivo dokazati mejno nosilnost uvrtanega kola.

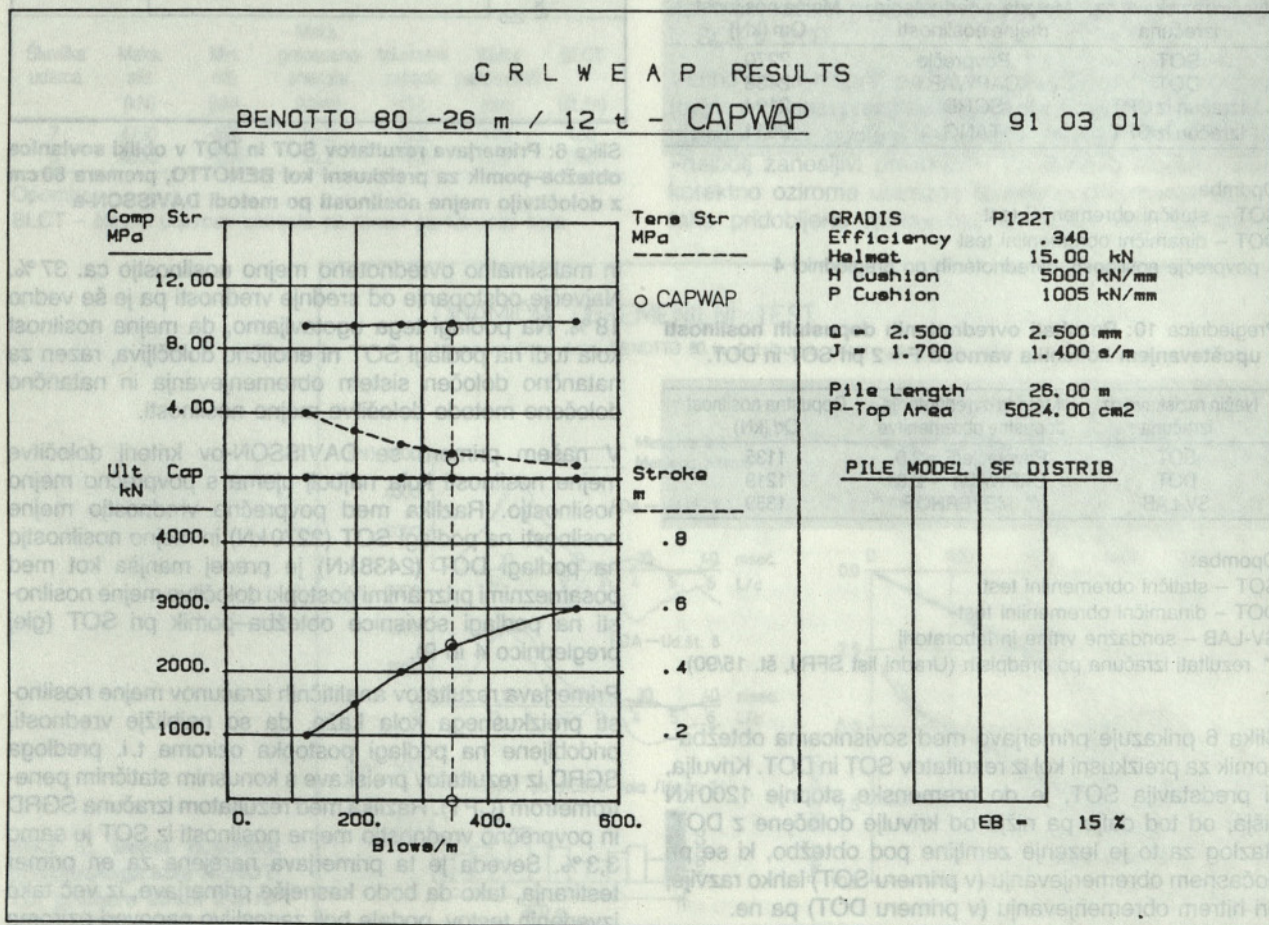
Za določitev dejanske mejne nosilnosti pri izvedbi dinamičnega obremenilnega testa na uvrtnih kolid je pomembno, da določimo oziroma predvidimo s kakšnim zabijalnim sistemom bo potrebno udariti po kolu, da se bo le-ta dovolj premaknil, aktiviral v celoti odpor zemljine ob plašču in na konici kola tako, da ob tem niso presežene napetosti v kolu. Zato je potrebno za ta namen skrbno izvesti valovno analizo, da se na podlagi njenih rezultatov izbere ustrezní udarni sistem.

Za določitev vertikalne statične mejne nosilnosti kola s pomočjo SOT se je potrebno v prvi fazi odločiti o načinu izvedbe postopka obremenjevanja. Iz slike 3 je razvidno, kako velike so lahko razlike v sovisnici obtežba-pomik, ki predstavlja šele podlago za določitev mejne nosilnosti

kola, ki jo lahko določimo na več priznanih načinov. Zato sva avtorja želela tudi z nekoliko podrobnejšim opisom poteka SOT na preizkusnem kolu opozoriti na pomembnost korektnega – pravilnega izvajanja SOT v smislu izbranega standarda.

DOT je bil izveden s prostopadnim zabijalom, ki je bil modeliran na podlagi vrste valovnih analiz. Po ovrednotenju rezultatov DOT (CAPWAP analiza) smo ugotovili, da je bila predpostavljena efektivnost (izkoristek) zabijala previsoka. Izkazalo se je, da je v našem primeru dejanska prenesena energija iz zabijala v preizkusni kol le ca. 16% potencialne energije zabijala. Tako nizek izkoristek je posledica izgub energije v zabijalnem sistemu kot npr. zaradi trenja ob vodilih pri prostopadnem spuščanju uteži, dušenju na udarni plošči zaradi dušilnega materiala v nasadnem vodilu zabijala, nadalje zaradi dušenja na glavi, kjer je dušilni material kola itd. Večji delež izgube pa predstavlja verjetno nepopoln prosti pad, ker avtodvigalo ne more takoj (trenutno) sprostiti vrvi za spust uteži.

Na podlagi rezultatov CAPWAP popravljena valovna analiza (kot podatek je bil upoštevan dejanski na terenu izmerjen izkoristek zabijala oziroma uteži) daje povsem korektno rezultate za napetosti in penetracijo kola, kar je prikazano grafu na sliki 7.



Slika 7: Rezultati korigirane valovne analize (CAPWEAP) v grafični obliki z vnesenimi dejanskimi rezultati CAPWAP analize

Potrebno je omeniti, da je DOT na uvrtnih kolih z ovrednotenjem mejne nosilnosti kola možno korektno izvesti le v primerih, ko z udarcem v celoti aktiviramo odpor zemljine ob plašču in na konici kola (s tem dosežemo porušitev kola po zemljini). To so v glavnem primeri kolov, ki večji delež obremenitve prenašajo po plašču (viseči koli). Seveda pa je možno z DOT (kot v večini primerov izvedenih SOT v praksi) kontrolirati oziroma dokazati samo projektirano obremenitev kola (v primeru stoječih kolov).

Z DOT je mogoče na podlagi CAPWAP analize določiti

tudi razmerje med nosilnostjo, ki odpade na plašč in na konico. V našem primeru (glej preglednico 7 – zadnje tri kolone) je to razmerje 80% po plašču in 20% na konico, kar je tudi normalno razmerje za t. i. viseče kole.

Stroški za izvedbo dinamičnega obremenilnega testa na uvrtnih kolih so le 15 do 25% stroškov statičnega obremenilnega testa. V našem primeru je znašala cena izvedbe statičnega obremenilnega testa ca. 60.000 DEM, brez upoštevanja stroškov, ki bi nastali z morebitnimi zastoji na gradbišču. Navedeni ekonomski učinek je še dodaten razlog za širšo uporabo dinamičnega obremenilnega testa na uvrtnih kolih v praksi.

## ZAHVALA

Avtorja prispevka se skupaj z vsemi sodelavci, ki so sodelovali pri uspešni izvedbi raziskovalne naloge zahvaljujeta takratni RAZISKOVALNI SKUPNOSTI SLOVENIJE, GEOLOŠKEMU ZAVODU LJUBLJANA, Inštitutu za geologijo, geomehaniko in geofiziko in REPUBLIŠKI UPRAVI ZA CESTE za sofinanciranje naloge.

Posebej se še zahvaljujema SGP STAVBENIK-u KOPER, Gradbena operativa Obala, GZL-ju, Podjetje za geotehnična dela ter GRADIS-u, Strojno prometna operativa Ljubljana in GRADIS-u, Gradbeno podjetje Koper, za pomoč na gradbišču.

## LITERATURA

1. ASTM D1143-81: Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load (1981).
2. ASTM D4945-89: Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles (1989).
3. J. L. Briaud, Dynamic and Static Testing of nine Drilled Shafts, Geotechnical News, Vol. 9, No. 4, December 1991, strani 65–67 (1991).
4. H. C. Fisher, Stress wave theory for pile driving applications, Second international conference on the application of stress wave theory on piles, Stockholm, 27.–30. 5. 1984, Sweden, 32 strani (1984).
5. J. M. Amir, Wave velocity in young concrete, Third International Conference on the Application of stress wave theory on piles, Ottawa, 25.–27. 5. 1988, Canada, strani 911–912 (1988).
6. GEOTEHNIČNO POROČILO o pogojih temeljenja objektov Avtobusne postaje Lucija pri Portorožu, GZL, št.: J-II-30d/b1-1/5511, april 1990.
7. G. E. Likins, M. Hussein, F. Rausche: Design and testing of pile foundations, GRL & Associates, Inc., Cleveland, USA, Application of stress-wave theory to piles, Third International Conference, Ottawa 25.–27. 5. 1988, Canada, strani 644–658 (1988).
8. G. Strniša, I. Lesjak: Određivanje statičke nosivosti šipova pomoću dinamičkih ispitivanja sa analizatorom, XVI. Savetovanje JDMTF, Knjiga III, Arandelovac, 5.–8. 11. 1986, strani 145–161 (1986).
9. G. Strniša, I. Lesjak: Metod »CAPWAP/C« kao alternativa statičkim probnim opterećenjima šipova, XVI. Savetovanje JDMTF, Knjiga III, Arandelovac, 5.–8. 11. 1986, strani 171–186 (1986).
10. G. Strniša: Dokazovanje nosilnosti elementov za temeljenje z dinamičnimi meritvami, Raziskovalna naloga, GIP GRADIS Raziskovalna enota, Posebna raziskovalna skupnost za graditeljstvo PORS-6, Ljubljana, št. pogodbe 06-2685-157-88, 1. del 55 strani, 2. del 113 strani in 3. del 131 strani (1986, 1987, 1988).

11. G. Strniša: Napovedovanje sprememb nosilnosti kolov s PDA in CPT, Raziskovalna naloga, GIP GRADIS Raziskovalna enota, Posebna raziskovalna skupnost za graditeljstvo PORS-6, Ljubljana, št. pogodbe 06-2685-157-89, 76 strani (1989).
12. G. Strniša: Uporabnost statičnih penetrometerskih preiskav za globoko temeljenje, Raziskovalna naloga, GIP GRADIS Raziskovalna enota, Posebna raziskovalna skupnost za graditeljstvo PORS-6, Ljubljana, 47 strani (1984).
13. G. Vogrinčič: Temeljenje na koleh, IMFM – Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Laboratorij za mehaniko tal, Zbornik 6. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 27.–28. 9. 1985, strani 191–211 (1985).
14. I. Ajdič, G. Strniša: Pile bearing capacity prediction with cone penetration test and dynamic loading test, Proceeding of the 4<sup>th</sup> International Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa, Italy, strani 451–456 (1991).
15. J. Dunclicliff: Geotechnical instrumentation for monitoring field performance, John Wiley & Sons, New York, strani 467–479 (1988).
16. J. N. Mure, M. L. Kinghtley, C.-J. Gravare, I. Hermansson: CAPWAP-an economic and comprehensive alternative to traditional methods of load testing of piles, Proceeding of the International Conference on Advances in Piling and Ground for Foundations, ICE, London, 2.–4. 3. 1983, strani 225–232 (1983).
17. K. Uto, M. Fuyuki, M. Sakurai: Dynamic Bearing Capacity, Wave Theory, Pile Driving Control, Proceeding of the International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles, Vol. 1, San Francisco, 10. 8. 1985, USA, strani 201–204 (1985).
18. M. Bustamante, L. Gianceselli: Pile bearing capacity prediction by means of cone static penetrometer CPT, Proceeding of the Second European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, Amsterdam, 24.–27. 5. 1982, strani 493–500 (1982).
19. OBREMENILNA PREIZKUŠNJA armiranobetonskega uvrтанega kola 80 cm na lokaciji »Avtobusne postaje« v Luciji, GZL, št.: J-II-d/b1-3/5511-b, januar 1991.
20. PROJEKT TEMELJENJA NA PILOTIH, »Avtobusne postaje« v Luciji, GZL, št.: J-II-30d/b1-2/5511a, avgust 1990.
21. X. J. Tang, J. Zhou, Y. Xie: Prediction of limit load of driven pile by CPT, Proceeding of the Second European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, Amsterdam, 24.–27. 5. 1982, strani 957–961 (1982).

# INFORMACIJA V ZVEZI Z USTANOVITVIJO SLOVENSKEGA GEOTEHNIČNEGA DRUŠTVA

## Uvod

Geomehanika obravnava deformacijske in stabilnostne probleme zemljin in kamnin ter objektov, postavljenih na zemeljskem površju ali pod njim (v notranjosti). Tako kot splošna mehanika je tudi geomehanika deduktivna veda. Geomehanske analize izvajamo na podlagi aksiomov, poenostavljenih splošnih eksperimentalnih ugotovitev. Vendar je zaradi heterogenosti večine talnih plasti oziroma njihove sestave potrebno, da se izsledki, ki jih z matematičnimi dedukcijami in z uvedbo fizikalno-mehanskih značilnosti geološkega materiala dobimo, preverjajo glede na podrobne ugotovitve sondiranja in geotehničnega laboratorijskega ali »in situ« raziskovanja. Prav zaradi velike heterogenosti materialov zemeljskega površja ali neposredne notranjosti in zaradi soodvisnosti najrazličnejših procesov, ki so v zvezi z geološkim, mineraloškim, kemičnim in fizikalno-mehanskim sestavom ter atmosferskimi in hidrološkimi vplivi, kakor tudi glede na soodvisnost med deformacijami ter obsegom, vrsto in zahtevano trdnostjo ali stabilnostjo objektov, ki jih na zemeljskem površju postavljamo ali pod njim ukopavamo, so pogosto natančnejše napovedi deformacij ali stabilnosti, kljub vse bolj pogosto uporabljanim uspešnim matematičnim sredstvom, predvsem sodobnih računalnikov, še vedno dokaj problematične.

