

# GRADBENI VESTNIK

LETO XIV

MAJ 1965

ŠTEVILKA 5



KONSTRUKTOR, MARIBOR: STOLPNICA «LIVADA»

## VSEBINA

Ervin Prelog, dr. inž.: Stenasto skeletne konstrukcije pri potresni obremenitvi . . . . .	97	E. Prelog: Skeleton wall structures subjected to earthquake loading
Srdan Turk, dr. inž.: Poenostavitev računa poševne armature in stremen pri armiranih betonskih nosilcih	104	S. Turk: Simplified computing of inclined reinforcement and stirrups for concrete beams
<b>Obvestila Vodogradbenega laboratorija v Ljubljani</b>		
Erozija rečnega dna nizvodno od podslapij . . . . .	113	
Absolventska ekskurzija gradbenikov po Jugoslaviji in Grčiji . . . . .	114	
<b>Gradbeni center Slovenije</b>		
Seznam pomembnejših JUS standardov za področje gradbeništva . . . . .	115	
<b>Informacije Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij</b>		
Dušan Vendramin, dipl. inž.: Akustična ureditev studiov Radia Koper (nadaljevanje) . . . . .	117	

Odgovorni urednik: Sergej Bubnov, dipl. inž.

Uredniški odbor: Janko Bleiweis, dipl. inž., Lojze Blenkuš, dipl. inž., Lojze Cepuder, Vladimir Čadež, 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 Šramel, dipl. inž.

Revijo izdaja Zveza gradbenih inženirjev in tehnikov za Slovenijo, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 23-158. Tek. račun pri Narodni banki 600-14-608-109. Tiska tiskarna »Toneta Tomšiča« v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Letna naročnina za nečlane 15.000 dinarjev. Uredništvo in uprava Ljubljana, Erjavčeva 15.

## Stenasto skeletne konstrukcije pri potresni obremenitvi

DK 624.042 : 624.94

DR. INŽ. ERVIN PRELOG

Pri gradnji večetažnih poslovnih in stanovanjskih objektov kaj radi uporabljamo skeletne konstrukcije, ki so ojačene z betonskimi stenami. Takšni objekti so dokaj ekonomični. Ker je statična obravnava teh objektov zahtevna in dolgotrajna, se v praksi poslužujemo običajno grobih statičnih postopkov, pri katerih pa ekonomičnost glede na potresne obremenitve ne pride do prave veljave. S takšnim grobim računom je namreč težko pravilno oceniti, kolik del celotne obremenitve prevzamejo betonske stene in kolik del skelet, zato se običajno večji del obremenitve »obesi« na betonske stene, kar pa predstavlja v večini primerov prekomerno dimenzioniranje sten.

Naslednja metoda, ki zahteva sorazmerno malo dela, omogoča z uporabo diferenčnih enačb zelo dobro ocenitev nosilnosti mešanega sistema. Metoda bazira na poznanem delu R. Rosmana,\* ki je razširjena na poljubno, ne samó enakomerno horizontalno obremenitev. Neenakomerna obremenitev je namreč zelo interesantna pri potresnih obremenitvah. Metoda je tudi razširjena na objekte, ki nimajo konstantnih statičnih karakteristik po višini objekta.

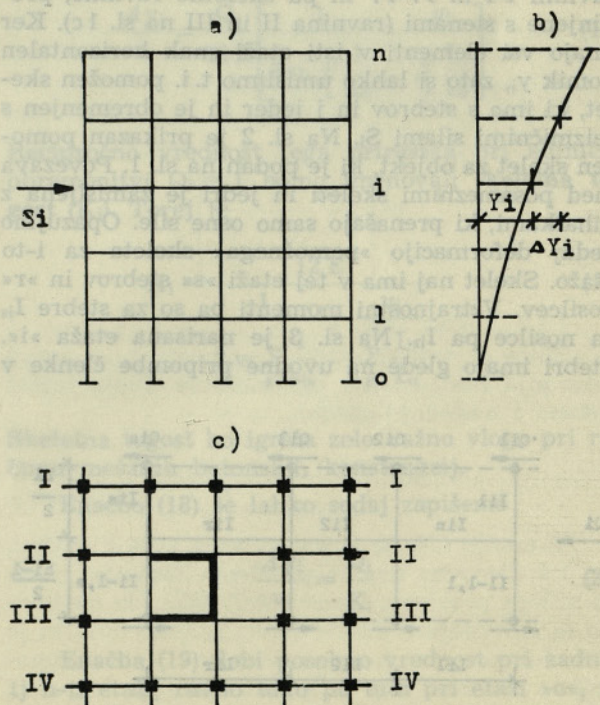
V prvem delu razprave so podane teoretične osnove. Te bodo interesantne predvsem za statika, ki se namerava poglobiti v to problematiko. V drugem delu so podane vse potrebne diferenčne enačbe in metoda reševanja. V tretjem delu pa je izdelan primer, ki naj ilustrira uporabo enačb in hkrati prikaže enostavnost in uporabnost postopka. V tem primeru pride predvsem do izraza pomembnost bolj »natančnega« računa.

### 1. Teoretične osnove

1.1. Zasnova problema. Mešana konstrukcija, tj. kombinacija skeleta in sten (polne!) naj ima  $n$  etaž. Etaže so obremenjene s horizontalnimi silami  $S_i$  (sl. 1). Naša naloga je ugotoviti, kolik del celotne horizontalne obremenitve prevzamejo stene in kolik del skelet. Postavimo pogoj, da so stropne konstrukcije dovolj toge, kar je v večini primerov v praksi tudi izpolnjeno, potem se deformira kon-

strukcija tako, da dobijo vsi elementi, tj. stebri in stene, v isti etaži enak horizontalni pomik  $y_i$ . Upoštevajmo nadalje, da pri oblikovanju horizontalnega pomika, igrajo pomembno vlogo le **upogibne deformacije sten** in pa deformacija **skeleta**, ki ga povzročijo **prečne sile** skeleta. Deformacija skeleta sicer ni gladka, monotono naraščajoča krivulja, temveč valovita krivulja, vendar je pri bolj regularnih skeletih, to je skeletih z malo spremenljivimi dimenzijami, deformacija skeleta skoraj gladka krivulja (slika 1 b). Pri takšni supoziciji skeleta smemo v računu suponorati členke v sredini stebrov skeleta, kar pa znatno poenostavi nadaljnji račun. Poudariti moramo, da so ravno pri stanovanjskih in poslovnih objektih poslednji pogoji skoraj vedno izpolnjeni, saj narekuje tâko izvedbo funkcionalnost in arhitektonsko oblikovanje objekta.

1.2. Obremenitev objekta. Horizontalni obremenitvi objekta sta veter in pa potresna obreme-



Sl. 1

\* Dr. inž. R. Rosman: Proračunavanje zidova za horizontalno opterećenje. Zavod za betonske konstrukcije, Zagreb 1962.

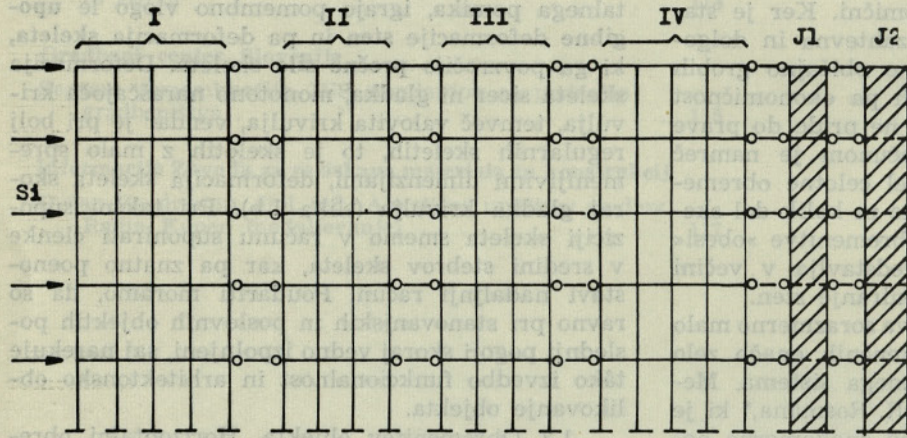
nitev. Medtem ko vzamemo, da je veter po vsej višini objekta konstanten, se seizmična sila v skladu s sedanjimi predpisi po višini spreminja. Zato bomo v naših splošnih enačbah obravnavali poslednji, bolj zapleteni primer, s tem pa bo hkrati rešena tudi obremenitev zaradi vetra, saj bo takšna obremenitev predstavljala le posebno poenostavljeno obremenitev.

Seizmično silo za i-to etažo določimo po znani enačbi

$$S_i = k_c \beta \eta_i Q_i \quad (1)$$

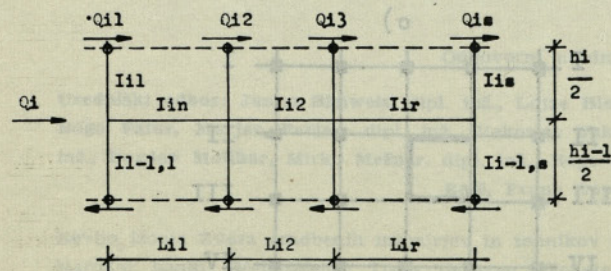
V nadaljnjem računu bomo še potrebovali prečno silo in pa etažni moment. Tako je za i-to etažo prečna sila

$$T_i = \sum_{i=n}^i S_i \quad (2)$$



Sl. 2

ravnini I-I in IV-IV in pa skeletne ravnine, prekinjene s stenami (ravnina II in III na sl. 1c). Ker imajo vsi elementi v isti etaži enak horizontalen pomik  $y_i$ , zato si lahko umislimo t. i. pomožen skelet, ki ima s stebrov in j jeder in je obremenjen s seizmičnimi silami  $S_i$ . Na sl. 2 je prikazan pomožen skelet za objekt, ki je podan na sl. 1. Povezava med posameznimi skeleti in jedri je zamišljena z nihalkami, ki prenašajo samo osne sile. Opazujemo sedaj deformacijo »pomožnega« skeleta za i-to etažo. Skelet naj ima v tej etaži »s« stebrov in »r« nosilcev. Vztrajnostni momenti pa so za stebre  $I_{is}$  za nosilce pa  $I_{ir}$ . Na sl. 3 je narisana etaža »i«. Stebri imajo glede na uvodne pripombe členke v



Sl. 3

V enačbi (2) moramo torej seštevati seizmične sile od vrha objekta navzdol. Končno je še etažni moment zaradi seizmične sile pri i-ti etaži

$$(M_i)_{et} = - \sum_{i=n}^i (T_i h_i) = - \sum_{i=n}^i (\sum_{i=n}^i S_i h_i) \quad (3)$$

kjer je  $h_i$  višina i-te etaže. Pri praktičnem računu si te vrednosti določimo tabelarno, saj je to bolj pregledno (glej primer).

1.3. Togosti skeleta in sten.

Preden bomo nastavili osnovne enačbe, si še oglejmo obrazce za togost skeleta in togost jedra, saj sta obe količini zelo važni pri računanju deformacij objekta.

