

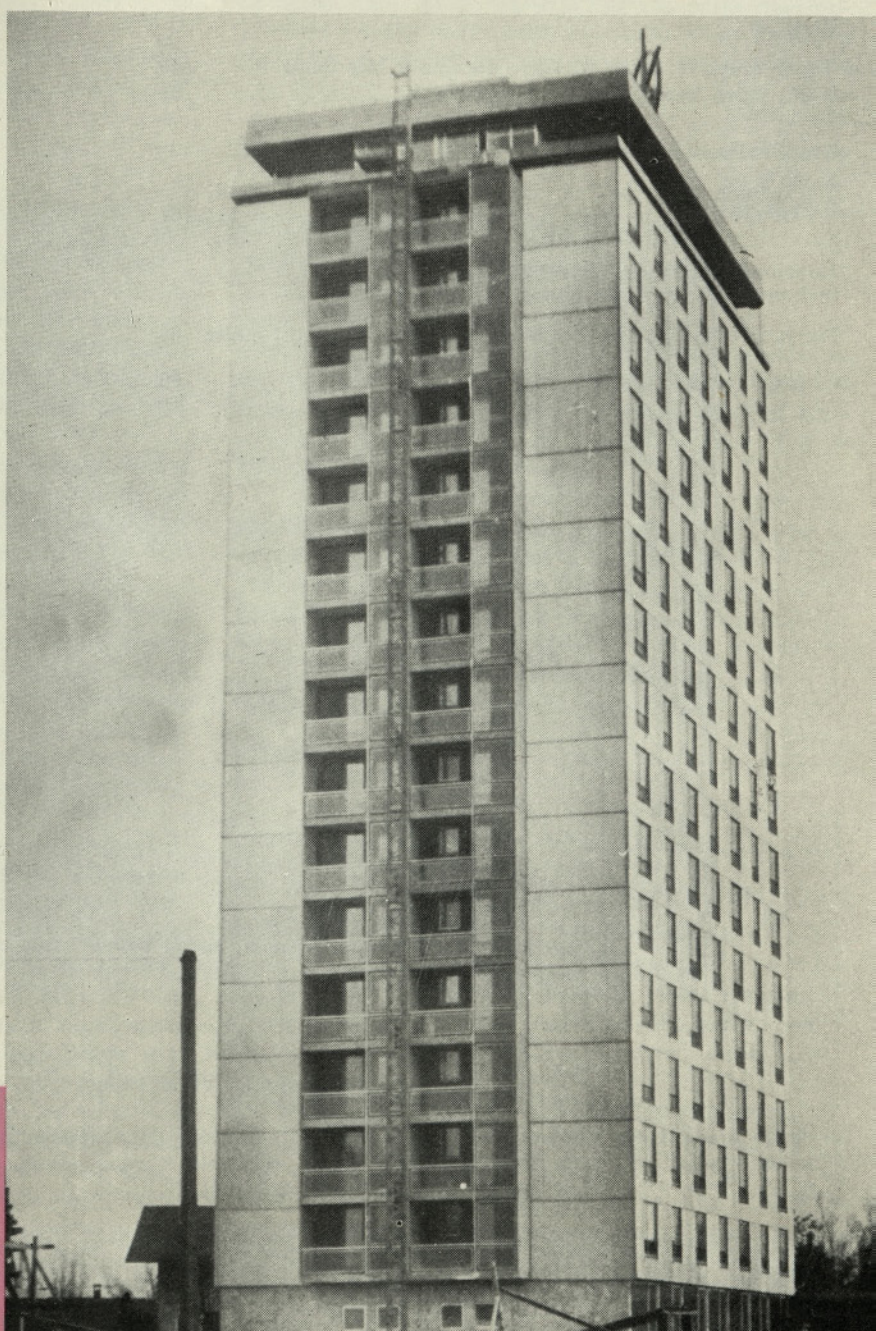
Poštnina plačana v gotovini

# GRADBENI VESTNIK

LETO XVI

MAREC 1967

ŠTEVILKA 3



SGP »PROJEKT«, KRANJ  
STOLPNICA V KRANJU



## VSEBINA

Srečko Cerar, dipl. inž.: Vpliv neposredne lastne teže stropne konstrukcije, krčenja in kvalitete betona na potek notranjih obtežb med gradnjo večetažne železobetonske okvirne konstrukcije (Se nadaljuje) . . .	49	
Neža Exel, dipl. inž.: Utrujenostna preizkušnja žice za napeti beton . . . . .	57	N. Exel: Fatigue testing of wire for prestressed concrete
Urbančič Karel: Problem paletiziranega transporta na gradbišču . . . . .	60	K. Urbančič: Problem of the transport with pallets on the building site
<b>Iz glasil naših kolektivov</b>		
B. F.: Glasilo SGP Primorje . . . . .	64	
<b>Vesti</b>		
Ing. S. Bubnov: XIV. razstava Bauma v Münchnu . . .	65	
B. F.: Nova kanalizacija v Celju . . . . .	66	
<b>Gradbeni center Slovenije</b>		
Igor Blumenau, dipl. inž. arh.: O akumulativnosti gradbenih podjetij . . . . .	67	
<b>Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij v Ljubljani</b>		
Marjan Orel, dipl. inž.: Obdelovalnost in plastičnost malte	69	
Obvestilo ZGIT Slovenije . . . . .	68	

Odgovorni urednik: Sergej Bubnov, dipl. inž.

Uredniški odbor: Janko Bleiweis, dipl. inž., Lojze Blenkuš, dipl. inž., Lojze Capuder, Vladimir Cadež, dipl. inž. prof. Bogo Fatur, Marjan Ferjan, dipl. inž., Vekoslav Jakopič, dipl. inž. arh., Hugo Keržan, dipl. inž., Maks Megušar, dipl. inž., Bogdan Melihar, Mirko Mežnar, dipl. inž., Bogo Pečan, Boris Pipan, dipl. inž., Marjan Prezelj, dipl. inž., Dragan Raič, Franc Rupret, Vlado Sramel, dipl. inž.

Revijo izdaja Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov za Slovenijo, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 23-158. Tek. račun pri Narodni banki 503-608-109. Tiska tiskarna »Toneta Tomšiča« v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Letna naročnina za nečlane 15.000 dinarjev. Uredništvo in uprava Ljubljana, Erjavčeva 15.



## Vpliv neposredne lastne teže stropne konstrukcije, krčenja in kvalitete betona na potek notranjih obtežb med gradnjo večetažne železobetonske okvirne konstrukcije

DK 624.042

SREČKO CERAR, dipl. inž.

### 1. Uvod

Vse dosedanje statične preiskave večetažnih okvirnih konstrukcij (železobetonskih kakor tudi jeklenih) upoštevajo v glavnem le dve obtežni shemi, ki bremenita vso skeletno konstrukcijo istočasno. Najprej izračunavamo notranjo obtežbo za vertikalno obtežbo  $q$  po vsej konstrukciji, nato pa še modificirani obtežbi ( $g + p/2$ ) in  $\pm p/2$  (da izračunamo največje pozitivne upogibne momente v poljih). To obtežbo razporedimo po vseh etažah okvirne konstrukcije istočasno. Prav tako obremenimo vso skeletno konstrukcijo s horizontalnimi silami (potres oz. veter) v vseh etažah istočasno. Včasih upoštevamo tudi krčenje betona po vsej konstrukciji istočasno (sl. 1)

Statični račun izvedemo po različnih metodah npr.: po silni metodi, s stalnimi točkami, po deformacijski metodi s klasičnimi deformacijskimi enačbami oziroma z različnimi iteracijskimi metodami (Cross, Czongka, Kani itd., oziroma z elektronskimi računalniki). Vse metode, s katerimi računamo, so dobre, vendar so nekatere zamudnejše, druge enostavnejše in hitrejšje. Eventualno se rezultati nekoliko razlikujejo med seboj in pravimo, da je ena metoda točnejša od druge. Vendar se ne zavedamo, da smo že v samem začetku napačno določili obtežno shemo za vertikalno obtežbo in za krčenje betona.

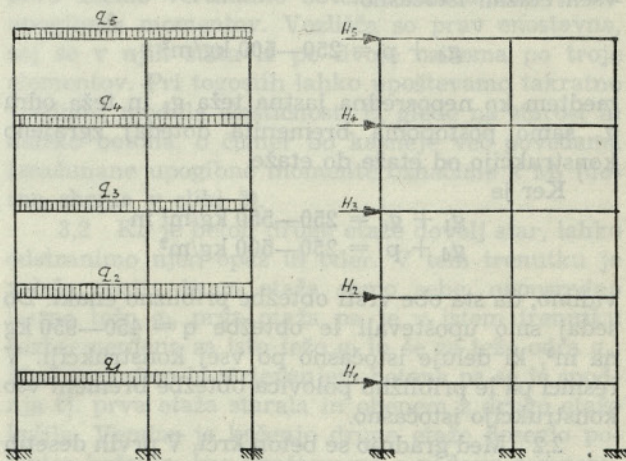
Pravilna je predpostavka, da se pojavi horizontalna obtežba po dograditvi in vselitvi večetažne okvirne konstrukcije (lahko se sicer pojavi tudi med gradnjo samo, vendar je tedaj njen vpliv manjši). Pri vertikalni obtežbi in pri krčenju pa ne smemo upoštevati tako poenostavljene obtežne sheme.

Skoro polovico ali celo malo več kot polovico vertikalne obtežbe  $q$  sestavlja neposredna lastna teža  $g_1$  stropne konstrukcije, ki jo vgrajujemo postopno med tretjo fazo gradnje od etaže do etaže. Med betoniranjem nove etaže ta ne nosi samo sebe, temveč bremeni neposredno etažo pod seboj — spodnjo etažo — z vso svojo težo in s težo odra

in opaža tako, da je spodnja nosilna etaža obremenjena z dvojno lastno težo in s težo odra. Ta obremenitev pa vpliva na vse spodnje etaže, torej na vso dotedaj zgrajeno okvirno konstrukcijo, ki se seveda temu primerno deformira in prevzame notranjo obtežbo. Prav nič pa ta deformacija ne vpliva na pravkar betonirano etažo, še manj pa na etaže, ki bodo šele kasneje dograjene. Prav tako se je del krčenja opravil med gradnjo samo, v vseh spodnjih etažah, ker so te starejše od zgornjih. Ko pa novo etažo razopazimo, šele tedaj začne nositi samo sebe, spodnjo etažo, ki je do sedaj nosila njeno težo, pa v istem trenutku razbremenimo za to težo in za težo odra. Ta nova oblika obtežbe pa sedaj vpliva na vso do tedaj zgrajeno okvirno konstrukcijo, ki je postala za eno etažo višja, kot je bila ob betoniranju nove etaže.

Dosedaj upoštevana obtežna shema za vertikalno obtežbo po vseh etažah istočasno je pravilna le za del vertikalne obtežbe  $q$ , ki jo vgradimo šele kasneje po zaključni tretji fazi gradnje, oziroma ob vselitvi. Ta del obtežbe pa je komaj dobra polovica ali celo malo manj od dosedanje totalne obtežbe  $q$ .

Ko smo dosedaj upoštevali totalno obtežbo  $q$ , razporejeno po vsej skeletni konstrukciji istočasno,



Sl. 1



in upoštevali tudi krčenje, smo si pravzaprav zamislili vso večetažno konstrukcijo med samo gradnjo nedeformirano, kot da je ostala v nekem absolutno togem opazu, nato pa smo jo šele po koncu gradnje nenadoma sprostili, ko smo jo razopazili. Obtežba je začela delovati na vsej konstrukciji istočasno, torej ni samo zgornja, najvišja etaža vplivala na spodnje, temveč je tudi najnižja etaža vplivala na vse zgornje etaže. Enako naj bi vplivalo tudi krčenje betona z vso svojo vrednostjo na vse etaže istočasno šele ob koncu gradnje. Vemo pa, da opaz ne more preprečiti krčenja in deformacij, niti ni konstrukcija ostala vsa v opazu do konca gradnje.

## 2. Razčlenjenost obtežbe, načini zaopaževanja, krčenje in kvaliteta betona

2,1 Različne stropne konstrukcije (betonske plošče, opečne stropove s tlačno ploščo, rebričaste stropove in nosilce grede okvirja) vgrajujemo v zgradbo ob tretji fazi gradnje postopoma od etaže do etaže. Imajo svojo določeno težo, ki jo imenujemo neposredno lastno težo  $g_1 = 200\text{--}450 \text{ kg/m}^2$  oziroma pri nosilcih do  $600 \text{ kg/m}^2$ ). Ponavadi so vse stropne konstrukcije enako težke (razen strešne etaže, kjer je eventualno drugačna —  $g_1'$ ). Teža odra in opaža za novo dobetonirano stropno konstrukcijo označimo z  $g_0$  ( $g_0 = 50\text{--}100 \text{ kg/m}^2$ , z ozirom na različne načine odranja in višino etaže). Ti dve obtežbi nastopata skupno med fazami gradnje od etaže do etaže ( $g_0 + g_1 = 250\text{--}550 \text{ kg/m}^2$ ). Ko je končana tretja faza gradnje, tj. ko je zabetonirana vsa okvirna konstrukcija do strehe, dobi stavba dodatno obtežbo. Najprej stavbo obremenimo s t.i. dodatno lastno težo  $g_d$ , ki je stalna in jo sestavljajo: stenski ekvivalent (za predelne stene), teža izravnalnega betona za tlake, nasipi za tlake, tlaki, stropni omet itd. ( $g_d = 150\text{--}200 \text{ kg/m}^2$ ). Nato šele naselimo stavbo in jo obremenimo z občasno (koristno oz. prometno) obtežbo  $p$  ( $p = 100\text{--}300 \text{ kg na m}^2$ ).

Le dodatna lastna teža  $g_d$  in občasna obtežba  $p$  bremenita skupaj vso okvirno konstrukcijo po vseh etažah istočasno

$$g_d + p = 250\text{--}500 \text{ kg/m}^2$$

medtem ko neposredna lastna teža  $g_1$  in teža odra  $g_0$  samo postopoma bremenita dotodaj zgrajeno konstrukcijo od etaže do etaže.

Ker je

$$g_1 + g_0 = 250\text{--}550 \text{ kg/m}^2 \text{ in}$$

$$g_d + p = 250\text{--}500 \text{ kg/m}^2$$

vidimo, da sta obe vrsti obtežbe približno enaki. Do sedaj smo upoštevali le obtežbe  $q = 450\text{--}950 \text{ kg na m}^2$ , ki deluje istočasno po vsej konstrukciji. V resnici pa le približno polovica obtežbe bremeni vso konstrukcijo istočasno.

2,2 Med gradnjo se beton krči. V prvih desetih dneh se beton skrči za ca. 1/3 in v 28 dneh za 1/2

vsega krčenja. Ako to izrazimo v stopinjah Celzija, lahko računamo za prvih 10 dni padec temperature za  $5^\circ \text{C}$  in v 28 dneh za ca.  $7\text{--}8^\circ \text{C}$ . Ko smo zabetonirali etažo, se je takoj po vezanju cementa začela krčiti. Še preden zabetoniramo naslednjo višjo etažo, mine najmanj 10 dni in se tedaj spodnja etaža krči že za 1/3 tj. za  $5^\circ \text{C}$ . Morda se najnižje etaže že popolnoma skrčijo, ko dograjujemo višje etaže. Dosedaj smo upoštevali krčenje na vsej okvirni konstrukciji istočasno, kot da je vsa zgradba enako stara in se je začela krčiti šele po dograditvi najvišje etaže!

2,3 Dosedanji naši statični računi upoštevaajo pri določitvi deformacij (pri silni metodi) oziroma pri togostih (pri deformacijskih metodah) konstantni modul elastičnosti  $E$ , ki ga ponavadi sploh ne upoštevamo, ker ga lahko vzamemo kot enoto. Vemo pa, da se modul elastičnosti spreminja s kvaliteto betona (marko betona), s starostjo betona in tudi zaradi obtežbe (kdaž se ta pojavi in koliko časa traja). Spodnje etaže, in zlasti njeni stebri, so ponavadi izdelane v boljši marki betona, pa tudi mnogo starejše so, kot pa so zgornje etaže, zato je modul elastičnosti znatno večji pri spodnjih etažah vsaj med gradnjo samo.

S tem pa se povečajo togosti teh elementov in zato prevzemajo večji delež notranjih obtežb.

Vse spremembe modula elastičnosti sproti upoštevamo pri predlogu, ki ga v tem članku podajamo.

2,4 Nadalje moramo biti pazljivi pri načinu odranja. Možni sta namreč dve varianti:

1. Zaopažena in odrana je samo nanovo betonirna etaža — to imenujemo enoetažno odranje.

2. Dvoetažno odranje: opaz in oder za novo etažo postavimo nad že gotovo staro etažo, vendar te še ne razodramo.

Oba primera bosta obdelana posebej v naslednjih poglavjih.

2,5 Tako torej vidimo, da smo dosedaj pri vertikalni obtežbi preveč enostavno obravnavali njeno obtežno shemo. Delno bi lahko opravičili to napako s tem, da do nedavnega nismo poznali enostavnejših metod za izračunavanje skeletnih konstrukcij, zlasti če so bile tudi pomične. Danes, ko poznamo zelo uspešno Kanijevo metodo, pri kateri lahko istočasno upoštevamo tudi premik konstrukcije, oz. lahko izračunavamo po deformacijski metodi s pomočjo elektronskih računskih strojev, pa ne bomo smeli prezreti predlaganih sprememb obtežnih shem za vertikalno obtežbo. Tako bomo dobili točnejše rezultate (ki so precej drugačni od dosedanjih) in dimenzionirali varneje in ekonomičneje.

Predlagane obtežne sheme zahtevajo nekoliko več računanja, ker je potrebno računati po vrsti enoetažno, nato dvoetažno, trietažno itd. konstrukcijo in kot zadnjo šele končno obliko  $n$ -etažne konstrukcije, ki smo jo izračunavali tudi doslej.

Najnovejši predpisi o vplivu potresa na okvirno konstrukcijo so zahtevni, vendar je določanje nihajne dobe in koeficientov nekoliko problematič-



no. Vrednosti sil, ki naj delujejo v etažah, so zato le približne, zato so tudi upogibni momenti po konstrukciji izračunani le približno, kljub temu da je statični račun točen. Upogibni momenti pa so zaradi poenostavljene obtežne sheme vertikalne obtežbe netočni in tako vsa konstrukcija ni varno dimenzionirana. Ako bodo statiki upoštevali za vertikalno obtežbo obtežbe sheme po fazah gradnje, krčenje betona med gradnjo, različno kvaliteto in starost betona med gradnjo bodo na ta način izračunali točnejše vrednosti notranjih obtežb zaradi vertikalne obtežbe in v kombinaciji s potresom, dimenzionirali okvirno konstrukcijo varneje in ekonomičneje. Statična preiskava večetažne okvirne konstrukcije bo morala upoštevati: neposredno lastno težo  $g_1$  vgrajene konstrukcije v fazi gradnje, težo odra  $g_0$ , kvaliteto betona, termiski plan graditve in s tem starost posamezne etaže (zaradi načina opaževanja, krčenja in modula elastičnosti).