Geomehanika je izrazito interdisciplinarna veda: na njenem področju delajo gradbeniki, rudarji, geologi, geofiziki, geodeti, kemiki itd. Prav te profile strokovnjakov želimo povezati v Geotehničnem društvu ne glede na njihov status: v društvu bodo univerzitetni profesorji, raziskovalci z inštitutov in razvojnih oddelkov raznih ustanov in podjetij, vrhunski strokovnjaki in projektanti ter sodelavci s podobnih mest. Pogosto upravičeno rečemo, da je interdisciplinarnost imperativ geomehanike.

## Razvoj mehanike tal in temeljenja (eno glavnih področij geomehanike) v svetu

Ob proslavi 300-letnice ustanovitve Harvardske univerze leta 1936 je bila na iniciativo prof. A. Casagrandeja v Harvardu prva konferenca za mehaniko tal in temeljenje, na katero so bili povabljeni znanstveniki, profesorji in uspešni projektanti s področja temeljenja iz številnih držav sveta. Tej prvi »mednarodni« konferenci je predsedoval prof. Terzaghi, sicer rojen v Pragi, nato pa dolgo vrsto let profesor na dunajski Univerzi. Kot velik strokovnjak (med drugim) za saniranje plazov je bil prof. Terzaghi v času bivanja na Dunaju nekajkrat tudi v Liki na Hrvaškem. Že pred pričetkom druge svetovne vojne je zapustil Dunaj in odšel v Ameriko, kjer je živel in delal do smrti leta 1963. Prof. Terzaghi velja za znanstvenika-raziskovalca, ki je v tridesetih letih postavil teoretične osnove tedanje in sodobne mehanike tal.

Na Harvardski univerzi je bilo leta 1936 ustanovljeno Mednarodno društvo za mehaniko tal in temeljenje (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, kratica ISSMFE), v katerega je bilo do pričetka druge svetovne vojne vključenih le 16 držav. Danes je vključenih v ISSMFE 65 držav, število rednih članov nacionalnih društev pa presega številko 15 000. ISSMFE je bil organizator 12 mednarodnih konferenc, naslednja (XIII.) bo januarja 1994 v New Delhiju.

### Razvoj mehanike tal in temeljenja (eno glavnih področij geomehanike) v Jugoslaviji

Druga svetovna vojna (1941–1945) je začasno pretrgala mednarodne zveze, vendar je prišlo leta 1948 do druge mednarodne konference za mehaniko tal in temeljenje, in sicer v Rotterdamu. Na tej konferenci je bil sprejet statut mednarodnega društva in nadalje je bil sprejet sklep, da se ustanovijo nacionalna društva za mehaniko tal in temeljenje. Na konferenci v Rotterdamu je bil tudi akad. prof. dr. Lujo Šuklje iz Ljubljane, ki je bil nato iniciator in dejansko ustanovitelj Jugoslovanskega društva za mehaniko tal in temeljenje (Jugoslovansko društvo za mehaniko tla i fundiranje, kratica JDMTF), ki je bilo ustanovljeno jeseni 1949 na Bledu. Visoka strokovna raven članov JDMTF in njihov ugled v svetu in skrb za vzgojo mladih kadrov je predvsem zasluga našega spoštovanega akademika profesorja dr. Šukljeta.

JDMTF je bilo enotno do leta 1985. V tem času je bilo organiziranih 16 nacionalnih posvetovanj in 4. Evropsko-podonavska konferenca leta 1974 na Bledu. Tudi 20-letnico obstoja JDMTF smo organizirali v Sloveniji leta 1969. V priložnostni publikaciji (20-letnica JDMTF, Bled, 1969) je mogoče razbrati obseg organizacijskega dela ter dobiti podatke o razvoju mehanike tal v časovnem obdobju 1949–1969.

Leta 1985 so bile po republikah bivše Jugoslavije ustanovljene geotehnične sekcije (slovenska geotehnična sekcija je bila v sklopu Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, kratica ZDGITS), vodil jo je predsednik sekcije dipl. inž. B. Gostič, njeno delo pa je usmerjal Izvršni odbor.

V Mednarodno društvo za mehaniko tal in temeljenje (ISSMFE) pa je ostala slovenska geotehnična sekcija vključena prek Jugoslovanskega društva za mehaniko tla i fundiranje (JDMTF), s predsedstvom v Beogradu.

### Priprave na ustanovitev Slovenskega geotehničnega društva

Glede na deklaracijo o osamosvojitvi leta 1991 in po priznanju samostojne države Slovenije (ki je bila maja 1992 sprejeta tudi v OZN), je bil na seji predsedstva slovenske geotehnične sekcije dne 10. 4. 1992 sprejet sklep, da se slovenska geotehnična sekcija loči od Jugoslovanskega društva za mehaniko tla i fundiranje, da se ustanovi SLOVENSKO GEOTEHNIČNO DRUŠTVO, ki se neposredno vključi v Mednarodno društvo za mehaniko tal in temeljenje (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering).

Tako je bila dne 10. 7. 1992 ustanovna skupščina Slovenskega geotehničnega društva. Ob podpori na skupščini prisotnega predsednika ISSMFE za Evropo g. prof. Smolczyka in glavnega tajnika Mednarodnega društva za mehaniko tal in temeljenje g. prof. dr. Parryja, ki pa na skupščini ni bil prisoten, je pa bil z našo namero seznanjen in je ustanovitev samostojnega društva podprl, je prišlo do sprejetja SLOVENSKEGA GEOTEHNIČNEGA DRUŠTVA V MEDNARODNO DRUŠTVO ZA MEHANIKO TAL IN TEMELJENJE.

Sprejetje Slovenskega geotehničnega društva v Mednarodno društvo za mehaniko tal in temeljenje je med drugim priznanje prispevkov slovenskih geomehanikov v obdobju po drugi svetovni vojni k razvoju geomehanike in tehnike temeljenja v svetovnem merilu, med katere vključujemo številna poročila na mednarodnih, kontinentalnih in regionalnih kongresih ali objave v strokovnih revijah in analih.

Novo ustanovljeno SLOVENSKO GEOTEHNIČNO DRUŠTVO bo vključevalo strokovnjake

- s področja mehanike tal in temeljenja,
- s področja mehanike kamnin in podzemnih del,
- s področja inženirske geologije,
- ter s podobnih področij, predvsem z geofizike, rudarstva, kemije, gozdarstva, hidrotehnike, umetnih materialov, ekologije itd.

Člani slovenskega geotehničnega društva bodo lahko člani mednarodnih organizacij, kot sledijo:

Mednarodno društvo za mehaniko tal in temeljenja ISSMFE, Mednarodno društvo za mehaniko skale in podzemnih del ISRM, Mednarodno združenje za inženirsko geologijo IAEG in druga.

### **Poročilo o poteku ustanovne skupščine Slovenskega geotehničnega društva, ki je bila dne 10. julija 1992 v Valvazorjevi dvorani V<sub>4</sub> Cankarjevega doma, Ljubljana**

Ustanovna skupščina Slovenskega geotehničnega društva je bila zvočno snemana. Dva magnetofonska trakova in magnetogram skupščine so v arhivu društva na tajništvu v Ljubljani, Jamova 2.

V tem poročilu so zapisani samo povzetki razprav in sklepi skupščine. Po magnetogramu sestavljen zapis bo objavljen v naslednji številki NOVIC Slovenskega geotehničnega društva.

Dnevni red ustanovne skupščine je bil naslednji:

1. Uvodna beseda in pozdrav predsednika Geotehnične sekcije pri Zvezi društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije.
2. Izvolitev delovnega predsedstva in zapisnikarja.
3. Pozdravni govor ministra za znanost in tehnologijo Republike Slovenije, g. prof. dr. Petra Tanciga.
4. Priložnostni govor predsednika ISSMFE za Evropo, g. prof. dr. Smolczyka in pozdravi inozemskih in domačih gostov.
5. Predlog sklepa za ustanovitev Slovenskega geotehničnega društva.
6. Razprava in sprejetje statuta Slovenskega geotehničnega društva.
7. Predlog za imenovanje prvega častnega člana Slovenskega geotehničnega društva.
8. Razprava o Eurocode 7 – temeljenje. Kratka poročila obdelovalcev oziroma prevajalcev posameznih poglavij Eurocode 7. V razpravi bodo sodelovali tudi predsednik ISSMFE za Evropo in predsedniki Geotehničnih društev Avstrije, Italije in Hrvaške. Razpravo bo vodil prof. Sovinc.
9. Predlog razvoja strokovnega področja geotehnika v raziskovalnem polju gradbeništva. Poročal bo koordinator pri Ministrstvu za znanost in tehnologijo prof. Trauner, sodelovali bodo inozemski in domači gostje.
10. Volitve predsednika izvršnega in nadzornega odbora Slovenskega geotehničnega društva.
11. Program dela društva.
12. Tekoča problematika in razno.

Skupščine se je udeležilo 61 inženirjev in tehnikov, ki so ali pa nameravajo postati člani Slovenskega geotehničnega društva oziroma sekcij društva: sekcije za mehaniko tal in temeljenje, sekcije za mehaniko kamnin in podzemna dela in sekcije za inženirsko geologijo. Možna je razširitev društva še z drugimi sekcijami.

Na skupščini so bili naslednji inozemski gostje:

prof. dr. U. Smolczyk, podpredsednik Mednarodnega društva za mehaniko tal in temeljenje za Evropo (Vice President Europe, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering),

prof. dr. H. Brandl, predsednik avstrijskega nacionalnega komiteja za mehaniko tal in temeljenje (s soprogo),

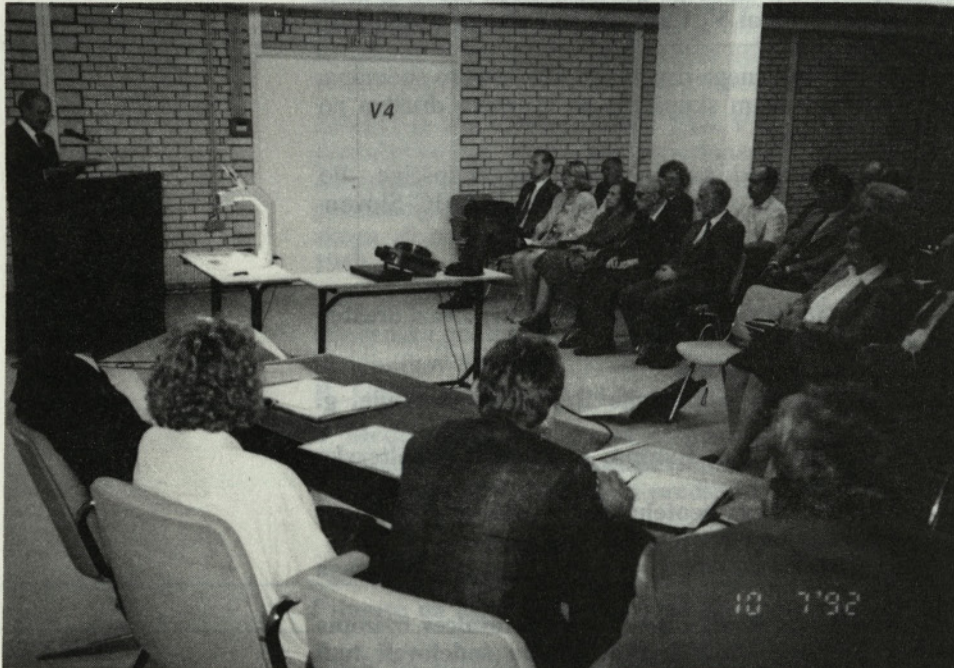
prof. dr. M. Jamiolkowski, član izvršnega odbora italijanskega društva za mehaniko tal in temeljenje,

mag. B. Marić, predsednica hrvaškega društva za mehaniko tal in temeljenje ter dva člana izvršnega odbora HDMTT prof. dr. F. Verić, prof. dr. A. Szavits-Nossan in tajnik društva A. Lisac, dipl. ing. gradb.

Neformalnega pokrovitelja ustanovne skupščine, Ministrstvo za znanost in tehnologijo, sta predstavljala g. dr. Komac in ga. Krekova.

Društvo inženirjev in tehnikov je zastopal prof. dr. P. Štular. Žal se zaradi nenadne smrti skupščine ni udeležil vabljeni predsednik madžarskega nacionalnega komiteja za mehaniko tal in temeljenje, prof. dr. L. Rethati. Slovensko geotehnično društvo v ustanavljanju je madžarskim kolegom poslalo sožalno brzojavko.

Ker je potekala ustanovna skupščina konec prve dekade julija, so zaradi prej načrtovanega dopusta svojo odsotnost opravičili nekateri člani slovenske geotehnične sekcije.



Inozemski gostje in domači udeleženci ustanovne skupščine SloGeD

Povzetki razprav po posameznih točkah dnevnega reda:

Ad 1.: Namesto odsotnega predsednika geotehnične sekcije pri Zvezi društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije B. Gostiča, dipl. inž. gradb., je pozdravil vse prisotne prof. dr. P. Štular, predsednik Društva inženirjev in tehnikov Slovenije.

Ad 2.: Prof. dr. Štular je predlagal za delovno predsedstvo mag. G. Vogrinčiča (kot predsednika), doc. dr. Majesa (kot člana), mag. J. Logarja (kot zapisnikarja) in gospo R. Hudin (kot prevajalko v angleški jezik). Predlog je bil sprejet brez pripomb.

Ad 3.: Zaradi zadržanosti ministra za znanost in tehnologijo R Slovenije g. prof. dr. Tanciga je v imenu ministrstva spregovoril njegov zastopnik dr. Komac. Minister prof. dr. Tancig s sodelavci je sprejel inozemske goste in zastopnike Slovenije istega dne ob 9. uri v sejni sobi ministrstva.

Ad 4.: Podpredsednik ISSMFE za Evropo, prof. dr. U. Smolczyk je skupščino pozdravil v imenu Mednarodnega društva za mehaniko tal in temeljenje. Izrazil je zadovoljstvo, da pozdravlja Slovensko geotehnično društvo kot člana Mednarodnega društva za mehaniko tal in temeljenje in zaželel uspešno delo društva v bodoče v krogu mednarodne geotehnične družine. Zelo naklonjeni in prijateljski so bili tudi pozdravni govori gostov iz Avstrije, Italije in Hrvaške, ki so vsi izrazili tudi pripravljenost za sodelovanje med društvi. Od domačih udeležencev je skupščino pozdravil predstavnik GIP Gradis.