1.3.1. Togost skeleta. Mešana konstrukcija ima lahko več čistih skeletnih ravnin npr. na sl. 1c,

sredini etažne višine. Na sam skelet naj deluje prečna sila  $Q_i$ , ki se razdeli na posamezne stebre:  $Q_{i1}, Q_{i2}, \dots, Q_{is}$ , tako da je

$$Q_i = \sum_{s=1}^s Q_{is} \quad (4)$$

Zaradi teh sil nastopijo horizontalni premiki skeleta. Izračunajmo si relativne premike, t.j. premike med posameznimi etažami. Relativni premiki  $\Delta y_i$  se sestojijo iz premikov  $\Delta y_i^{(s)}$ , ki nastopijo zaradi deformacije stebrov, in iz premikov  $\Delta y_i^{(n)}$ , ki nastopijo zaradi deformacije, t.j. zasukov nosilcev (sl. 4a in 4b).

Izračunajmo najprej premike  $\Delta y_i^{(n)}$ . Glede na sl. 4a je npr. premik stebra »l«.

$$\Delta y_i^{(s)} = \frac{Q_{i1}}{3E} \left[ \frac{\left(\frac{h_i}{2}\right)^3}{I_{i1}} + \frac{\left(\frac{h_{i-1}}{2}\right)^3}{I_{i-1,1}} \right] \quad (5)$$

Če označimo z

$$a_{is} = \frac{h_i^3}{I_{is}} + \frac{h_{i-1}^3}{I_{i-1,s}}, \quad s = 1, 2, \dots, s, \quad (6)$$

potem veljajo enačbe

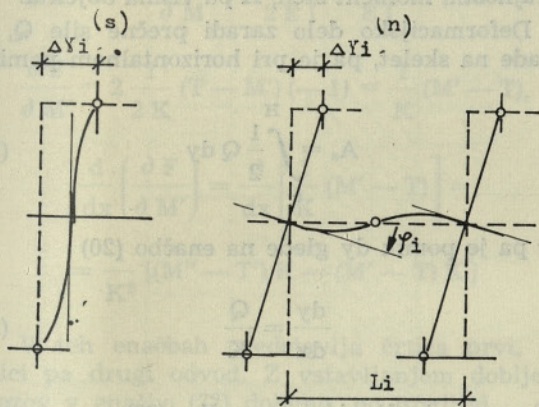
$$\Delta y_i^{(s)} = \frac{Q_{i1}}{24 E} a_{i1} = \frac{Q_{i2}}{24 E} a_{i2} = \dots = \frac{Q_{is}}{24 E} a_i \quad (7)$$

Sedaj izrazimo z uporabo enačbe (7) vse  $Q_{is}$  s  $Q_{i1}$  ter dobljene vrednosti vstavimo v enačbo (4), pa dobimo

$$Q_i = Q_{i1} a_{i1} \sum_{s=1}^s \frac{1}{a_{is}} \quad (8)$$

kjer je vsota

$$\sum_{s=1}^s \frac{1}{a_{is}} = \frac{1}{a_{i1}} + \frac{1}{a_{i2}} + \frac{1}{a_{i3}} + \dots + \frac{1}{a_{is}} \quad (9)$$



Sl. 4a, b

Če iz enačbe (8) izračunamo  $Q_{i1}$  in vstavimo v enačbo (5) že dobimo velikost pomika  $\Delta y_i^{(s)}$ , namreč

$$\Delta y_i^{(s)} = \frac{Q_i}{24 E \sum_{s=1}^s \frac{1}{a_{is}}} \quad (10)$$

Sedaj še izračunajmo deformacijo  $\Delta y_i^{(n)}$ . Premik je (sl. 4a)

$$\Delta y_i^{(n)} = \varphi_i \frac{h_i + h_{i-1}}{2} \quad (11)$$

Dalje označimo s

$$v_i = \frac{h_i + h_{i-1}}{2} \quad (12)$$

Ker imamo pri tej deformaciji opravka z anti-metrično deformacijo nosilcev je splošno

$$\varphi_i = \frac{\bar{M}_{i1} L_1}{6 E I_{i1}} + \frac{\bar{M}_{i2} L_2}{6 E I_{i2}} = \dots = \frac{\bar{M}_{ir} L_r}{6 E I_{ir}} \quad (13)$$

Dalje še mora biti

$$\bar{M}_{i1} + \bar{M}_{i2} + \dots + \bar{M}_{ir} = \frac{Q_i}{2} v_i \quad (14)$$

Če iz enačbe (13) izrazimo  $\bar{M}_{ir}$  z  $\bar{M}_{i1}$  in vstavimo dobljene vrednosti v enačbo (14), dobimo

$$\bar{M}_{i1} = \frac{Q_{i1} v_i}{2} \frac{L_1}{\sum_{r=1}^r \frac{I_{ir}}{L_r}} \quad (15)$$

Sedaj vstavimo vrednost za  $\bar{M}_{i1}$  v prvo enačbo (13) ter dobljeno vrednost za  $\varphi_i$  vstavimo v enačbo (11). Tako dobimo iskati premik  $\Delta y_i^{(n)}$ . Rezultat je

$$\Delta y_i^{(n)} = \frac{Q_i}{12 E} \frac{v_i^2}{\sum_{r=1}^r \frac{I_{ir}}{L_r}} \quad (16)$$

Sedaj že lahko tudi zapišemo obrazec za celotni premik. Ta je

$$\Delta y_i = \Delta y_i^{(n)} + \Delta y_i^{(s)}$$

Z vstavljanjem enačb (10) in (16) v poslednjo enačbo dobimo po ureditvi končni rezultat

$$\Delta y_i = \frac{Q_i}{12 E} \left[ \frac{1}{2 \sum_{s=1}^s \frac{1}{a_{is}}} + \frac{v_i^2}{\sum_{r=1}^r \frac{I_{ir}}{L_r}} \right] \quad (17)$$

Na podlagi te enačbe že lahko tudi izračunamo t. i. **togost** skeleta. Enačba (17) podaja spremembo relativnega premika na etažno višino  $v_i$ , kjer je  $v_i$  srednja vrednost  $i$  in  $i-1$  etaže. Na enoto višine etaže  $i$  je ta prirastek

$$\frac{\Delta y_i}{v_i} = \frac{Q_i}{12 E} \left[ \frac{1}{2 v_i \sum_{s=1}^s \frac{1}{a_{is}}} + \frac{v_i}{\sum_{r=1}^r \frac{I_{ir}}{L_r}} \right] \quad (18)$$

Recipročno vrednost tega prirastka pri edinični obremenitvi  $Q_i = 1$  bomo imenovali **skeletna togost** ( $K_i$ ). Torej je

$$K_i = \frac{12 E}{\frac{1}{2 v_i \sum_{s=1}^s \frac{1}{a_{is}}} + \frac{v_i}{\sum_{r=1}^r \frac{I_{ir}}{L_r}}} \quad (19)$$

Skeletna togost bo igrala zelo važno vlogo pri računu mešanih betonskih konstrukcij.

Enačbo (18) še lahko sedaj zapišemo

$$\frac{\Delta y_i}{v_i} = \frac{Q_i}{K_i} \quad (20)$$

Enačba (19) dobi posebno vrednost pri zadnji, tj.  $n$ -ti etaži, ravno tako pa tudi pri etaži »o«, tj. pri temeljih. Za etažo  $n$  je

$$h_i = h_n = 0; \quad I_{ns} = 0, \quad v_i = \frac{h_{n-1}}{2}$$

Ker je s tem glede na enačbo (6) in  $i = n$

$$a_{ns} = \frac{h_{n-1}^3}{I_{n-1, s}}$$

in po enačbi (9)

$$\sum_s \frac{1}{a_{ns}} = \frac{1}{h_{n-1}^3} \sum_s I_{ns},$$

dobi enačba (19) obliko

$$K_n = \frac{12 E \sum_s I_{ns}}{h_{n-1}^3 \left( 1 + \frac{\sum_s I_{ns}}{2 h_{n-1} \sum_r \frac{I_{nr}}{L_r}} \right)} \quad (21)$$

Za  $i = 0$ , tj. za togost pri temeljih, kjer ni običajno nosilcev pa je

$$h_{i-1} = 0, \quad I_{ir} = 0, \quad v_i = \frac{h_1}{2}$$

Tako da je po enačbi (19)

$$K_0 = \frac{6 E \sum_s I_{0s}}{h_0^2} \quad (22)$$

Enačba za togost dobi tudi posebno vrednost, če sta etaža  $i$  in  $i-1$  povsem enaki. V tem primeru je

$$h_i = h_{i-1} = h, \quad I_{is} = I_{i-1, s} = I_s, \quad v_i = h,$$

zato je togost

$$K = \frac{12 E \sum_s I_s}{h^2 \left( 1 + \frac{\sum_s I_s}{h \cdot \sum_r \frac{I_r}{L_r}} \right)} \quad (23)$$

### 1.3.2. Togost sten.

Stene z vztrajnostnimi momenti  $I_j$  v smeri delovanja horizontalne obremenitve imajo togost podano z naslednjo enačbo

$$t_j = \sum_j E I_{ij} = E \sum_j I_{ij} \quad (24)$$

V enačbi (24) je  $t_j$  togost vseh sten v etaži  $i$ .

1.4. Osnovna enačba problema. Osnovno enačbo našega problema bomo dobili tako, da nastavimo za deformirani sistem deformacijsko delo, ki je bilo vloženo pri deformaciji objekta. Nato pa uporabimo elastostatični variacijski princip, ki pravi, da mora biti variacija deformacijskega dela pri

sistemih, ki so v ravnotežju, nična. Torej mora veljati enačba

$$\delta A = 0 \quad (25)$$

Deformacijsko delo  $A$  celotnega sistema pa dobimo s tem, da upoštevamo v uvodu omenjene upogibne deformacije sten in deformacijo skeleta zaradi prečne sile  $Q$ , ki odpade na skelet.

Deformacijsko delo sten zaradi upogiba je

$$A_j = \int_0^H \frac{M^2}{2 E I} dx \quad (26)$$

kjer je  $M$  skupni upogibni moment sten,  $I$  skupni vztrajnostni moment sten,  $H$  pa višina objekta.

Deformacijsko delo zaradi prečne sile  $Q$ , ki odpade na skelet, pa je pri horizontalnem pomiku  $dy$

$$A_s = \int_0^H \frac{1}{2} Q dy \quad (27)$$

Ker pa je pomik  $dy$  glede na enačbo (20)

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Q}{K} \quad (28)$$

dobimo z vstavljanjem v enačbo (27)

$$A_s = \int_0^H \frac{Q^2}{2 K} dx$$

Pri deformaciji sodelujejo tudi zavrtitve temeljev, vendar so te količine konstantne, pa pri variaciji dela odpadejo, zato je deformacijsko delo

$$A = \int_0^H \left( \frac{M^2}{2 E I} + \frac{Q^2}{2 K} \right) dx \quad (29)$$

Ker je prečna sila  $Q$ , ki odpade na skelet, tudi

$$Q = T - \frac{dM}{dx} = T - M' \quad (30)$$

in je  $T$  celotna prečna sila na objekt podana po enačbi (2), zato dobi enačba z vstavljanjem vrednosti za  $Q$  obliko

$$A = \int_0^H \left[ \frac{M^2}{2 E I} + \frac{1}{2 K} (T - M')^2 \right] dx \quad (31)$$

V enačbi (31) so količine  $M$ ,  $T$ ,  $M'$ ,  $I$  in  $K$  funkcije koordinate  $x$ , tj. višine objekta.