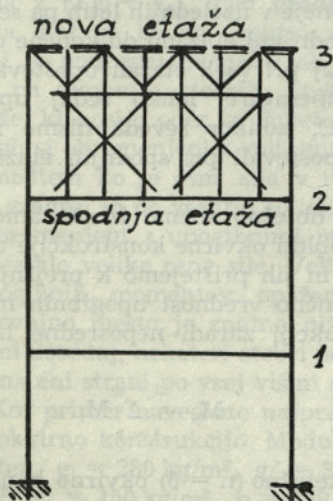
Oglejmo si v naslednjih poglavjih vpliv zaopaževanja na obteženo shemo, med gradnjo okvirne konstrukcije.

### 3. Enoetažno zaopaževanje

Ta način zaopaževanja je pogost in predvsem ekonomičen pri razsežni okvirni konstrukciji. Pri počasnejši gradnji v višino razopažimo zgornjo etažo, ko je dovolj stara, da lahko nosi samo sebe in novo breme. Njen oder in opaž sproti prenašamo nadnjo, da odramo in opažimo za novo etažo, ki jo bomo betonirali.

V sliki 2 je shematično zarisana ta situacija. Teža  $g_0$  in neposredna lastna teža  $g_1$  betona nove etaže bremenita spodnjo etažo, ki je že sposobna prenašati samo sebe in to breme.

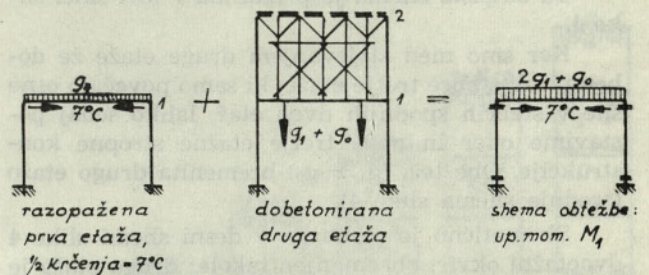
Spodnja etaža je tedaj obremenjena z dvojno neposredno lastno težo in s težo odra, torej z  $(2g_1 + g_0)$ . Ta obtežba pa je skoro enaka bodoči totalni obtežbi  $q$ , le da je v tej fazi gradnje spodnja etaža pravzaprav trenutno najvišja etaža okvirne konstrukcije. Obtežba na spodnji etaži vpliva na notranjo obtežbo vseh nižjih etaž pod seboj, prav nič



Sl. 2

pa ne vpliva na pravkar betonirano novo etažo, saj njen beton še ni začel niti vezati.

Ko pa je nova etaža dovolj stara (ca. 28 dni), jo smemo razodrati. V tem trenutku začne nositi samo sebe tj. težo  $g_1$ , istočasno pa smo spodnjo etažo razbremenili za težo odra  $g_0$  in za neposredno lastno težo  $g_1$  zgornje etaže. Predno pa smo novo etažo razodrati, se je nepretrgoma krčila. Po 28 dneh je opravljeno ca. 1/2 krčenja, to je za  $7-8^{\circ}C$  padca temperature. Vsa ta obtežba deluje sedaj na novi okvirni konstrukciji, ki je za eno etažo višja kot je bila prejšnja. Ta okvir pa bo v naslednji fazi gradnje spet dodatno obremenjen z odrom in težo nove dobetonirane etaže. Ker bo ta vpliv še večji od prejšnjega bomo zaradi hitrejšega računskega dela seveda upoštevali novo fazo obremenitve na izbetonirani okvirni konstrukciji.

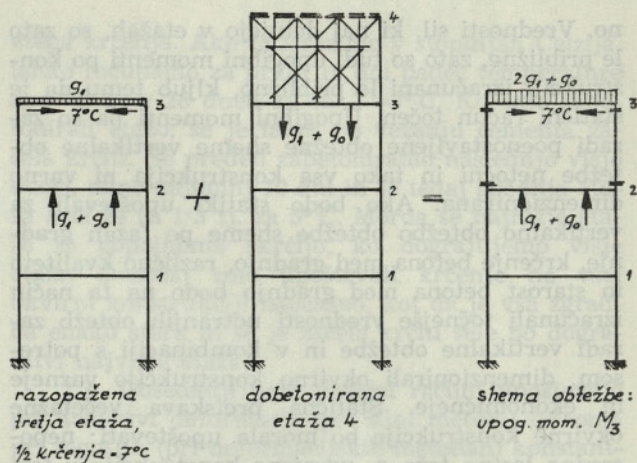
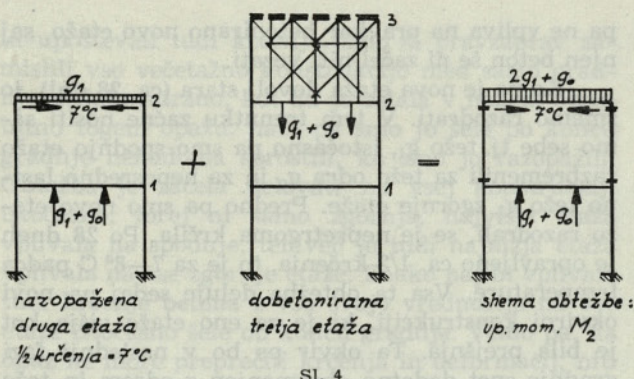


Sl. 3

3.1 Da dokažemo vse obtežne sheme, moramo pričeti pri prvi etaži. Po zabetoniranju prve etaže se je beton krčil. Ako bomo dobetonirali novo etažo po 28 dneh, lahko računamo, da se je prva etaža med tem skrčila za 1/2 tj. za  $7-8^{\circ}C$ . Nato jo razopažimo. Tedaj začne nositi samo sebe, nosilec je obremenjen z neposredno lastno težo  $g_1$  (leva shema). Nato zabetoniramo nad prvo etažo stebre druge etaže, ki samo povečajo s svojo lastno težo osne sile v stebrih spodnje etaže. Ko pa postavimo oder in opaž za novo, drugo etažo in jo betoniramo, smo dodatno obremenili spodnjo, prvo etažo s težo  $(g_1 + g_0)$  (srednja shema). Tako je torej enoetažni okvir po betoniranju druge etaže obremenjen z  $(2g_1 + g_0)$  in s padcem temperature za  $7^{\circ}C$ . Za to prvo shemo vertikalne obtežbe izračunamo potek upogibnih momentov. Vozlišča so prav enostavna, saj se v njih stika le po dvoje oziroma po troje elementov. Pri togostih lahko upoštevamo takratno vrednost modula elastičnosti  $E$ , glede na starost in marko betona, o čemer bo kasneje več povedano. Izračunane upogibne momente označimo z  $M_1$  (desna shema v sliki 3).

3.2 Ko je beton druge etaže dovolj star, lahko odstranimo njen opaž in oder. V tem trenutku je začela nositi druga etaža samo sebe, neposredno lastno težo  $g_1$ , prva etaža pa je v istem trenutku razbremenjena za isto težo  $g_1$  in še za težo odra  $g_0$ . Med vezanjem in strjevanjem betona pa se je spodnja tj. prva etaža starala in obenem z drugo etažo krčila. Vendar je krčenje druge etaže doseglo polovico krčenja, kar upoštevamo s padcem tempera-





ture za  $7^{\circ}\text{C}$ , medtem ko je krčenje prve etaže tako majhno, da ga zaenkrat še ni treba upoštevati (upoštevali ga bomo kasneje).

Ta obtežna shema je prikazana v levi skici slike 4.

Ker smo med strjevanjem druge etaže že dobetonirali stebre tretje etaže, ki samo povečajo osne sile v stebrih spodnjih dveh etaž, lahko sedaj postavimo oder in opaž tretje etažne stropne konstrukcije. Obe teži ( $g_1 + g_0$ ) bremenita drugo etažo (srednja shema slike 4).

Shematično je prikazan v desni shemi slike 4 dvoetažni okvir, obremenjen takole: druga etaža je obremenjena z ( $2g_1 + g_0$ ) in s padcem temperature  $7^{\circ}\text{C}$ , prva etaža pa je razbremenjena za vrednost ( $g_1 + g_0$ ). Vozišča zgornje, druge etaže so enostavna, saj stebrov tretje etaže ne upoštevamo, ker so navadne konzole brez obremenitve, vozišča prve etaže pa so že normalna. Kolikor bi upoštevali konstanten modul elastičnosti, bi togosti za prvo etažo bile definitivne za vse nadaljnje delo in s tem tudi razdelilni koeficienti (Cross, Kani) oz. členi deformacijskih enačb. Lahko pa zopet upoštevamo tudi trenutne spreminjajoče se module elastičnosti zaradi različne starosti betona in kvalitete betona, o čemer bo govor kasneje. Izračunani upogibni momenti za to obtežbo na dvoetažnem okvirju so označeni z  $M_2$ . Resnično stanje notranjih obtežb na dvoetažnem okvirju po zabetoniranju tretje etaže dobimo s seštevanjem obeh prejšnjih vrednosti

$$M = M_1 + M_2$$

3,3 Ko razopažimo tretjo etažo, ki se je med tem že skrčila za ca.  $1/2$  vrednosti, tj. za  $7-8^{\circ}\text{C}$ , imamo opraviti s trietažno okvirno konstrukcijo. Druga etaža je razbremenjena za obtežbo ( $g_1 + g_0$ ), tretja etaža pa nosi samo sebe, torej je obremenjena z neposredno lastno težo  $g_1$  (leva shema slike 5). Krčenja prve in druge etaže ne upoštevamo, ker je zelo majhno in ga bomo upoštevali šele kasneje. Krčenje stebrov ne vpliva na potek upogibnih momentov, kadar so vsi stebri iste etaže enako visoki, iz iste marke betona in enako stari, na kar ponavadi naletimo v praksi. Krčenje nosilcev pa povzroča vpetostne momente v stebrih in te moramo upoštevati pri računu.

Nato postavimo oder in opaž za četrto etažo in ko jo zabetoniramo, je tretja etaža dodatno obremenjena z ( $g_1 + g_0$ ) (srednja shema slike 5). V desni shemi slike 5 je podana obtežba na trietažni okvirni konstrukciji kot končna oblika obtežbe, iz katere izračunamo upogibne momente in jih označimo z  $M_3$ . Ko jih prištejemo k prejšnji vsoti, dobimo stanje upogibnih momentov na vsej, dotodaj zgrajeni konstrukciji

$$M = M_1 + M_2 + M_3$$

3,4 Podobno shemo obtežbe, kot je ta, dobimo nato za vse nadaljnje etaže. Vsakokrat izračunane upogibne momente  $M_i$  na ( $i$ ) etažni okvirni konstrukciji prištejemo k prejšnji vsoti, da dobimo stanje na dobetonirani zgradbi. Ker ima ponavadi konstrukcija strehe drugačno neposredno lastno težo  $g_1'$ , moramo to upoštevati pri obtežni shemi.

Ko razopažimo zadnjo ( $n$ ) etažo, dobimo šele popolno okvirno konstrukcijo. Zadnja ( $n$ ) etaža začne nositi svojo lastno težo  $g_1'$ , nižja ( $n-1$ ) etaža pa je razbremenjena za ( $g_1' + g_0$ ) (sl. 6).

Sedaj pa lahko na končani skeletni konstrukciji upoštevamo dve fazi krčenja istočasno. Najvišja zadnja etaža se je skrčila, še ko je bila v opažu za ca.  $1/2$ , kasneje v naslednjih letih pa se krči obenem z vsemi spodnjimi etažami do končne umiritve. Ker smo dosedaj pri vseh etažah upoštevali le po  $7^{\circ}\text{C}$  padca temperature, lahko sedaj upoštevamo še ostalih  $8^{\circ}\text{C}$ , kolikor seveda nismo že prej med gradnjo upoštevali pri spodnjih etažah vsega krčenja.

Za to obtežno shemo izračunamo posebej na dokončni obliki okvirne konstrukcije upogibne momente  $M_n$  in jih prištejemo k prejšnji vsoti. Tako dobimo končno vrednost upogibnih momentov  $M_g$  po konstrukciji zaradi neposredne lastne teže  $g_1$  oziroma  $g_1'$

$$M_g = \sum_{i=1}^{i=n} M_i$$

Za šestetažno ( $n = 6$ ) okvirno konstrukcijo moramo torej obravnavati 6 okvirjev — od enoetažne-



ga, preko dvo-, tri- itd. do končnega šestetažnega okvirja z obtežbo, ki je podana v sliki 7.

Za vsako novo etažo moramo sproti ugotoviti togosti in razdelilne koeficiente, za vse stare etaže pa ostanejo razdelilni koeficienti isti, ako predpostavimo konstanten modul elastičnosti E.

3,5 Na dokončni n-etažni skeletni konstrukciji nato posebej upoštevamo obtežno shemo ( $g_d + p$ ) in dobimo upogib. momente  $M_p$  oz. obtežbo ( $g_d + p/2$ ), da dobimo upogibne momente  $M_{p/2}$ . Ti obtežbi delujeta na vseh etažah istočasno tako, kot smo dosedaj računali z obtežbo  $q$ , nato pa še z obtežbo ( $\pm p/2$ ) izmenično in dobimo na ta način upogibne momente  $M_{1/2}$ . Nato seštevamo med seboj posamezne vrednosti. Da dobimo največje negativne upogibne momente v vozliščih (tako imenovano  $q$  obtežbo), moramo sešteti

$$M_q = M_g + M_p$$

in da dobimo največje pozitivne upogibne momente na sredini razpetine, seštevamo

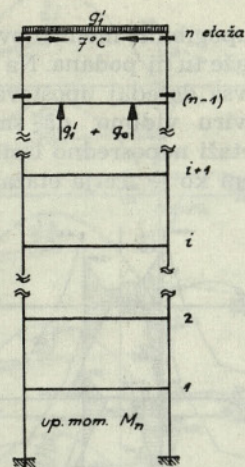
$$M_{max} = M_g + M_{p/2} \pm M_{1/2}$$

Posebej pa kot doslej obremenimo konstrukcijo s horizontalnimi silami in kombiniramo nato z vertikalno obtežbo  $M_q$  oz.  $M_{max}$ .

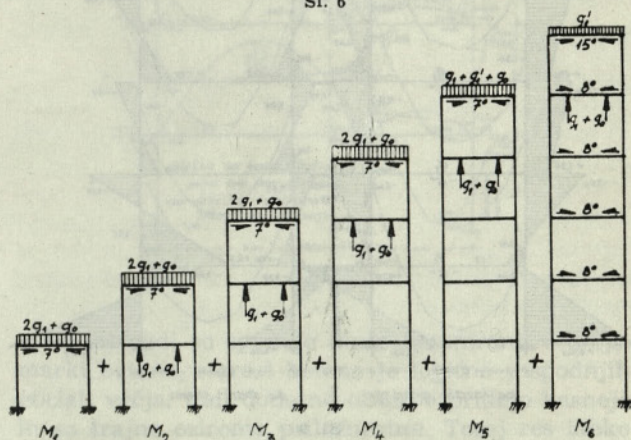
Nova obtežna shema nam da torej nekaj več dela, ker moramo preračunavati več okvirnih konstrukcij. Če je konstrukcija simetrična, odpade vpliv horizontalnega pomika pri simetrični vertikalni obtežbi in lahko izračunavamo okvirje po Crossovi metodi. Ako pa je konstrukcija nesimetrična, moramo upoštevati tudi horizontalne premike in je v tem primeru zelo pripravna in hitra Kanijeva metoda. Seveda pa je izračunavanje z elektronskimi računalniki najhitrejše.

Vendar se takšno povečano računanje izplača. Ob sprotne seštevaju in risanju upogibnih momentov dobimo vpogled v potek obtežbe med gradnjo. Mnogokrat se zgodi, da je nosilna etaža, ki je obremenjena z ( $2g_1 + g_0$ ), med gradnjo močnejše obremenjena, kot pa bo ob vselitvi z obtežbo  $q$ . Zlasti veliki so podporni momenti ob vozliščih na nosilcih in na zunanjih stebrih. Stebri poljubne zgornje etaže, ki nosijo oder in dobetonirano novo etažo, so v glavi obremenjeni z velikimi upogibnimi momenti, medtem ko je osna sila v njih majhna. Po končani gradnji in po vselitvi so isti stebri znatno manj obremenjeni z upogibnimi momenti, pač pa so se pojavile velike osne sile. Velike razlike v poteku upogibnih momentov opažamo zlasti v stebrih. Prevojno mesto je znatno nižje, kot smo ga bili vajeni dosedaj, nekateri stebri imajo natezno cono samo na eni strani po vsej višini stebra.

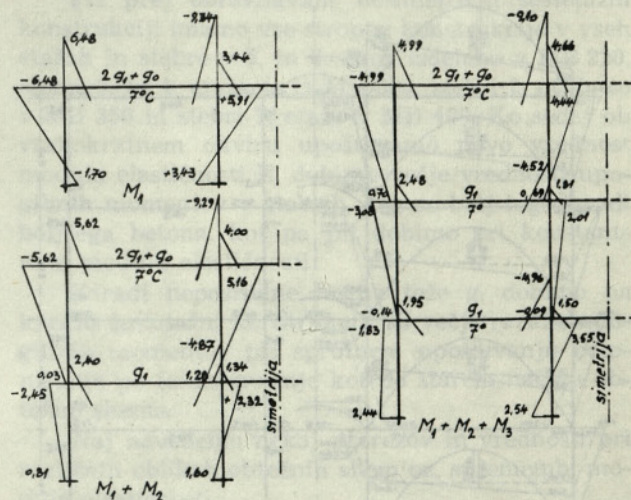
3,61 Kot primer navedimo najprej simetrično šestetažno okvirno konstrukcijo. Modul elastičnosti je konstanten,  $g_1 = 280 \text{ kg/m}^2$ ,  $g_1' = 300 \text{ kg/m}^2$ ,  $g_0$  je  $40 \text{ kg/m}^2$ ,  $g_d = 150 \text{ kg/m}^2$ ,  $p = 150 \text{ kg/m}^2$ . Razstoj okvirjev  $e = 5 \text{ m}$ . Torej je zvezna obtežba



Sl. 6



Sl. 7



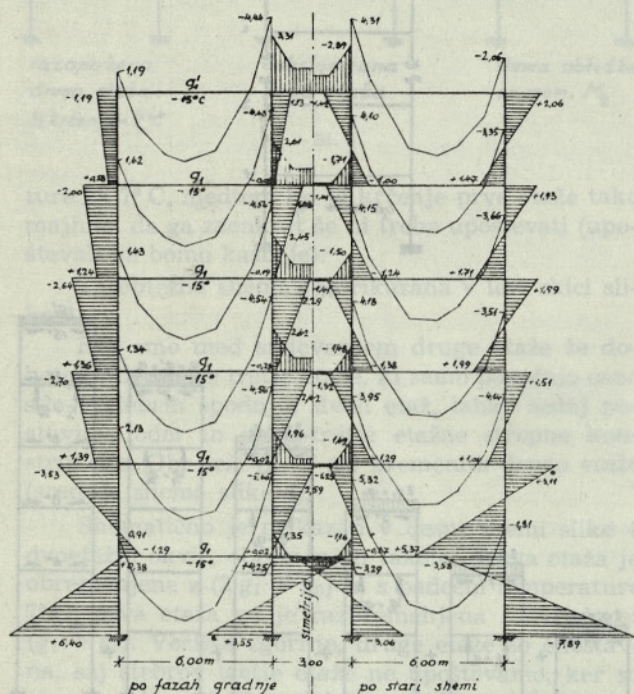
Sl. 8

$g_1 = 1,44 \text{ t/m}$ ,  $g_1' = 1,5 \text{ t/m}$ ,  $g_0 = 0,2 \text{ t/m}$ , ( $g_d + p$ ) =  $1,5 \text{ t/m}$ , upoštevano je sprotno krčenje betona. Razsežnosti konstrukcije so razvidne iz slike 10.