Ad 5.: Predlog sklepa za ustanovitev Slovenskega geotehničnega društva in za njegovo včlanjenje v Mednarodno društvo za mehaniko tal in temeljenje je podal v. d. predsednika društva v ustanavljanju prof. dr. Sovinc. Skupščina je z aklamacijo



sprejela sklep, da se ustanovi Slovensko geotehnično društvo. Vodstvo društva bo takoj vložilo ustrezno prošnjo pri Mednarodnem društvu za formalni sprejem v ISSMFE.

Ad 6.: Predlog statuta, ki je bil usklajen na seji predsedstva geotehnične sekcije pri Zvezi društev inženirjev in tehnikov Slovenije dne 30. 6. 1992, je bil pred skupščino razdeljen med udeležence. Predlog je v glavnih točkah povzel v. d. tajnika društva v ustanavljanju mag. J. Logar. Pojasnil je, da bo treba na zahtevo Ministrstva za notranje zadeve, ki je pristojno za registracijo društev, statut še usklajevati v pravnem smislu. Poleg tega je v pripravi nova zakonodaja o društvih. Zato je skupščini predlagal, da sprejme naslednji sklep: Statut v predloženi verziji sprejmemo kot začasni statut društva. Izvršni odbor pooblastimo, da s pristojnim upravnim organom uskladi besedilo statuta. Usklajeno besedilo bomo obravnavali in dokončno sprejeli na prihodnji skupščini društva. Sklep je bil sprejet z javnim glasovanjem soglasno (brez vzdržanih glasov in brez glasov proti).

Ad 7.: Predlog za imenovanje zaslužnega profesorja Univerze v Ljubljani, akad. dr. Luja Šukljeta, za prvega častnega člana Slovenskega geotehničnega društva, je podal prof. dr. Vidmar. Predlog je bil sprejet z emotivno aklamacijo. Prof. dr. Šuklje se je z izbranimi besedami zahvalil za častno izvolitev.

Sledil je kratek odmor. Po odmoru se je delo skupščine nadaljevalo z delovnim programom.

Ad 8.: Na pobudo v. d. predsednika društva v ustanavljanju je bila ustanovljena skupina, zadolžena za pripravo prevoda z ustreznim komentarjem – predloga novih evropskih predpisov za področje geotehnike – Eurocode 7. Skupino so sestavljali strokovnjaki, zadolženi za posamezna poglavja: 1. poglavje dr. B. Petkovšek in T. Schrott, dipl. inž. gradb., 2. poglavje B. Gostič, dipl. inž. gradb., 3. poglavje mag. J. Logar, 4. poglavje A. Petkovšek, dipl. inž. geol., 3. poglavje prof. dr. S. Vidmar, 6. poglavje prof. dr. L. Trauner, 7. poglavje mag. G. Vogrinčič, 8. poglavje doc. dr. B. Majes (poglavje do skupščine še ni izšlo in bo pripravljeno kasneje), 9. poglavje ga. prof. dr. D. Battelino in 10. poglavje F. Vidic, dipl. inž. gradb. Navedeni kolegi so v 5-minutnih nastopih predstavili obravnavana poglavja predpisov in tako (ob dopolnilu z diapozitivi ali s prosojnicami) z njimi seznanili udeležence. Namesto odsotnih B. Gostiča in A. Petkovškove je drugo poglavje predstavil V. Demšar, 4. poglavje pa F. Vidic. Po predstavitvi so bili udeleženci povabljeni k razpravi, še posebej tuji gostje, med katerimi je prof. Smolczyk sodelavec komisije, ki je Eurocode 7 pripravljala. Polemična in deloma navzkrižna razprava je bila za prisotne zelo koristna. Razpravo je povzel in zaključil prof. Sovinc.

Ad 9.: Prof. dr. L. Trauner s Tehniške fakultete mariborske univerze je kot nacionalni koordinator za področje geotehnike v okviru raziskovalnega polja gradbeništvo predstavil stanje stroke in vizijo bodočega razvoja raziskovalnega in strokovnega dela.

Ad 10.: V. Demšar je v imenu odsotnega predsednika geotehnične sekcije pri ZDGITS B. Gostiča predlagal vodstvo društva. Seznam je bil usklajen na že omenjeni seji predsedstva geotehnične sekcije 30. 6. 1992. V zadnjem trenutku pred skupščino je bilo treba predlagani seznam rahlo korigirati, ker je bilo ugotovljeno, da eden od predvidenih članov Izvršnega odbora ni oddal prijavnice za sprejem v društvo.

Skupščina je na predlog delovnega predsedstva odločila, da bodo volitve javne in da se voli celotna lista hkrati. Ta je obsegala:

#### ČLANE IZVRŠNEGA ODBORA:

Predsednik društva in sekcije za mehaniko tal in temeljenje: prof. dr. **Ivan Sovinc**

Tajnik društva: mag. **Janko Logar**

Predsednik sekcije za mehaniko kamnin in podzemna dela: **Franc Vidic**, dipl. inž. gradb.

Predsednik sekcije za inženirsko geologijo: dr. **Borut Petkovšek**

Člani: prof. dr. **Darinka Battelino**, **Borut Gostič**, dipl. inž. gradb., prof. dr. **Ludvik Trauner**.

#### ČLANA NADZORNEGA ODBORA:

doc. dr. **Bojan Majes**, mag. **Geza Vogrinčič**.

Navedena lista je bila z javnim glasovanjem v celoti soglasno sprejeta (brez vzdržanih glasov in brez glasov proti).

Ad. 11.: Program dela društva je predstavil novoizvoljeni predsednik društva prof. dr. Ivan Sovinc, nekaj tehničnih napotkov pa je podal novoizvoljeni tajnik društva mag. Janko Logar. Med posebne tekoče naloge društva je predsednik izpostavil:

- usklajevanje predpisov za temeljenje R Slovenije z Eurocode 7 ter standardov za preiskave zemljin in kamnin z ISO standardi,
- urejanje tehnične regulative,
- strokovna opora novi usmeritvi: okolje in geotehnika,
- strokovno sodelovanje pri zasnovah površinskih in podzemnih deponij,
- skrb za vzgojo mladih geotehničnih strokovnjakov,
- vključevanje članov društva v inozemske in domače raziskovalne in razvojne projekte,
- ažuriranje in popis računalniških programov iz geomehanike in poenotenje programov za izdelavo geotehničnih kart nekaterih mest Slovenije.

Ad 12.: Predsednik društva je predlagal skupščini, da prejme sklep o višini letne članarine, ki znaša:

|  |            |
|--|------------|
| članarina za Slovensko geotehnično društvo | 20,00 DEM  |
| članarina za mednarodno društvo ISSMFE     | 27,00 DEM  |
| članarina za podporne člane                | 500,00 DEM |

Po tem predlogu plačajo člani mednarodnega društva ISSMFE 20,00 + 27,00 DEM = 47 DEM. Člani ostalih mednarodnih društev plačajo v tem smislu 20,00 DEM + mednarodno članarino ustreznega mednarodnega društva. Zneski so plačljivi v tolarški protivrednosti na dan vplačila.

Skupščina je sklep sprejela soglasno z javnim glasovanjem (brez vzdržanih glasov in brez glasov proti).

Predsednik društva se je na koncu zahvalil za udeležbo inozemskim gostom in domačim udeležencem ustanovne skupščine SLOVENSKEGA GEOTEHNIČNEGA DRUŠTVA in vse prisotne pozval na skromni koktail, ki ga je pripravilo in financiralo Ministrstvo za znanost in tehnologijo R Slovenije.

Popoldne so inozemski in nekateri domači gostje odšli v Maribor, kjer jim je prijetno bivanje in ves program pripravil prof. tehniške fakultete Univerze v Mariboru, dr. Ludvik Trauner. Ob 18.00 je bil ogled Marlesove montažne hiše, nato pa skupna večerja v gostišču Hugo. Naslednji dan, 11. 7. 92, je bil ob 8.00 sprejem pri prorektorju Univerze v Mariboru (rektor je bil žal odsoten), sledil je ogled novega gledališča in knjižnice, ob 11.00 pa je bil sprejem na Tehnični fakulteti z ogledom Laboratorija za mehaniko tal, ki ga vodi prof. dr. Trauner. Po ogledu Lenta in zakuski v vinoteki je bil nato še ogled odseka avtoceste pri Mariboru, ob 17.00 pa odhod na Pohorje (dom GP Gradis), kjer so poskrbeli mariborski kolegi ob dobri večerji in sladki kapljici za enkratno razpoloženje.

Dne 12. 7. dopoldne so gostje odšli iz Maribora proti domu.



GV XXXXII • 1-2

# POROČILA 28

## RAČUN TEMPERATUR OKOLJA IN KONSTRUKCIJE MED POŽAROM

UDK 624.072.2:536

STANE SRPČIČ\*

### POVZETEK

Opisani sta začetni fazi računskega postopka pri analitičnem obravnavanju obnašanja nosilnih konstrukcij zgradb v požarih: določitev časovnega razvoja temperaturnega polja v območju požara in pripadajočega časovnega spreminjanja temperature posameznih elementov konstrukcije. Podrobneje je obravnavana računska določitev časovno-temperaturnih krivulj jeklenih tankostenskih nosilcev, pri čemer je prikazan tudi primer, ko je nosilec zaščiten s toplotno izolacijsko plastjo.

### THE COMPUTATION OF FIRE COMPARTMENT AND STRUCTURE TEMPERATURES IN FIRE

### SUMMARY

Described are the starting stages of the computational process in analytical treatment of the behaviour of bearing structures of buildings in fire: the determination of the temporal development of the temperature field in the fire area, and of the related temporal change of temperature in individual structure elements. The computational determination of time-temperature curve of steel thin-walled beams is dealt with in detail, with an additional example where the beam is protected by a heat isolation layer.

### UVOD

V prvi polovici devetnajstega stoletja so se vzporedno z razvojem naravoslovnih ved pojavila tudi prizadevanja za boljši vpogled v fizikalno naravo požarov in obnašanje gradbenih materialov pri visokih temperaturah. O intenzivnem raziskovalnem delu na tem področju pa lahko govorimo šele v zadnjih dvajsetih letih, ko je razvoj numeričnih

metod in računalniške tehnike omogočil tudi računsko simulacijo zapletenih fizikalnih procesov, ki potekajo v okolju in konstrukcijah med požari.

Razvite zahodnoevropske države in ZDA imajo sorazmerno natančne in stroge predpise glede upoštevanja požarne varnosti pri arhitektonski zasnovi stavb in izbiri materialov na izpostavljenih mestih. V teh predpisih, ki jih v glavnem uporabljajo tudi naši projektanti, gre v večini primerov za zahteve glede tako imenovane požarne odpornosti funkcionalnih in konstrukcijskih elementov zgradb. Pojem požarne odpornosti se praviloma nanaša na eksperimentalno preverjeno vzdržljivost elementov in konstrukcijskih sklopov pri standardiziranem načinu se-

*Avtor:*  
doc. dr. Stane SRPČIČ, dipl. gr. inž., Katedra za mehaniko,  
Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, Ja-  
mova 2, Ljubljana

grevanja v poskusni peči. Zahtevana stopnja požarne odpornosti je odvisna od urbanističnih, socioloških, konstrukcijskih, funkcionalnih in drugih pogojev. Eksperimentalni postopki za določanje požarne odpornosti in na eksperimentalnih rezultatih temelječe empirične ugotovitve sicer lahko dokaj zanesljivo opišejo lokalno obnašanje elementa pri visokih temperaturah. Žal pa še tako zanesljivi rezultati preiskav v poskusni peči ne morejo dati odgovora na vprašanje o mehanizmu globalnega obnašanja določene sestavljene konstrukcije v realnem požaru. Na nastanek, razvoj in potek požara ter na obnašanje posameznih elementov in konstrukcije kot celote med požarom vpliva namreč zelo veliko parametrov, katerih spreminjanja in medsebojnih odvisnosti eksperimentalno ni mogoče upoštevati. Zato je razumljivo, da je razvoj raziskav na področju požarnega inženirstva usmerjen k metodam za računsko modeliranje termodinamičnih in termomehanskih procesov pri požarih in obnašanja konstrukcij v teh procesih. Le z učinkovitim matematičnim orodjem je namreč mogoče opraviti veliko število parametričnih študij in zajeti vplive različnih parametrov na značaj požara in obnašanje konstrukcije v njem. Seveda se pomen eksperimentalnega dela pri tem ne zmanjšuje; nasprotno, eksperimentalni podatki o termodinamičnih in termomehanskih lastnostih materialov, elementov in konstrukcijskih sklopov so osnova za vsako računsko obdelavo problema, njihova zanesljivost pa je toliko pomembnejša, kolikor boljša so razpoložljiva matematična in računalniška orodja.

Spoznanje o omejeni uporabnosti parcialnega preverjanja požarne odpornosti posameznih elementov konstrukcij ob upoštevanju nerealnega temperaturnega režima, opisane s standardno požarno krivuljo ISO, se v zadnjih letih že odraža tudi v mednarodnih predpisih s področja požarnega inženirstva. Tako na primer priporočila ECCS [1] poleg standardnih dokazov požarne varnosti posameznih elementov jeklenih konstrukcij predvidevajo tudi analitične postopke za obravnavanje celotnih konstrukcij v ustrezno modeliranih realnih požarih.

Pri računski preiskavi požarne odpornosti nosilnih konstrukcij visokih zgradb sta v rabi v glavnem dva koncepta. Lahko bi ju imenovali »koncept kritične temperature« in »koncept kritičnega stanja«. V obeh primerih gre za zahtevo po določeni stopnji požarne odpornosti zgradbe, ki je podana s tako imenovano »kodo zgradbe« in je odvisna od naseljenosti, geometrije in pomembnosti zgradbe. Izraža se z najmanjšim časom, v katerem pri predpisani požarni obtežbi ne nastopi kritična temperatura ali kritično stanje konstrukcije. Kritična temperatura se nanaša na rezultate eksperimentalnih preiskav posameznih elementov in konstrukcijskih delov v poskusni peči pri standardiziranem načinu segrevanja, na primer po časovno-temperaturni krivulji ISO 834, in pomeni temperaturo, pri kateri pride do določene stopnje poškodb ali zmanjšanja nosilnosti. Kritično stanje je bolj splošen kriterij in je lahko povezano z določeno stopnjo deformiranja konstrukcije, z nastopom lokalne ali globalne nestabilnosti ali s kakim drugim značilnim stanjem konstrukcije.