Enačba (25) bo izpolnjena, kar je poznano iz variacijskega računa, če integrand v enačbi (31), torej če izraz

$$F = \frac{M^2}{2EI} + \frac{1}{2K} (T - M')^2$$

zadošča Eulerjevi diferencialni enačbi

$$\frac{\partial F}{\partial M} - \frac{d}{dx} \left( \frac{\partial F}{\partial M'} \right) = 0 \quad (32)$$

Izračunajmo posamezne sestavine parcialne diferencialne enačbe (32)

$$\frac{\partial F}{\partial M} = 2 \frac{M}{2EI} = \frac{M}{EI}$$

$$\frac{\partial F}{\partial M'} = 2 \frac{1}{2K} (T - M') (-1) = \frac{1}{K} (M' - T),$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{dx} \left( \frac{\partial F}{\partial M'} \right) &= \frac{d}{dx} \left[ \frac{1}{K} (M' - T) \right] = \\ &= \frac{1}{K^2} [(M'' - T') K - (M' - T) K'] \end{aligned}$$

V teh enačbah predstavlja črtica prvi, dve črtici pa drugi odvod. Z vstavljanjem dobljenih izrazov v enačbo (32) dobimo, po ureditvi

$$-M'' + \frac{K'}{K} M' + \frac{K}{EI} M = \frac{K'}{K} T - T' \quad (33)$$

Dobljena enačba je **osnovna** enačba obravnavanega problema. Čim bi uspeli zgornjo diferencialno enačbo rešiti, tj. določiti velikost momenta  $M$ , je problem rešen, saj z enačbo (30) dobimo tudi silo  $Q$  in s tem vse potrebne podatke za dimenzioniranje sten in skeleta.

Rešitev enačbe (33) še vsebuje dve integracijski konstanti. Robna pogoja iz katerih določimo obe konstanti, postavimo za  $x = H$  in  $x = 0$ .

Pri  $x = H$  mora biti moment v stenah nič, pa je prva pogojna enačba

$$M_H = 0 \quad \text{za } x = H \quad (34)$$

Pri  $x = 0$ , tj. pri temelju pa morata biti naklon temelja sten in naklon skeleta enaka. Torej

$$\varphi_t + \varphi_0 = 0 \quad (35)$$

Ker je naklon temelja podan s poznano enačbo

$$\varphi_t = \frac{M_0}{CI_t} \quad (36)$$

kjer je  $M_0$  moment sten ob temelju,  $I_t$  vztrajnostni moment temelja sten,  $C$  pa podajnostni koeficient, ki je odvisen od računske obremenitve terena in ga volimo v skladu s priporočili v sovjetski literaturi po tabeli (37).

$\sigma_{tal}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$C$ (t/m <sup>2</sup> )
1	4.000
2	8.000
3	10.000
4	12.000
5	14.000

(37)

Ker je glede na enačbo (20) oziroma (28)

$$\varphi_0 = \frac{Q_0}{K_0}$$

in je  $Q_0$  tudi glede na enačbo (30)

$$Q_0 = T_0 - M_0'$$

dobimo z vstavljanjem v enačbo (35) in po ureditvi, drugo pogojno enačbo

$$\frac{K_0 M_0}{CI_t} + T_0 - M_0' = 0 \quad (38)$$

V primeru zelo togega temelja je  $CI_t \rightarrow \infty$ , pa dobi enačba (38) še obliko

$$T_0 - M_0' = 0 \quad (39)$$

Na koncu si še oglejmo nekatere posebne oblike enačbe (33). Kadar je objekt po vsej višini enak, tj. kadar sta togosti sten in skeleta konstantni, dobi enačba (33) obliko

$$-M'' + \frac{K}{EI} M = -T' \quad (40)$$

Kadar je objekt obremenjen s konstantno horizontalno silo (veter) po vsej višini, je prečna sila

$$T = q(H - x).$$

Kjer je  $q$  enakomerno porazdeljena obremenitev (t/m), pa je po odvajanju

$$T' = -q.$$

Z vstavljanjem v enačbo (40) pa dobimo

$$-M'' + \frac{K}{EI} M = q \quad (41)$$

Dobljena enačba predstavlja rešitev za homogeni objekt obremenjen s konstantno horizontalno obremenitvijo  $q$  po vsej višini. Ta enačba se povsem ujema z rešitvijo, ki jo podaja R. Rosman v uvodu omenjeni razpravi.

**3. Diferenčne enačbe**

**3.1. Izvajanje enačb.**

Diferencialna enačba (33), kakor tudi vse enačbe, ki smo jih izpeljali iz te enačbe, so za vsakdanjo prakso manj primerne. Vsem težavam diferencialnega računa se izognemo, če uporabimo namesto diferencialne enačbe sistem DIFERENČNIH enačb. S temi enačbami dobimo seveda le približne rešitve, vendar glede na neeksaktne nastavke je pretirana natančnost računa povsem odvečna.

Če upoštevamo poznane relacije med odvodi in diferenciali, kakor npr.:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_0 \approx \frac{y_3 - y_1}{2v}$$

$$\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_0 \approx \frac{y_1 - 2y_0 - y_3}{v^2} \quad (41 a)$$

dobi enačba (33) obliko

$$\frac{M_{i+1} - 2M_i + M_{i-1}}{v_i^2} + \frac{K_{i+1} - K_{i-1}}{2v_i} \cdot \frac{M_{i+1} - M_{i-1}}{2v_i} + \frac{K_i}{E I_i} M_i = \frac{K_{i+1} - K_{i-1}}{2v_i} T_i - \frac{T_{i+1} - T_{i-1}}{2v_i} \quad (42)$$

Dobljena enačba se da urediti, če uvedemo parametre

$$v_i = \frac{h_i + h_{i-1}}{2} \quad (43)$$

$$\alpha_i = \frac{K_{i+1} - K_{i-1}}{4K_i} \quad \beta_i = \frac{v_i^2 K_i}{E I_i} \quad (44, 45)$$

$$\gamma_i = \frac{K_{i+1} - K_{i-1}}{K_i} \cdot \frac{v_i T_i}{2} - \frac{T_{i+1} - T_{i-1}}{2} v_i \quad (46)$$

Tako dobimo po ureditvi

$$\boxed{-M_{i+1}(1 - \alpha_i) + M_i(2 + \beta_i) - M_{i-1}(1 + \alpha_i) = \gamma_i} \quad (47)$$

Kjer nastavimo  $n$  enačb, torej za  $i=0,1,\dots,n-1$ . Robni pogoj (34) obdrži obliko, torej

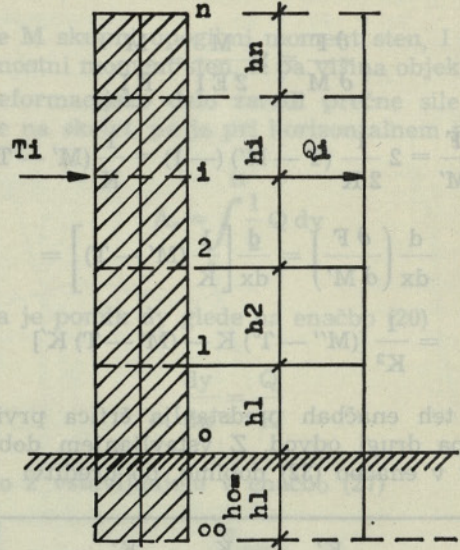
$$\boxed{M_n = 0} \quad (48)$$

Robni pogoj (50) pa se še glasi glede na označbe na sl. 5

$$\boxed{\frac{2v_0 K_0 M_0}{C I_t} + 2v_0 T_0 - M_1 + M_{00} = 0} \quad (49)$$

V primeru togih temeljev pa

$$\boxed{2v_0 T_0 - M_1 + M_{00} = 0} \quad (50)$$



Sl. 5

**3.2. Pregled postopka pri reševanju.**

Za podani objekt si izračunamo, za izbrano smer, seizmične obremenitve  $S_i$  po enačbi (1) ter  $T_i$  in  $(M_i)_{et}$  po enačbi (2) in (3). Nato določimo statične vrednosti skeleta in sten, skeletno togost po enačbi (19), (21) in (22) oziroma (23) in vztrajnostne momente sten  $\sum_j I_{ij}$ .

Dobljene konstante vstavljamo v enačbe (44), (45) in (46), ki dajo parametre  $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$ . S to predpripravo je že mogoče nastaviti diferencialne enačbe (47). Te enačbe nastavimo za točke  $n-1, n-2, \dots, 3, 2, 1, 0$ . Kar da skupno  $n$  enačb. Nato še zapišemo oba robna pogoja: enačbo (48) in enačbo (49) oziroma v posebnem primeru enačbo (50). Dobljenih  $n+2$  enačb ravno zadošča za reševanje  $n+2$  neznanek namreč  $M_{00}, M_0, M_1, M_2, \dots, M_n$ .

Čim smo določili momente  $M_i$  v stenah, že imamo upogibno obremenitev vsake stene. Momenti  $M_i$  se namreč v sorazmerju z vztrajnostnimi momentami sten razdelijo na posamezne stene tako je za  $j$ -to steno

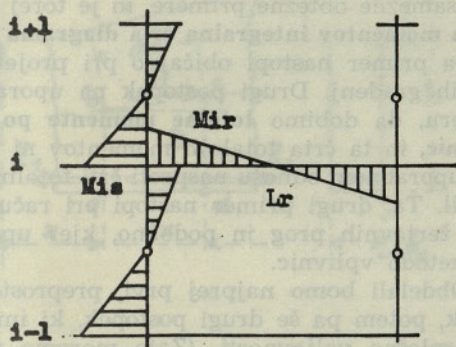
$$M_{0j} = \frac{I_{0j}}{\sum_j I_{0j}} M_i \quad (51)$$



kjer je  $I_{0j}$  vztrajnostni moment  $j$ -te stene pri temelju,  $\sum I_{0j}$  pa vsota vztrajnostnih momentov vseh sten.

Prečno silo  $Q_i$  v skeletu dobimo z enačbo (30), ki se glasi v diferencialni obliki

$$Q_i = T_i - \frac{M_{i+1} - M_{i-1}}{2 v_i} \quad (52)$$



Sl. 6

E. Prelog

**SKELTON WALL STRUCTURES SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOADING**

**Synopsis**

Seismic loadings of multistory buildings carried out in complex system, where partly skeleton and partly walls are subjected to vertical loading, make considerable difficulties in solving the statistical design. By using the known deformation methods of mechanics and calculus of variations the author has obtained a rather simple differential equation solving this problem. To simplify the work of engineers in practice the differential method was carried out that together with  $m + 2$  linear equations,  $n$  being the number of stories, enables direct determination of the bending moment of each story. This being known, the moments in skeleton can be obtained by simple appendixes. This

Na posamezne stebre skeleta odpade v etaži  $i$  prečna sila po enačbi (8), ki jo rešimo po  $Q_{is}$

$$Q_{is} = \frac{Q_i a_{is}}{\sum_s \frac{1}{a_{is}}} \quad (53)$$

kjer je še  $a_{is}$  podan z enačbo (6). Tako je približna vrednost upogibnega momenta v stebri  $s$

$$M_{is} = Q_i \frac{h_i}{2} \frac{a_{is}}{\sum_s \frac{1}{a_{is}}} \quad (54)$$

Moment v nosilcu  $r$  pa je po enačbi (15)

$$M_{ir} = \frac{Q_i v_i}{2} \frac{\frac{I_{ir}}{L_r}}{\sum_r \frac{I_{ir}}{L_r}} \quad (55)$$

method enables the design solution of the structures that do not meet the constant static characteristics regarding the height. The equations are only slightly expanded in this case. The special usefulness of this procedure is in a possibility of changing the wall bases that can be done without larger calculating operations. Wall bases essentially effect the amount of loading, taken over by the walls, resp. by the skeleton. The deformations of walls being known by the calculation of bending moments in the walls, the controlling of assumed vibration period of the structure is possible according to the energy method. This vibration period gives the base for the determination of seismic forces.