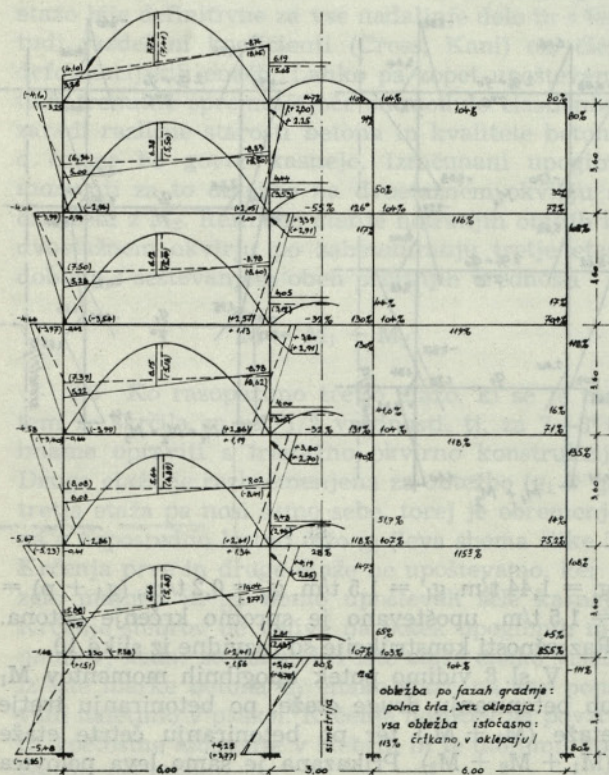
V sl. 8 vidimo potek upogibnih momentov  $M_1$  ob betoniranju druge etaže, po betoniranju tretje etaže ( $M_1 + M_2$ ) ter po betoniranju četrte etaže ( $M_1 + M_2 + M_3$ ). Prikazana je samo leva polovica konstrukcije.



Vrednost upogibnih momentov ob betoniranju pete in šeste etaže tu ni podana. Na grafikonu je obnem podana vsa dotedaj upoštevana obtežba. Pri trietažnem okviru vidimo, da smo upoštevali v prvi in drugi etaži neposredno lastno težo  $g_1$  in 1/2 krčenja, medtem ko je tretja etaža še obremenjena



Sl. 9



Sl. 10

s svojo neposredno lastno težo in s težo dobetonirane nove etaže ter s težo odra in s krčenjem betona v vrednosti  $7^0$  C.

3,62 Slika 9 nam pokaže končno stanje upogibnih momentov po zaključku tretje faze gradnje na vsej konstrukciji z upoštevanjem krčenja. Leva polovica konstrukcije podaja vrednosti, izračunane po fazah gradnje, desna polovica pa po sedanjem načinu izračunavanja z obtežbo  $g_1$  in s krčenjem po vsej konstrukciji istočasno.

Razlika je očitna. Zlasti je opazno, da so zunanji stebri zgornjih etaž v nategu po vsej višini na zunanji strani in da so grede zunanjih razpjetin znatno manj obremenjene ob zunanjih vozliščih in nekoliko bolj obremenjene ob notranjih vozliščih. Te vrednosti sicer še niso odločilne za dimenzioniranje, razlike pa ostanejo iste tudi v kombinaciji z ostalimi obtežbami.

3,63 Po izračunu ostalih kombinacij za vertikalno obtežbo dobimo pregled nad ekstremnimi vrednostmi za obtežbo  $q$ . V sliki 10 je podan diagram upogibnih momentov na 6-etažni konstrukciji. Polna črta in vrednosti brez oklepaja veljajo za obtežne sheme po fazi gradnje in ob istočasnem upoštevanju krčenja betona, črtkana črta in vrednosti v oklepaju pa so dobljene pri enostavnem dosedanjem obravnavanju obtežbe in krčenja betona po vsej konstrukciji istočasno. V desni polovici slike so v odstotkih pokazana razmerja upogibnih momentov po novem in starem načinu obtežnih shem. Pozitivni upogibni momenti v večji razpjetini se razlikujejo celo do 119 odstotkov. Absolutna razlika je 1,0 tm pri vrednosti 5,18 tm, ki jih dobimo po starem načinu računanja. Zunanji stebri so v podnožju manj obremenjeni, v glavi pa bolj obremenjeni. Srednja razpjetina je obremenjena z negativnim upogibnim momentom, ne pa s pozitivnim. V četrti etaži npr. dobimo po novem dejanskem načinu obremenitve

$M_{\max} = -0,23$  tm oz.  $M_{\min} = -1,39$  tm, po stari obtežni shemi pa

$M_{\max} = +0,71$  tm oz.  $M_{\min} = -0,45$  tm.

Zamislimo si sedaj še kombinacijo s horizontalnimi silami. Stebri dobe v tem primeru dejansko znatno drugačno obremenitev, kot smo jo izračunali dosedaj. Za primerjavo si oglejmo zunanji stebber prve etaže. V glavi tega stebra smo dobili po novi obtežni shemi  $-1,68$  tm (nateg zunaj), po stari obtežni shemi pa  $+1,51$  tm (nateg znotraj). Potresni sunki naj bi dali v tem prerezu  $\pm 3,0$  tm. Torej dobimo:

po novem izračunu  $-4,68$  tm oz.  $+1,32$  tm  
po starem izračunu  $-1,49$  tm oz.  $+4,51$  tm

Torej smo ta stebber dosedaj znotraj preveč dimenzionirali, zunaj pa premalo.

Ob betoniranju druge etaže pa je bil isti stebber obremenjen celo z  $-6,48$  tm ob zelo majhni osni sili. Torej bi bilo treba prekontrolirati dimenzije tudi za to obremenitev.



3,7 Zaradi primerjave naj bo podana še nesimetrična konstrukcija, kjer pride do veljave tudi horizontalni pomik konstrukcije pri vertikalni obtežbi. Konstrukcija je šestetažna, modul elastičnosti  $E$  konst.,  $g_1 = 300 \text{ kg/m}^2$ ,  $g_0 = 50 \text{ kg/m}^2$ ,  $(g_1 + p) = 300 \text{ kg/m}^2$ ,  $q = 600 \text{ kg/m}^2$ , razstoj okvirjev  $e = 5 \text{ m}$ . Krčenje ni upoštevano sproti (sl. 11).

Diagram upogibnih momentov velja za obtežbo  $q = 3 \text{ t/m}$ . Črtkana črta in vrednost v oklepaju veljajo za stari način obtežne sheme z obtežbo  $q$  po vseh etažah istočasno, polna črta in vrednosti brez oklepajev pa predstavljajo upogibne momente zaradi dejanske obremenitve z neposredno lastno težo po fazah gradnje. Iz slike 11 je razvidna precejšnja razlika zlasti pri stebrih, pa tudi pri vrednostih pozitivnih upogibnih momentov v polju. Razlikuje se seveda tudi diagram upogibnih momentov zaradi krčenja, ki pa v tej sliki ni podan. V bistvu pa krčenje še poveča to razliko zlasti v podnožju stebrov in pri pozitivnih momentih v polju. Vrednosti, ki jih dobimo po obeh načinih obtežnih shem, so za maksimalne upogibne momente v prvi, drugi in tretji etaži različne do 20 odstotkov, v četrti etaži 18 odstotkov, v peti etaži 12 odstotkov in pri šesti etaži 6 odstotkov. Zanimive so tudi vrednosti upogibnih momentov med gradnjo. Po betoniranju druge etaže je levi stebel zgoraj obremenjen z  $-6,49 \text{ tm}$  in z majhno osno silo. Tudi v ostalih etažah je zunanji levi stebel v glavi med gradnjo nekoliko bolj obremenjen z upogibnim momentom kot po vselitvi, vendar vedno z majhno osno silo, medtem ko je po vselitvi osna sila neprimerno večja.

3,8 Lahko pa upoštevamo pri računu togosti  $k = \frac{EJ}{l}$  še spreminjajoče se vrednost modula elastičnosti, na katero vplivajo: kvaliteta betona, starost betona ob prevzemu dodatnih bremen in trajanje te obtežbe.

Modul elastičnosti izračunamo po znani enačbi

$$E = \frac{500.000}{\left(1 + \frac{200}{\mu \cdot MB}\right) (1 + f_v)}$$

pri čemer pomeni:  $\mu$ : koeficient starosti betona (od 1,0 do 1,3)

MB: marka betona

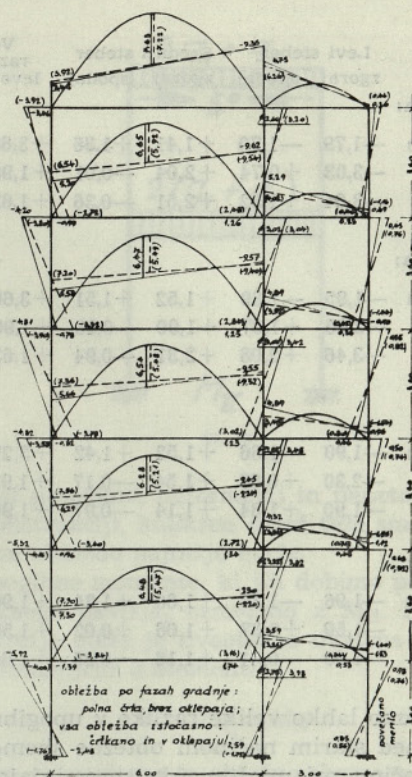
$$f_v = a \cdot k \cdot v$$

a: koef. odvisen od vlažnosti betona (0,75 do 3,5)

k: koef. odvisen od starosti betona pri prevzemu obtežbe (1,5—0,5)

v: koef. odvisen od trajanja obtežbe (0,8 do 1,0)

(Enačba in koeficienti so povzeti po knjigi: dr. ing. Srdan Turk: Masivne konstrukcije I. del, Ljubljana 1965.)



Sl. 11

Ponavadi so spodnje etaže betonirane v boljši marki betona, starost betona je logično v spodnjih etažah večja, tudi dodatne obtežbe pridejo kasneje in so trajne oziroma priložnostne. Torej res lahko upoštevamo sproti spremembo modula elastičnosti.

Pri prej obravnavani nesimetrični šestetažni konstrukciji imamo vse stropne konstrukcije v vseh etažah in stebre v 5. in 6. etaži izdelane v MB 220, stebri 3. in 4. etaže so iz MB 300, stebri 2. etaže so v MB 350 in stebri 1. etaže v MB 400. Ko sedaj ob vsakokratnem okviru upoštevamo novo vrednost modula elastičnosti  $E$ , dobimo večje vrednosti upogibnih momentov v stebrih, ker so bolj togi zaradi boljšega betona, kot pa jih dobimo pri konstantnem modulu elastičnosti.

Zaradi neposredne lastne teže  $g_1$  dobimo na končni šestetažni konstrukciji še večje razlike upogibnih momentov pri sprotne upoštevanju betoniranja po fazah gradnje kot po starem načinu obtežne sheme.

Naj navedemo nekaj prereзов in vrednosti pri različnih oblikah obtežnih shem oz. spremembi modula elastičnosti:

	Levi stebel		Srednji stebel		Velika razpetina	
	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj	levo	desno
<b>Prva etaža:</b>						
stari način	-2,03	-1,52	+1,39	+0,86	+3,95	-4,60
E konst.	-3,89	-1,60	+2,59	+1,73	+3,35	-4,69
E sprem.	-4,80	-2,00	+3,24	+2,11	+3,49	-4,72
<b>Druga etaža:</b>						
stari način	-2,08	-1,92	+1,61	+1,58	+3,78	-4,62
E konst.	-3,24	+0,53	+2,21	+0,14	+2,51	-4,83
E sprem.	-3,88	+1,30	+2,58	-0,44	+2,55	-4,86



	Levi steber		Srednji steber		Velika razpeditina	
	zgoraj	spodaj	zgoraj	spodaj	levo	desno
<b>Tretja etaža:</b>						
stari način	-1,79	-1,70	+1,41	+1,36	+3,68	-4,66
E konst.	-3,03	+0,74	+2,04	-0,01	+1,98	-4,89
E sprem.	-3,64	+1,32	+2,51	-0,36	+1,62	-4,95
<b>Četrta etaža:</b>						
stari način	-1,95	-1,89	+1,52	+1,51	+3,60	-4,70
E konst.	-2,86	+1,07	+1,90	-0,28	+1,98	-4,87
E sprem.	-3,46	+2,08	+2,31	-0,94	+1,63	-4,89
<b>Peta etaža:</b>						
stari način	-1,90	-1,66	+1,52	+1,42	+3,27	-4,77
E konst.	-2,30	+0,88	+1,54	-0,17	+1,93	-4,85
E sprem.	-1,90	+1,84	+1,14	-0,97	+1,90	-4,81
<b>Sesta etaža:</b>						
stari način	-1,96	-1,36	+1,66	+1,24	+1,96	-4,73
E konst.	-1,50	+0,37	+1,06	+0,02	+1,50	-4,68
E sprem.	-1,60	-0,01	+1,16	+0,29	+1,60	-4,68

Opazimo lahko velike razlike v upogibnih momentih med starim načinom obtežne sheme in pri novem načinu pri upoštevanju spreminjajočega se modula elastičnosti E. Prav te razlike pa so iste tudi pri kombinaciji s katerokoli drugo obtežbo, torej tudi pri kombinaciji s horizontalnimi silami.

Oglejmo si levi steber 4. etaže. Z obtežbo  $q$  je obremenjen:

	Zgoraj	Spodaj
po starem načinu . . . . .	-3,90	-3,78
pri E konst. . . . .	-4,81	-0,82
pri E spremen. . . . .	-5,41	+0,18

in pri upoštevanju horizontalnih sil  $z$  upogibnim momentom  $M_z = M_s = \pm 3,00$  tm dobimo:

po starem načinu	-6,90 oz. -0,90	-6,78 oz. -0,78
E konst. . . . .	-7,81 oz. -1,81	-3,82 oz. +2,18
E spremen. . . . .	-8,41 oz. -2,41	+3,18 oz. -2,82

Razlike so velike. Dosedaj smo dimenzionirali zgoraj na 6,90 tm namesto na 8,41 tm pri skoro isti osni sili oz. spodaj na -6,78 namesto na -3,82 tm oz. -2,82 pri isti osni sili oz. v kombinaciji s potresom na drugo stran smo dosedaj dimenzionirali na -0,78 tm namesto na +2,18 oziroma +3,18 tm

pri skoro isti osni sili. Iz tega sledi, da je v tem prerezu armatura sploh napačno situirana.

Jasno je, da je sedaj izračunavanje togosti zamudnejše, saj moramo za vsak okvir izračunati nove togosti in tudi nove razdelilne koeficiente, ako računamo po deformacijski metodi. Vendar se nam delo izplača, kajti razlike med dejanskimi vrednostmi in tistimi, ki smo jih dobivali do sedaj po stari obtežni shemi, so prevelike in zato ne dimenzioniramo varno.

#### 4. Dvoetažno zaopaževanje

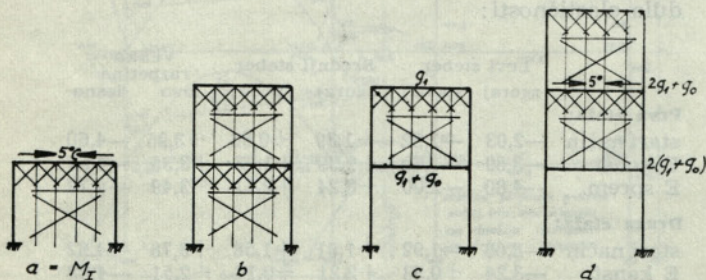
Drugi način zaopaževanja je t. i. dvoetažno zaopaževanje. Zaopaženo pustimo prej zabetonirano etažo in nad njo postavimo oder in opaž za naslednjo, višjo etažo. Takšen način gradnje pride v poštev pri hitrejši izvedbi (ca. 14 dni za eno etažo), čeprav je opaževanje dražje, ker je transport starega opaža preko dveh etaž v višjo zamudnejši in ker je treba več opažnih elementov. Krčenje in vmesnih deformacij seveda tudi takšen opaž ne more preprečiti, ker ni absolutno tog. Zato moramo tudi v tem primeru zaporedoma opazovati dogajanja med betoniranjem, torej v tretji fazi gradnje.

4,1 Ko smo zabetonirali prvo etažo in postavili nad njo stebre druge etaže in oder ter opaž za drugo stropno konstrukcijo, se je enoetažni okvir med tem krčil. Gotovo je minilo že 10 dni po betoniranju, zato se je beton skrčil za 1/3 celotne vrednosti, kar upoštevamo kot padec temperature za 5° C. Skrčenje stropne konstrukcije povzroči vpetostne momente v stebrih, ki se potem porazdele po enoetažnem okviru. Dobili smo prve upogibne momente  $M_I$  (slika 12 a).

4,2 Ko zabetoniramo drugo stropno konstrukcijo (slika 12 b) se ni nič zgodilo (vsaj suponiramo lahko tako), saj spodnji oder prenaša obtežbo zgornjega odra in betona preko prve etaže neposredno na tla. (Ako pa se je spodnji opaž posedel ali skrčil, potem imamo opravka z enoetažnim zaopaževanjem.) Ko je spodnja etaža stara 28 dni, jo razopažimo. V tem trenutku je začela nositi samo sebe, neposredno lastno težo  $g_1$  in opaž oz. oder nad seboj s težo  $g_0$ , druga etaža pa je obenem izgubila svojo podporo in začela nositi svojo lastno neposredno lastno težo  $g_1$  (slika 12 c). To se je zgodilo tedaj, ko smo imeli zgrajen dvoetažni okvir.

4,3 Ko potem dobetoniramo stebre tretje etaže, ki bremenijo spodnji dvoetažni okvir le z osnimi silami v spodnjih stebrih, lahko postavimo tudi oder za tretjo stropno konstrukcijo in jo zabetoniramo. Medtem se je ves spodnji okvir krčil. Vendar upoštevajmo pri zgornji, drugi etaži hitro krčenje v prvih 10 dneh s padcem temperature 5° C, medtem ko pri počasnejšem nadaljnjem krčenju prve etaže še počakajmo ker je zelo majhen vpliv, upoštevajmo pa ga bomo kasneje (slika 12 d).