Osnovni podatek pri obeh pristopih je časovni potek

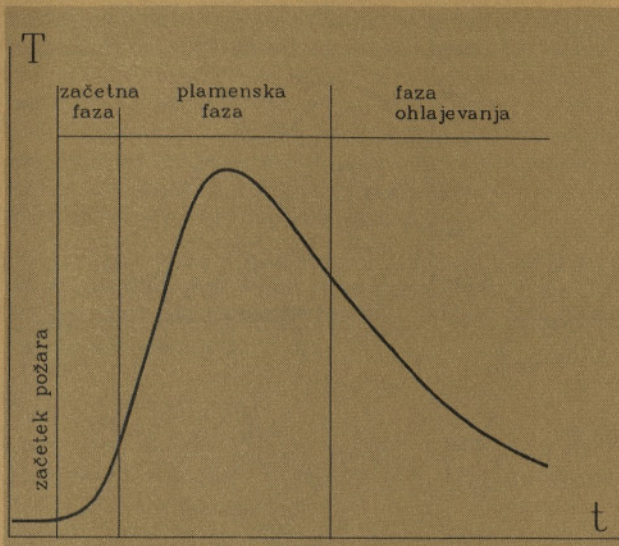
segrevanja oziroma ohlajanja okolja, v katerem se nahaja obravnavani element ali konstrukcija. V dosednji metodologiji je za časovno spreminjanje temperature najpogosteje privzeta standardna časovno-temperaturna krivulja ISO 834, ki pa nima neposredne zveze s temperaturnimi razmerami v realnih požarih. V novejših raziskavah se zato pojavljajo metode za modeliranje kompleksnih fizikalnih procesov, kakršni nastopajo v realnih požarih. Matematični opis teh procesov zahteva poznavanje možnih izvorov požara, podatkov o vnetljivosti, gorljivosti in količini razpoložljivega gorilnega materiala, geometrije okolja in možnosti prezračevanja ter številnih termodinamičnih parametrov, ki bistveno vplivajo na rezultate, a so žal nekateri le težko eksperimentalno določljivi. Zato je razumljivo, da so dobljeni rezultati lahko le približna slika razvoja temperatur med požarom. Temperaturni režim okolja služi kot osnova za določitev »požarne obtežbe«, to je ustreznega časovnega poteka temperaturnega stanja, s katerim elementi konstrukcije sledijo segrevanju in ohlajanju okolja. S tem je mogoče tudi oceniti čas nastopa kritične temperature vsakega od konstrukcijskih elementov. Če gre za koncept kritičnega stanja, pa služi požarna obtežba kot osnovni podatek za končno fazo računskega postopka, v kateri ob upoštevanju geometrijskih in termomehanskih lastnosti uporabljenih elementov in materialov ter mehanske zunanje obtežbe določimo mehanski časovni odziv konstrukcije v predvidenem požaru. S tem lahko določimo tudi čas nastopa kritičnega stanja. Če je izračunani čas nastopa kritične temperature oziroma kritičnega stanja večji od zahtevane požarne odpornosti, je konstrukcija glede požarne varnosti ustrezna, sicer pa je treba popraviti zasnovo, dimenzije ali toplotno zaščito konstrukcije in račun ponoviti.

Z izbiro dovolj natančne analitične metode in ob uporabi zanesljivih termomehanskih parametrov je v nekaterih primerih mogoče računsko zasledovati odziv konstrukcije tudi po nastopu kritične temperature oziroma kritičnega stanja. Še posebej je to pomembno pri konstrukcijah, ki požar »preživijo« in so za presojo njihove nadaljnje uporabnosti pomembni podatki o zaostalih napetostih in deformacijah.

## RAČUN TEMPERATUR OKOLJA IN KONSTRUKCIJE MED POŽAROM

### Časovni potek temperature okolja med požarom.

Meritve pri požarnih poskusih in izkušnje iz opazovanj realnih požarov kažejo, da je spreminjanje temperatur po času in prostoru zapleteno, tako da ga lahko le približno računsko predvidimo. Razvoj realnega požara je mogoče v grobem opisati s tremi značilnimi fazami (slika 1). Začetna faza je običajno kratka, temperatura prva počasi, nato pa vse hitreje narašča. Proces preide v plamensko fazo ali fazo razvitega požara. Dolžina te faze, za katero so značilne visoke temperature, je odvisna predvsem od količine razpoložljivega gorilnega materiala in prezračevanja. V tretji fazi prevladuje tlenje, temperatura pada, dokler se požarni prostor ne ohladi. To fazo označimo s skupnim imenom kot fazo ohlajevanja.



Slika 1. Faze naravnega požara

Kot je bilo že omenjeno, je analitično obravnavanje razvoja temperatur med požarom zelo zahtevna naloga. Zato so v rabi različne poenostavitve. Lahko bi rekli, da predstavlja skrajno poenostavitev standardna požarna krivulja ISO 834

$$T - T_0 = 345 \log_{10} (8t + 1), \quad (1)$$

kjer je  $t$  čas (min),  $T$  ( $^{\circ}\text{C}$ ) temperatura plina v poskusni peči in  $T_0$  ( $^{\circ}\text{C}$ ) temperatura pri času  $t_0$ . Tako časovno-temperaturno krivuljo upoštevajo požarni predpisi večine držav, med njimi tudi bivši jugoslovanski. Uporabna je predvsem pri eksperimentalnem preverjanju požarne odpornosti posameznih funkcionalnih in konstrukcijskih elementov v poskusni peči. Po tej enačbi temperatura pri poskusu ves čas narašča. Standardno požarno krivuljo lahko razumemo kot poenostavljen opis naraščanja temperatur v fazi razvijajočega se požara, ne moremo pa z njo opisati ohlajevanja požarnega prostora. V literaturi so omenjene nekatere korekcije standardnih požarnih krivulj, s katerimi naj bi ob upoštevanju najpomembnejših parametrov realnih požarov zajeli tudi fazo ohlajevanja. Vendar izkušnje pri realnih in laboratorijskih požarih teh metod v glavnem ne potrjujejo.

Teoretično osnovo za računsko modeliranje temperaturnih razmer v realnih požarih predstavljajo dela [4], [5] in [6] iz šestdesetih let. Računska metoda temelji na energijskem ravnotežju med požarom ob predpostavki, da je znana količina in hitrost sproščanja toplote kakor tudi količina plinov, ki se razvijajo med gorenjem. Časovni razvoj temperature je dobljen z rešitvijo energijske enačbe, v kateri je izenačena hitrost sproščanja toplote s hitrostjo toplotnih izgub zaradi radiacije, konvekcije in prevajanja toplote skozi konstrukcije, ki obdajajo požarni prostor. Zaradi poenostavitve problema so praviloma privzete predpostavke o homogenosti temperaturnega polja znotraj požarnega prostora ter homogenosti prehod-

nih lastnosti okolnih konstrukcij z upoštevanjem odprtin. Prehod toplote skozi okolne konstrukcije je obravnavan enodimenzionalno.

Rešitev tako zastavljenega problema daje praktično uporabne in preverljive rezultate za začetno in plamensko fazo požara. Za fazo ohlajevanja pa rezultati niso neposredno uporabljivi. Za to fazo je treba namreč dodatno določiti količino sproščene toplote, ki ni več odvisna le od dotoka svežega zraka. Poleg tega je treba upoštevati nove termodinamične pogoje, ki nastopijo zaradi sprememb v velikosti prezračevalnih odprtin. V delih Magnussona in Thelanderssona [8] je spreminjanje temperature v fazi ohlajevanja določeno s kalibracijo parametrov faze ohlajevanja glede na rezultate velikega števila eksperimentov. Razvoj temperatur med požarom je odvisen predvsem od zaloge gorilnega materiala in možnosti prezračevanja. V [8] sta kot bistvena parametra privzeta gostota gorilnega materiala na enoto tlorisne površine požarnega prostora  $f$  ( $\text{kg m}^{-2}$ ) in faktor prezračevanja

$$F_v = \frac{A\sqrt{h}}{A_{tot}} \quad (\text{m}^{1/2}),$$

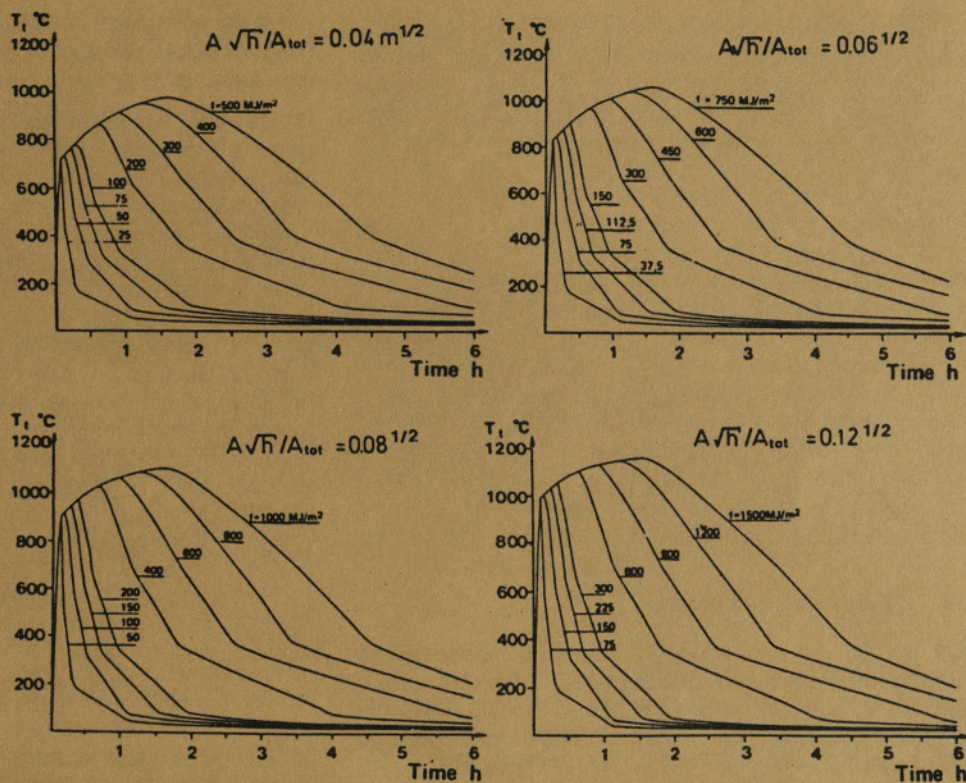
kjer je  $A$  skupna ploščina odprtin ( $\text{m}^2$ ),  $A_{tot}$  je skupna notranja ploščina konstrukcij, ki obdajajo požarni prostor ( $\text{m}^2$ ),  $h$  pa je povprečna višina ventilacijskih odprtin ( $\text{m}$ ). V odvisnosti od teh dveh faktorjev so podani številni časovno-temperaturni diagrami, s katerimi je zajet praktično celoten spekter možnih tipov požarov. Nekaj značilnih časovno-temperaturnih diagramov je prikazanih na sliki 2.

Tukaj se z določevanjem časovnega poteka temperatur v požarnem prostoru ne bomo podrobneje ukvarjali. Iz doslej navedenega sledi, da nastopa v tem delu računskega postopka veliko slučajnostnih in statističnih parametrov, tako da tudi rezultati strožjih računskih metod predstavljajo zgolj oceno dejanskega temperaturnega polja v območju požara. Zato bomo pozornost posvetili predvsem obnašanju konstrukcije pri predpisanem temperaturnem režimu požarnega okolja.

### Časovni potek temperature konstrukcije med požarom.

Rezultati v prejšnjem razdelku opisanih postopkov za določevanje časovnega spreminjanja temperature požarnega okolja se nanašajo praviloma na celoten požarni prostor. Ta prostor lahko obsega celotno nosilno konstrukcijo obravnavane zgradbe ali pa le enega ali več njenih delov. Določitev časovnega poteka temperature posameznih elementov konstrukcije kot posledice segrevanja in ohlajanja požarnega okolja je naloga, ki zahteva rešitev problema nestacionarnega prostorskega prevajanja toplote po konstrukciji in njenih delih. Pri tem so mejni in začetni pogoji definirani s časovnim spreminjanjem temperature požarnega prostora ter geometrijskimi odnosi med konstrukcijo in požarnim prostorom.

Slika 2. Časovno-temperaturni diagrami realnih požarov. [7]



V pravokotnem Kartezijevem koordinatnem sistemu s koordinatami  $x_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) je nestacionarno prostorsko prevajanje toplote opisano z naslednjim sistemom parcialnih diferencialnih enačb za temperaturo  $T = T(x_i, t)$  kot funkcijo časa in točke v obravnavanem prostoru [26]

$$V: \frac{1}{x_i} \left( k_{ij} \frac{T}{x_j} \right) + Q - \rho c \frac{T}{t} = 0. \quad (2)$$

Te enačbe moramo reševati ob upoštevanju začetnih in mejnih pogojev

$$S_T: T_s - T = 0, \quad (3)$$

$$S_q: k_{ij} \frac{T}{x_j} n_j - q_s = 0, \quad (4)$$

$$T(x_i, 0) = T_0(x_i), \quad (i = 1, 2, 3). \quad (5)$$

V teh enačbah pomeni:

$V$  območje prostora, ki ga zavzema obravnavana konstrukcija,

$S_T$  mejna ploskev oziroma deli mejne ploskve konstrukcije, na katerih je s temperaturnim režimom okolja predpisano spreminjanje temperature  $T_s$ ,

$S_q$  mejna ploskev oziroma deli mejne ploskve konstrukcije, na katerih je predpisano spreminjanje specifičnega površinskega toplotnega pretoka  $q_s$ ,

$T(x_i, t)$  absolutna temperatura delcev konstrukcije,

$t$  čas,

$k_{ij}$  komponente prevodnostnega tenzorja snovi,

$Q$  specifični prostorninski toplotni pretok,

$\rho$  gostota snovi,

$c$  specifična toplota snovi,

$n_j$  komponente enotnega vektorja normale na mejno ploskev konstrukcije.