# Poenostavitev računa poševne armature in stremen pri armiranih betonskih nosilcih

DK 624.012.454

DR. INZ. SRDAN TURK

## 1. Uvod v problematiko

Pravilno dimenzioniranje poševne armature in stremen je, kot znano, važen faktor za varnost armiranobetonskih nosilcev nasproti razpokam. Ta armatura namreč pomaga pri prevzemanju glavnih natezних napetosti, ki nastopajo v okolici nevtralne osi približno pod kotom  $45^\circ$ , in ki so zlasti pomembne v bližini podpor. Da bi računa poševne armature in stremen ne zanemarili, naši predpisi (PTP 3, tč. 33) še posebej navajajo, da je treba to armaturo vedno računsko izkazati, če so omenjene glavne natezne napetosti  $S_{ng}$  prekoračijo dopustne vrednosti  $S_{ndp}$ . Po predpisih so vrednosti  $S_{ndp}$  za razne marke betona dane po tab. 1.

Tab. 1: Glavne natezne napetosti  $S_{ndp}$ , pri katerih račun poševne armature in stremen še ni obvezen.

Marka betona (kg/cm <sup>2</sup> )	160	220	300
Dopustna glavna natezna napetost $S_{ndp}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4,5	6,0	7,5

Dimenzioniranje poševne armature in stremen je po klasičnih postopkih precej zamudno, ker zahteva za pravilno izvedbo risanje diagrama glavnih natezних napetosti. Zato projektanti dimenzionirajo to armaturo često z grobimi ocenami, kar dovede bodisi do neekonomskega predimenzioniranja ali pa do nevarnega poddimenzioniranja.

Da bi olajšal pravilno dimenzioniranje, je avtor že l. 1953 podal postopek, pri katerem odpade zamudno risanje črte glavnih natezних napetosti (Gradbeni vestnik 1953, št. 23/24). Na ta način je račun že tako poenostavljen, da zlasti v običajno nastopajočih primerih, zahteva zelo malo časa.

Kasneje je avtor svoj postopek še naprej izpopolnjeval, in predlaga v tem članku nadaljnjo poenostavitev računa poševne armature in stremen. V smislu tega članka postane potem račun poševne armature in stremen tako preprost, da ne bo za projektantsko prakso nikaka ovira, ter bo s tem omogočeno upoštevanje omenjenih predpisov v praktično dovolj kratkem času.

V smislu podanega, bo treba v naslednjem najprej podati **ugotovitev poševno-armiranih odsekov** nosilca, tj. odsekov, kjer glavna natezna napetost  $S_{ng}$  prekorači dopustno vrednost  $S_{ndp}$  po tab. 1 in kjer torej predpis zahteva poševno armaturo in stremena. Nato bo podan **račun poševne armature** in končno še **račun stremen**.

Da pridemo čim hitreje do rezultatov, uporabimo pri računu dva postopka. Prvi postopek

uporabimo v primeru, da je dana črta totalnih momentov odsekoma ali v celoti vsota momentnih črt za posamezne obtežne primere, in je torej **črta totalnih momentov integralna črta diagrama prečnih sil**. Ta primer nastopi običajno pri projektiranju visokih gradenj. Drugi postopek pa uporabimo v primeru, da dobimo **totalne momente po metodi vplivnic**, in ta črta totalnih momentov ni v nobenem uporabnem odnosu nasproti črti totalnih prečnih sil. Ta, drugi primer nastopi pri računu mostov, žerjavnih prog in podobno, kjer uporabljamo metodo vplivnic.

Obdelali bomo najprej prvi, preprostejši postopek, potem pa še drugi postopek, ki ima prednost splošne veljavnosti. (Zato moremo po drugem postopku delati tudi v primeru, da je črta totalnih momentov integralna črta diagrama prečnih sil, le da tega ne storimo zato, ker je v tem primeru prvi postopek enostavnejši in hitrejši.)

## 2. Primer, da je totalna momentna črta integralna črta diagrama prečnih sil, tj. totalna momentna črta je vsota momentnih črt za posamezne obtežne primere.

### 2.1. Ugotovitev poševno-armiranih odsekov

Glavne natezne napetosti  $S_{ng}$  moramo v smislu predpisov prevzeti s poševno armaturo in stremen v odsekih, kjer je ta napetost večja od dopustne vrednosti  $S_{ndp}$  po tab. 1. Iz teorije nosilcev je znano, da je pri armiranem betonu glavna natezna napetost  $S_{ng}$  v nevtralni osi po svoji velikosti enaka strižni napetosti  $T_n$ , ki jo imamo v nevtralni osi nosilca. Na področjih poševno-armiranih odsekov torej velja pogoj

$$S_{ng} = T_n \geq S_{ndp} \quad \dots/1$$

oziroma na **meji poševno-armiranega odseka** imamo enakost:

$$S_{ng} = T_n = S_{ndp} \quad \dots/2$$

Velikost strižne napetosti  $T_n$  v nevtralni osi ugotovimo po sk. 1. iz vodoravnega ravnotežja elementa a-b-c-d-a:

$$H \cdot \cos B + Z_1 = Z_2 \quad \dots/3$$

kjer je  $H$  strižna sila v nevtralni osi na odseku  $dx' = b-c$ ,  $B$  kot nagiba nevtralne osi, ter  $Z_1$  in  $Z_2$  sili v armaturi v začetku in na koncu odseka  $dx = a-d$ . Ako vpeljemo prirastek armaturne sile na odseku  $dx : dZ = Z_2 - Z_1$ , sledi:

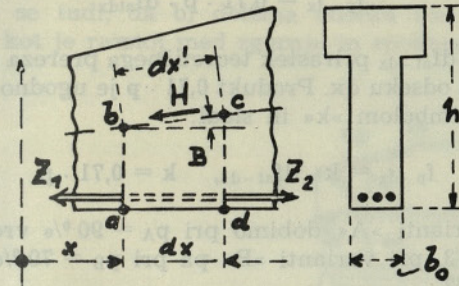
$$H \cdot \cos B = dZ \quad \dots/3a$$

Sedaj vpeljemo:

$$H = T_n \cdot b_0 \cdot dx', \quad dx' = dx/\cos B \quad \dots/4ab$$

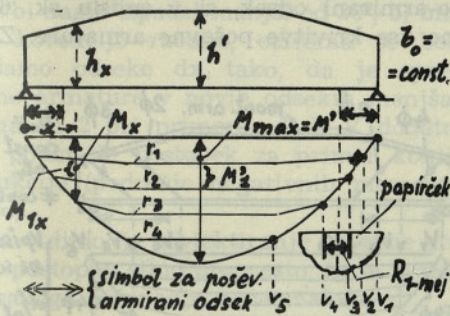
kjer je  $b_0$  širina nosilca v nevtralni osi, in dobimo strižno napetost  $T_n$  po enačbi:

$$T_n = dZ/b_0 \cdot dx \quad \dots/5$$



Sk. 1

Glede na to, da znaša  $Z = f_{at} \cdot S_{adp}$ , kjer je  $S_{adp}$  dop. napetost armature,  $f_{at}$  pa teoretični pre-rez armature, tj. pri teoretičnem izkoriščenju dop. napetosti, sledi  $dZ = df_{at} \cdot S_{adp}$ , kjer je  $df_{at}$  teoretični prirastek armature na odseku  $dx$  (za isti odsek velja tudi prirastek  $dZ$ ).



Sk. 2

Sedaj vstavimo v smislu sk. 2 kot  $dx$  vrednost  $R_1$ , na kateri ravno naraste potreba po armaturi za  $df_{at} = f_1$ , kjer je  $f_1$  prerez ene vzdolžne armaturne palice. Potem dobimo po en. 5 in naslednjih izvajanjih

$$T_n = dZ/b_0 \cdot R_1 = f_1 \cdot S_{adp}/b_0 \cdot R_1 \quad \dots/6$$

Vrednost  $R_1$  na meji poševno-armiranega odseka označim kot  $R_{1-mej}$ . in sledi z uporabo en. 2:

$$T_n = S_{ndp} = f_1 \cdot S_{adp}/b_0 \cdot R_{1-mej} \quad \dots/7$$

in iz tega vrednost  $R_1$  na meji poševno-armiranega odseka:

$$R_{1-mej} = f_1 \cdot S_{adp}/b_0 \cdot S_{ndp} \quad \dots/8$$

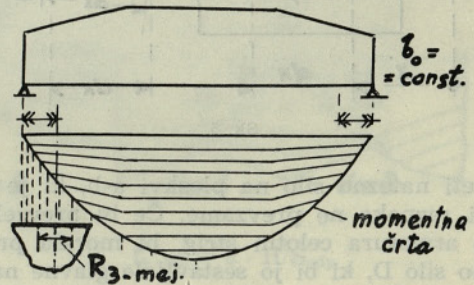
Če torej v sk. 2 narišemo vertikale  $v_1, v_2, v_3$  itd., ter si na košček papirja nanesimo vrednost  $R_{1-mej}$ .

po en. 8 (vse v cm in  $kg/cm^2$ ), imamo mejo poševno-armiranega odseka v intervalu med vertikalama, ki ima dolžino  $R_1 = R_{1-mej}$ . Ta interval ugotovimo s pomikanjem lističa preko vertikal »v«. Na ta način izredno hitro ugotovimo poševnoarmirane odseke, ki so na področjih, kjer je  $T_n \geq S_{ndp}$ , oziroma po en. 6 in 7, kjer je  $R_1 \leq R_{1-mej}$ .

Če je točnost risanja manjša, vzamemo lahko za  $df_{at}$  po tri profile, in sledi:

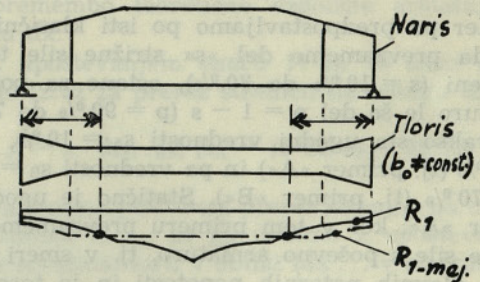
$$R_{3-mej} = 3 \cdot f_1 \cdot S_{adp}/b_0 \cdot S_{ndp} \quad \dots/9$$

in se na meji vrednost  $R_{3-mej}$  sklada z dolžino treh zaporednih intervalov med vertikalami »v«. Mejo potem ocenimo v sredini srednjega intervala, v smislu sk. 3.



Sk. 3

Če širina  $b_0$  ni konstantna, je ugodno, da si narišemo diagrama vrednosti  $R_1$  in vrednosti  $R_{1-mej}$  (ki sedaj ni konstanta). Presečišče obeh diagramov je potem meja poševnoarmiranega odseka, gl. sk. 4.