Obtežba neposredne lastne teže  $g_1$  tretje stropne konstrukcije se prenaša preko odra na drugo etažo obenem s težo odra  $g_0$ . Druga etaža je tedaj

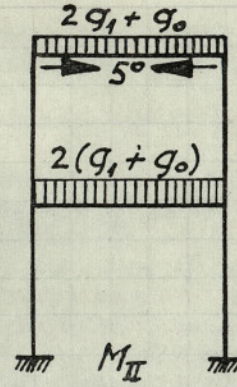


Sl. 12



kot zgornja etaža dvoetažnega okvirja resnično obremenjena z  $(2g_1 + g_0)$  in s krčenjem  $5^\circ$  C. Dobetonirana tretja etaža in njen oder pa teoretično lahko s težo  $(g_1 + g_0)$  neposredno bremeni preko druge etaže tudi prvo etažo, če je oder druge etaže nepodajen (da se ni posedal, skrčil, osušil itd.). Ako se je posedal potem ni več podpora drugi etaži in imamo ponovno pred seboj eno etažno zaopaževanje. Ako pa predpostavimo, da je opaž druge etaže še vedno trdna podpora drugi etaži, tedaj se je resnično prenesla obtežba  $(g_1 + g_0)$  preko druge etaže na prvo etažo in sta se obe dve etaži vzporedno deformirali. V tem primeru je prva etaža obremenjena z  $2(g_1 + g_0)$  (slika 12 d). Teoretično je tedaj možno, da je dvoetažni okvir ob betoniranju tretje etaže obremenjen tako, kot kaže slika 13.

Morda bi kdo pomislil, da je v tem neka nelogičnost, češ teža tretje etaže se dvakrat pojavi kot obtežba, v prvi in v drugi stropni konstrukciji. Vendar je to teoretično možno, pod pogojem, da je oder druge etaže tako dobro izdelan, da se je prilagodil deformacijam obeh stropnih konstrukcij. Iz prakse pa vemo, da se je opaž, ki je bil med betoniranjem moker, kasneje med strjevanjem betona osušil, da so se tudi stojke, če so lesene oziroma podložke osušile in skrčile, da se je ves oder zaradi krčenja stebrov sesedel. Zato lahko trdimo, da je prenos teže tretje etaže in njenega odra preko druge etaže na prvo etažo le teoretsko 100 %, da pa je v resnici znatno manjši ali pa ga sploh ni. Avtor tega članka bo eksperimentalno ugotovil z



Sl. 13

merjenji posedkov, deformacij in napetosti v odru in v konstrukciji, kolikšen delež teže smemo predvideti za obtežbo najnižje etaže.

Upogibne momente, ki jih dobimo po izračunu dvoetažnega okvirja, označimo z  $M_{II}$ . Po betoniranju tretje etaže je dvoetažna okvirna konstrukcija obremenjena z moment

$$M = M_I + M_{II}$$

Ako primerjamo to obtežno shemo s shemo pri enoetažnem opaževanju vidimo razliko: prva etaža je sedaj močnejše obremenjena, vendar pripada sedaj k dvoetažnemu okvirju, druga etaža pa je enako obremenjena kot prej (slika 4), vendar ne bo dolgo tako, kar bomo videli v nadaljevanju.

(Se nadaljuje.)

## Utrujenostna preizkušnja žice za napeti beton

NEŽA EXEL, dipl. inž.

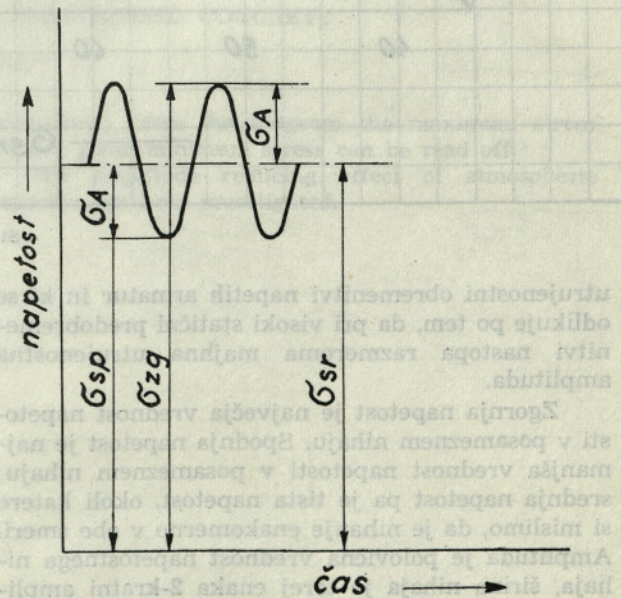
DK 621.77:666.982.4

Domači tehnični predpisi za preizkušnjo in uporabo žice za napeti beton predpisujejo obvezno utrujenostno preizkušnjo le, če variacije napetosti v konstrukciji presegajo  $8 \text{ kp/mm}^2$ . Znano je, da so na splošno utrujenostne obremenitve napetih konstrukcij majhne. Kot osnovo za preizkušnjo je treba vzeti 2,2-kratno vrednost variacije napetosti, spodnja napetost pri utrujenostni preizkušnji pa naj bo enaka stvarni napetosti v konstrukciji. Tako preizkušena žica mora izdržati 2 milijona nihajev brez loma.

V Zavodu za raziskavo materiala in konstrukcij v Ljubljani smo izvršili sistematsko preizkušnjo utrujenosti domače žice  $\phi 5 \text{ mm}$ .

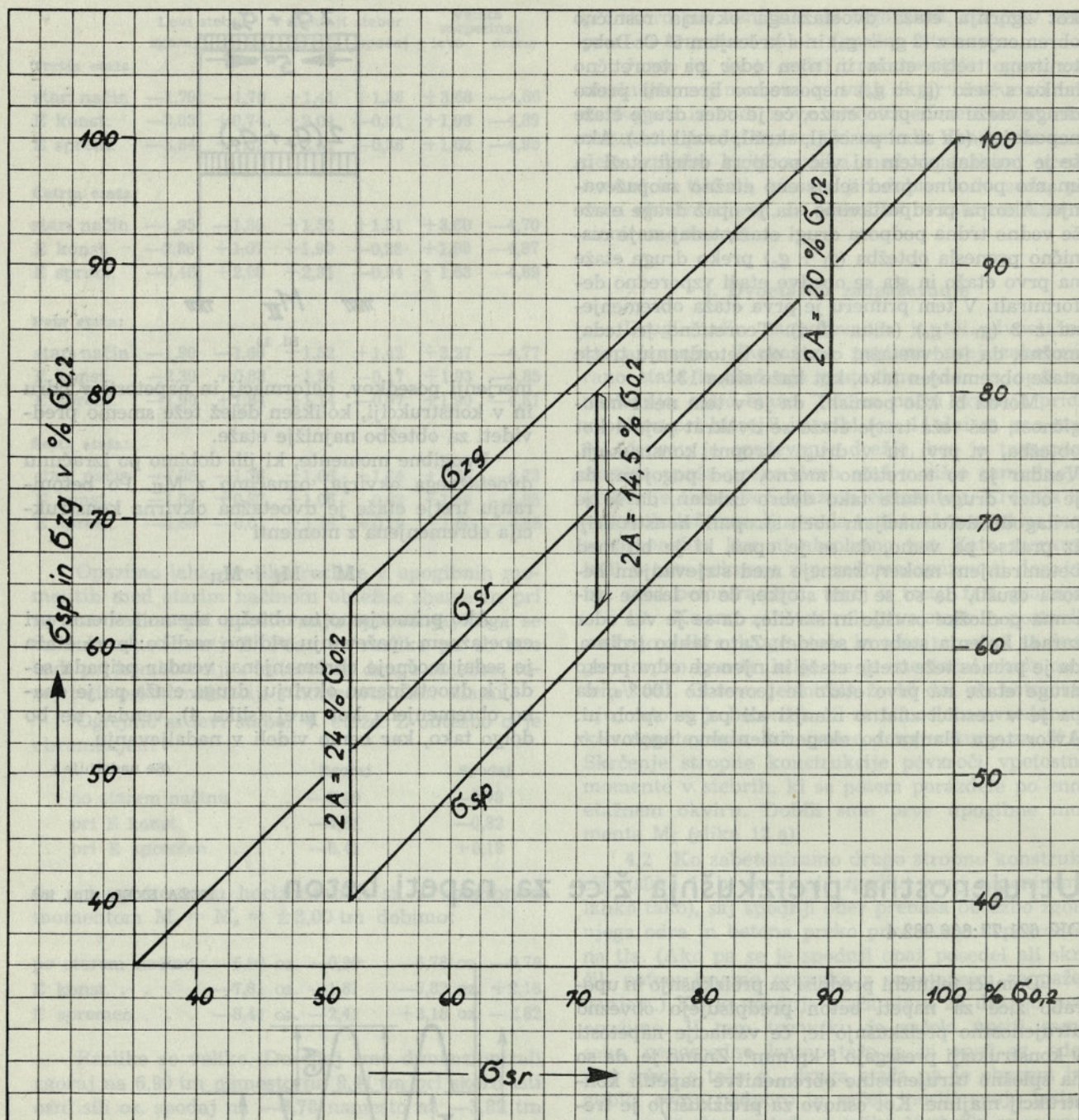
Da bi bili rezultati lažje razumljivi, si najprej oglejmo osnovne pojme za utrujenostno preizkušnjo, kot jih podajajo DIN norme.

Pri utrujenostni preizkušnji ločimo spodnjo, srednjo in zgornjo napetost, amplitudo in širino nihaja. Ti pojmi so prikazani v sl. 1 za t. i. ponavljajoče se področje, ki prihaja v poštev pri



Sl. 1





Sl. 2

utrujenostni obremenitvi napetih armatur in ki se odlikuje po tem, da pri visoki statični predobremenitvi nastopa razmeroma majhna utrujenostna amplituda.

Zgornja napetost je največja vrednost napetosti v posameznem nihaju. Spodnja napetost je najmanjša vrednost napetosti v posameznem nihaju; srednja napetost pa je tista napetost, okoli katere si mislimo, da je nihanje enakomerno v obe smeri. Amplituda je polovična vrednost napetostnega nihaja, širina nihaja je torej enaka 2-kratni amplitudi.

Pojem utrujenostne ali trajne trdnosti je po DIN definiran takole: utrujenostna trdnost je tista okoli dane srednje napetosti nihajoča največja amplituda, ki jo preizkušane izdrži »neskončno«, ne da bi se porušil ali prekomerno deformiral.

Ker se pa Wöhlerjeva krivulja, s katero prikazemo odvisnost napetosti od števila nihajev, že pri 2 do 10 milijonih nihajev asimptotično približa utrujenostni trdnosti, se v praksi opravlja preizkušnja do teh mejnih vrednosti števila nihajev. Za gradbeništvo se običajno preizkuša do 2 milijonov nihajev.



Rezultat utrujenostne preizkušnje se za povnavljajoče se področje običajno podaja s srednjo napetostjo in amplitudo:

$$\sigma_{utr} = \sigma_{sr} \pm \sigma_A \text{ kp/mm}^2$$

Utrujenostno trdnost določimo tako, da pri neki konstantni srednji napetosti spreminjamo amplitudo nihanja, dokler ne najdemo tiste, pri kateri preizkušaneec ravno še izdrži mejno število nihajev.

Za omenjeno utrujenostno preizkušnjo žice za napeti beton smo uporabili domačo žico, izdelano iz več šarž jekla; skupno število preizkušancev za določitev Smithovega diagrama — sl. 2 — je bilo 125. Trdnosti preizkušancev so ležale v mejah od 165—184 kp/mm<sup>2</sup>, 0,2 meje pa od 135—149 kp/mm<sup>2</sup>. Frekvenca nihanja pri preizkušnji je bila 100 nihajev na sekundo.

Ker je dovoljena začetna napetost žice v konstrukciji določen odstotek 0,2 meje, so v diagramu vse napetosti izražene v odstotku te meje. Končna napetost v konstrukciji je enaka začetni, zmanjšani za reološke izgube; ta končna napetost pa predstavlja spodnjo napetost za utrujenostno preizkušnjo. Iz Smithovega diagrama lahko za katerokoli spodnjo napetost, ki še prihaja v praksi v poštev, najdemo zgornjo mejo, do katere žica izdrži 2 milijona nihajev brez porušitve.

Primer: žica  $\phi$  5 mm ima predpisano 0,2 mejo min 132 kp/mm<sup>2</sup>. Napeti se sme do 85 % te meje tj., pri zgornji vrednosti 0,2 meje, do 112 kp/mm<sup>2</sup>. Če odštejemo 20 % izgube napetosti, bo končna napetost žice v konstrukciji 90 kp/mm<sup>2</sup> ali 68 % 0,2 meje, kar vzamemo za spodnjo napetost za utrujenost. Smithov diagram nam pokaže, da bo

žica izdržala nihanje med to spodnjo napetostjo in zgornjo 88 % 0,2 meje, torej  $2 A = 20$  % ali 26 kp/mm<sup>2</sup>.

Za žico, ki ima 0,2 mejo 150 kp/mm<sup>2</sup>, bo  $2 A = 30$  kp/mm<sup>2</sup>.

Diagram velja za žice, ki imajo 0,2 mejo od minimalne predpisane tj. 132 do 150 kp/mm<sup>2</sup>, ker smo take žice preizkušali.

Tuji avtorji npr. Roš (1) navaja  $2 A = 30$  kp/mm<sup>2</sup>, če je končna napetost v konstrukciji 0,55 do 0,65 od trdnosti, Nemci (2) navajajo  $2 A = 25$  do 36 kp/mm<sup>2</sup> za žico, ki je imela 0,2 mejo 125 kp/mm<sup>2</sup>.

Iz teh navedb sledi, da utrujenostna trdnost domače žice leži v običajnih mejah.

Smatra se, da površinske napake in korozija znižujejo utrujenostno trdnost. Ker se na terenu često srečujemo s korodirano tj. zarjavelo žico, smo informativno izvedli še preizkušnjo z žico, ki smo jo pustili korodirati v atmosferskih pogojih. Nekorodirana žica je imela 0,2 mejo 148 kp/mm<sup>2</sup> in trdnost 170 kp/mm<sup>2</sup>. Vzorci, ki so bili 2,5 meseca izpostavljeni atmosferskim vplivom, so pri utrujenostni preizkušnji izdržali še  $2 A = 26$  kp/mm<sup>2</sup>, po enoletni koroziji 22 kp/mm<sup>2</sup>, medtem ko je nezarjavela žica izdržala  $2 A = 34$  kp/mm<sup>2</sup>. Vpliv korozije, ki se je kazal v obliki adherentne rje in površinskih zajeđic, je znižal torej utrujenostno trdnost za 24 do 35 %, dočim so se statične trdnostne lastnosti spremenile le nebitveno.

## Literatura

1—2 Les armatures spéciales de béton armé, Université de Liège, 1959

N. EXEL:

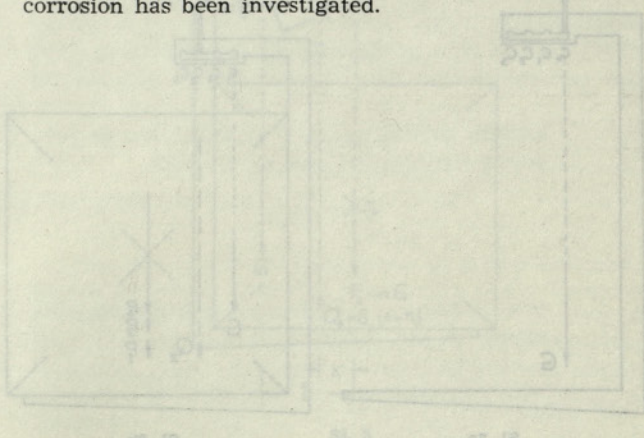
## FATIGUE TESTING OF WIRE FOR PRESTRESSED CONCRETE

### Synopsis

Fatigue tests home produced wire for prestressed concrete for two millions of cycles have been performed and the diagram according to Smith has been

determined. From the diagram the maximum stress for any given minimum stress can be read off.

The amplitude reducing effect of atmospheric corrosion has been investigated.





## Problem paletiziranega transporta na gradbišču

DK 69.057.7

KAREL URBANČIČ, dipl. inž.

V tehnično razvitih deželah je sistem paletizacije že močno napredoval in se uveljavil tako v industriji gradbenega materiala, kakor tudi na gradbišču in drugod v industriji, kar seveda ni nključje. Sistem namreč izključuje mnogo pomanjkljivosti klasičnega transporta, predvsem pa narporno fizično delo začeni v industriji gradbenega materiala pa vse do zidarjev na stavbi.

Če analiziramo vse transportne poti, ki jih moramo opraviti pri klasičnem transportu z masovnim gradbenim materialom, kot so opečni izdelki, cement, apno in drugi, vidimo, da je zaradi zastarelega mišljenja v gradbeništvu, predvsem pa zaradi slabe in nesodobne opremljenosti, potrebno neracionalno večkrat nakladati, razkladati, prekladati in prevažati velike količine tega materiala. Stroški delovne sile, ki bremenijo objekt, pa so zato mnogo večji, kot bi bilo potrebno ob uvedbi sodobne mehanizacije.

Spričo visokih stroškov ročnega transporta in zaradi pomanjkanja nekvalificirane delovne sile smo vedno bolj prisiljeni razmišljati o racionalizaciji teh postopkov s paletizacijo opečnih izdelkov tudi pri nas, kar nam še posebej narekujejo novi pogoji gospodarjenja.

V nadaljnjih nekaj odstavkih bi želel vsaj skromno prikazati predvsem problem paletizacije na gradbišču, tj. problem prenosa palet, ki so naložene z opečnimi ali drugimi izdelki, iz tovornega avtomobila na zgradbo in s tem v zvezi nekaj vrst različnih priprav, s katerimi morajo biti opremljeni stolpni žerjavi, ter novo avtomatično pripravo, ki je prijavljena pri patentnem uradu v Beogradu pod št. P 1268/65 in je bila pred kratkim tudi atestirana s strani Zavoda za zdravstveno in tehnično varnost v Ljubljani.

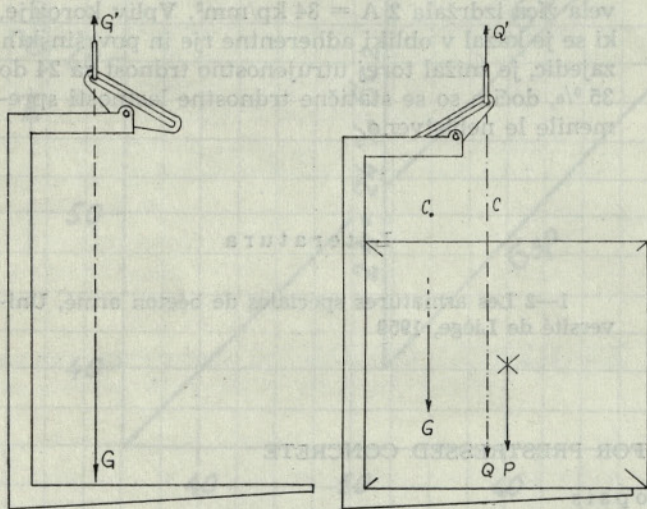
Že v prejšnjem odstavku je bilo omenjeno, da razložimo tovorni avtomobil, naložen z izdelki na paletah, s stolpnimi žerjavi in jih prenesemo brez vmesnega prekladanja direktno na zgradbo, in da morajo biti v ta namen stolpni žerjavi opremljeni s posebno viličasto pripravo, ki omogoča varen prenos bremen na želeno mesto. Taka priprava pa mora biti opremljena z manj ali bolj enostavnim mehanizmom, ki zagotovi horizontalnost vilic pri obremenjenosti in tudi pri neobremenjeni pripravi.