Specifični površinski toplotni pretok  $q_s$ , ki nastopa v enačbi (4), je pozitiven, če toplota teče v telo, torej v nasprotni smeri zunanje normale na obravnavano površino telesa. Sestavljen je iz deleža  $q_c$ , ki ga prispeva izmenjava toplote med telesom in okolico s konvekcijo, iz deleža  $q_r$ , ki je posledica sevanja (radiacije) in iz morebitnih ostalih toplotnih virov  $q_o$  (osončenje, gašenje):

$$q_s = q_c + q_r + q_o. \quad (6)$$

Toplotni pretok zaradi konvekcije je odvisen od razlike med temperaturo okolja (ambienta)  $T_A$  in temperaturo konstrukcije  $T$ ; podan je z Newton-Richmannovo enačbo

$$q_c = h_c (T_A - T), \quad (7)$$

kjer je  $h_c$  koeficient konvekcije ali prestopni koeficient. Toplotni pretok zaradi sevanja je določen s Stefan-Boltzmannovim zakonom

$$q_r = \varepsilon_r B (T_r^4 - T^4). \quad (8)$$

S  $T_r$  smo označili temperaturo sevajočih predmetov v okolju,  $\varepsilon_r$  je rezultirajoča emisivnost,  $B$  pa Stefan-Boltzmannova konstanta ( $B = 3,43 \cdot 10^{-6} \text{ J/m}^2 \text{ min}$ ).

Analitična rešitev gornjih enačb v praktičnih primerih v splošnem ne pride v poštev, zato je treba izbrati primerno numerično metodo. Razen v najenostavnejših enodimenzionalnih primerih je naprimernejši način reševanja obrav-

navanega problema metoda končnih elementov. V okviru tega dela je bil uporabljen računalniški program HEATC [13], s katerim je mogoče določiti temperaturno stanje pri nelinearnem nestacionarnem prevajanju toplote v eno-, dvo- in tridimenzionalnih telesih poljubnih oblik pri poljubnih časovno in temperaturno odvisnih mejnih pogojih s točkovnimi, linijskimi in ploskovnimi toplotnimi viri in ponori ter s spremenljivimi termičnimi lastnostmi.

Pri uporabi omenjenih enačb in računske metode za določitev časovnega spreminjanja temperatur konkretne konstrukcije v predvidenem požaru je treba upoštevati nekatere posebnosti.

#### Konvekcija in sevanje.

Vroči plini, ki nastajajo pri požaru, ogrevajo površino konstrukcije s konvekcijo na območju tako imenovane mejne cone, to je tankega sloja zraka neposredno ob površini konstrukcije. Prestopni koeficient  $h_c$  je odvisen od temperature, viskoznosti, gostote, specifične toplote in drugih fizikalnih lastnosti površine konstrukcije. Eksperimentalno določanje prestopnega koeficienta  $h_c$  je težavno in nezanesljivo, dosegljivi podatki v literaturi pa izkazujejo velik raztros, saj podajajo za  $h_c$  vrednosti med 1400 in 2100 J/m<sup>2</sup>min K.

Pomemben del toplote konstrukcijskega elementa se izmenja s sevanjem. Koeficient emisivnosti  $\varepsilon_r$  je produkt emisivnosti površine elementa konstrukcije  $\varepsilon_s$  in emisivnosti sevajočega okolja  $\varepsilon_A$ . Pri požarih v zgradbah vzamemo, da konstrukcija seva toploto v ogreti plin s temperaturo  $T_r = T_A$ ; v tem primeru je  $\varepsilon_s = 0,75$ . Emisivnost betonskih, opečnih in kamnitih površin je približno 0,9, emisivnost jeklenih površin pa med 0,7 in 0,9. Za rezultirajočo emisivnost  $\varepsilon_r$  pri obravnavanju jeklenih konstrukcij v požarih je v literaturi priporočena vrednost 0,55.

Ostali prispevki k toplotnemu pretoku ( $q_o$ ) so pri negaščenih požarih običajno zanemarljivi.

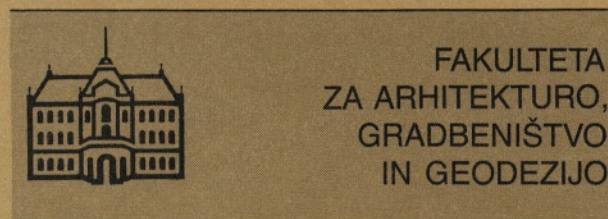
#### Termični parametri.

Meritve kažejo, da se v območju pričakovanih temperatur pri požarih koeficienti prevodnosti gradbenih materialov občutno spreminjajo s temperaturo. Podatkov o meritvah spreminjanja specifične toplote in gostote teh materialov je razmeroma malo; raztros rezultatov meritev je praviloma velik. Ti podatki kažejo, da je spreminjanje specifične toplote manj izrazito, vendar v splošnem nezanesljivo. Temeljni podatki o termičnih parametrih različnih snovi so zbrani v raznih publikacijah, na primer [29]. Pri tem je mogoče opaziti občutne razlike med podatki raznih avtorjev, kar je posledica težavnosti merjenj in nenatančnosti instrumentov pri visokih temperaturah.

#### Račun temperatur v kovinskih tenkostenskih nosilcih.

Tenkostenski nosilci so najobičajnejši elementi jeklenih nosilnih konstrukcij v zgradbah. Zaradi posebnih geometrijskih lastnosti in velike temperaturne prevodnosti kovin je umestno predpostaviti, da se celoten prečni prerez tenkostenskega nosilca in s tem tudi celotni nosilec

ogrejeta hipoma. Ta predpostavka je bila preverjena na nekaj primerih tenkostenskih nosilcev z dvodimenzionalno rešitvijo splošnega problema prevajanja toplote, opisane z enačbami (2) do (5). Uporabljen je bil računalniški program HEATC. Rezultati vseh primerov kažejo, da je navedena predpostavka upravičena, saj največje ugotovljene razlike med temperaturo na robu in v notranjosti prereza niso presegle 1 odstotka.



FAKULTETA  
ZA ARHITEKTURO,  
GRADBENIŠTVO  
IN GEODEZIJO

Ob predpostavki, da je temperatura v vsakem trenutku enakomerna po celotnem elementu konstrukcije, v enačbi (2) odpadejo odvodi po prostorskih koordinatah  $x_i$  in dobimo enostavno obliko

$$V: \quad Q = \rho c \frac{T}{t}. \quad (9)$$

Če nadalje predpostavimo, da je tudi temperatura v okolici obravnavanega elementa konstrukcije enakomerna, je specifični površinski pretok  $q_s$  konstanten po celotni površini elementa in iz zakona o ohranitvi energije za dolžinsko enoto elementa sledi

$$Q = q_s \frac{S}{V}, \quad (10)$$

kjer je  $S$  ploščina plašča,  $V$  pa prostornina dolžinske enote obravnavanega elementa. Količnik

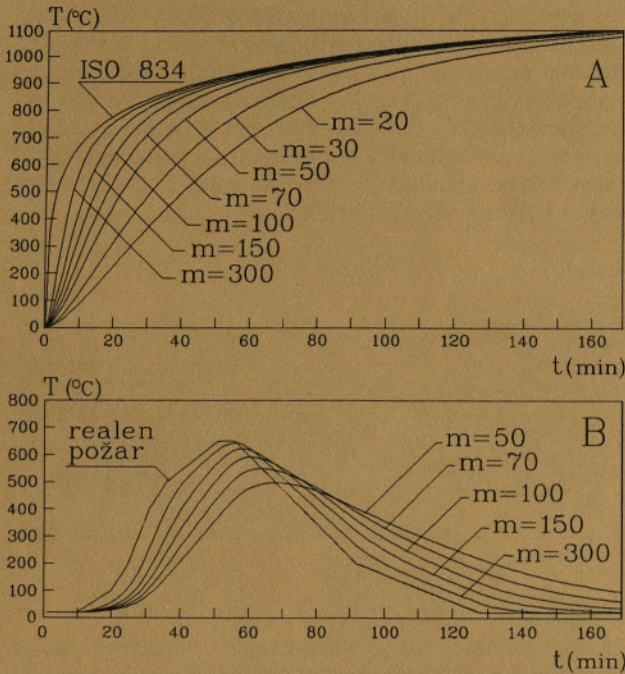
$$m = \frac{S}{V} \quad (11)$$

je v literaturi znan kot »masivnost prereza«, čeprav gre dejansko za recipročno vrednost masivnosti, saj prerezom s tanjšimi stenami pripadajo večji količniki  $m$  in narobe. S tem preide enačba (9) v naslednjo obliko

$$\frac{dT}{dt} = q_s \frac{m}{\rho c}. \quad (12)$$

Dobili smo torej diferencialno enačbo prvega reda za temperaturo  $T$  v odvisnosti od časa  $t$ . Enačba je kvazi linearna, saj so koeficienti funkcije temperature. Pretok  $q_s$  je ob upoštevanju enačb (6) do (8) in že omenjene predpostavke, da je  $T_r = T_A$ , podan z izrazom

$$q_s = h_c(T_A - T) + \varepsilon_r B(T_A^4 - T^4). \quad (13)$$



Slika 3. Vpliv masivnosti na spreminjanje temperature tenkostenskih nosilcev.

Tudi gostota in specifična toplota snovi sta v splošnem odvisni od trenutne temperature. Spremembo gostote pri jeklenih konstrukcijah običajno zanemarimo, specifična toplota jekla pa se spreminja po naslednjem zakonu [12]

$$c(T) = 470 + \frac{(T+273)}{5} + 5 \left( \frac{T+273}{100} \right)^2 \quad (\text{J/kgK}), \quad (14)$$

kjer je  $T$  temperatura v  $^{\circ}\text{C}$ . Enačbo (12) je mogoče enostavno numerično rešiti z linearizacijo na majhnem časovnem intervalu  $[t_i, t_{i+1}]$ . Časovni potek temperature potem dobimo z naslednjim rekurzijskim obrazcem

$$T(t_{i+1}) = T(t_i) + (t_{i+1} - t_i) q_s(t_i) \frac{m}{\rho c(t_i)}. \quad (15)$$

V tem izrazu je le masivnost  $m$  značilnost prečnega prereza obravnavanega elementa. Iz enačbe (10) sledi, da se nosilci z večjo masivnostjo  $m$  (torej nosilci s tanjšimi stenami) med požarom hitreje segrejejo kot nosilci z majhnim količnikom  $m$ . Na sliki 3 so prikazane krivulje spreminjanja temperature s časom za jeklene profile z različnimi količniki  $m$ . V primeru A se temperatura okolja spreminja po standardni požarni krivulji ISO 834, v primeru B pa je prikazan vpliv masivnosti na segrevanje in ohlajevanje jeklenih profilov v hipotetičnem realnem požaru. Pri vrednotenju prikazanih krivulj so bile razen enačbe (14) upoštevane še naslednje vrednosti termičnih parametrov:

$$\begin{aligned} h_c &= 1500 \text{ J/m}^2 \text{ min K}, \\ \varepsilon_r &= 0,55, \\ \rho &= 7850 \text{ kg/m}^3. \end{aligned}$$

### Toplotno zaščiteni kovinski tenkostenski nosilci.

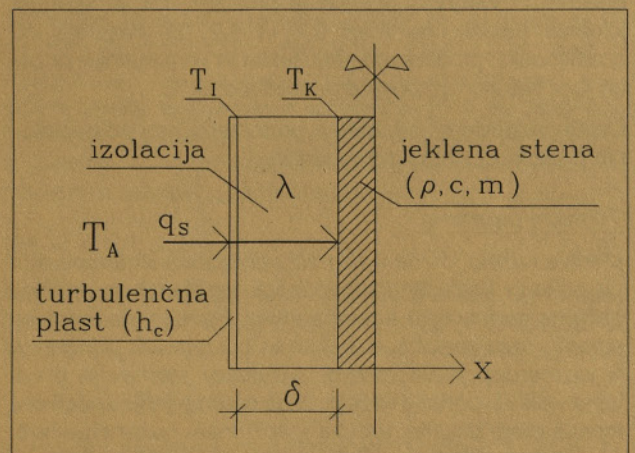
Na podoben način kot v primeru toplotno nezaščitenih tenkostenskih kovinskih nosilcev je mogoče obravnavati tudi spreminjanje temperatur v nosilcih, katerih zunanja površina je toplotno zaščiten s slojem toplotno izolativnega materiala. V prejšnjem razdelku vpeljane predpostavke omogočajo enodimenzionalno reševanje osnovnih enačb prevajanja toplote (2) do (5).

Vzemimo, da je tenkostenski jekleni nosilec toplotno zaščiten z izolacijskim slojem debeline  $\delta$  s konstantnim koeficientom toplotne prevodnosti  $k_{xx} = \lambda$ . Za izolacijske materiale je značilna zelo majhna toplotna kapacitivnost, zato bomo vzeli, da je specifična toplota izolacije  $c = 0$ . Na sliki 4 je prikazan elementarni del tenkostenskega prečnega prereza s simetrično nameščeno toplotno izolacijo. Pri znani temperaturi okolja  $T_A$  naj bo temperatura na površini izolacijskega sloja  $T_I$ , temperatura jeklene stene prereza pa  $T_K$ . Znotraj izolacijskega sloja ni dodatnih izvirov ali ponorov toplote, zato je specifični prostorninski toplotni pretok  $Q$  izolacijske plasti enak nič. Z zapisom enačbe (2) za izolacijski sloj dobimo

$$\lambda \frac{d^2 T}{dx^2} = 0. \quad (16)$$

Temperatura  $T$  je na območju debeline izolacijske plasti torej lahko kvečjemu linearna funkcija koordinate  $x$ :

$$T(x) = T_I + \frac{T_K - T_I}{\delta} x. \quad (17)$$



Slika 4. Prehod toplote skozi toplotno zaščito.

Specifični toplotni pretok skozi površino izolacijskega sloja je določen podobno kot v prejšnjem primeru

$$q_{s||} = h_c (T_A - T_I) + \varepsilon_r B (T_A^4 - T_I^4). \quad (18)$$

Toplotni pretok skozi površino jeklenega profila pa je v skladu z enačbo (4)

$$q_{s||K} = \lambda \frac{dT}{dx} n_x. \quad (19)$$



Na obravnavani površini jeklene stene je  $n_x = -1$  in ob upoštevanju enačbe (17) sledi

$$q_{s/K} = \frac{\lambda}{\delta} (T_I - T_K) \quad (20)$$

Zakon o ohranitvi energije za element izolacijskega sloja, ki pripada bočni površini sloja  $\Delta S$

$$\Delta S q_{s/I} - \Delta S q_{s/K} = \delta \Delta S Q = 0, \quad (21)$$

pove, da morata biti specifična površinska toplotna pretoka skozi mejni ploskvi izolacijske plasti enaka

$$q_{s/I} = q_{s/K} \quad (22)$$

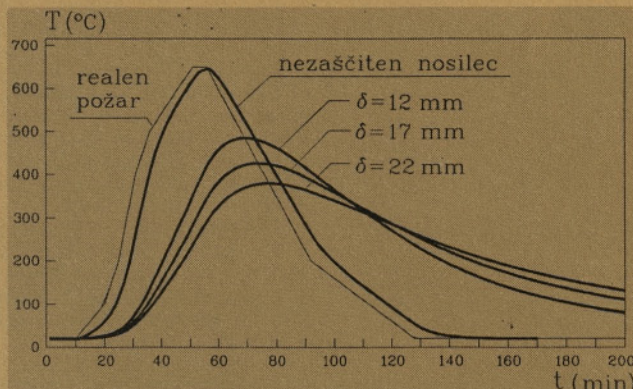
Z izenačitvijo izrazov (18) in (20) dobimo po ureditvi

$$[h_c + \varepsilon_r B (T_A^2 + T_I^2) (T_A + T_I)] (T_A - T_I) = \frac{\lambda}{\delta} (T_I - T_K) \quad (23)$$

Gornja enačba predstavlja dodatni mejni pogoj za rešitev enačbe prevajanja toplote v obravnavanem primeru. Postopek reševanja se močno poenostavi, če v ogletem oklepaju na levi strani enačbe (23) vzamemo, da je temperatura  $T_r$  na površini izolacijskega sloja kar enaka temperaturi okoliškega zraka  $T_A$ . Omenjeni člen pomeni mero za pretok toplote skozi površino izolacijskega sloja, privzeta poenostavitev pa predstavlja njegovo največjo možno vrednost.