Sk. 4

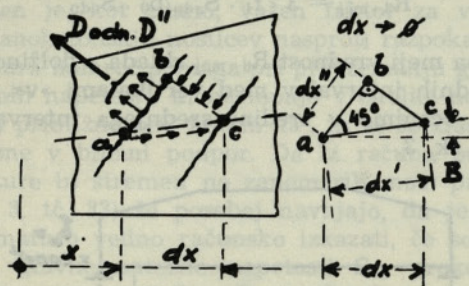
Opomba: Diagram polaganja armature izrišemo na običajen način, s tem, da na mestu največjega momenta  $M_{max} = M'$  razdelimo momentno ploskev na toliko delov  $n'$ , kolikor armaturnih palic potrebujemo, in je potem tu momentna vrednost ene palice  $M_1' = M_{max}/n'$ . V drugih prerezih je momentna vrednost ene palice (sk. 2) drugačna, če višina  $h$  ni konstantna, in velja:  $M_{1x} = M_1' \cdot \frac{h_x}{h}$ ,

kjer je  $h'$  višina v prerezu z  $M_{max}$ . Ker moramo armaturne razdelilnice (sk. 2:  $r_1, r_2, r_3$ ) itak risati zaradi razdelitve armature, je torej za ugotovitev poševno-armiranega odseka potrebno le izračunati izraz po en. 8 ali 9 in narisati dobljeno dolžino na listič papirja (za običajni primer  $b_0 = const$ ).

Pri konstantni višini nosilca  $h$  je postopek še hitrejši, ker so armaturne razdelilnice med seboj vzporedne črte.

2,2 Ugotovitev poševne armature

Upoštevamo klasično teorijo, po kateri si (sk. 5) predstavljamo razpoke zaradi glavnih nateznih napetosti pod kotom  $45^\circ$ . Upoštevamo ravnotežje trikotne prizme  $a-b-c-a$ . Poševna armatura mora



Sk. 5

prevzeti natezno silo na ploskvi  $a-b$ , ki je beton zaradi razpoke ne prevzame. Če bi prevzela poševna armatura celotni strig, bi morala prevzeti celotno silo  $D$ , ki bi jo sestavljale glavne natezne napetosti na ploskvi  $a-b$ , ako bi beton nosil te glavne natezne napetosti. Ta sila  $D$  znaša potem:

$$D = S_{ng} \cdot F, \quad F = dx'' \cdot b_0, \quad dx'' = 0,71 \cdot dx'$$

$$dx' = dx / \cos B \doteq dx \quad \dots /10$$

$$D \doteq S_{ng} \cdot 0,71 \cdot dx \cdot b_0$$

Ker pa predpostavljamo po isti klasični teoriji, da prevzamemo del »s« strižne sile tudi s stremeni ( $s = 10\%$  do  $30\%$ ), ostane za poševno armaturo le še del  $p = 1 - s$  ( $p = 90\%$  do  $70\%$ ). Za prakso sta ugodni vrednosti  $s_A = 10\%$ ,  $p_A = 90\%$  (tj. primer »A«) in pa vrednosti  $s_B = 30\%$ ,  $p_B = 70\%$  (tj. primer »B«). Statično je ugodnejši primer »A«, ker v tem primeru prevzamemo več strižne sile s poševno armaturo, tj. v smeri delovanja glavnih nateznih napetosti in je torej varianta »A« solidnejša. Konstruiramo pa lažje pri varianti »B«, ki zahteva manj poševne armature. Praktično zato priporočamo na splošno račun po varianti »A«, le v primeru, da so pri tem resne konstruktivne težave zaradi namestitve poševne armature, bi upoštevali varianto »B«.

Na osnovi tega upoštevamo torej mesto sile  $D$  po en. 10 le silo  $D''$ , ki ostane po delnem prevzemu strižne sile po stremenih. V smislu gornjega velja:

$$D'' = p \cdot D = 0,71 \cdot p \cdot S_{ng} \cdot dx \cdot b_0 \quad \dots /11$$

Sedaj vpeljemo za velikost glavne natezne napetosti  $S_{ng}$  izraz po en. 5 z upoštevanjem po en. 1, da velja  $S_{ng} = T_n$  in dobimo:

$$D'' = 0,71 \cdot p \cdot dZ \quad \dots /12$$

kjer je  $dZ$  prirastek natezne sile v armaturi na odseku  $dx$ . Potrebna poševna armatura na tem odseku  $dx$  je potem:

$$f_{p-dx} = D'' / S_{adp} = 0,71 \cdot p \cdot dZ / S_{adp} \quad \dots /13$$

Iz komentarja k en. 5 dobimo nadalje, da velja  $dZ = df_{at} \cdot S_{adp}$ , in če to vstavimo v en. 13 dobimo:

$$f_{p-dx} = 0,71 \cdot p \cdot df_{atdx} \quad \dots /14$$

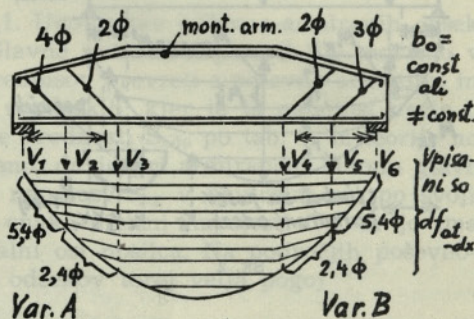
kjer je  $df_{at-dx}$  prirastek teoretičnega prereza armature na odseku  $dx$ . Produkt  $0,71 \cdot p$  je ugodno označiti s simbolom »k« in sledi:

$$f_{p-dx} = k \cdot df_{at-dx}, \quad k = 0,71 \cdot p \quad \dots /15$$

Pri varianti »A« dobimo pri  $p_A = 90\%$  vrednost  $k_A = 2/3$ , pri varianti »B« pa pri  $p_B = 70\%$  sledi  $k_B = 1/2$ .

Končni rezultat je potem nadvse preprost: Pri varianti »A« je na odseku  $dx$  potrebna poševna armatura v velikosti  $2/3$  števila palic vzdolžne armature, ki postanejo v tem odseku  $dx$  teoretično nepotrebne. Pri varianti »B« velja analogno, le da je tu delež le  $1/2$ . Kot vidimo, gre tu za enostavna deleža  $2/3$  in  $1/2$ , in je s tem pojasnjena izbira vrednosti »s« v velikosti  $10\%$  oziroma  $30\%$ .

Če smo torej v smislu poglavja 2,1 ugotovili poševno-armirani odsek, si v smislu sk. 6 lahko narišemo vse krivitve poševne armature. Z verti-



Sk. 6

kalami  $V$  si potem ugotovimo vrednosti  $df_{at-dx}$  in potem še poševno armaturo  $f_{p-dx}$  za posamezne odseke  $dx$ , po en. 15.

Pri uporabi enačbe 15 računanje pravzaprav sploh ni potrebno, ker si enostavno zapomnimo, da imamo v primeru »A« pri spremembi teoretične vzdolžne armature v posameznem odseku za 1,5, 3, 4,5 oziroma 6 palic poševno armaturo v tem odseku 1, 2, 3 oziroma 4 palice. (Pri redkejši varianti »B« ustreza to število palic poševne armature spremembi vzdolžne armature v velikosti 2, 4, 6 oziroma 8 palic.)

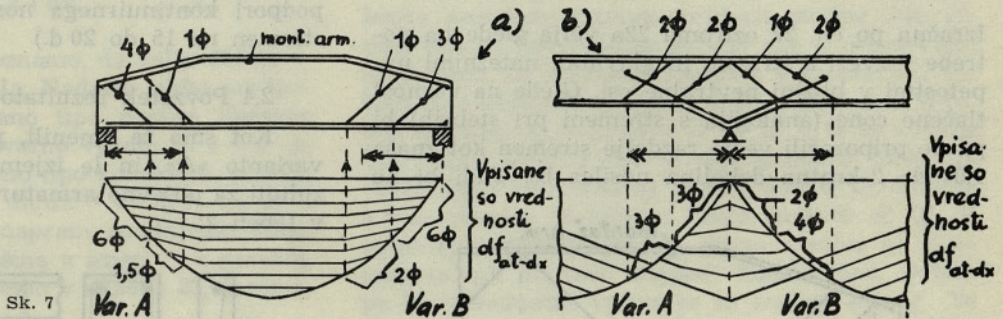
Ker sprememba vzdolžne armature v posameznem odseku ni ravno zaokrožena številka 1,5, 3, 4,5 ali 1 (oziroma 2,4,6 ali 8 za primer »B«) moramo na splošno število palic poševne armature za-

okrožiti navzgor. Da se temu izognemo, moremo poševno armaturo projektirati tudi tako, da si odseke  $dx$  (sk. 7a) izberemo tako, da ustrezajo ravno spremembi vzdolžne armature za zaokroženo število palic 1,5, 3, 4,5 ali 6 (oziroma 2, 4, 6 ali 8 pri primeru »B«). Potem bo število palic poševne armature v posameznem odseku  $dx$  točno 1, 2, 3 ali 4, le da bo razstoj krivitev često tak, da bo naslednja krivitev začela še pred koncem prejšnje. Zgodi se tudi, da bi dolžina odseka  $dx$  izpadla večja kot je razstoj med zgornjo in spodnjo arma-

tura v stremenu  $V$  enaka vodoravni strižni sili  $H$  (ker so razpoke predpostavljene pod kotom  $45^\circ$  in je pod istim kotom tudi poševna tlačna rezultanta  $D_s$ ). Iz tega dobimo potrebni prerez stremen na odseku  $dx$ , za primer, da nimamo poševne armature:

$$f_{s-dx} = V/S_{adp} = H/S_{adp} \quad \dots/16$$

Ako pa upoštevamo v smislu pogl. 2,2, da prevzame poševna armatura delež  $p$ , in ostane za stremena le še delež  $s = 1 - p$ , sledi potem:



$$f_{s-dx} = s \cdot H/S_{adp} \quad \dots/17$$

Po enačbi 4ab in 5 dobimo potem vrednost  $H$  v obliki (pri  $dx = dx'$ ):

$$H = dZ = df_{at-dx} \cdot S_{adp} \quad \dots/18$$

kjer smo upoštevali še komentar k en. 5, in pri tem vrednost  $df_{at}$  precizneje označili kot  $df_{at-dx}$ , tj. spremembo teoretične vzdolžne armature na odseku  $dx$ .

Z upoštevanjem enačb 17 in 18 sledi potem končno izraz za prerez stremen na odseku  $dx$ :

$$f_{s-dx} = s \cdot df_{at-dx}; (s_A = 10\%, s_B = 30\%) \quad \dots/19$$

Nas pa zanima predvsem prerez stremen na dolžini 1 m, simbol  $f_{s-1m}$ , ki ga dobimo z upoštevanjem preme sorazmernosti v obliki ( $dx \dots$  v metrih):

$$f_{s-1m} = s \cdot df_{at-dx}/dx; (s_A = 10\%, s_B = 30\%) \quad \dots/20$$

Iz enačbe vidimo, da gostota stremen ni teoretično enaka po celi dolžini nosilca, ker se vrednost  $df_{at-dx}/dx$  po dolžini nosilca menja. Ker prerez stremen ne vpliva znatno na stroške, volimo ta kvocient za razmere ob podpori, ki dajo najneugodnejši rezultat. Pri tem volimo kot  $dx$  dolžino  $dx$  za prvo krivitev poševne armature (sk. 9).