V tujini je znanih že več takih priprav, ki so si sicer med seboj podobne, a različne po mehanizmu za vzdrževanje ravnotežja.

Slike 1 a, 1 b, 2 a in 2 b prikazujejo dva enostavna obstoječa primera prazne oz. obremenjene viličaste priprave z ročnim prestavljanjem prijemališča vrvi v težišče prazne oz. v težišče obremenjene priprave. Že iz samih slik je razvidno, da moremo s pripravo, prikazano s sl. 1 a in 1 b, dvigniti poleg prazne priprave le še eno po teži točno določeno breme, če hočemo, da bodo ostale vilice v obeh primerih v horizontalni legi. Nekoliko boljša je z ozirom na to priprava, prikazana s sl. 2 a in 2 b, ker moremo z njo dvigniti po teži 3 različna bremena.

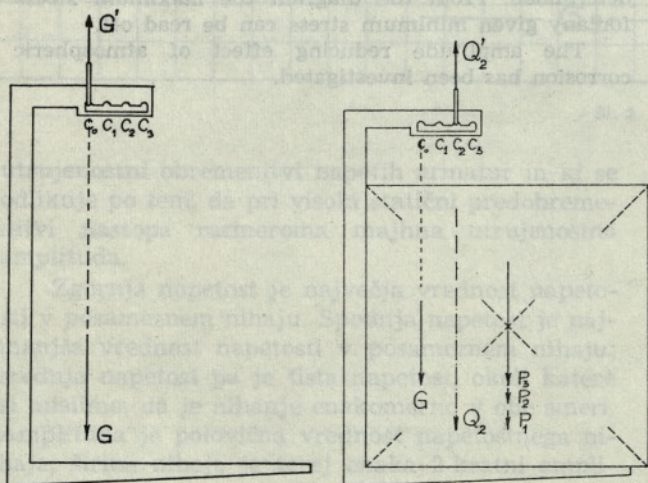
Iz gornjih nekaj primerov je razvidno, da priprav za dviganje in prenos palet na gradbišču ne moremo poljubno obremenjevati. Z njimi bomo lahko dvignili in prenesli po teži toliko različnih bremen, kolikor bo možnih različnih prijemališč vrvi pri neki pripravi. Če hočemo, da bodo ostale vilice v horizontalni legi, mora biti prijemališče vrvi vedno na isti vertikali kakor prijemališče lastne teže in bremena (gl. slike 1 b, 2 b in 5).

Slaba stran priprav z ročnim prestavljanjem prijemališč vrvi je ta, da pogosto napačno nastavimo prijemališče vrvi npr., da hočemo dvigniti breme  $P_1$  in se napačno poslužimo prijemališča vrvi  $C_2$  namesto  $C_1$  (gl. sliko 2 b), zaradi česar bo priprava



Sl. 1a

Sl. 1b



Sl. 2a

Sl. 2b



obvisela poševno skupaj z bremenom in bo s tem dana možnost izpadanju ali naslanjanju izdelkov na varnostno košaro, ki jo bomo kasneje ob odložitvi bremena težko odprli. Pogosto pa se bo zgodilo, da breme ne bo enako po teži nobenemu izmed predpisanih bremen  $P_1$ ,  $P_2$  ali  $P_3$  in zato vilic sploh ne bo mogoče horizontirati.

To so glavne pomanjkljivosti starejših priprav za dviganje in prenos palet na gradbišču.

Neprestana težnja po izboljšanju tehničnih pripomočkov je vodila nekatere avtorje v tujini, da so mehanizem za vzdrževanje ravnotežja do danes že znatno izboljšali in jih deloma avtomatizirali predvsem z načinom vzmetenja (gl. sliko 3). Mehanizem z vzmetjo je sicer boljša rešitev od prejšnjih, kjer je bilo potrebno ročno prestavljanje prijemališč vrvi za posamezna bremena, kar pri tem načinu odpade, vendar imajo vzmeti to slabo lastnost, da so podvržene utrujanju, popuščanju in ne nazadnje zlomu materiala. Poleg vsega pa je z njimi težko doseči enako zakonitost premikanja prijemališča vrvi, kot jo ima rezultanta (bremena in lastne teže), če se spreminja teža bremena.

Nova avtomatična priprava za dvig palet s stolpnim žerjavom na gradbišču pa je opremljena z mehanizmom, ki skrbi, da je prijemališče vrvi in prijemališče rezultante vedno na isti vertikali, s čimer je avtomatično zagotovljena horizontalnost vilic pri vsakem bremenu. Mehanizem je sorazmerno enostaven, brez vzmeti, in deluje natančno po matematično-fizikalnih zakonih oz. natančno tako, kot se premika rezultanta ob spreminjanju teže bremena, neodvisno od časa trajanja in uporabe. Seveda morajo biti zato izpolnjeni nekateri pogoji kot so:

1. lastna teža priprave mora biti konstantna;
2. prijemališče lastne teže mora biti vedno na istem mestu, oz. težiščnica lastne teže se ne sme premikati;
3. prijemališče bremena mora biti vedno na isti vertikali.

Prva dva pogoja sta enostavno izpolnjena s pripravo samo, tretji pogoj pa je izpolnjen z normirano paleto, ki je v našem primeru dimenzij  $80 \times 120$  cm (gl. sliko 4).

Vzemimo, teoretično, da lahko težo paletiziranega bremena poljubno spreminjamo z mnogokratnikom »n« lastne teže  $G$ . Naše vsakokratno breme je potem enako:

$$P_x = n G$$

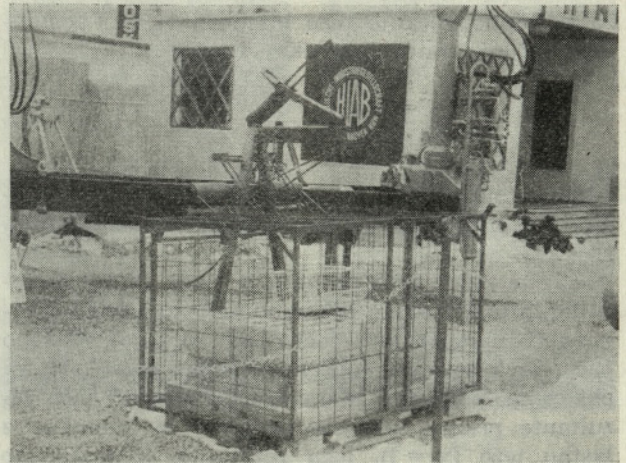
pri čemer se »n« spreminja od nič do neskončne vrednosti.

Iz znanih ravnotežnih pogojev je za naš primer (gl. sliko 5) možno zapisati naslednjo enačbo:

$$G \cdot l = Q_x \cdot x$$

oziroma

$$G \cdot l = G(1 + n) \cdot x$$



Sl. 3

ker je

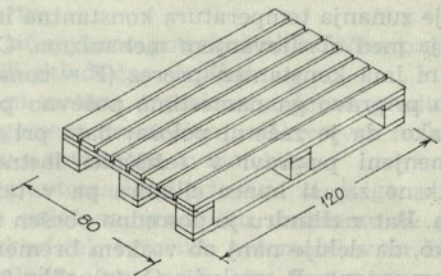
$$Q_x = G + P_x = G + n G = G(1 + n)$$

Iz tako dobljene enačbe sledi, da je

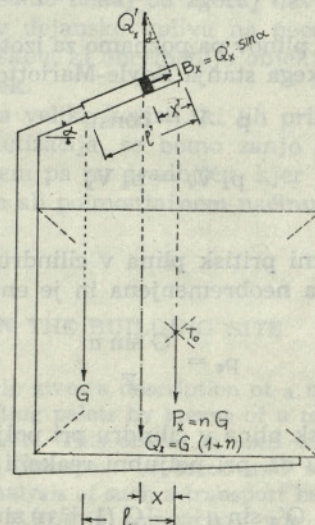
$$x = \frac{l}{1 + n}$$

oziroma:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{l}{1 + n} = 0$$



Sl. 4



Sl. 5



za postopno večanje teže bremena tj. pri postopnem večanju mnogokratnika »n« in

$$x = \lim_{n \rightarrow 0} \frac{1}{1+n} = 1$$

za postopno manjšanje teže paletiziranega bremena tj. pri postopnem manjšanju mnogokratnika »n«.

Iz te ugotovitve pa nadalje sledi, da lahko rezultanta  $Q_x$  zavzame poljubno prijemališče med silama  $G$  in  $P_x$  tj. na relaciji 1 (gl. sliko 5), odvisno pač od vsakokratne obremenitve  $P_x = nG$ . Njuni ekstremni prijemališči sta podani z limito; lega rezultante prazne viličaste priprave je identična z lastno težo ( $x = 1$ ), lega rezultante z neskončno težkim bremenom pa je neskončno blizu težiščnice bremena ( $x \cong 0$ ). Ali drugače povedano: pri 2-krat, 3-krat... večjem bremenu, se razdalja med lego rezultante in težiščnico bremena 2-krat, 3-krat... zmanjša in obratno.

Ravnokar ugotovljena zakonitost pa je podobna Boyle-Mariottovemu zakonu za izometrične spremembe plinov v zaprtih posodah pri konstantni zunanji temperaturi.

Na osnovi te ugotovitve si izberemo zaprto posodo v obliki votlega cilindra, ki je na enem koncu fiksno zaprt, na drugem koncu pa z zračno tesnim pomičnim batom tako, da pod pritiskom zaprti plin (zrak) ne more uhajati. Nadalje predpostavljamo, da je zunanja temperatura konstantna in se ne spreminja med obratovanjem mehanizma. Cilinder na dolžini ima konstanten prerez ( $F = \text{const.}$ ). Na dvigalno pripravo ga namestimo poševno pod kotom  $\alpha$  tako, da je začetni položaj bata pri prazni, neobremenjeni pripravi v težiščnici lastne teže, drugi fiksno zaprti konec cilindra pa v težiščnici bremena. Bat v cilindru je posredno obešen na žerjavu tako, da deluje nanj ob vsakem bremenu priprave komponenta  $B_x$  reakcija  $Q_x$  (gl. sliko 5)

$$B_x = Q'_x \cdot \sin \alpha = G(1+n) \cdot \sin \alpha$$

Iz teorije plinov pa poznamo za izotermne spremembe plinskega stanja Boyle-Mariottov zakon:

$$p \cdot V = \text{const.}$$

oziroma

$$p_z V_z = p_x V_x$$

kjer pomeni:

$p_z$ ... začetni pritisk plina v cilindru, ko je priprava neobremenjena in je enak

$$p_z = \frac{G \sin \alpha}{F}$$

$p_x$ ... pritisk plina v cilindru pri poljubnem bremenu oz. pri poljubni reakciji

$$p_x = \frac{Q'_x \sin \alpha}{F} = \frac{G(1+n) \sin \alpha}{F}$$

$V_z$ ... volumen posode (cilindra), ko je dvigalna priprava brez bremena (začetni volumen)

$$V_z = F \cdot l' = \frac{F \cdot l}{\cos \alpha}$$

$V_x$ ... volumen posode (cilindra), ko je priprava obremenjena s poljubnim bremenom  $P_x = nG$  oz. pri poljubni reakciji  $Q_x = (1+n) \cdot G$

$$V_x = F \cdot x' = \frac{F x}{\cos \alpha}$$

Če dobljene vrednosti za  $V_z$ ,  $p_z$ ,  $V_x$  in  $p_x$  vnesemo v enačbo, ki predstavlja Boyle-Mariottov zakon, dobimo naslednjo obliko enačbe

$$\frac{G \cdot \sin \alpha}{F} \cdot \frac{F \cdot l}{\cos \alpha} = \frac{G(1+n) \sin \alpha}{F} \cdot \frac{F \cdot x}{\cos \alpha}$$

oziroma po krajšanju

$$1 = (1+n) \cdot x$$

iz te pa

$$x = \frac{1}{1+n}$$

oziroma

$$x = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{1+n} = 0$$

pri postopnem večanju bremena  $P_x$  tj. pri postopnem večanju mnogokratnika »n« in s tem komponente  $B_x$  reakcije  $Q_x$  ter

$$x = \lim_{n \rightarrow 0} \frac{1}{1+n} = 1$$

pri postopnem manjšanju  $P_x$  tj. pri postopnem manjšanju mnogokratnika »n« in s tem komponente  $B_x$  reakcije  $Q'_x$ .

S tem pa je že podan dokaz, da se bo bat v cilindru premaknil ob vsakem poljubnem bremenu  $P_x$  v skupno težišče lastne teže in bremena oz. bo točno sledil zakonitosti lege rezultante pri vsakokratni obremenitvi priprave. Dobili smo namreč s tem teoretično zagotovilo, da bodo ostale vilice dvigalne priprave pri vsakem bremenu vedno v horizontalni legi, zato tudi pri prazni pripravi. Prav to pa smo od obravnavanega mehanizma želeli dobiti.

V predhodnem odstavku smo postavili pogoj, da mora biti zunanja temperatura konstantna, če naj bi veljal Boyle-Mariottov zakon. Ta pa ni stalna. kakor vemo, temveč se v teku dneva in leta spreminja. Vzemimo maksimalno letno temperaturo  $+30^\circ \text{C}$  in minimalno  $0^\circ \text{C}$ , ko bomo prenehali z delom na gradbišču. To pomeni temperaturno razliko  $\Delta t = 30^\circ \text{C}$ . Poglejmo, v kakšni meri vpliva sprememba temperature na delovanje mehanizma.



Za idealne pline velja Clapeyronova enačba

$$\frac{pV}{T} = \text{const}$$

kjer pomeni T absolutno temperaturo po Kelvinu

$$T = t^{\circ}\text{C} + 273 = t^{\circ}\text{K}$$

Če bi bila dvigalna priprava z obravnavanim mehanizmom uravnovešena pri srednji letni temperaturi  $+15^{\circ}\text{C}$  oz. po Kelvinu pri

$$T_{sr} = 15 + 273 = 288^{\circ}\text{K}$$

bi bila možna največja sprememba temperature po prejšnji predpostavki  $\Delta t = 15^{\circ}\text{C}$  ali v % izražen odklon

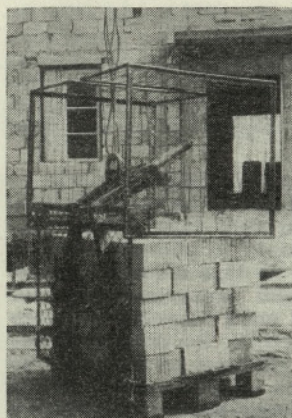
$$\Delta t = \pm \frac{15}{288} \cdot 100 = 5,2\%$$

Sprememba dnevne temperature v odnosu na poprečno srednjo dnevno temperaturo pa je še znatno manjša in zato še manj vpliva na netočnost delovanja mehanizma. Pa tudi, če bi obstajal omejen nedostatek, bi ga bilo mogoče enostavno odpraviti s spremembo tlaka v cilindru s pomočjo zato vgrajenega ventila.

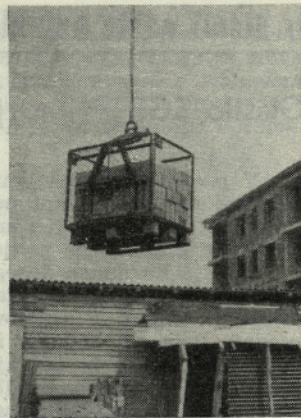
Iz gornjega sledi, da smo želeni cilj popolnoma dosegli tj. mehanizem deluje samodejno in natančno pri vsakem bremenu paralelopipedne oblike bremena z normirano paletu, kar so pokazali tudi poizkusi v delavnici na prvem prototipu in izkušnje na pripravah, ki so že v obratovanju na gradbiščih.

Praktično pa je bil pri pripravi s tem mehanizmom dosežen še en uspeh: ta skrbi namreč tudi za to, da se zaščitna mreža (košara), ki varuje izdelke pred izpadanjem med prenosom na zgradbo, samodejno odpira in zapira (dvigne in spusti) brez dotika človeških rok, odvisno samo od tega, ali je priprava obremenjena ali ne.

Prve tovrstne priprave že obratujejo na gradbiščih, kjer jih lahko uspešno uporabljajo za paletiziran transport opasnih in drugih gradbenih izdelkov neposredno iz tovornega avtomobila na zgradbo. Zato mislim, da ni več razlogov za odlašanje s paletiziranim transportom, predvsem ne tam, kjer je še v veljavi klasični način gradnje, gradbišče pa je opremljeno s stolpnim žerjavom, saj nam nudi ta sistem transporta v industriji gradbenega materiala in na gradbišču z ozirom na nera-



SI. 6



SI. 7

cionalni klasični transport naslednje velike prednosti:

- z uvedbo paletizacije v gradbeništvu se izloči težka in zamudna ročna manipulacija z izdelki, tj. nakladanje in razkladanje ter drugo neracionalno ročno prekladanje izdelkov;

- s tem izločimo vse ne kvalificirane delavce, ki so bili potrebni za klasični transport;

- zmanjša se število nesrečnih primerov pri delu;

- odpadejo stroški za zaščitna sredstva delavcev pri delu (rokavice in podobno);

- skoraj ni izgub zaradi loma izdelkov pri transportu;

- zmanjšamo potrebne skladiščne prostore in zato tudi skladiščne stroške;

- ni motena organizacija del na gradbišču zaradi pogostega premeščanja delavcev k razkladanju izdelkov s tovornega avtomobila;

- z avtomatično pripravo za dviganje in prenašanje palet na gradbišču dosežemo še posebno velik izkoristek tovornih avtomobilov in žerjavov.

Konkretne analize takega transporta na gradbišču so pokazale 53,3% prihranek, kjer je bilo upoštevano samo nekaj od zgoraj navedenih prednosti, čeprav dejansko vpliva na pocenitev transportnih stroškov, ki obremenijo objekt, vsak parcialni prihranek.

Glede na velike koristi, ki jih prinaša v gradbeništvu paletizacija, se bomo zanjo odločili čimprej, predvsem pa na gradbišču, kjer bomo gradili po klasičnem ali polmontažnem načinu.

K. Urbančič:

#### PROBLEM OF THE TRANSPORT WITH PALETS ON THE BUILDING SITE

The use of the paletization in the high developed countries made much progress both in the industry of the building material and on the construction site. This system eliminates some disadvantages of the classical transport particularly the hard physical work in preparing of materials as well in the construction of building.

The article gives a description of a new automatic device for lifting palets by means of a tower crane on the building site. This device is used with success in the paletized transport of brick and other building products. Analysis of such a transport has been shown a saving of 53,3% in comparison with the classical transport.