# izolirka

Nudimo **svetovanje** o  
 pravih načinih uporabe  
 izolacijskih materialov  
 v gradbeništvu. Za brezplačen  
 nasvet ter izčrpne informacije  
 se obrnite neposredno na  
 TEHNIČNO INFORMATIVNO  
 SLUŽBO Izolirke  
**tel. 061 103 096,**  
**int. 36.**



Slika 5. Vpliv toplotne zaščite na spreminjanje temperature tenkostenskih nosilcev.

Z oznako

$$h^* = h_c + 4\varepsilon_r B T_A^3 \quad (24)$$

se enačba (32) glasi

$$h^* (T_A - T_I) = \frac{\lambda}{\delta} (T_I - T_K) \quad (25)$$

Od tod lahko izločimo temperaturo  $T_I$

$$T_I = \frac{\delta h^* T_A + \lambda T_K}{\delta h^* + \lambda} \quad (26)$$

Specifični toplotni tok je tako

$$q_s = h_n (T_A - T_K) \quad (27)$$

Pri tem smo s  $h_n$  označili nadomestni prestopni koeficient, ki ga določimo iz enačbe

$$\frac{1}{h_n} = \frac{1}{h^*} + \frac{\delta}{\lambda} \quad (28)$$

Časovni potek spreminjanja temperature konstrukcije  $T_K$  določimo sedaj po enačbah (12) oziroma (14). Podobno ravnamo, če je toplotna zaščita sestavljena iz več izolacijskih slojev z debelinami  $\delta_1, \delta_2, \dots$  in prevodnostnimi koeficienti  $\lambda_1, \lambda_2, \dots$ . V tem primeru določimo nadomestni prestopni koeficient po enačbi

$$\frac{1}{h_n} = \frac{1}{h^*} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \dots \quad (29)$$

Na sliki 5 je prikazan vpliv debeline toplotne izolacije na časovno spreminjanje temperature jeklenega nosilca IPE 160 v hipotetičnem realnem požaru. Nosilec je toplotno zaščiten s plastjo brizgane mineralne volne debeline  $\delta$ . Po podatkih proizvajalca [14] se koeficient toplotne vrednosti  $\lambda$  tega izolacijskega materiala s temperaturo  $T$  ( $^{\circ}\text{C}$ ) spreminja po enačbi

$$\lambda(T) = 2.16 + 0.012T + 6 \cdot 10^{-14} T^5 \quad (\text{J/m min}^{\circ}\text{C}). \quad (30)$$

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

1. European Convention for Constructional Steelwork, European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures: Calculation of the Fire Resistance of Load Bearing Elements and Structural Assemblies Exposed to Standard Fire. ECCS, Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, Elsevier, Amsterdam–Oxford–New York (1983).
2. European Convention for Constructional Steelwork, Design Manual on the European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures. ECCS, Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, Elsevier, Amsterdam–Oxford–New York (1985).
3. Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction. International Standard 834 (1975).
4. Kawagoe, K., Sekine, T., Estimation of Fire Temperature–Time Curve in Rooms. Building Research Institute, *Occasional Report* No. 11, Tokio (1963).
5. Kawagoe, K., Sekine, T., Estimation of Fire Temperature–Time Curve in Rooms. Building Research Institute, *Research Paper* No. 29, Tokio (1967).
6. Ödeen, K., Theoretical Study of Fire Characteristics in Enclosed Spaces. Division of Building Construction, Royal Institute of Technology. *Bulletin* No. 10, Stockholm (1963).
7. *Fire Safety Science*. Proceedings of the First International Symposium. Eds. C. E. Grant, P. J. Pagni, HPC, Washington New York London (1985).
8. Magnusson, S. E., Thelandersson, S., Temperature–Time Curves of Complete Process of Fire Development. *Acta Polytechnica Scandinavica*, Civil Engineering and Building Construction Series, No. 65, Stockholm (1970).
9. Sportiello, R., Résistance au feu des structures métalliques. Projet de méthode de calcul. *Construction Métallique*, No. 2 (1975).
10. Wark, K., *Thermodynamics*. McGraw-Hill Book Co., New York (1971).
11. Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en acier. Document Technique Unifié. *Construction Métallique*, No. 4 (1976).
12. Abrams, M. S., Behaviour of Inorganic Materials in Fire. *Design of Buildings for Fire Safety*, ASTM STP 685, Eds. E. E. Smith, T. Z. Harmathy (1979).
13. Saje, M., Turk, G., HEATC, Program za račun nelinearnega in nestacionarnega prevajanja toplote, FAGG Ljubljana (1987).
14. Brizgana mineralna volna BMV VT-25, prospekt, Termika, Ljubljana (1984).
15. Srpcič, S., Račun vpliva požara na jeklene konstrukcije. Disertacija, FAGG, Ljubljana, (1991).

# GRADBENIŠTVO | NOVOSTI | 1

*Predstavljamo Vam*

## **INŠTITUT ZA GRADBENIŠTVO**

*ki bo objavljaj pod NOVOSTI svoje raziskovalne dosežke*



### **LABORATORIJ ZA MEHANIKO TAL IN TEMELJENJE**

*Vodja: Prof.dr. Ludvik TRAUNER, dipl.ing.gr.*



### **LABORATORIJ ZA PREISKAVO MATERIALOV IN KONSTRUKCIJ**

*Vodja: Mag. Ivan JECELJ, dipl.ing.gr.*



### **LABORATORIJ ZA KOMUNALNO HIDROTEHNIKO**

*Vodja: Doc.dr. Eugen PETREŠIN, dipl.ing.gr.*



### **CENTER ZA CESTE IN CESTNI PROMET**

*Vodja: Prof.dr. Martin LIPIČNIK, dipl.ing.gr.*



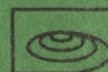
### **RAZISKOVALNO PROJEKTIVNI BIRO**

*Vodja: Mag. Tomaž KANCLER, dipl.ing.arh.*



### **LABORATORIJ ZA ANALIZO KONSTRUKCIJ**

*Vodja: Prof.dr. Branko BEDENIK, dipl.ing.gr.*



### **CENTER ZA ORGANIZACIJO, TEHNOLOGIJO IN EKONOMIKO GRAJENJA**

*Vodja: Prof.dr. Mirko PŠUNDER, dipl.ing.gr.*



### **LABORATORIJ ZA TEORETIČNO IN EKSPERIMENTALNO ANALIZO KONSTRUKCIJ IN OPTIMIZACIJO**

*Vodja: Prof.dr. Andrej UMEK, dipl.ing.gr.*

# RAČUNALNIŠKO PODPRT IZRAČUN USPEŠNOSTI POSLOVANJA GRADBIŠČ

## POVZETEK

V prispevku je predstavljena problematika vrednotenja rezultatov poslovanja gradbišč. V prvem delu je opisan način reševanja, ki je trenutno v veljavi v GIP Pionir iz Novega mesta. V ostalih gradbenih podjetjih je pristop sicer drugačen, v osnovi pa enak. V drugem delu sledi opredelitev celotnega problema in razlaga metodologije, ki je uporabljena pri izdelavi računalniškega programa za oceno uspešnosti poslovanja gradbišč.

## COMPUTER AIDED CALCULATION OF BUSINESS EFFICIENCY OF SITES

## SUMMARY

In our paper the problems regarding the results of business management of sites are discussed. First the solution presently adopted in the firm GIP PIONIR Novo mesto is presented. In other building construction companies the approach is different, but the basic principle is the same. Further on the problem is defined in detail and the methodology that supports the computer program for evaluating the efficiency of business management of sites is explained.

### 1.0. UVOD

Osebnne računalnike uporabljajo danes gradbena podjetja na številnih področjih, problem, s katerim se srečujejo, pa je, da so posamezna področja nepovezana, čeprav so med seboj informacijsko odvisna.

Na Tehniški fakulteti Maribor smo oblikovali raziskovalno skupino, katere naloga je, da sestavi informacijski model, ki bo povezal posamezne faze gradbenega poslovanja. S tem bo omogočen pretok podatkov od izdelanega projektantskega popisa del, pogodbenega predračuna in operativnega plana na gradbišče in nazaj do vodstva, ki bo tako dobilo kvalitetne informacije z gradbišča.

### 2.0. PREDSTAVITEV RAZISKOVALNE NALOGE

Naloga je tematsko razdeljena na štiri dele:

- kalkulacije v gradbeništvu,
- gradbiščno poslovanje,
- operativno planiranje in spremljanje graditve,
- obračun uspešnosti poslovanja.

Časovno je naloga opredeljena kot triletna (1991 do 1993). Zasnovana je na računalniškem programu KALK (Kalkulacije v gradbeništvu), s podatkovno bazo z normativi dela, materiala in mehanizacije. Nanj se navezujejo dodatni programi, ki so uporabni pri gradbiščnem poslovanju, operativnem planiranju in obračunu uspešnosti poslovanja.

### 3.0. OBRAČUN USPEŠNOSTI POSLOVANJA

#### 3.1. Splošno

Za vrednotenje rezultatov poslovanja gradbišč je bistvenega pomena, da so pravočasno na voljo vse informacije

o rezultatih poslovanja. Na podlagi teh informacij vodstvo lahko ukrepa in prepreči negativne posledice, ki bi lahko sledile. Informacije so zbrani in obdelani naslednji podatki:

- normirano-dopustna poraba delovnih ur, materiala in mehanizacije, ki jih je investitor plačal v mesečni situaciji,
- dejanska poraba delovnih ur, materiala in mehanizacije.

To je v splošnem velika množica podatkov, enostavno obvladljiva le z uporabo osebnega računalnika v vseh predhodnih fazah, te pa so:

- računalniško izdelane kalkulacije,
- računalniško vodena knjiga obračunskih izmer,
- računalniška izdaja mesečnih situacij,
- računalniško evidentiranje dejanske porabe, delovnih ur materiala in mehanizacije.

#### 3.2. Opis dosedanjega načina spremljanja poslovanja gradbišč

Proučitev trenutnega stanja pokaže, da smo s praktičnimi rezultati naloge nekje na polovici poti. Računalniško imamo podprte in povezane prve tri faze, problem je četrta faza, to je evidentiranje dejanskih potroškov, ki poteka ločeno in medsebojno neodvisno. Problematika je v vseh gradbenih podjetjih enaka, razlika je le v pristopih k reševanju.

Dejansko porabo delovnih ur zbirajo na gradbišču dnevno. Ob koncu obračunskega meseca te količine evidentirajo v obračunskih listih delavca, ki jih dostavijo na upravo podjetja. Tam jih uporabijo pri obračunu osebnega dohodka. Povprečna akordna stopnja stroškovnega mesta je še en podatek, ki ga je potrebno dostaviti za obračun osebnega dohodka, saj predstavlja nagrado (sankcijo) za dobro (slabo) delo.

Avtorja:

prof. dr. Mirko Pšunder, Tehniška fakulteta Maribor – Žarko Povše, dipl. ing. gr., Tehniška fakulteta Maribor

Povprečna akordna stopnja stroškovnega mesta se izračuna z naslednjim izrazom:

$$aSM = \left( \frac{NU}{PUU} - 1 \right) \cdot 100$$

NU ... razpoložljive ure za akordni obračun,  
PUU ... porabljene ure po učinku iz obračunskih listov delavcev.

$$NU = U_5 - (U_6 + U_7)$$

$$U_5 = U_1 + U_2 + U_3 + U_4$$

$U_1$  ... ure po računalniških izvlečkih mesečnih situacij,  
 $U_2$  ... ure, ki niso v računalniških izvlečkih,  
 $U_3$  ... ure po računih, temeljnicah, razkontaciji,  
 $U_4$  ... razlika ur v izjemnih primerih (več ali manj dela...),  
 $U_6$  ... ure kooperantov, uslug delavnic in obratov,  
 $U_7$  ... dejansko porabljene ure po času iz obračunskih listov delavcev.

Dejansko porabo materialov na gradbiščih vodijo klasično s skladiščno službo, na osnovi prevzemnic, izdajnic in prenosnic. Zatem porabo knjižijo v računovodski službi in bremenijo ustrezno stroškovno mesto.

Dejansko porabo mehanizacije (stroji in transportna sredstva) zbirajo na gradbiščih dnevno z evidenco delovnih ur mehanizacije. Na osnovi »strojnih poročil« in »prevoznic« organizacijska enota, ki posoja mehanizacijo, izstavi račun za posojeno mehanizacijo. V računovodski službi nato bremenijo ustrezno stroškovno mesto.

Vsi podatki o dejanski porabi virov se, po različnih poteh, zberejo v računovodski službi podjetja. To sicer so natančne informacije, vendar je čas, potreben za njihovo pridobitev, odločno predolg. Čas za učinkovito ukrepanje je že davno potekel, saj so medtem nastopila nova dejstva.

Eden od ukrepov je nagrajevanje (sankcioniranje) vseh zaposlenih na obravnavanem stroškovnem mestu. Če pride do zamika med opravljenim delom in nagrado (sankcijo), na osnovi tega dela, potem se učinki plačila po delu »skalijo«. Delavci se pogosto selijo iz enega gradbišča na drugo, pri tem delajo enkrat dobro, drugič slabo. Plačila, ki ne sledijo temu gibanju, dajejo videz neresnosti in vplivajo na slabšo storilnost.