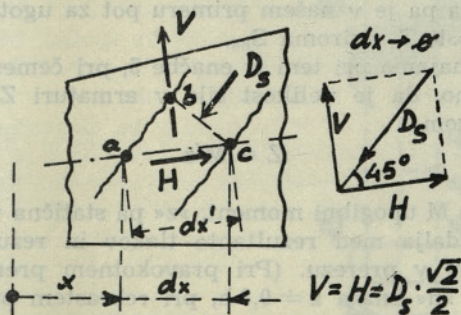
Razstoj stremen ugotovimo potem tako, da upoštevamo, da daje posamezno streme prerez  $f_{s1} = i \cdot f_s$ , kjer je »i« število aktivnih prerezov stremena po sk. 10 (navadno  $i = 2$ ) in  $f_s$  prerez armaturene palice, iz katere izdelamo streme. Če je potem razstoj stremen označen z  $e_s$ , dobimo sorazmerje:

turo. Tedaj je treba krivitve izvesti pod manjšim nagibom tako, da začne naslednja krivitev ob koncu prejšnje. Račun se še ne spremeni, če se nagib poševne armature zmanjša od  $45^\circ$  na  $30^\circ$ . Šele če bi nagib izpadel manjši od  $30^\circ$ , bi bilo treba izvesti korekcijo računa, oziroma še bolje, da zmanjšamo odseke  $dx$  tako, da je sprememba vzdolžne armature v novih odsekih manjša za 1,5 (oziroma za 2 pri primeru »B«). V dodatni skici 7-b je podan še postopek za primer kontinuirne konstrukcije (področje negativnih momentov nad podporo).

Kot vidimo, je projektiranje poševne armature po tem postopku silno preprosto, in se izvede hitro brez vsakega računanja z računalom.

### 2,3 Ugotovitev stremenske armature

Po klasični teoriji, ki jo uporabljamo, upoštevamo spet ravnotežje trikotnika a-b-c-a po sk. 8, s tem, da sedaj ni v rezu a-b nobene armature in dobimo na ta način potrebno stremensko armaturo za primer, da ni nobene poševne armature. Če je potem trikotnik a-b-c-a v ravnotežju, mora biti



Sk. 8

$$f_{s-1m}/100 \text{ cm} = f_{s1}/e_s = i \cdot f_s/e_s \quad \dots/21$$

In iz tega razstoj stremen v centimetrih:

$$e_s = \frac{i \cdot f_s}{f_{s-1m}} \cdot 100 \text{ cm} \quad \dots/22$$

Za običajno streme, pri katerem velja  $i = 2$  dobimo potem:

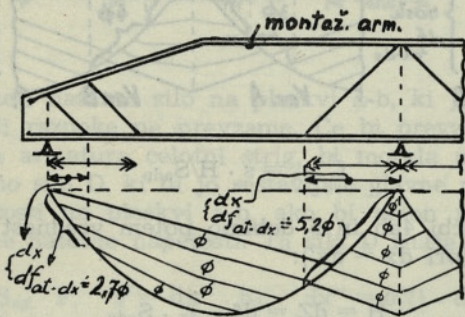
$$e_s = \frac{2 \cdot f_s}{f_{s-1m}} \cdot 100 \text{ cm} \quad \dots/22a$$

Izračun po en. 22 oziroma 22a velja glede na potrebe v zvezi s strigom in glavnimi nateznimi napetostmi v bližini nevtralne osi. Glede na varnost tlačene cone (analogija s stremeni pri stebrih) bi pa ne priporočili večje razdalje stremen kot znaša 1,5- do 2-kratna debelina nosilca  $b_0$ . Tudi bi ne

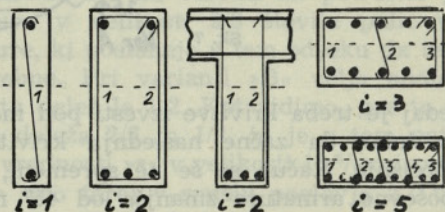
priporočili večje razdalje stremen kot  $20 \cdot d$  do  $30 \cdot d$ , kjer je  $d$  premer palice tlačne oziroma montažne armature (spet analogno kot pri stebrih). Če s tem v zvezi velikost  $e_s$  po en. 22 oziroma 22a izpade prevelika, jo preprosto zmanjšamo tako, da volimo manjši prerez stremena  $f_s$  in se razstoj avtomatično zmanjša. (Opomba: Priporočila glede razstojev so tu milejša kot pri stebrih, ker gre tu za tlačeno cono, pri kateri napetost od roba proti nevtralni osi hitro pada in ker je uklon tlačne oziroma montažne armature otežkočen zaradi tlačne plošče. Če pa tlačne plošče ni, npr. spodaj ob podpori kontinuirnega nosilca, bi omejili razstoj stremen na 15 do 20 d.)

2,4 Povzetek rezultatov

Kot smo že omenili, priporočamo za izvedbo varianto »A«, in le izjemoma varianto »B«. Rezultati za poševno armaturo in stremena so zbrani v tabeli 2:



Sk. 9



Sk. 10

Tab. 2. Poš. armatura in stremena pri varianti »A« in »B«.

Varianta	p	Poš. armatura na odseku dx $f_{p-dx}$	Stremena — prerez na odseku 100 cm $f_{s-1m}$	s
A	90 %	$\frac{2}{3} \cdot df_{at-dx}$	$0,1 \cdot df_{at-dx}/dx$	10 %
B	70 %	$\frac{1}{2} \cdot df_{at-dx}$	$0,3 \cdot df_{at-dx}/dx$	30 %

3. Primer, da je totalna momentna črta dobljena po metodi vplivnic.

3.1. Ugotovitev poševno-armiranih odsekov

V primeru, da je totalna momentna črta ugotovljena po metodi vplivnic, je dobljena ta črta tako, da povežemo točke, ki jih dobimo potom iz vrednotenja vplivnic, v zvezno krivuljo. Taka totalna momentna črta torej ne predstavlja vsote konkretnih momentnih črt za posamezne obtežne primere, njen odvod ne predstavlja prečnih sil in zato ne moremo iz take totalne momentne črte sklepati na velikost strižnih napetosti  $T_n$  oziroma na velikost glavnih nateznih napetosti  $S_{ng}$ . Zato je postopek v takem primeru drugačen kot v poglavju 2.

Za ugotovitev poševno-armiranih odsekov izhajamo spet iz pogoja, da je poševna armatura po

predpisu nujna takrat, kadar prekorači glavna natezna napetost  $S_{ng}$  dopustno napetost  $S_{ndp}$  po tab. 1. Z ozirom na enakost med strižno napetostjo  $T_n$  in glav. nat. napetostjo  $S_{ng}$  velja že podana enačba 1, in za mejo poševno-armiranega odseka pa enačba 2. Nova pa je v našem primeru pot za ugotovitev vrednosti  $T_n$  oziroma  $S_{ng}$ .

Izhajamo pri tem iz enačbe 5, pri čemer upoštevamo, da je velikost sile v armaturi Z dana z izrazom

$$Z = M/z \quad \dots/23$$

kjer je M upogibni moment, »z« pa statična višina, tj. razdalja med rezultanto tlakov in rezultanto nategov v prerezu. (Pri pravokotnem prerezu z višino »h« znaša  $z \approx 0,8 h$ , pri rebrastem prerezu z debelino plošče »d« in pri oddaljenosti natezne armature od roba v velikosti »a« pa:  $z \approx h - d/2 -$

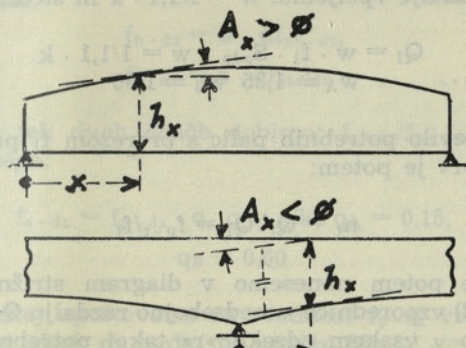
— a.) Ako sedaj izraz v enačbi 5 pišemo v diferencialni obliki, tj.  $dx \rightarrow \phi$  in upoštevamo za odvod  $dZ/dx$  izraz, ki velja tudi za nekonstantno višino nosilca, tj.:

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{dM}{dx} \cdot \frac{1}{z} - M \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \frac{dz}{dx} \quad \dots/24$$

dobimo potem:

$$T_n = S_{ng} = \frac{dZ}{dx} \cdot \frac{1}{b_0} = \frac{1}{b_0 \cdot z} \left( \frac{dM}{dx} - M \cdot \frac{dz/dx}{z} \right) \dots/25$$

Iz teorije nosilcev poznamo, da velja  $dM/dx = Q$ , kjer je  $Q$  prečna sila. Nadalje lahko predpostavimo, da velja za dano tipo nosilca linearen odnos med statično in stvarno višino, tj.  $z = c \cdot h$ , kjer je velikost »c« za dano tipo konstanta, in velja potem odvod  $dz/dx = c \cdot dh/dx = c \cdot \text{tg } A$ . Tu je  $A$  nagib zg. roba nosilca napram spodnjemu robu, in sicer pozitiven, ako višina v smeri + x narašča, sk. 11. Če potem to uvedemo v enačbo 25, dobimo:



Sk. 11

$$T_n = S_{ng} = \frac{1}{b_0 \cdot z} (Q + m \cdot M), \quad m = - \text{tg } A/h \dots/26$$

Izraz v oklepaju je ugodno označiti kot »strižna silo«  $Q'$ , za razliko od prečne sile  $Q$ , ker ravno od te strižne sile zavisi velikost strižnih napetosti  $T_n$  (in ne direktno od prečne sile!), tako da dobimo:

$$T_n = S_{ng} = Q'/b_0 \cdot z \quad Q' = Q + m \cdot M \dots/27 \text{ ab}$$

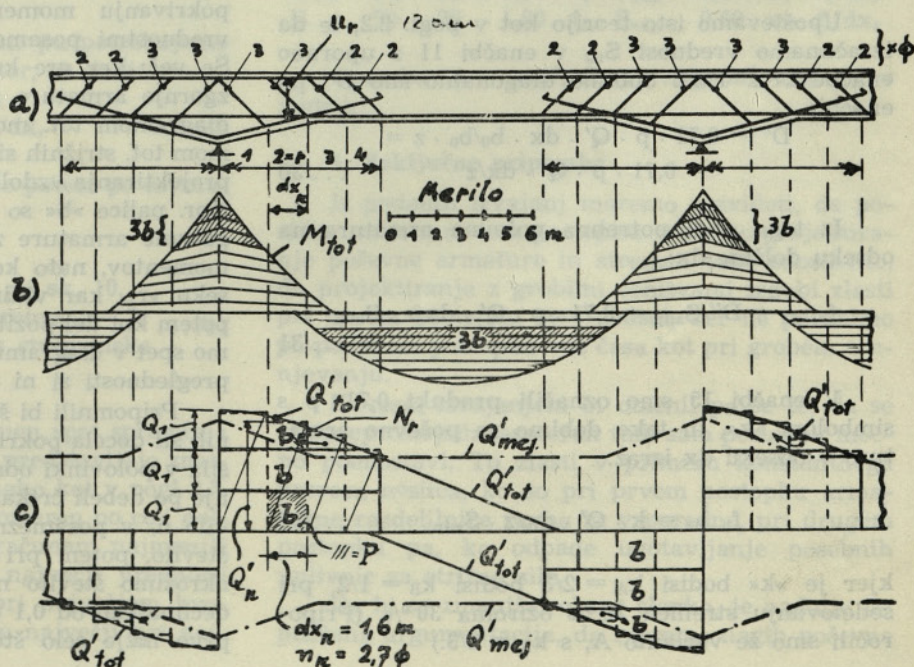
Sledi torej, da moramo za pravilen račun poševne armature poznati velikost strižne sile  $Q'$ , med tem ko nas velikost prečne sile  $Q$  neposredno ne zanima. Le v primeru nosilca s konstantno višino nas konkretno zanima prečna sila, a le zato, ker je tedaj  $A = \phi$ ,  $m = \phi$  in  $Q' = Q$  in seveda  $T_n = S_{ng} = Q/b_0 \cdot z$ . Le v tem primeru torej izvrednotimo vplivnice za prečne sile  $Q$  in dobimo s tem obenem že totalno linijo strižnih sil  $Q'$ . V splošnem primeru, ko pa višina nosilca ni konstantna, pa moramo najprej konstruirati, potem pa še izvrednotiti vplivnice za strižne sile  $Q'$ . Te vplivnice dobimo iz vplivnice za prečno silo  $y_i(Q_x)$ , ki ji prištejemo z vrednostjo  $m_x$  pomnoženo vplivnico za upogibni moment  $y_i(M_x)$  tj. ordinate  $y$  vplivnice v rezu nosilca »i« za strižno silo  $Q'$  v prerezu x dobimo po enačbi:

$$y_i(Q'_x) = y_i(Q_x) + m_x \cdot y_i(M_x), \quad \dots/28 \text{ ab}$$

$$m_x = - \text{tg } A_x/h_x$$

Opomba: Če so ordinate vplivnice za momente dane v metrih, je treba vstaviti tudi vrednost  $h_x$  v enačbi 28 b v metrih!