## iz glasil naših kolektivov

### Glasilno SGP Primorje

V posameznih številkah glasila SGP Primorje — list nosi enako ime kot podjetje — beremo nekatere zanimive vesti o življenju in delu tega našega primorskega gradbenega podjetja, ki je bilo osnovano po vojni in je do danes doseglo že lepe delovne uspehe.

Tako objavlja ena zadnjih lanskoletnih številok prispevek ing. J. J. o delovni enoti Mostičje, v katero spadajo dela pri koprski železnici. Po dolgih pripravah, načrtovanju in iskanju sredstev za izgradnjo so se julija 1964 pričela gradbena dela na odseku Koper — Prešnica. Proga bo povezovala koprsko pristanišče z drugim jugoslovanskim železniškim omrežjem, kar bo bistveno povečalo zmogljivost vse bolj rastočega pristanišča. Trasa proge je dolga 31 km in se vzpenja od morja na planoto nad Črnim kalom ter se v Prešnici priključi na progo Divača — Pula. Potrebno je bilo poiskati najugodnejšo in najcenejšo varianto graditve, ki bo hkrati imela tudi najmanjše vzpone. Proga bo začela obratovati z diesel vleko, kasneje pa je predvidena elektrifikacija, ki bo povečala njeno propustnost.

Na celotni progi je SGP Primorje prevzelo v gradnjo odsek od km 3,200 do km 14,130, to je ca. 11 km trase ali slabo polovico. Ta odsek poteka po ilovnatem in flišnem terenu, po dolini reke Rižane, skoraj do začetka apnenčevih plasti, ki ležijo na tem področju nad laporjem. Sosedne delovne organizacije graditeljev so še: GP Slovenija ceste iz Ljubljane, Železniško gradbeno podjetje iz Ljublane in Vodna skupnost Koper.

Na odseku SGP Primorje je potrebno izkopati 230.000 m<sup>3</sup> materiala in ga vgraditi v nasipe. Zgraditi je treba tri mostove čez Rižano, en cestni podvoz in en nadvoz, poleg tega pa napraviti 71 propustov, 600 m drenaž ter vgraditi v podporene zidove ca. 3000 m<sup>3</sup> betona. Na odseku je treba vgraditi skupno ca. 10.000 m<sup>3</sup> betona ter 200 ton betonskega železa.

SGP Primorje mora po pogodbi opraviti vsa zemeljska dela in izdelati objekte z vgraditvijo tamponskega sloja. Od vseh del je podjetje dosedaj končalo izkope, zgradilo največji most čez Rižano v Mostičju, podvoze, propuste, večji del drenaž, nadaljujejo pa se dela na gradnji podpornih zidov, planumu in koritnicah ter drugih objektih. Po postavljenem roku bi morala biti končana vsa dela do 15. aprila 1967. Če bi bila obseg in vrsta del taka, kot sta bila po projektu predvidena, bi ne bilo bojazni za dokončanje do roka. Posebno v odsekih, ki so v plazovitem terenu, pa se pojavljajo mnoga dodatna dela, ki podaljšujejo izvedbo.

\*

O delu enote Koper poroča v decembrski številki tov. D. J. Podjetje je prišlo v Koper na poziv občine spomladi 1955 in pričelo z gradnjo stanovanjskih blokov v Smedeli. Leta 1957 je podjetje pričelo s serijsko gradnjo vrstnih hišic v Salari. Zgradilo je 28 stanovanjskih enot. Jeseni leta 1962 je podjetje pričelo z rekonstrukcijo ceste Vojkovo nabrežje, ki je edina bulvarska ulica v Kopru. Leta 1963 so potekala gradbena dela v obratu emulzij tovarne »Iplas« v Dekanih. Jeseni tega leta se je pričelo zunanje urejanje cest in okolice stanovanjskih blokov v Smedeli III.

Med največja in najuspešnejša dela enote Koper spada prav gotovo izgradnja petnadstropne depandanse hotela Triglav v Zusteri, ki je bila zgrajena v rekordnem času 5 in pol mesecev. Izgradnja I. etaže slovenske gimnazije v Kopru se je pričela spomladi leta 1965, prav tako gradnja lastnega samskega doma enote v Kopru, ki se je kasneje spremenil v stanovanjski blok 5 in 6. V letu 1966 se je nadaljevala II. etapa

slovenske gimnazije, katera v sedanjem stanju predstavlja zelo pomemben objekt šolske dejavnosti v Kopru in je bila slovesno odprta ob dnevu republike leta 1966.

Enota Koper je realizirala gradbeno-obrtniških del v letu 1963 za ca. 140 milijonov S din, v letu 1964 za ca. 330 milijonov, v letu 1965 za ca. 235 milijonov in v letu 1966 blizu 280 milijonov. Za leto 1967 predvideva letno realizacijo 300—350 milijonov. Med večjimi deli za to leto so v načrtu: kolektor kanalizacije Olmo — Slavnik v dolžini 1600 m, III. etapa slovenske gimnazije, to je zlasti telovadnica, in nadalje širok program komunalnih del.

\*

Enota gradbišče Anhovo je bila ustanovljena julija 1948. V letih 1948 do 1951 so bili v Desklah zgrajeni trije 12-stanovanjski bloki. Jeseni 1954 se je začela gradnja hale za klinker, ki je bila končana v letu 1955. Leta 1957 sta bila v Anhovem zgrajena dva šestorčka, a naslednje leto v Desklah kulturni dom. V letih 1958—1959 sta bila v cementarni zgrajena mlinica in pakirnica za cement. V letu 1960 je gradbišče pričelo z gradbenimi deli pri rekonstrukciji stare cementarne. Nov tehnološki postopek je zahteval izgradnjo vrste novih objektov, rekonstrukcije obstoječih ter vzporedno rušenje starih jaškastih peči in drugih nepotrebnih konstrukcij.

V letu 1961 je gradbišče pričelo z gradnjo vrste objektov v sklopu rekonstrukcije cementarne (homogenizacija, spodnja zgradba, temelji rotacijske peči, tovarniški dimnik, zgradba elektro filtrov, sušilnica premoga itd.). Velik delovni uspeh je bil doležen 29. nov. 1961, ko je bila svečana otvoritev nove cementarne in se je prvič zavrtela rotacijska peč.

V letih 1962/1963 so bili v Desklah zgrajeni dva 8 stanovanjska stolpiča in šola, v letih 1964/1965 20 stanovanjski blok v Kanalu ter streha mlinice surovin v tovarni. V letu 1966 je bil končan most čez Sočo in skladišče cevi, potem pa še samski dom za tovarniške delavce in telovadnica v Desklah. Največji objekti v gradnji so bili silosi za cement in pakirnica ter 20 stanovanjski stolpič v Kanalu.

\*

Tehnično zanimiv je način gradnje silosov v Anhovem, ki jih izvaja SGP Primorje in je o tem v decembrski številki glasila poročal ing. A. Šajna. Tovarna »15. september« je že dalj časa pogrešala večji prostor za uskladiščenje cementa ter modernejše naprave za pakiranje. Zato se je odločila za gradnjo cele skupine silosov, z dvema pakirnicama. Silosi te vrste so še danes, ko je tehnika že toliko napredovala, zaradi svoje velike višine kaj zahteven objekt za graditelja. Glavni problem je opaženje plašča (sten silosa). Danes se v svetu za take zgradbe največ uporablja drsni opaž, ki pa je za nas nekaj novega. Drugi sprejemliivi način gradnje je t. im. prestavljeni opaž, ki so ga graditelji v Anhovem že uporabljali pri gradnji homogenizacije. Drsni opaž temelji na principu, da cel opaž nepretrgoma drsi navzgor. Za tako gibanje skrbijo dvigalke, ki so lahko ročne, hidravlične ali električne. Cela konstrukcija je podrejena temu drsenju in pa obnašanju betona v takem drsečem opažu. Opaž je sestavljen na dnu silosa in se razstavi šele tedaj, ko je silos zabetoniran. Seveda je pri tem postopku potrebno nepretrgano betoniranje in vlaganje armature, saj se opaž ne sme niti toliko ustaviti, da bi beton začel vezati.



Gradnja napreduje zelo hitro — okrog 15 do 30 cm plašča na uro. Slaba stran tega modernega načina gradnje je precej draga tehnična oprema, ki je pri nas še ne izdelujemo.

Prestavljivi opaž je enostavnejši način gradnje, zaneslivejši, toda tudi počasnejši. Opaž je tablast in

se opira na vertikale, ki so vpete v steno. Vsak dan se zabetonira meter plašča, nato se opaž prestavi. Večji izdatek pri tem načinu je fasadni oder, ki ga je treba vleči od tal do vrha. Pri gradnji silosov v Anhovem se je SGP Primorje moralo odločiti za prestavljivi opaž, ker za drsni opaž ni bila na razpolago oprema.

B. F.

## vesti

### XIV. razstava Bauma v Münchnu

V času od 11. do 19. marca je bila v Münchnu na Oberweisenfeldu XIV. razstava gradbene mehanizacije Bauma. Na razstavnem prostoru velikosti ca. 240.000 m<sup>2</sup> je razstavljalo 700 proizvajalcev, od tega ca. 150 iz inozemstva. Od inozemskih proizvajalcev so razstavljali v glavnem proizvajalci iz ZDA, Anglije, Francije, Italije, skandinavskih dežel in v manjšem številu iz Poljske in ČSSR.

Celotni obisk Baume leta 1967 je bil manjši kot leta 1966, zato je pa bil večji delež inozemskih obiskovalcev. Lokalni časopisi so zlasti navajali veliko število obiskovalcev iz Jugoslavije.

Zmanjšanje števila domačih obiskovalcev pojasnjujejo z nastopajočim pojavom krize v nemškem gradbeništvu. Zaskrbljenost in določen pesimizem je bilo opaziti tako pri razstavljalcih, kakor tudi v uradnih publikacijah in izjavah odgovornih predstavnikov gradbeništva ZR Nemčije.

Da bi nekoliko poživili gradbeno dejavnost, predvidevajo dodelitev posebnih sredstev za socialno stanovanjsko gradnjo. Za izgradnjo 90.000 socialnih stanovanj (50—55 m<sup>2</sup>) so namenili 5,1 milijarde DM. Od tega bi znašali gradbeni stroški 3,9 milijarde DM (Allgemeine Bauzeitung 10. 3. 1967). Če preračunamo te vrednosti v S din, potem pri vrednosti dolarja 1 \$ = 1250 S din dobimo ceno socialnega stanovanja v Nemčiji: 17.800.000 S din (gradbeni stroški 13.500.000 S din). Če se vzame kurz dolarja 1 \$ = 1500 S din, potem je cena socialnega stanovanja 21.200.000 (gradbeni stroški pa 16.300.000) S din. To pomeni, da so stanovanja v Zahodni Nemčiji danes vsaj dvakrat dražja kot pri nas.

Osnovni trend, ki ga lahko ugotovimo pri gradbeni mehanizaciji, je razvoj močnejših in univerzalnejših strojev (Mehrzweckmaschine), pri katerih se z dodatnimi napravami omogočajo razne operacije. Pri vseh strojih je očitna težnja čim bolj zmanjšati obseg in stroške vzdrževanja. Poenostavljeno je tudi upravljanje in zagotovljena je večja varnost.

Pri posameznih vrstah strojev je bilo možno zaslediti naslednje značilnosti:

#### Transportna sredstva

Pri transportnih sredstvih za prevoz agregatov je opaziti nadaljnje povečanje nosilnosti. Prikazani so bili številni kiperji nosilnosti nad 20 ton na dvo- in triosnih vozilih. Cement se prevažna skoro izključno v cementnih silosih (v ZRN 90%). Izpopolnjena je tudi mehanizacija polnjenja silosov. Sedaj se na isti način kot cement prevažata tudi apno in mavec.

#### Stroji za zemeljska dela

Nadaljnje povečanje storilnosti pri velikih strojih in velik asortiman malih, skoraj miniaturnih strojev za zemeljska dela (buldozerji, univerzalni bagerji, dvigala in podobno). Zlasti so izpopolnjeni bagerji za izkop kanalizacijskih jaškov v velikih globinah.

#### Dvigala in žerjavi

Na splošno je opaziti trend razvoja pri dvigalih in žerjavih v smeri avto žerjavov na gumijastih kolesih z veliko nosilnostjo in dolgimi ročicami. Številni proizvajalci so razstavljali svoje izdelke, vendar je na tem področju očitna prednost ameriške proizvodnje (Sargent, Grove, Galion, Lorain).

Od navadnih žerjavov je bilo prikazano veliko število raznih tipov, med katerimi sta Liebherr in Weitz še vedno med vodilnimi.

#### Stroji za pripravo betona

Poleg številnih izvedb betonskih mešalcev je bilo prikazano veliko raznih tipov črpalk za črpanje betona. Transport betona s pomočjo črpanja je osnovni trend razvoja na tem področju. Črpalke, kakor tudi stiki cevi so zelo izpopolnjeni, tako da je zagotovljeno brezhibno črpanje. Povečanje plastičnosti betonske mešanice, ki je potrebna za nemoteno črpanje, se doseže z različnimi dodatki — plastifikatorji, ki istočasno zvišujejo trdnost betona. Tudi zvišanje vodocementnega faktorja ne predstavlja posebnega problema, ker se tudi z višjim faktorjem pri dobri kvaliteti agregatov in cementa lahko dosežejo ustrezne marke betona.

Tehnologija črpanja betona zahteva sicer določene začetne investicije, je pa vseskozi napredna in racionalna, tako da bo treba proučiti možnosti uporabe te tehnologije v naših pogojih. Zlasti pri gradnji večjih naselij v litem betonu bi bila ta tehnologija lahko utemeljena.

#### Opaženje

Pri opaženju sten in stropov je očitna tendenca izdelave opažev celih sten v enem kosu in izdelava stropnega opaža, skupaj s stojkami, v obliki »opažne mize«, že v prefabrikaciji. S posebnimi napravami se celotni tako pripravljeni opaži z žerjavom postavljajo na svoje mesto. Takšen način dela je možen in racionalen samo v primeru, če so zagotovljeni tipski projekti z večjimi serijami izvedbe.

#### Drobni pripomočki

Številna drobna mehanizacija in razni drobni pripomočki v serijski proizvodnji, z dokaj dostopnimi cenami, omogočajo hitrejše in produktivnejše izvajanje gradbenih del.

Naj navedemo le nekatere:

zložljive gradbene barake iz pločevine in lesa na jeklenem skeletu zlagajo kot zaboje enake velikosti. Osnovni erlement 2,40 × 5,00, višina 2,63. Uporabno kot pisarna, prebivališče, kuhinja, sanitarije in drugo. Proizvajalec: Bau-Zellen KG Echting bei München;

pištrole za pritrditev in plastične mase z velikim asortimanom pritrdilnih žebeljev in vijakov. Proizvajalec: Meinzich Berger München;



lahke teleskopske stojke za opaževanje stropov, vratnih in okenskih odprtih, ki se lahko nastavijo na poljubno višino. Proizvajalec: Tritschler 8750 Aschaffenburg, Bardoffstrasse 22;

podložki za armaturo iz plastične mase za razne debeline zaščitne plasti. Proizvajalec: NOE — Schaltechnik, Georg Meyer 7334 Süssen;

podložki za armaturo iz azbestcementsa. Proizvajalec: Max Frank 8441 Leibling;

distančniki iz mehkega azbestcementsa, ki ga lahko žagajo na poljubno dolžino. Proizvajalec: Kurt Menzel, 8031 Stockdorf;

kemična sredstva za čiščenje betonskih mešalcev »Rassa«. Proizvajalec: Robert Bachmann 7750 Konstanz.

Številne izpopolnitve je bilo videti pri tehniki prednapenja, kakor tudi pri meritvenih priborih in risarskih pripomočkih.

XIV. Bauma je bila zaključena dne 19. marca. Naslednja Bauma ne bo prihodnje leto, kot je bilo to doslej običajno, temveč čez dve leti v času od 15. do 23. marca 1969. leta. Tudi lokacija bo nova. Na sedanjem mestu se je že pričela gradnja olimpijskih objektov. Naslednja XV. Bauma bo na prostoru Theresien-Wiese.

Ing. S. Bubnov

## Nova kanalizacija v Celju

Društvo inženirjev in tehnikov v Celju je pred kratkim izdalo tehno brošuro z naslovom »Celju novo kanalizacija«. Gradivo zanjo je pripravil ing. Fran Lah. Že v publikaciji istega avtorja »Ureditev vode — osnova za razvoj Celja«, ki jo je ob kraju leta 1965 izdalo DIT Celje, so bile nakazane izredno neugodne hidrološke razmere na celjskem mestnem območju in podrčrtana nujnost, da je treba predvsem rešiti mesto pred številnimi poplavami, skratka regulirati številne vodne tokove, ki tečejo skozi mesto. To vprašanje se v zadnjem času zadovoljivo ureja, saj je bila za ta dela dosežena prioriteta tudi v republiškem merilu. Po štiriletnem programu, ki ga skupno financirajo republiški in občinski organi ter celjske gospodarske organizacije, bo izvršena regulacija vodnih tokov, vendar pa bodo s tem le delno odpravljene hidrološke težave. Vso odvečno vodo bi lahko odvedla z mestnega področja edino nove kanalizacija.

Pisec brošure ing. Lah nam najprej prikaže razvoj stare celjske kanalizacije še izza rimskih časov. Ti kanali merijo 1400 metrov, so pravokotne oblike s širino 0,60 m in višino do 1,80 m. Izdelani so iz kamna v apneni malti in prekriti s kamnitimi ploščami. Zanimiva je avtorjeva omemba, da rimski kanali še vedno služijo svojemu namenu, nad glavnima kanaloma pa stojijo celo večje stavbe. V poznejših stoletjih se je mestna kanalizacija širila, vendar ne v enakem obsegu, kot je potekal razvoj mesta. Zbiralniki kmalu niso bili več kos povečanim vodnim količinam. Celotna današnja kanalizacija meri blizu 33 km, največji profil znaša 1 meter. Ker se je mesto po sili razmer širilo tudi v poplavna področja, je razumljivo, da v teh predelih ob povodnji, pa tudi ob majših nalivih kanalizacija povsem odpove. Nadaljnja pomanjkljivost obstoječe kanalizacije je v poroznosti cevi in v slabo zatesnjenih stikih. Ker ima kanalizacija tudi izredno majhne padce, je zmanjšana pretočna hitrost, kar povzroča večjo sedimentacijo. S tem nesorazmerno naraščajo stroški za čiščenje kanalov. Huda napaka je tudi v prizanašanju industrijskim obratom, da odvajajo svoje odpadne vode v mestno kanalizacijo brez poprejšnjega ustreznega čiščenja, kar povzroča mešanje kanalov in hudo razjedanje cevi.

Idejni projekt za zgraditev sistematične regulacije voda v mestu Celje je pripravljen. Tudi ko bo odstranjena največja nevarnost v obliki povodnji, bo kanalizacija še vedno zadevala ob težko premostljive ovire. Tu je predvsem visoka talna voda, ki je ne bo mogoče bistveno znižati. Kanalizacijsko zbirno ozemlje

je glede na vodne tokove zelo nizko. Padec nekaterih zbiralnikov bo v še komaj dopustnih mejah. Po idejnem projektu za zgraditev kanalizacije, ki je bil izdelan leta 1962, obsega kanalizacijsko območje kompleks okoli 650 ha za približno 90.000 prebivalcev. Dopolnjeni idejni projekt celotne kanalizacije Celja pa mora vključiti tudi kanalizacijo novega industrijskega coninga, čeprav bo za naketere predele kazalo zgraditi ločeno kanalizacijo.