### 3.3 Obračun uspešnosti poslovanja po novem

Za oceno uspešnosti poslovanja gradbišč je nujno pridobiti informacije pravočasno. To je lahko doseči z uporabo osebnih računalnikov, ki so že na gradbiščih.

Edini pogoj (iz točke 3.1), ki ga je še potrebno izpolniti, je računalniško evidentiranje dejanske porabe virov na gradbišču.

#### 3.3.1. METODOLOGIJA

Primerjava normirano dopustne porabe virov z dejansko porabo, ločeno za delo, material in mehanizacijo, da jasne pokazatelje uspešnosti:

– za delo (1):

$$K_d = \frac{NU}{PUU}$$

$K_d$  ... količnik porabe delovnih ur,  
NU, PUU ... razloženo v točki 3.2.

– za material (1):

$$K_m = \frac{N_m}{P_m}$$

$K_m$  ... količnik porabe materiala.

Izračun  $K_m$  je lahko količinski ali vrednostni. V prvem primeru pomeni:

$N_m$  ... normirano dopustna poraba materiala,  
 $P_m$  ... dejanska poraba materiala.

V primeru, da računamo vrednostno, pomeni:

$N_m$  ... vrednost normirano dopustne porabe materiala,  
 $P_m$  ... vrednost dejanske porabe materiala.

– za mehanizacijo (1):

$$K_s = \frac{N_s}{P_s}$$

$K_s$  ... količnik porabe mehanizacije,  
 $N_s$  ... normirano dopustna poraba mehanizacije,  
 $P_s$  ... dejanska poraba mehanizacije.

Tudi v tem primeru je primerjava lahko količinska ali vrednostna. Koefficienti  $K_d$ ,  $K_m$  in  $K_s$  so popolnoma natančni, če se gradnja vrši po predvidenem tehnološkem procesu. Znano je, da je gradnja objektov težko predvidljiva v podrobnostih, saj pogosto prihaja do odstopanj od predvidenih tehnoloških procesov (npr. ročno/strojno delo).

Upoštevajoč dejstvo, da je čas osnovni element nastajanja nove vrednosti, se izrazijo vsa odstopanja med normirano dopustno porabo in dejansko porabo tako, da se jih primerja z normirano dopustno porabo vložene delo. Primerjave so izvedljive le, če je poraba vseh virov ovrednotena s cenami iz interne kalkulacije.

Za izračun poslovnega uspeha smo uporabili naslednji izraz (3):

$$K_{usp} = \frac{1}{1 \pm L_d \pm L_m \pm L_s}$$

$K_{usp}$  ... koeficient uspešnosti poslovanja gradbišča.

$$L_d = \frac{PUU - NU}{NU}$$

$$L_m = \frac{PM - NM}{NU}$$

$$L_s = \frac{PS - NS}{NU}$$

#### 3.3.2. RAČUNALNIŠKI PROGRAM

Pri realizaciji naloge smo trenutno v fazi izdelave računalniškega programa, ki bo izračunal uspeh poslovanja gradbišča po metodologiji iz prejšnje točke.

Vhodni podatki za računalniški program so:

- normirano dopustna poraba virov, ki jih program poišče sam, v modulu za izdajo mesečne situacije,
- dejanska poraba delovnih ur, materiala in mehanizacije, ki jih je potrebno vnesti ročno.

Rezultati bodo računalniški izpisi, ki bodo prikazovali naslednje informacije:

– izračun vseh faktorjev, ki so pokazatelji uspeha ( $K_{usp}$ ,  $K_d$ ,  $K_m$ ,  $K_s$ ), prikazani so v tabeli 1.

**Tabela 1**

| Stroškovno mesto: Dom starejših občanov |       |       |       |           |
|---|-------|-------|-------|-----------|
| Objekt                                  | $K_d$ | $K_m$ | $K_s$ | $K_{usp}$ |
| Dom                                     | 1,23  | 0,91  | 0,92  | 1,16      |
| Bolnišnica                              | 1,08  | 0,95  | 0,89  | 0,97      |
| ...                                     | ...   | ...   | ...   | ...       |

– izpis normirano dopustne in dejanske porabe virov, prikazani so v tabeli 2.

**Tabela 2**

| Objekt: Dom starejših občanov |                        |          |          |         |
|-------------------------------|------------------------|----------|----------|---------|
| Šifra                         | Opis                   | Dopustno | Dejansko | Dop/Dej |
| 002013                        | PK železokrivec        | 14,80    | 16,00    | 0,92    |
| 002014                        | PK delavec             | 1350,00  | 1210,00  | 1,11    |
| 004013                        | KV železokrivec        | 14,80    | 16,00    | 0,92    |
| 072511                        | Žica žgana za vezanje  | 2,00     | 2,00     | 1,00    |
| 074310                        | GA 240/360 do FI 12 mm | 416,00   | 423,00   | 0,98    |

| Objekt: Dom starejših občanov |                           |          |          |         |
|-------------------------------|---------------------------|----------|----------|---------|
| Šifra                         | Opis                      | Dopustno | Dejansko | Dop/Dej |
| 088001                        | Plast. distančniki        | 80,00    | 81,00    | 0,99    |
| 121223                        | GA 240/360 zaht. do FI 12 | 400,00   | 392,00   | 1,02    |
| 909110                        | Električna energija       | 18,40    | 22,00    | 0,83    |
| .....                         | .....                     | .....    | .....    | .....   |

#### 4.0. SKLEP

Z izdelavo in vpeljavo računalniškega programa v praktično uporabo bo naloga končana. Tako bo sklenjena informacijska povezava med posameznimi fazami v gradbenem poslovanju:

- projektantski popis del s predizmerami in predračunom,
- pogodbeni predračun,
- operativni plan,
- knjiga obračunskih izmer,
- mesečna situacija,
- izračun uspešnosti poslovanja.

To bo velika pridobitev, ki bo omogočila ažurno spremljanje poslovanja gradbišč. Odražala se bo v večanju integralne produktivnosti in bo služila za pravičnejše nagrajevanje.

## LITERATURA

1. Mirko Pšunder: »Gradbeno poslovanje«, TF Maribor, 1987.
2. Mirko Pšunder: »Ekonomika gradbene proizvodnje«, Tehniška založba Slovenije, Ljubljana 1991.
3. Skupina avtorjev: »Analize i Kalkulacije u građevinarstvu, IRO Građevinska knjiga, Beograd 1984.
4. Miran Stanko: »Kalkulacije u gradbeništvu – navodila za uporabo, GIP Pionir Novo mesto, 1989.

## OJAČEVANJE KAMNITEGA ZIDOVJA Z ZIDOVJU PRIJAZNIM INJEKTIRANJEM

UDK 624.012.1.078.8:620.197

MIHA TOMAŽEVIČ, VERA APIH

### POVZETEK

Vse vrste kamnitega zidovja lahko zelo učinkovito ojačimo z injektiranjem cementne mešanice. Na žalost pa z injektiranjem cementa vgrajujemo stari strukturi zidu tuj material, ki poleg tega, da zidovje ojači, povzroča tudi nekatere nezaželene učinke. Da bi le-te zmanjšali na sprejemljivo mero, smo na Zavodu za raziskavo materiala in konstrukcij v Ljubljani razvili posebne vodoodbojne injekcijske mešanice. Ker znižano vsebnostjo cementa trdnost novo razvitih mešanic ne doseže trdnosti cementne, smo s preiskavo večjega števila zidov, ki smo jih injektirali z mešanicami različnih trdnosti, poskušali ugotoviti, kako spremembe trdnosti injekcijskih mešanic vplivajo na obnašanje kamnitega zidovja med potresom. Čeprav so se trdnosti uporabljenih injekcijskih mešanic tudi do petkrat razlikovale med seboj, na preiskanih zidovih nismo ugotovili praktično nobenih razlik. Ugotovitev bo močno olajšala nadaljnji razvoj zidovju prijaznih injekcijskih mešanic, ki bodo ustrezale tako trdnosti kakor tudi zahtevam za restavracijo in konzervacijo kulturno-zgodovinskih spomenikov.

**Ključne besede:** Kamniti zid, zgodovinski spomenik, injektiranje, injekcijska mešanica, vlaga, vodovpojnost, ojačevanje, potresna odpornost.

### THE STRENGTHENING OF STONE-MASONRY WALLS WITH MASONRY-FRIENDLY GROUTING

### SUMMARY

By injecting the cement grout, all types of stone-masonry walls can be efficiently strengthened. However, by injecting the cement, foreign material is introduced into the historic fabric of the masonry that, besides giving the masonry wall additional strength, induces also many negative effects. In order to reduce the consequences of chemical reactions developed during the process of hardening as well as capillary activity of introduced material, special, water-repellent grout mixes have been developed at the Institute for Testing and Research in Materials and Structures (ZRMK) in Ljubljana. Because of the reduced strength of those mixes, the influence of strength of the mix on the seismic behaviour of the grouted stone-masonry walls has been investigated by testing a number of stone-masonry walls injected with different types of grout under seismic loading conditions. Although the compressive strength of the mixes varied by 5-times, no significant differences in the behaviour and mechanical properties of the tested specimens have been observed. This will make easier further improvement of special purpose, masonry-friendly mixes, which will meet the requirements of restoration and conservation of historical monuments as well as the requirements of earthquake resistant design.

**Key words:** Stone-masonry, historical building, grouting, masonry-friendly grout, dampness, water absorption, strengthening, seismic resistance.

**Avtorja:**

Miha Tomaževič, dr., dipl. inž. gradb., redni profesor  
Vera Apih, mag., dipl. inž. kem., raziskovalna svetnica  
Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana,  
Dimičeva 12, 61109 Ljubljana

## UVOD

Velika večina Slovenije je potresno območje, na katerem lahko z obdobjem ponavljanja 200 let ali manj pričakujemo potrese VIII. stopnje intenzitete po MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik) lestvici. Kot dokazujejo zgodovinski podatki, je na naših tleh že nekaj potresov terjalo davek v obliki porušeni naselij in izgubljenih človeških življenj. Zadnji močni potresi, kot sta »veliki« ljubljanski potres leta 1895, potres na Kozjanskem leta 1974 in furlanski potres leta 1976, ki je močno prizadel Posočje, so opomin na potresno nevarnost, ki ji je izpostavljena Slovenija.

Slovenska urbana naselja so tipična srednjeevropska in sredozemska mesta s svojimi zgodovinskimi jedri, ki predstavljajo arhitekturno kulturno-zgodovinsko dediščino najvišje kategorije. Takšna jih je s kar najmanjšimi posegi potrebno ohraniti prihodnjim rodovom. Dolgo časa zanemarjeni zgodovinski deli mest, z raznovrstnimi in slikovitimi majhnimi trgi, prehodi in vogali, so postali priljubljena zbirališča meščanov, ki živijo v modernih stolpnih na obrobju mesta. Z modernizacijo in s prenovo stavb pa so stara mestna jedra postala tudi zanimiva prebivališča.

Na splošno so zgodovinske stavbe, ki niso bile projektirane in grajene z upoštevanjem danes veljavnih zahtev potresno varnega grajenja, potresno zelo ranljive. Novejši potresi v sredozemskem območju so povzročili največ škodo starim, zgodovinskim stavbam, pa tudi večina žrtev



Slika 1: Kamnita hiša v zgodovinskem jedru Ulcinja, ki jo je porušil potres v Črni gori leta 1979

je bila posledica porušitve starih stavb. Med drugimi razlogi, ki so povzročili trganje zidov in njihovo rušenje pravokotno na ravnino, je bila velikokrat tudi premajhna trdnost kamnitega zidovja kriva za nastanek poševnih razpok in razpadanje zidovja oziroma popolno porušitev stavbe (slika 1).

Zato je treba med posegi za ohranitev zgodovinskih stavb poleg konzervatorskih in restavratorskih ukrepov predvideti tudi ukrepe za ojačitev zidov, saj bo le med prenovo ojačena stavba lahko prevzela pričakovane potresne sile. V tem prispevku bomo povzeli nekaj najnovejših izkušenj, ki smo jih na Zavodu za raziskavo materiala in konstrukcij (ZRMK) v Ljubljani dobili pri ojačevanju obstoječega kamnitega zidovja z injektiranjem.

## INJEKTIRANJE CEMENTNE MEŠANICE KOT METODA PROTIPOTRESNE OJAČITVE OBSTOJEČEGA KAMNITEGA ZIDOVJA

Pri nas se je kamnito zidovje v vseh svojih različicah kot osnovni material za grajenje uporabljalo več stoletij. Kamnito zidovje starih stavb v zgodovinskih mestnih in podeželskih jedrih je navadno sezidano iz dveh zunanjih, nosilnih slojev iz večjih kosov nepravilno obdelanega kamna z vmesnim nasutjem iz manjših kosov in odpadkov, nastalih pri zidanju, vse skupaj pa je povezano z apneno malto. V nekaterih primerih je zidovje sezidano iz razmeroma kompaktno mešanice kamna, opeke in malte, brez vidne meje med posameznimi sloji zidu. Pravilno ali deloma obdelano kamenje se je uporabljalo za zidanje javnih ali monumentalnih stavb, včasih pa tudi za zidanje vogalov in stikov zidov pri navadnih stavbah. Ponekod je samo fasadni sloj zidu, ki ni ometan, sezidan iz obdelanega kamna, medtem ko je notranji sloj zidu iz lomljenca nepravilnih oblik ter je zato ometan. Zelo redko pa je iz pravilno obdelanega kamna sezidan celoten zid.

V kamnitem zidovju je najti lokalni material, predvsem apnenec (dolomit) in peščenjak. Kakovost malte je odvisna od kakovosti peska. V primeru čistega rečnega peska je bila dosežena dobra kakovost malte in zidovja, medtem ko je v primeru, da je bil za pripravo malte uporabljen blaten pesek ali pesek, pomešan z zemljo, kakovost malte in zidovja zelo slaba. Nekatere tipične vrednosti mehanskih lastnosti materialov, iz katerih je sezidano kamnito ali mešano zidovje zgodovinskih stavb, so navedene v preglednici 1.