Na ta način smo ugotovili za dani nosilec (sk. 12) ne samo črto totalnih momentov  $M_{tot}$ , am-



Sk. 12

pak tudi črto totalnih strižnih sil  $Q'_{tot}$ . Pri konstantni višini je slednja enaka liniji  $Q_{tot}$ , pri nekonstantni višini pa se ne moremo izogniti konstrukciji posebnih vplivnic za strižne sile. Slednje velja tudi za račun po klasičnih postopkih, kjer enako potrebujemo vplivnice za strižne sile, če hočemo, da je račun pravilen. Konstrukcija vplivnic za strižne sile ni torej dodatna zamuda časa ravno pri podani metodi, ampak je nujna vedno pri nekonstantni višini.

S tem, da je ugotovljena linija totalnih strižnih sil  $Q'_{tot}$ , je problem poševnoarmiranih odsekov v glavnem že rešen. Če namreč izračunamo iz enačbe 27a tisto strižno silo  $Q'_{mej}$ , pri kateri poševna armatura ravno še ni potrebna, in to linijo narišemo na diagram totalnih strižnih sil  $Q'_{tot}$ , imamo poševnoarmirano področje povsod tam, kjer je tot. strižna sila  $Q'_{tot}$  večja od velikosti  $Q'_{mej}$ . Ker velja na meji poševnoarmiranih odsekov  $T_n = S_{ng} = S_{ndp}$ , sledi po enačbi 27a:

$$S_{ndp} = Q'_{mej}/b_0 \cdot z \text{ oziroma } Q'_{mej} = S_{ndp} \cdot b_0 \cdot z \quad \dots/29 \text{ ab}$$

Za vrednost »z« upoštevamo velikosti, ocenjene pod enačbo 23, vrednost  $b_0$  je kot že omenjeno, širina nosilca v nevtralni osi, vrednost  $S_{ndp}$  je podana v tab. 1. Opomba: V primeru konstantnega prereza, tj.  $b_0 = \text{const.}$ ,  $z = \text{const.}$  je vrednost  $Q'_{mej}$  konstanta po celi dolžini nosilca, in je linija  $Q'_{mej}$  premica. — Če moramo zaradi nesimetrije nosilca risati cel nosilec, nanesimo na desni strani vrednosti  $Q'_{mej}$  pod nul-črto. — Pri močnih vutah se lahko zgodi, da je tik ob podpori  $Q'_{mej}$  večji od  $Q'_{tot}$ , bolj daleč pa ne več. V tem primeru priporočam, da tudi tam namestimo poševno armaturo, kot da bi bil tudi tam poševno armirani odsek.

### 3.2. Ugotovitev poševne armature

Upoštevamo isto teorijo kot v pogl. 2.2, le da izračunamo vrednost  $S_{ng}$  v enačbi 11 z uporabo enačbe 27a. Tako dobimo diagonalno silo  $D''$  po enačbi:

$$D'' = 0,71 \cdot p \cdot Q' \cdot dx \cdot b_0/b_0 \cdot z = 0,71 \cdot p \cdot Q' \cdot dx/z \quad \dots/30$$

Iz tega sledi potrebna poševna armatura na odseku dolžine  $dx$ :

$$f_{p-dx} = D''/S_{adp} = 0,71 \cdot p \cdot Q' \cdot dx/z \cdot S_{adp} \quad \dots/31$$

V enačbi 15 smo označili produkt  $0,71 \cdot p$  s simbolom »k«, in tako dobimo za poševno armaturo v odseku  $dx$  izraz:

$$f_{p-dx} = k \cdot Q' \cdot dx/z \cdot S_{adp} \quad \dots/32$$

kjer je »k« bodisi  $k_A = 2/3$  bodisi  $k_B = 1/2$ , pri sodelovanju stremen 10% oziroma 30%. (Priporočili smo že varianto A, s  $k_A = 2/3$ .)

Sedaj upoštevamo običajno izvedbo poševne armature po sk. 12, ki je projektirana tako, da je njen nagib  $45^\circ$  in, da začne naslednja krivitev ob koncu prejšnje. Potem velja za krivitev »r«, ki ji pripada dolžina  $dx = dx_r$  in statična višina  $z = z_r$ , ter je v odseku te krivitve poprečna strižna sila  $Q' = Q'_r$  prerez poševne armature  $f_{p-r}$ . Sledi pri upoštevanju, da znaša  $z_r \doteq 0,8 \cdot h_r$  in  $dx_r = u_r = h_r - 2 \cdot a \doteq 0,88 \cdot h_r$ , kjer je  $h_r$  srednja višina v odseku  $dx_r$  in  $a \doteq 6\% h_r$  ( $a$  = razdalja armature od roba,  $u_r$  = razdalja med armaturama):

$$f_{p-r} = k \cdot Q'_r \cdot dx_r/z_r \cdot S_{adp} = k \cdot Q'_r \cdot 0,88/0,80 \times \times S_{adp} = 1,1 \cdot k \cdot Q'_r/S_{adp} \quad \dots/33$$

Sedaj uvedemo kot pomožno vrednost »strižno nosilnost ene palice«, tj. strižno silo  $Q_1$ , ki je dopustna v primeru, da je  $f_{p-r} = f_1$ , tj. prerez ene palice vzdolžne armature. Sledi pogoj:

$$f_1 = 1,1 \cdot k \cdot Q_1/S_{adp} \text{ tj. } Q_1 = f_1 \cdot S_{adp}/1,1 \cdot k \quad \dots/34$$

Nadalje vpeljemo:  $w = 1/1,1 \cdot k$  in sledi:

$$Q_1 = w \cdot f_1 \cdot S_{adp} \quad w = 1/1,1 \cdot k \quad w_A \doteq 1,35 \quad w_B \doteq 1,80 \quad \dots/35$$

Število potrebnih palic s prerezom  $f_1$  pri krivitvi »r« je potem:

$$n_r = Q'_r/Q_1 = f_{p-r}/f_1 \quad \dots/36$$

Če potem nanesimo v diagram strižnih sil (sk. 12) vzporednice z medsebojno razdaljo  $Q_1$ , ugotovimo v vsakem odseku »r« takoj potrebno število palic s prerezom  $f_1$ : Vsak predal »P« v odseku »r« diagrama totalnih strižnih sil predstavlja potrebo po eni palici. To je docela analogno kot pri pokrivanju momentne površine z momentnimi vrednostmi posameznih palic vzdolžne armature. Še več: ker gre krivina od spodnje armature do zgornje armature ravno na dolžini  $dx_r$ , imamo z diagramom tot. momentov (sk. 12 b) in z diagramom tot. strižnih sil (sk. 12 c) možnost enostavnega projektiranja vzdolžne in poševne armature hkrati. Npr. palice »b« so najprej izkoriščene kot del negativne armature zgoraj, kar vidimo v diagramu momentov, nato kot del poševne armature v odseku »r«, kar vidimo v diagramu strižnih sil, in potem kot del pozitivne armature spodaj, kar vidimo spet v diagramu momentov itd. (sk. 12!). Boljše preglednosti si ni mogoče želeli.

Pripomnili bi še to, da ni treba diagrama strižnih sil docela pokriti, namreč merodajna je strižna sila v polovinki odseka  $dx$  in je potrebno pokrivanje po debeli črtkani črti (— — —). Če nam število  $n_r$  v posameznem odseku ne izpade kot celo število, potem pri decimalkah od 0,6 do 0,9 zaokrožimo število na prvo večje celo število. Pri decimalkah od 0,1 do 0,5 pa zaokrožimo število na prvo nižje celo število, decimalke pa prištejemo



vrednosti  $n_r$  v prvem odseku bliže podpori. To sicer ni docela v smislu klasične teorije, vendar napaka ni velika. V celoti mora seveda vsota vseh teoretičnih vrednosti  $n_r$  ustrezati projektirani. Pri tem moremo tudi razdalje med krivitvami zgostiti, le da ostane vsota poš. palic ista in da je jakost poševne armature, tj. poprečno število palic na posamezen dolžinski meter ostalo isto (tj. pri večjih strižnih silah gostejša poševna armatura in obratno). Vrednosti  $n_r$  seveda ne računamo iz enačbe 36, ampak jih direktno odčitamo iz diagrama strižnih sil.

Po podani metodi dobimo torej pregleden postopek, ki dopušča za bolj izvežbanega projektanta še posamezne variacije, ki omogočijo do skrajnosti izkoriščeno armaturo.

### 3.3. Ugotovitev stremenske armature

Spet upoštevamo isto teorijo kot v poglavju 2.3, le da sedaj navežemo izračun stremenske armature na že v pogl. 3.2 ugotovljeno poševno armaturo. Pri tem uporabimo enačbi 15 in 19 za poševno in stremensko armaturo na istem odseku  $dx$ :

$$\begin{aligned} f_{p-dx} &= k \cdot df_{at-dx}, \\ f_{s-dx} &= s \cdot df_{at-dx} \quad \dots/37 \text{ ab} \end{aligned}$$

Iz teh dveh enačb dobimo:  $f_{s-dx}/f_{p-dx} = s/k$ , in iz tega:

$$\begin{aligned} f_{s-dx} &= f_{p-dx} \cdot q, \quad q = s/k, \quad q_A = 0,15, \\ q_B &= 0,60 \quad \dots/38 \end{aligned}$$

Sedaj upoštevamo za vrednost  $f_{p-dx}$  vrednost  $f_{p-r}$  za odsek  $dx = dx_r$  po enačbi 36:  $f_{p-r} = n_r \cdot f_1$  in dobimo za odsek dolžine  $dx = dx_r$ :

$$f_{s-r} = q \cdot n_r \cdot f_1 \quad \dots/39$$

Za praktični nadaljnji račun pa potrebujemo prerez stremen za dolžino 1 meter, in sledi:

$$f_{s-1m} = q \cdot n_r \cdot f_1/dx_r \quad \dots/40$$

Razstoj stremen (cm) dobimo potem po že znani enačbi 22 oziroma 22 a:

$$e_s = \frac{i \cdot f_s}{f_{s-1m}} \cdot 100 \text{ cm, vrednost } i \text{ po sk. 10, navadno streme: } i = 2. \dots/41$$

$f_s \dots$  prerez stremenske palice.