Potek kanalskih zbiralnikov narekuje lega terena in sistem mestne zazidave. Rajonski zbiralniki bodo usmerjeni v dva glavna zbiralnika: prvi bo položen ob levem bregu Savinje od Ložnici do zemljišča med Voglajno in železniško progo, kjer se bo pred skupno čistilno napravo priključil nanj drugi glavni zbiralnik, ki bo pritekal s severne strani od sedanjega izliva Koprivnice. Kanalizacija bo mešanega tipa, površinske in odpadne vode se bodo odvajale po istih kanalih. Glavna odvodnika bosta odvajala sušni pretok v čistilne naprave. Po očiščenju se bo voda prečrpavala v Voglajno.

Ko pa bo sušni pretok zaradi meteornih voda predpisano razredčen, se bodo vode preko posebnih razbremenilnih naprav prelivale neposredno v Savinjo oziroma Voglajno. Če pa bi zaradi preveč narasle vode grozila zajezev v kanalih in vdor vode v kletne prostore, se bo v razbremenilnih objektih avtomatično zaprla posebna loputa in kanalska voda bo otekala po glavnih zbiralnikih do črpalnih naprav.

V primeru, da bi se po projektu zgradila ena sama črpalna naprava ob stiku glavnih zbiralnikov, bi morala biti zmogljivost črpalnik 13,5 m<sup>3</sup>/sek in celo več pri povečanem profilu glavnega zbiralnika od Sušnice do črpališča. Verjetno pa se bo najprej zgradila črpalnica ob Sušnici, da se bo močno zazidani Otok zavaroval pred udorom vode v kletne prostore. Ob regulirani Voglajni od izliva navzgor bodo potrebni nasipi za odvajanje najvišjih vod.

Izredno pregledno napisana brošura ing. Laha, po kateri povzemamo vse zgornje podatke, še navaja, da bo nova kanalizacija zgrajena iz okroglih cevi premera 30 do 240 cm, izdelanih po posebnem postopku vakuumiranega betona. Stroški za celotno glavno kanalizacijsko omrežje skupaj s čistilno napravo bi po današnji oceni znašali okoli 40 milijonov novih dinarjev, kar dovolj jasno kaže, da predstavlja nujno potrebna nova celjska kanalizacija ne samo strokovni, ampak tudi velik gospodarski problem.

B. F.





## O akumulativnosti gradbenih podjetij

Statistika pravi, da je gradbeništvo ena izmed najmanj akumulativnih panog! Statistika pa je neusmiljen instrument. Toda skeptiki definirajo točnost statističnih podatkov približno takole: statistiki so ljudje, ki trdijo, da se človek, ki drži eno nogo v frižiderju, a drugo na vroči peči, nahaja poprečno v zelo ugodni klimi. Vendar, kar se tiče akumulativnosti gradbeništva, celo taka poprečja ne dajejo tolažilnih rezultatov. To seveda pomeni, da je stanje v mnogih podjetjih res zelo, zelo resno, če jih niti tista, kjer stanje ni tako zaskrbljujoče, ne potegnejo v količkaj ohrabrujoče poprečje.

Tema je torej aktualna, ker akumulativnost pomeni plače, fonde, perspektivo, razvoj.

Takoj na začetku naj opozorimo na neko nevarno zablodo. Mnogi opazovalci trdijo, da je gradbeništvo tako slabo akumulativno zato, ker sami tako hočemo. Konkretno vse takoj razdelimo po principu: boljši je vrabec v roki, kot golob na strehi. Na žalost imajo ti opazovalci večkrat prav in zares nevarna zabloda je, da se da lepo živeti tudi brez akumulativnosti. To pa teoretično niti praktično ni mogoče. »Sladko življenje« je vedno le kratkotrajno.

### Vzroki neakumulativnosti

Drugi neusmiljen instrument so analize. Danes je to veda s svojo teorijo, tezami, metodami, hipotezami, izračuni, grafikoni in rezultati. Razvojno teoretsko delo v tako imenovani »gradbeni ekonomiki« je že tako napredovalo in dalo že tako splošno dokazane rezultate, da brez bojzani, da bi trdili nekaj nedokazanega, danes lahko tudi v gradbeništvu uporabimo splošne dosežke analiz evropskega razvoja.

In kaj nam povedo te analize, aplicirane na naše stanje?

1. Akumulativnost pada, če organizacija stagnira,
2. progresivna organizacija gre v smeri industrializacije,
3. industrializacija zahteva razvojno-raziskovalno delo,
4. razvojno-raziskovalno delo je proces sodelovanja, ki omogoča specializacijo,
5. specializacija zahteva koordinacijo.

Ali nam je lahko vest čista, če samo količkaj kritično presodimo, kaj smo razen vsakdanjega praktičizma storili v tej smeri?

Analizirajmo nekatere osnovne vzroke:

1. Naša gradbena podjetja so registrirana in poslujejo kot SGP (čitaj: splošno gradbeno podjetje). Zelo radi bi že enkrat začeli čitati: specializirano gradbeno podjetje.

2. Perspektivni plan razvoja podjetja. Katero podjetje ga ima res odobrenega s strani svojih organov in v katerem podjetju se po takem planu tudi ravnajo?

3. Prehod od uslužnostnega podjetja, ki čaka licitacije, k proizvajalcu, ki plansko pripravlja in organizira kontinuirno akvizicijo del, ki ustrezajo njegovi specializaciji.

Katero podjetje sploh ima sektor akvizicije in dolgoročnega planiranja, študira tržišče in pripravo novih del?

Ali je sploh kdo odgovoren in zadolžen za kontinuiteto dela? To ni delo direktorja, on je organizator, a zagotovitev kontinuitete dela bi moral biti vsakdanji opravke sektorja. V sodobni inozemski praksi je ta sektor večkrat najmočnejši in z najbolj sposobnimi ljudmi.

4. Dolgoročne pogodbe.

Katero podjetje v Sloveniji se lahko pohvali, da ima vsaj triletno pogodbo za vsaj 25 % svojih kapacitet?

Kako naj planiramo in izvajamo industrializacijo, če nimamo vsaj minimalnih perspektiv dolgoročnega dela. Kako tudi mislimo znižati cene stanovanj in doseči akumulativnost, če ni zagotovljena kontinuiteta.

Tako ne pomaga dosti velika produktivnost naših gradbenikov na delovnem mestu, če potem 30 % časa sedijo brez dela ali pa so prisiljeni delati s polovico moči.

5. Personalna struktura.

Podjetja bi morala imeti plan perspektivne spremembe strukture kolektiva s sistematičnim zvišanjem kvalifikacijske strukture. Ali so tista podjetja, ki imajo tak plan, res pripravljena sinhronizirati tudi svoje naloge in odvajati fonde za stanovanja strokovnjakov? Ravno glede stanovanj za strokovnjake so razmere še dokaj neurejene.



6. Kdo ima plan angažiranja sredstev? Ali je že kak šef gradbišča ali priprave dela odgovarjal, če objekt stanovanjske gradnje ni bil predan niti po dveh letih oziroma bil res nagrajen, če je končal gradnjo pravočasno in prihranil več deset čistih milijonov?

Spomnimo se določene računice: vsak preko-račen mesec za dokončanje objekta stane 1,7 %/o bruto vrednosti. Torej bi prišlo na objekt s 100 stanovanji (po 7.000.000 S din) skoraj 12 milijonov mesečno. S sodobno tehnologijo končajo objekt drugod v šestih mesecih, pri nas pa poprečno v osemnajstih, kar pomeni 144 milijonov proč vržnega denarja! Poleg tega nismo pripravljeni dati ekipi za raziskovalna dela niti promila, a za stimulacijo kolektiva na gradbišču ne damo praktično nič.

Vem, mnogi bodo imeli kritične pripombe k temu mojemu izvajanju. Toda kaj pomaga, če vse oblečemo v lepo obleko ali prijemljemo z rokavicami. Ekonomika ne pozna rokavic.

Posamezni progresivni gradbeniki, ki jih je v naših podjetjih veliko, bodo tudi vnaprej ostali brez moči, če teh in podobnih problemov ne bomo odkrito obravnavali in o njih diskutirali.

### Razvoj gre svojo pot

No, ta članek je pisan za strokovnjake. Nepoučeni o dogajanjih v gradbeništvu bi lahko dobil napačne zaključke, češ da je preveč narobe. Nasprotno, mnogo pozitivnega je že prodrlo v naše kolektive. Toda »borba za bistvo« v sodobni tehnologiji, za teoretični pristop k problemom, za sodelovanje z raziskovalnimi institucijami, zavodi za raziskavo, bankami, nosilci progresivne tehnike v šolah, za plansko integralno racionalizacijo, globalno produktivnost, akumulativnost rezultatov, ta borba teče žilavo in vsakodnevno. GCS poskuša k temu dati svoj delež.

Razvoj pa gre nezadržno naprej po poti progressa. Vendar ne smemo pozabiti: stagniranje pomeni nazadovanje. Ni mogoče »mirno spati« na tradicionalnih metodah organizacije v gradbeništvu.

Akumulativnost se da projektirati in jo je treba planirati! Z drugimi besedami, mi to zmoremo, seveda brez velikih skokov, zato pa sistematično in uporno, predvsem pa planirano in na podlagi detajlnih analiz.

Metati krivico samo na druge torej ni povsem v redu.

IGOR BLUMENAU, dipl. inž. arh.

## OBVESTILO ZGIT SLOVENIJE

UPRAVA ZGIT SLOVENIJE OBVEŠČA DRUŠTVA IN DELEGATE, DA BO REDNA LETNA SKUPŠČINA ZGIT SLOVENIJE V LJUBLJANI V ČETRTEK DNE 25. MAJA 1967 OB 9. URI V DVORANI KAZINA, TRG REVOLUCIJE 1.

### DELEGATI IN ČLANI VABLJENI!



## Obdelovalnost in plastičnost malte

### Uvod

Dosedaj smo ocenjevali obdelovalnost malte subjektivno in je bila večinoma odvisna od prizadevnosti zidarja, ker je bilo težko oceniti porabo energije in časa za pripravo malte.

Sposobnost zadrževanja vode in plastičnost po Emleyu, za katere je značilna odpornost malte zoper odpuščanje vode in ohranitev konsistence malte, ki omogoča glajenje ometa, nista zadostna pokazatelja za ugotovitev reonomskih lastnosti malte.

Ze Ludwig in Schwiete<sup>1</sup> sta označila obdelovalnost kot kohezijo, lepljivost, nabrekanje, plastičnost, dilatanco in tiksotropijo. Tem lastnostim dodamo mi še sposobnost zadrževanja vode in hitrost vezanja.

Nobena preiskovalna metoda ne more zajeti vseh zgoraj omenjenih karakteristik obdelovalnosti. Glavno je, da zajema najbolj značilne lastnosti, ki niso odvisne niti od podlage ometa niti od tehnike nadaljnje uporabe malte.

Najvažnejša lastnost obdelovalnosti je spreminjanje oblike. To delo ni odvisno od konsistence malte, ker imajo malte iste konsistence različne sile preoblikovanja.

Običajno uporabljamo konsistenco malte, ki je primerna za zidarsko žlico z mero razprostiranja na stensalnem stolu od  $18 \pm 0,2$  cm.

Malte z isto prostorninsko vsebnostjo vode v % imajo različne konsistence, ki včasih ne ustrezajo več konsistenci zidarske žlice, tako da je bolj smotno primerjati malte iste konsistence.

Na obdelovalnost malte imajo pretežni vpliv lastnosti peska, ki je glavna sestavina malte tako, da zabiše precej lastnosti veziva (npr. plastičnost po Emleyu, litrsko težo in dr.). Lastnosti peska postanejo izrazito opazne, posebno njegova poroznost, viskoznost in sposobnost vezanja vode. Pesek ni več navadna inertna snov v malti.

Za reološko obnašanje malte je značilen medsebojni vpliv peska in vode. Zato je važno samo mešanje komponent ter potreben čas, da se doseže ravnovesje mešanja in da se izravnajo nehomogenosti.

Če se ne bi držali istega časa mešanja malte, bi dobili pri malti, ki je mešana krajši čas, boljše navidezne vrednosti za silo preoblikovanja. Ker so to suspenzije, odločajo votli prostori v pesku, ki ga napolnjuje mešanica veziva in vode. Pri tem ni važna prostorninska teža sestavnih delov malte v nasutem stanju.

Najbolje je tam, kjer je mogoče, mešati sestavine malte v konstantnih prostorninskih razmerjih. Sam čas preiskave mora biti omejen zaradi usedanja in vezanja malte.

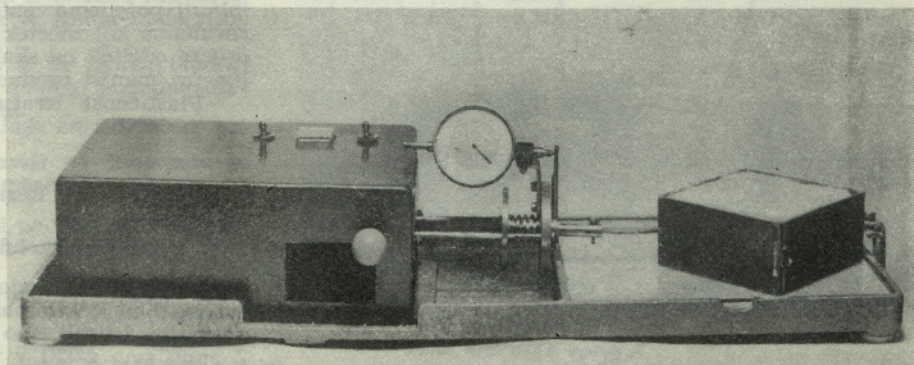
### Določitev obdelovalnosti po Wuerpelu

Metoda po Wuerpelu je normirana v Združenih državah Amerike, uporabljajo jo tudi v Zahodni Nemčiji, kot je razvidno iz preiskav P. Neya<sup>1</sup>, H. Otterbeina, E. Schwietea in drugih.

Aparature za določitev obdelovalnosti po Wuerpelu so izdelali v mehaničnih delavnicah Zavoda za raziskavo materiala, ravno tako aparaturo za določitev plastičnosti po Emleyu.

Razlikujemo aparat po Wuerpelu po ASTM z 1,452 kg utežjo, katera vleče na enem kraju 5 cm visok okvir, ki ima štiri 10 cm dolge prečnične stranice in v katerega gre ca. 500 ml malte. Drugi kraj okvirja je zasidran. Spremembo oblike okvirja pod obremenitvijo merimo kot dolžino diagonale. Plasticitetni indeks izračunamo iz formule.

V raziskovalnem laboratoriju združenja nemške industrije apna so izdelali aparaturo, ki omogoča kontinuirno spremembo oblike okvirja s pomočjo vlečne palice, katero poganja motor. Pritrjeni del okvirja vezemo na dinamometer na oprogo. To omogoča merjenje časovne spremembe upora malte s spremembo oblike. To prikažemo z diagramom sila — pot. Tako se fizikalni pojem dela prikaže kot produkt sile in poti. Pri meritvah so izbrali spremembo oblike oziroma skrajšanje diagonale okvirja do 40 mm. Izračunali so Wuerpelovo vrednost WP, ki predstavlja površino, katere stranici sta sila in pot (do 40 mm). Površina pod



Sl. 1



krivuljo se lahko tudi planimetrira. Sila se meri pri vsakem 5 mm skrajšanju diagonale.

### Opis aparature

Aparatura, izdelana na Zavodu, je v principu taka, kot je opisana v članku H. Otterbeina<sup>2</sup> (sl. 1).

Ima mizico, na katero položimo okvir višine 5 cm, ki ima štiri 10 cm dolge prečnične stranice. En kraj diagonale sidramo. Drugi kraj diagonale vezemo na dinamometer in na os, ki jo enakomerno vleče motor. Dinamometer meri silo, ki je potrebna, da premaga upor malte v okvirju. Dinamometer meri do 6 kp. Skrajšanje diagonale registrira števec v 1/10 mm. Obremenitev se preračuna iz tabele.

Aparat ima stikalo za motor in za števec. Vzvod za vključitev dinamometra in okvirja je v spodnjem položaju prost in ga lahko premikamo, v zgornjem položaju je pripravljen za meritev.

### Izvedba meritve

#### Mešanje malte

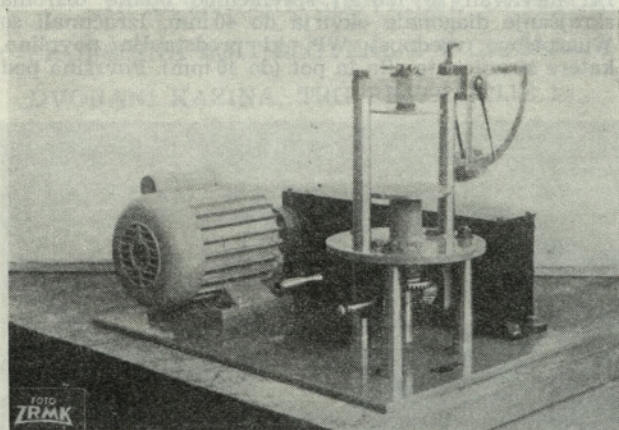
Malto pripravimo običajno iz mešanice v prostornem razmerju 1:3 (vezivo: pesek). Pesek vsebuje 1 utežni del normnega peska drobne zrnivosti, 1 in 2 utežna dela normnega peska grobe zrnivosti II.

Voda za pripravljajanje mora imeti 18–20° C. Vezivo damo v vodo in ročno mešamo, dokler testo ni homogeno. Testo mešamo enakomerno 30 minut. Pesek vmešavamo in dodamo v testo 30 sekund. Material ob robovih vmešavamo v malto in malto intenzivno mešamo 7 minut. Nato določamo takoj razprostiranje malte na stresalni mizi. Vezivo dodamo suho. Če dodamo testo, je potrebno upoštevati vsebovano vodo. Malto polagamo na stresalno mizo v dveh plasteh. Vsako plast zgostimo z nekaj udarci z nabijalom. Površino malte zravnamo s kalupom. Po 10–15 sekundah dvignemo vertikalno kalup in malto razprostiramo s 15 udarci (15 sekund). Razprostiranje merimo v dveh smereh. Določitev mere razprostiranja moramo zaključiti najkasneje v 5 minutah po koncu mešanja.

### Določitev spremembe oblike

Malto, ki ima zahtevano mero razprostiranja  $18 \pm 0,2$  cm, stavimo v okvir, ki ga pritrdimo na vlečni vijak in na dinamometer. Malto z nožem stresamo na vogalih in njeno površino poravnamo. Pri tem moramo okvir dobro pritiskati na mizico, da se ne premakne.