Preglednica 1: Tipične mehanske lastnosti sestavnih materialov zgodovinskega kamnitega in mešanega zidovja (3, 4)

| Vrsta zidovja | Kamen:               |                | Opeka:               |                   | Malta:        |                      |
|---------------|----------------------|----------------|----------------------|-------------------|---------------|----------------------|
|               | Tlačna trdnost (MPa) | Dimenzije (mm) | Tlačna trdnost (MPa) | Granulacija peska | Sestava malte | Tlačna trdnost (MPa) |
| Kamen         | 40–70                | –              | –                    | 0–10 mm           | 1:2,5         | 0,5                  |
| Mešano        | 40–70                | 150×100×50     | 15,0                 | 0–5 mm            | 1:2,5         | 1,0                  |
| Mešano        | 40–70                | 150×100×50     | 15,0                 | 0–8 mm            | 1:2,5         | 0,5                  |

Zaradi načina zidanja je v kamnitem in mešanem zidovju veliko votlin, ki so enakomerno razporejene po celi prostornini zidovja (slika 2). Če to upoštevamo, zapolnitev votlin z vtiskanjem cementne mešanice v notranjost zidu predstavlja vsekakor eno očitnih, vendar učinkovitih metod za ojačitev zidu. Potem ko se injekcijska masa strdi,





Slika 2: Tipična struktura kamnitega zidu

poveže z votlinami ločene dele zidovja v kompaktno celoto.

Čeprav je injektiranje cementne mase znano kot uspešna metoda za utrjevanje inženirskih konstrukcij (opornikov mostov, tunelov) že več kot 150 let, se do nedavnega ni veliko uporabljalo za sanacijo in ojačitev po potresu poškodovanih opečnih in kamnitih zidanih stavb. Na ZRMK smo injektiranje cementne mešanice za sanacijo opečnih zidanih stavb vpeljali po katastrofalnem potresu v Skopju, Makedoniji, leta 1963. Za sistematično sanacijo in ojačitev kamnitih zidanih hiš pa smo injektiranje cementne mase na široko vpeljali po potresu na Kozjanskem leta 1974. Čeprav njegova intenziteta ni bila visoka (VII. stopnja po MSK lestvici), pa je potres močno poškodoval številne kmečke kamnite hiše in nekatere pomembne kulturno-zgodovinske spomenike. Po letu 1974 smo metodo injektiranja preverili in izboljšali, tako da je lahko na široko uporabljena po potresih v Furlaniji v Italiji leta 1976 in v Črni gori v Jugoslaviji leta 1979. V zadnjih dvajsetih letih se metoda uporablja tudi v primeru prenove zgodovinskih stavb v številnih mestnih in podeželskih jedrih.

Cementna injekcijska mešanica je sestavljena iz 90 % portlandskega cementa PC-35 in 10 % opalske breče, ki se doda za zagotavljanje plastičnosti med injektiranjem. Suhi mešanici se doda voda (volumensko razmerje med suhim delom mešanice in vodo je bilo med 1:1 in 1:0,9), nakar se suspenzija injektira v zid skozi posebne plastične ali kovinske cevke, ki se vgradi v spojnice med kamni enakomerno po celotni zidni površini. Razdalja med cevkami je odvisna od strukture zidu in se giblje med 0,5 in 1,0 m. Med kamne se izvrtajo luknje vsaj do polovice debeline zidu, vanje pa se nekaj centimetrov globoko vstavijo in s hitrovezočim cementom pritrdijo injekcijske cevke. Zidovje se najprej navlaži, nato pa se šele prične z injektiranjem. Postopek se prične spodaj in se nadaljuje proti vrhu zidu. Potem ko injekcijska masa prične iztekati iz sosednje cevke, se prva zapre, postopek pa se nadaljuje pri sosednji. Iztekanje mase iz spojnic med kamni oziroma razpok se prepreči s premazom s suhim, hitrovezočim se cementom (slika 3).



Slika 3: Injektiranje kamnitega zidu s cementno mešanico

Zaradi velikega števila votlin v kamnitem zidovju je za uspešno vtiskanje suspenzije potreben le majhen pritisk (do 2 bar). Če nimamo ustrezne opreme za injektiranje, si lahko pri zelo votlavih zidov za silo pomagamo kar s težnostjo: injekcijsko maso vlivamo v cev v višjih nadstropjih. Kot kažejo dolgoletne izkušnje, količina suhega dela mešanice, potrebna za sistematično zainjektiranje kamnitega zidovja, ne presega 50–150 kg na  $m^3$  zidovja.

Učinek injektiranja s cementno mešanico na potresno odpornost smo preverili eksperimentalno z občasnimi laboratorijskimi in terenskimi preiskavami obstoječih in ojačenih kamnitih in mešanih zidov (1, 2, 3 in 4). S preiskavami smo ugotovili, da je potresna odpornost s cementom zainjektiranega zidu lahko tudi več kot dvakrat večja od odpornosti osnovnega zidu. Stopnja povečanja je seveda odvisna od kakovosti osnovnega zidu, zanimiva pa je tudi ugotovitev, da je trdnost s cementom zainjektiranega zidovja v vseh primerih precej podobna, ne glede na vrsto in trdnost osnovnega zidu.

trdnost. Žal na ZRMK še nimamo eksperimentalnih podatkov o tlačni trdnosti, dobljenih s preiskavo dejanskega zidovja bodisi na terenu bodisi na vzorcih, odvzetih iz stavb in preiskanih v laboratoriju.

Tipična odvisnost med vodoravno obtežbo in kotom zasukaja pri dveh izmed preiskanih mešanih zidov v osnovnem in ojačenem stanju, dobljena s terensko preiskavo, je prikazana na sliki 4 (4).

Učinkovitost injektiranja kamnitega zidovja s cementno suspenzijo je bila preverjena tudi s potresom. Trietažno

Preglednica 2: Mehanske lastnosti osnovnega in injektiranega zgodovinskega kamnitega in mešanega zidovja

| Vrsta zidovja                                  | Opis preiskav | Trdnost injekc. mase (MPa) | Tlačna trdnost $f_c$ (MPa) | Natezna trdnost $f_t$ (MPa) | Modul elastičnosti E (MPa) | Strižni modul G (MPa) |
|--|---------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------|
| Neobdelan kamen, dva sloja, blaten pesek (1)   | osnovni:      | –                          | 0,5                        | 0,02                        | 197                        | 70                    |
|  | injektiran:   | 33                         | 1,0                        | 0,12                        | 825                        | 100                   |
| Neobdelan kamen, dva sloja, čisti pesek (2)    | osnovni:      | –                          | 0,77                       | 0,10                        | 390                        | 87                    |
|  | injektiran:   | 33                         | 2,14                       | 0,25                        | 2744                       | 145                   |
| Neobdelan kamen, dva sloja, čisti pesek (4)    | osnovni:      | –                          | –                          | 0,10                        | –                          | –                     |
|  | injektiran:   | 31                         | –                          | 0,14                        | –                          | 100                   |
| Neobdelan kamen, mešan zid, čisti pesek (3, 4) | osnovni:      | –                          | –                          | 0,14                        | –                          | 40                    |
|  | injektiran:   | 24                         | –                          | 0,19                        | –                          | 450                   |

(a) – laboratorijske preiskave, vzorci sezidani v laboratoriju; (b) – in-situ preiskave

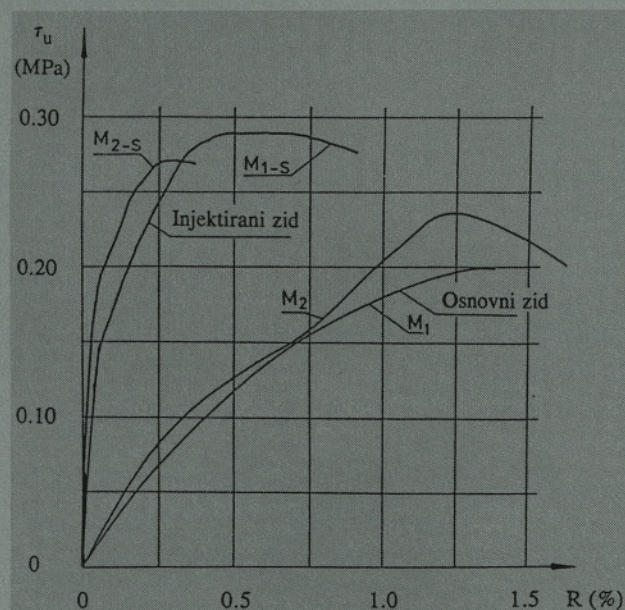
Tipične vrednosti mehanskih lastnosti, ki določajo potresno odpornost zidov (tlačne trdnosti  $f_c$ , natezne trdnosti  $f_t$ , modula elastičnosti E in strižnega modula G) so podane v preglednici 2 tako za osnovno kot tudi za s cementom zainjektirano zidovje. Pri tem je treba povedati, da so vse vrednosti tlačne trdnosti in modula elastičnosti, navedene v preglednici 2, dobljene s preiskavo zidov, sezidanih v laboratoriju. Te vrednosti pa se zdijo glede na dejanske pričakovane vrednosti premajhne v primeru »osnovnega« zidovja, saj apneni malti, s katero so bili zidovi v laboratoriju sezidani, ni bilo dano dovolj časa, da bi dobila

kamnito hišo, ki jo je močno poškodoval prvi potres v Furlaniji v Italiji leta 1976 (intenziteta potresa je dosegla IX. stopnjo po MSK lestvici), je sanirala in ojačila strokovna ekipa ZRMK s sistematičnim injektiranjem zidovja in s povezovanjem zidov. Čeprav je hiša stala v epicentralnem območju potresa, je, ustrezno ojačena, prestala dva zaporedna potresa enake intenzitete brez poškodb (5), medtem ko so se sosednje, samo »kozmetično« popravljene hiše, dokončno porušile.

## INJEKTIRANJE KOT METODA ZA ZAŠČITO PRED VLAGO

Injektiranje cementne suspenzije ima veliko prednost pred drugimi metodami ojačevanja kamnitih zidov: poseg po končanem delu ni opazen in je tako idealen za ojačevanje konstrukcije kulturno-zgodovinskih spomenikov, kjer moramo upoštevati restavratorske in konzervatorske zahteve, ki močno omejujejo uporabo drugih, tehnično tudi možnih posegov in ne dovoljujejo rekonstrukcije oziroma zamenjave elementov nosilne konstrukcije. Žal pa je injektiranje cementa v zidovje neustrezno z nekaterih drugih vidikov.

Kamnite hiše so po sanaciji zaradi povečane vlage v zidovih pogosto bolj neprijetne za bivanje. Umetnostni zgodovinarji in konzervatorji ugotavljajo, da je cement tuj originalni strukturi zidov, saj ne želijo uvajati v zidovje materialov, ki zgodovinsko vanje ne sodijo. Restavratorji pa se boje injektiranja zato, ker opažajo, da se po njem na poslikavah pogosto pojavijo poškodbe, ki jih pripisujejo cementu v saniranih zidovih.



Slika 4: Učinek ojačitve mešanega zidu z injektiranjem s cementno mešanico

NADALJEVANJE V PRIHODNJI ŠTEVILKI

# KEMA

69201 Puconci, tel. 069/45-021, 45-020, 45-022, telefax 069/45-023

## PREDSTAVLJAMO VAM NAŠE PROGRAME

- SANACIJE BETONA:** malte za reparaturo betonskih površin, za finalno obdelavo betonskih površin, hidrofobna sredstva, vezne emulzije, dodatki za pripravo torket betonov.  
(FASI RM, FASI FM, KEMAFOB, KEMACRYL, BETON RAPID, BETON KOHEZIV, BETON PROTEKTIV)
- SANACIJE VLAGE V ZIDU:** sredstva za kapilarno blokiranje vlage, sušilne malte, hidroizolacijski premazi, hitrovezne malte.  
(KEMASOL, KEMAFOB, ISA BIO MALTE, HIDROTES PREMAZI)
- SANACIJE INDUSTRIJSKIH PODOV:** aditivni industrijski podi, malte za obnovo starih industrijskih podov, samozalivne malte za novogradnje in obnovo poškodovanih industrijskih podov.  
(TAL M, NOVOTAL, NOVOTAL SAMOLIV, KEMACRYL, EPOKSIDNI PREMAZI, AKRILNI PREMAZI)
- PREMAZI ZA OBJEKTE ZA PITNO IN TEHNOLOŠKO VODO:** polimercementni premazi za obnovo starih in vodotesnost novih rezervoarjev za pitno in tehnološko vodo, pomožni hitrovezni materiali.  
(HIDROTES VH, HIDROTES AN, HIDROZAT, HIDROKIT)
- DODATKI BETONU:** plastifikatorji, superplastifikatorji, pospeševalci in upočasnjevalci vezanja betona, aeranti, dodatki za vodonepropustnost betona, opažna olja.  
(MELMENT IN PROIZVODI NA BAZI MELMENTA, ANTIKOROZIVNA ZAŠČITA BETONA (KOROSTOP))
- GRADBENA LEPILA, FUGIRNE MASE, IZRAVNALNE MASE:**
  - gradbeno lepilo, lepilo za siporex zidake, lepilo za lepljenje stiropor plošč oziroma elementov za termo fasade, lepilo za lepljenje keramike na keramiko, kamna, granita, marmorja
  - zidne in talne izravnalne mase
  - mase za fugiranje (široke in ozke fuge)

**FILTRACIJA VODE:** kremenčeve frakcije, antracit (UVOZ)

NAŠI  
TEHNOLOGI  
VAM BODO  
RADI SVETOVALI!

POKLIČITE NAS:  
PUCONCI 069 45 020, 45 021, 45 022  
LJUBLJANA 061 267 723 (gospod TIŠLER)  
MARIBOR 062 611 533 (komercialni predstavnik gospa TOMAŠIČ PAVLA)



**BRAMAC**

## VARNA STREHA ZA VSE ŽIVLJENJE

30 let garancije = vaša varnost

Pod streho BRAMAC boste našli v prihodnosti varnost in udobje zase in za vaše otroke. Za kakovost materiala in odpornost proti zmrzali dajemo 30-letno garancijo. Lepoto strehe, harmonijo med hišo in streho določite sami: izbirajte med dvema modeloma in štirimi barvami za individualnost svoje strehe.

In ne pozabite na kompletni sistem dodatkov po meri, ki hitro in varno reši vse strešne detajle. Odločite se za streho BRAMAC – za varno prihodnost.

### KUPON

### GRADBENI VESTNIK

Prosim, pošljite mi brezplačno in neobvezno predloge, prospekte, cene in kupoprodajne pogoje.

Ime in priimek: \_\_\_\_\_

Poklic: \_\_\_\_\_

Naslov: \_\_\_\_\_

Če potrebujete nasvete, pokličite naš tehnično informativni oddelek po telefonu: 068/22-016 in 0602/85-074

**BRAMAC**

BRAMAC d.o.o. Škocjan – vse za streho

Sedež in tovarna I: 68275 Škocjan, Dobruška vas 45, tel.: 068/22-016, telefaks: 068/76-290  
Tovarna II: 62375 Šentjanž, Otiški vrh – Dravograd, tel.: 0602/85-074, telefaks: 0602/85-206