Po 10 sekundah, ko smo površino zravnali, požegnemo motor. Rezultate odčitamo vsakih 15 sekund. Čas od določitve mere razprostiranja do začetka določitve obdelovalnosti sme trajati največ 7 minut. Sama meritev obdelovalnosti traja, dokler ne dosežemo skrajšanje diagonale za 50 mm.



Sl. 2

### Ocena rezultatov

Najboljša je obdelovalnost, če dobimo pri isti meri razprostiranja oz. konsistenci manjše vrednosti WP oz. pcm ali če je površina pod krivuljo čim manjša. Vrednosti Wuerpela se pri meri razprostiranja 18 cm gibljejo od 1200 do 25.000 pcm. Če je vrednost WP < 6000, je malta lahko obdelovalna. Za normalno obdelovalne malte je WP 6000–10.000.

Indeks plastičnosti nad 100 je značilen za lahko obdelovalne malte.

Obdelovalnost je lastnost malte, ki jo označujejo v literaturi kot »Verarbeitbarkeit« oziroma »workability«.

### Določitev plastičnosti po Emleyu

Metodo uporabljajo že 30 let v ZDA kot standardno za določitev apnenih malt. Kljub temu, da imajo danes posebno v Nemčiji pomisleke zoper to metodo, je ne moremo zavreči.

Določitev plastičnosti obsega tri delovne operacije:

1. iz testa odsesamo vodo,
2. testo stiskamo med obema ploščama,
3. testo gladimo.

Rezultanta je meritev vrtilnega momenta v odvisnosti od časa. Plastičnost je sposobnost apna, da tvori z vodo testo ali kašo. Apneno testo ima zaradi viskoznosti lastnost, da laminarno teče. Tej hitrosti potiskanja se zoperstavlja upor potiskanja, tako da imamo razmerje med hitrostjo in silo potiskanja.

Apneno testo se v začetku obtežitve ponaša kot trdna snov, ki pri večji obtežitvi začne teči.

Razen določitve plastičnosti po Emleyu določamo plastično viskoznost po Backmanu v rotacijskem viskozimetru. Princip določitve je, da cilindar potopimo v posodo z apneno kašo in merimo hitrost obračanja cilindra pod različnimi obtežbami.

### Izvedba meritve

Za preiskavo rabimo naslednje aparature:

1. modificirani Vicatov aparat. Ima palico z valjem iz aluminija, ki tehta 30 g;
2. plasticimeter po Emleyu (sl. 2).

Aparatura se sestoji iz mizice, skozi katero gre vijak, na katerem sloni kovinska podloga. Podlogo poganja elektromotor ali jo vrtime ročno. Na mizi sloni na dveh palicah zgornja vrteča se plošča, ki je povezana z žico na nihalo z utegom. Uteg se premika od vertikalnega do horizontalnega položaja. Kazalo in skala omogočata odčitavanje položaja utega.

### Določitev plastičnosti

Za določitev plastičnosti pripravimo standardno testo, ki ima penetracijo 20 mm v sekundah.

Prstanasti kalup postavimo na keramično podložno ploščo z določeno mero absorpcije in napolnimo s testom, ki ima standardno konsistenco. Kalup odstranimo, podložno ploščo z vzorcem postavimo v aparat na kovinsko podlogo, ki jo dvignemo, dokler se površina apnena testa ne dotika zgornje vrteče se plošče. Razdalja med zgornjo ploščo in robom podložne plošče mora biti 32 mm. Vključimo prestavo in v drugi minuti požegnemo motor. Čas, ko damo testo v kalup, računamo kot začetek meritve. Meritev je končana, ko doseže odčitek na skali 100, ali če je odčitek konstanten pri manjši vrednosti, ali ko se je vzorec raztrgal.

Plastičnost izračunamo po formuli, upoštevajoč čas in odčitek na skali.

### Rezultati preiskave

#### Določitev obdelovalnosti po Wuerpelu

Določili smo obdelovalnost različnih malt po Wuerpelu. Nas je zanimala predvsem obdelovalnost apnene malte. Izbrali smo apno K, S in Z ter hidrat K in Z apno smo gasilili v testo.



Razen tega smo preiskali cementno malto, malto iz apna in pucolana, malto iz apna in elektrofiltrskega pepela ter mavčno malto.

Za primerjavo smo izvršili preiskavo malte 1:3 v volumenskem in v utežnem razmerju.

Rezultate preiskave smo prikazali v naslednji tabeli:

### Vrednost po Wuerpelu — WP in plastični indeks

Vrednost	Vzorec WP	Plastični indeks
Apno <sup>K</sup> + pesek, utežno razmerje 1:3	860	220
Apno <sup>K</sup> + pesek volum. razmerje 1:3	925	234
Apno <sup>S</sup> 16. II + pesek, utežno razmerje 1:3	1440	191
Apno <sup>S</sup> 16. II + pesek, utežno razmerje 1:3	1090	212
Apno <sup>S</sup> 16. II + pesek, utežno razmerje 1:3	225	290
Apno <sup>S</sup> 20. II + pesek, utežno razmerje 1:3	25	228
Apno <sup>S</sup> 20. II + pesek, utežno razmerje 1:3	860	224
Apno <sup>S</sup> 20. II + pesek, utežno razmerje 1:3	1085	252
Apno <sup>S</sup> + pesek volumensko razmerje 1:3	885	198
Hidrat <sup>K</sup> + pesek, utežno razmerje 1:3	1435	202
Apno <sup>S</sup> + pesek volum. razmerje 1:3	5475	104
Hidrat <sup>Z</sup> + pesek, utežno razmerje 1:3	1453	176
30% hidrat <sup>Z</sup> + 70% elektrofiltrski pepel	510	216
30% hidrat <sup>Z</sup> + 70% opalska breča	295	166
70% hidrat <sup>K</sup> + 30%		
elektrofiltrski pepel	1065	198
70% hidrat <sup>K</sup> + 30% opalska breča	1425	188
70% apno <sup>Z</sup> + 30% opalska breča	1170	209
70% hidrat <sup>K</sup> + 30% elektrofiltrski	695	224
Cement + pesek 1:3	55	282
Mavec + pesek, utežno razmerje	1400	224
Mavec + pesek, volum. razmerje	2810	156

### Vpliv apna na obdelovalnost malte

Če primerjamo diagrame za apno K in S, pride mo do zaključka, da je apno S bolj plastično in da je malta iz apna S lažje obdelovalna od malte z apnom K. Ta razlika ni tako velika, da bi imela kakšen bistven vpliv na lastnosti obeh vzorcev apna (sl. 3).

Rezultati vrednosti WP in plastičnega indeksa za oba zgoraj omenjena vzorca nam dajo približno iste podatke. Omenili bi, da plastični indeks da bolj poprečne vrednosti tako, da razlike med različnimi vzorci apna niso tako razvidne. Zato se bomo v bodočih preiskavah raje omejili na tolmačenje rezultatov iz diagramov in iz vrednosti po Wuerpelu.

Glede uporabe utežnega ali volumskega razmerja pri apnu se bomo v nadaljnjih preiskavah odločili zaradi praktičnosti za volumensko razmerje.

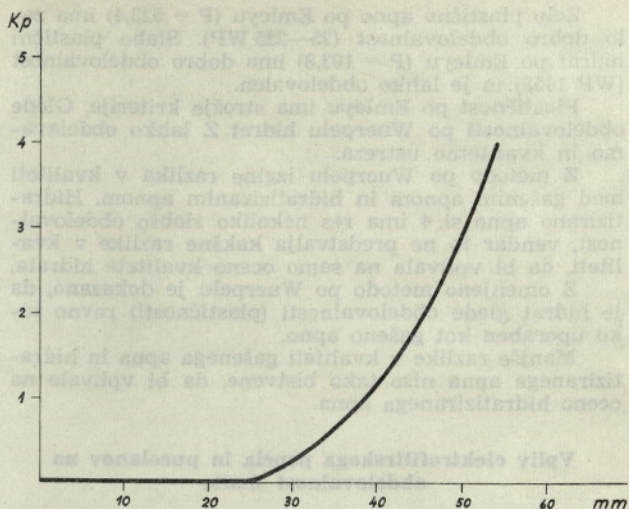
Krivulja hidrata K in hidrata Z (utežno razmerje) se lepo ujemata. To pomeni, da je njuna obdelovalnost podobna.

Če vzamemo vzorec hidrata S in vzorec laboratorijsko hidratiziranega apna S, dobimo podobne diagrame obdelovalnosti po Wuerpelu.

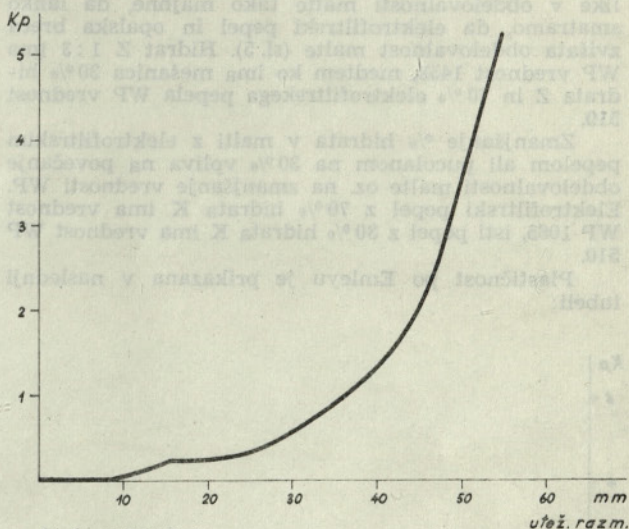
### Primerjava določitve obdelovalnosti po Wuerpelu in plastičnosti po Emleju

Za primerjavo obdelovalnosti po Wuerpelu in plastičnosti po Emleju smo vzeli apno S in hidrat Z.

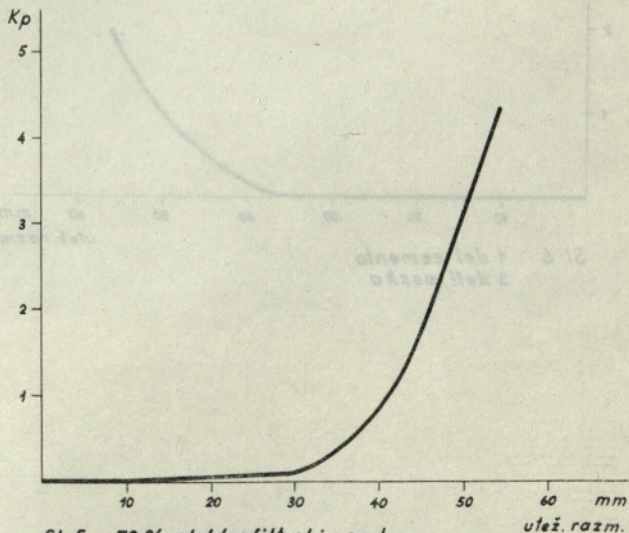
	Plastičnost po Emleju	Obdelovalnost po Wuerpelu
Apno S	523,4	225
Hidrat Z	109,8	1453



SI. 3 APNO S.



SI. 4 HIDRAT K.



SI. 5 70% elektrofiltrski pepel 30% hidratno apno Z.



Zelo plastično apno po Emleyu ( $P = 523,4$ ) ima zelo dobro obdelovalnost (25—225 WP). Slabo plastični hidrat po Emleyu ( $P = 103,8$ ) ima dobro obdelovalnost (WP 1453) in je lahko obdelovalen.

Plastičnost po Emleyu ima strožje kriterije. Glede obdelovalnosti po Wuerpelu hidrat Z lahko obdelavamo in kvalitetno ustreza.

Z metodo po Wuerpelu izgine razlika v kvaliteti med gašenim apnom in hidratiziranim apnom. Hidratizirano apno sl. 4 ima res nekoliko slabšo obdelovalnost, vendar to ne predstavlja kakšne razlike v kvaliteti, da bi vplivala na samo oceno kvalitete hidrata.

Z omenjeno metodo po Wuerpelu je dokazano, da je hidrat glede obdelovalnosti (plastičnosti) ravno tako uporaben kot gašeno apno.

Manjše razlike v kvaliteti gašenega apna in hidratiziranega apna niso tako bistvene, da bi vplivale na oceno hidratiziranega apna.

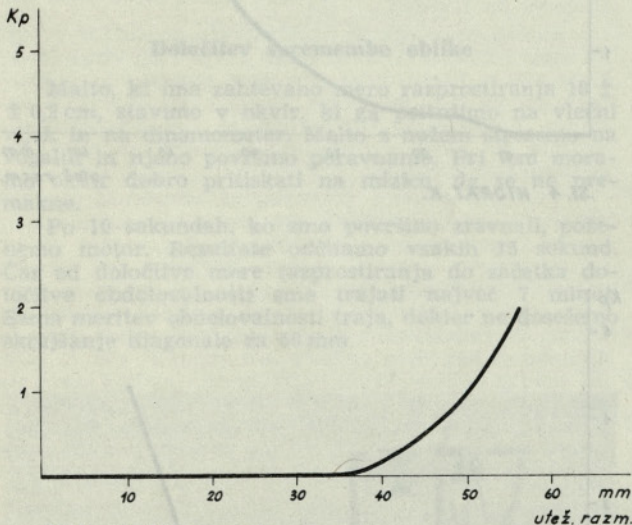
### Vpliv elektrofiltrskega pepela in pucolanov na obdelovalnost malte

Dodatek elektrofiltrskega pepela ali pucolana namesto peska hidratiziranemu apnu precej poveča obdelovalnost apnene malte.

Ce bi se morali odločiti za dodatek elektrofiltrskega pepela ali opalske breče zaradi lažje obdelovalnosti, bi se odločili za opalsko brečo. Vendar so razlike v obdelovalnosti malte tako majhne, da lahko smatramo, da elektrofiltrski pepel in opalska breča zvišata obdelovalnost malte (sl. 5). Hidrat Z 1 : 3 ima WP vrednost 1453, medtem ko ima mešanica 30 % hidrata Z in 70 % elektrofiltrskega pepela WP vrednost 510.

Zmanjšanje % hidrata v malti z elektrofiltrskim pepelom ali pucolanom na 30 % vpliva na povečanje obdelovalnosti malte oz. na zmanjšanje vrednosti WP. Elektrofiltrski pepel z 70 % hidrata K ima vrednost WP 1065, isti pepel z 30 % hidrata K ima vrednost WP 510.

Plastičnost po Emleyu je prikazana v naslednji tabeli:



Sl. 6 1 del cementa  
3 deli peska

### Plastičnost po Emleyu

	Hidrat S	Hidrat Z
30 % hidrat + 70 % elektrofiltrski pepel	106,9	111,8
30 % hidrat + 70 % opalska breča	135,2	130,4
10 % hidrat + 70 % elektrofiltrski pepel	121,9	114,5
10 % hidrat + 70 % opalska breča	170,2	152,8

Plastičnost po Emleyu malte iz hidrata in elektrofiltrskega pepela dosega povprečno vrednost od 100—140. Plastičnost po Emleyu malte iz hidrata in opalske breče dosega  $P = 170$ .

Elektrofiltrski pepel in opalska breča zmanjšata plastičnost po Emleyu malte, medtem ko povečata obdelovalnost po Wuerpelu.

Obdelovalnost po Wuerpelu nam daje bolj reproducibilne rezultate pri maltah, ki vsebujejo elektrofiltrski pepel in pucolane.

### Vpliv cementa na obdelovalnost malte

Cementne malte iz cementa T v volumenskem razmerju 1 : 3 imajo nizke vrednosti po Wuerpelu. To pomeni da so cementne malte lahko obdelovalne (sl. 6). Iz preiskav je razvidno, da dodatek cementa T olajša obdelovalnost apnene malte. Malte, ki vsebujejo cement T, so lažje obdelovalne kot tiste, ki vsebujejo opalsko brečo ali elektrofiltrski pepel. Nasprotno imajo cementne malte manjšo plastičnost po Emleyu kot apnene malte.

Določitev obdelovalnosti po Wuerpelu je zelo primerna metoda za preiskave cementnih malt.

### Vpliv mavca na obdelovalnost malte

Obdelovalnost po Wuerpelu mavčnih malt je težje določiti, ker mavec hitreje veže. Kljub temu smo izvršili informativni poskus določitve obdelovalnosti. Za mavčne malte velja, da so tudi lahko obdelovalne. Boljše rezultate dobimo, če mavec in pesek zmešamo v utežnem razmerju. To velja tudi za ostale vrste malt.

### Zaključek

Določitev obdelovalnosti po Wuerpelu daje uporabne rezultate za apnene, cementne, mavčne ter ostale silikatne malte. Posebno je primerna določitev obdelovalnosti malt, ki vsebujejo hidravlična veziva. Določitev obdelovalnosti apnenih malt omogoča pravilno vrednotenje hidratiziranega apna. Hidratizirano apno, četudi je manj plastično, je lažje obdelovalno in se ne razlikuje toliko od gašenega apna. Vsi preiskani vzorci predstavljajo lahko obdelovalne malte. Najbolj primerno je pri preiskavah upoštevati diagrame in Wuerpel vrednost.

### Literatura

1. Ney P.: Ein neues Gerät zur Messung der Verarbeitbarkeit von Mörteln, Zement Kalk Gips 10 (1963).
2. Otterbein H.: Ein verbessertes Wuerpel—Gerät und die Beurteilung der Verarbeitbarkeit von Mörteln. Zement Kalk Gips 5 (1964).

MARJAN OREL, dipl. inž.



# K R E D A

SRPENICA **kreda** SRPENICA **kreda** SRPENICA

proizvaja

## **dodatke za beton**

ALFA CEMENTOL — *pospeševalec*

pospešuje vezanje, daje hiter razvoj trdnosti, preprečuje zmrzovanje

BETA CEMENTOL — *pospeševalec in gostilec*

ima lastnosti pospeševalca in daje vodotesen beton

GAMA CEMENTOL — *gostilec*

daje gost, vodotesen beton, preprečuje zmrzovanje

DELTA CEMENTOL — *plastifikator*

omogoča lažje in ekonomičnejše vgrajevanje ter daje kvalitetnejši beton, znižuje vodocementni faktor, povišuje plastičnost betona, povečuje trdnost betona in preprečuje segregacijo betona

ETA CEMENTOL — *aerant in plastifikator*

vnaša mikro-zračne mehurčke v beton, daje beton, odporen proti zmrzovanju in odjugi ter solem za posipanje cest, znižuje vodocementni faktor, povišuje plastičnost betona in preprečuje segregacijo betona

Vsi dodatki so uporabni v letnem in zimskem času.

Prospekti in navodila so na razpolago v podjetju.

Ateste za vse dodatke je izdelal *Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, Ljubljana*.

*Proizvaja še:*

- |   |                                  |
|---|----------------------------------|
| — temeljne barve                        | — firnež                         |
| — oljnate barve — v niansah             | — razredčila                     |
| — oljnate kite za lopatico in brizganje | — kalijevo mazavo milo           |
| — oljnati minij                         | — steklarski kit                 |
| — oljnate lake                          | — minij kit                      |
| — ALP — notranji emajl                  | — mangan kit                     |
| — POLAR — zunanji emajl                 | — izoplastik — trak za izolacijo |
| — univerzalni sintetični emajl          | — mleto sivo gorsko kredo.       |