Kot vidimo, se razstoj stremen spet spreminja vzdolž nosilca. Ker stremena ne predstavljajo znatnejših stroškov, priporočamo enako kot v pogl. 2.3, da volimo razstoj stremen enakomeren po celi dolžini nosilca. Pri tem volimo izračunani najmanjši razstoj. Slednjega dobimo pri največji vrednosti  $f_{s-1m}$ , tj. v smislu enačbe 40, pri največjem kvocientu  $n_r/dx_r$ . Ta kvocient pa je največji pri naj-

večjem nagibu diagonale »N<sub>r</sub>« v pravokotnikih  $dx_r \cdot Q_r'$ , gl. skico 12 c. Za stremena je torej mero-dajen odsek  $dx_r$  z najstrmejšo diagonalo »N<sub>r</sub>«.

Ob zaključku izvajanj opozorimo še na priporočilo, da naj razdalja stremen ne presega 1,5 do 2-kratne debeline nosilca  $b_0$  in naj ne presega dolžine 15 do 30 premerov tlačne oziroma montažne armature, kar smo že pojasnili pod 2.3. Enako ponovimo navodilo, da razstoj stremen zmanjšamo tako, da zmanjšamo prerez stremenske palice.

### 3.4. Povzetek rezultatov

Že v poglavju 2.2 smo pojasnili, da je varianta »A«, pri kateri prevzamemo v smeri trajektorij napedosti, tj. s poševno armaturo, 90 % strižne sile, statično ugodnejša, in jo zato predvsem priporočamo. Varianto »B« (poš. armatura 70 %) uporabimo, kot smo omenili, le izjemoma, če to zahtevajo določene težave pri projektiranju armature. Pri primeru računa, kjer je podana momentna črta po metodi vplivnic, pa vidimo nadalje, da variantama »A« in »B« brez kakih posebnih komplikacij lahko dodamo še vmesno varianto »A/B«, pri kateri prevzamemo s poševno armaturo 80 % strižne sile. Ta varianta pride eventualno v poštev kot kompromisna varianta, ko se zaradi konstruktivnih težav ne moremo odločiti za varianto »A«, a nam je varianta »B« statično nevšečna. Zato podajamo v naslednji tab. 3 v pregledu še rezultate za varianto »A/B«.

Tabela 3. Poševna armatura in stremena pri variantah »A«, »A/B« in »B«

Varianta	p %	s %	Strižna nosilnost (kg) ene palice s prerezom $f_1$ in dop. napedostjo $S_{adp}$	Prerez stremen (cm <sup>2</sup> ) na odseku 100 cm pri danih $n_r$ in $dx_r$ po vzgladu sk. 12
A	90	10	$1,35 \cdot f_1 \cdot S_{adp}$	$0,15 \cdot n_r \cdot f_1/dx_r$
A/B	80	20	$1,60 \cdot f_1 \cdot S_{adp}$	$0,35 \cdot n_r \cdot f_1/dx_r$
B	70	30	$1,80 \cdot f_1 \cdot S_{adp}$	$0,60 \cdot n_r \cdot f_1/dx_r$

Opomba:  $f_1 \dots$  cm<sup>2</sup>;  $S_{adp} \dots$  kg/cm<sup>2</sup>;  $dx_r \dots$  v metrih.

### 4. Zaključne pripombe

Iz podanih izvajanj moremo razvideti, da postane po tem novem postopku pravilno projektiranje poševne armature in stremen tako enostavno, da projektiranje z grobimi cenitvami izgubi zlasti pri prvem postopku svoj smisel, ker ne porabimo po podanem postopku več časa kot pri grobem ocenjevanju.

K vsem izvajanjem bi omenil pa še to, da se pri preprostejših razmerah tudi sam postopek močno poenostavi. To zlasti v primeru konstantnega prereza nosilca, ko so pri prvem postopku armature razdelilnice ravne in vzporedne, pri drugem postopku pa, ko odpade ugotavljanje posebnih vplivnic za strižne sile.

Da bi se zmanjšal obseg članka, je nadalje izpuščena argumentacija, da moremo nagib poševne

armature pri prvem postopku zmanjšati na 30° brez bistvenih vplivov na varnost. Po drugi strani je iz istih razlogov pri drugem postopku izpuščen opis možnosti, da se ugotovi idealna momentna črta, iz katere potem dobimo, analogno kot pri prvem postopku, tudi poševno armaturo in stremena, z možnostjo hitrejše variacije z razdaljo med krivitvami. Izpuščenih je iz istih razlogov še nekaj podrobnejših navodil, ki bi bila koristna. Vendar so vse osnove toliko podane, da more bolj izvežban projektant sam svojemu načinu dela ustrezno prilagoditi posamezne postopke.

Končno bi pripomnil, da zaradi enostavnosti pisave nisem posebej razlikoval med diferencialnimi

in diferencialnimi kvocienti, ter sem v obeh primerih pisal npr. dx. Točnejše razlikovanje rezultatov ne izpremeni, komplicira pa se strojepis, ker bi morali simbole »delta« še posebej vpisovati v statične elaborate. Iz istih razlogov sem tudi povsod nadomestil grške črke za napetost in kote z velikimi latinskimi. Tudi na ta način je olajšan strojepis statičnih elaboratov, ako se uporabi podani način računanja.

Dodam še to, da bi bili konkretni številčni praktični primeri sicer zelo koristni, pa so bili prav tako zaradi skrčenja obsega tega članka izpuščeni, in je bila zato posvečena večja pozornost jasnosti skic.

S. Turk:

SIMPLIFIED COMPUTING OF INCLINED REINFORCEMENT AND STIRRUPS FOR REINFORCED CONCRETE BEAMS

Synopsis

Classical computing method of inclined reinforcement and stirrups takes a long time as the line of shearing forces is to be drawn. The article explains another simplified way of computing that needs no drawing of that line. Two procedures are given:

1. If the proper moment line is given, i.e. the line the derivative of which is transversal force, the section that requires the inclined reinforcement is determined by computation of the length  $R_{1-lim}$  which is to be compared with the distances of verticals »v« as defined in Fig. 2. The inclined reinforcement is required where the distance of verticals is smaller than the length  $R_{1-lim}$ . The intensity of inclined reinforcement is determined according to Figs. 7 a or 7 b by assuming as inclined reinforcement  $2/3$ , resp.  $1/2$  of the change in the longitudinal reinforcement on the same section (Var. A, resp. B). The intensity of stirrups is obtained simply from the ratio between the values  $df_{at-dx}$  and  $dx$  as shown in Fig. 9. This method is very useful for statical designs of buildings.

2. Method of influence lines is used for statical designs of bridges. The line of total moments is determined according to Fig. 12 b and line of total shearing

forces Q, as shown in Fig. 12 c. The latter is obtained by using the influence lines for shearing forces, that are computed from influence lines for transversal forces and from influence lines for bending moments according to Eq. 28 ab. (At constant height of the beam only, are the influence lines for shearing forces equal to influence lines for transversal forces.) Then the line  $Q_{lim}$  is to be computed according to Eq. 29 ab. Where the value  $Q'$  is greater than  $Q'_{lim}$  the inclined reinforcement is required. The intensity of the inclined reinforcement is determined by drawing the parallels in the distance  $Q_1$  (see Fig. 12 c) according to Eq. 35. The number of sections »P« (the same Fig.) that are below some bending tells the necessary number of inclined reinforcement bars for this bending. The intensity of stirrups is determined from the number  $n_r$  and the length of the section  $dx$  (Fig. 12) according to Eq. 40. The procedure is very simple.

The author also states the fact that even in the case when the proper moment line is given, the second method may be applied. The first method is, however, simpler and faster.

The author also states the fact that even in the case when the proper moment line is given, the second method may be applied. The first method is, however, simpler and faster.

The author also states the fact that even in the case when the proper moment line is given, the second method may be applied. The first method is, however, simpler and faster.

# OBVESTILA

VODOGRADBENEGA LABORATORIJA V LJUBLJANI

## Erozija rečnega dna nizvodno od podslapj

Kadar posegamo z zgradbami v naravni rečni režim, povzročamo s tem procese, ki ob določenih pogojih lahko ogrožajo zgradbo samo. Zaradi tega je razumljivo, da s takimi procesi zvezana opazovanja in ugotovitve ter raziskave — še posebno odkar s pomočjo raznih zgradb intenzivno izkoriščamo naravne vodotoke — niso izgubili svojega pomena. Po svetu se občasno javljajo raziskovalci s težnjo, da bi čim globlje in čim temeljiteje prodrli v jedro pojavov, da bi analizirali vzroke, našli povezavo med vzroki in posledicami in ne nazadnje ukrepe, s katerimi bi preprečili ali vsaj zadržali pojave in posledice v nenevarnih mejah.

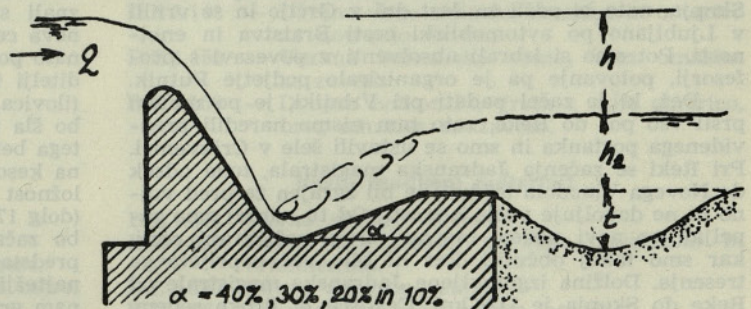
Zgradbe, ki najbolj prizadenejo naravni rečni režim, so pregrade, jezovi, pragovi in podobne zgradbe. Za zavarovanje teh zgradb gradimo pod njimi, zaradi zaščite naravnega dna pred izpiranjem, ki bi ga povzročala povečana kinetična energija toka, podslapja. Ta pa sama postavljenih zahtev nikoli ne izpolnijo popolnoma; še vedno ostajajo nenaravni prehodi iz podslapja v nezavarovano rečno korito in za temi prehodi nastajajo vselej v dnu večji ali manjši tolmeni. Projektanti težijo za tem, da bi dali podslapjem take oblike in dimenzije, da bi bilo izpiranje dna izza pod-

ugotovitev, kakšna mora biti največja globina tolmana, ki ga izkoplje voda, ko zapušča podslapje. Ta ugotovitev je končno tudi važnejša kot zasledovanje npr. časovnega poteka poglobljanja.

Pri iskanju največje mogoče globine erozije so izhajali nekateri iz poenostavljenega osnovnega primera, ko voda preko ostrorobega preliva pada naravnost na nezavarovano dno, oziroma ko voda izteka izpod zapornice na prav tako nezavarovano dno. Rezultati teh raziskav so si zaenkrat podobni v ugotovitvi, da je največja globina tolmana ( $t$ ), ki nastane po preteku določenega časa pri dani globini spodnje vode ( $h_2$ ), premo sorazmerna razliki med kotama gladin zgornje in spodnje vode ( $h$ ) ter specifičnemu pretoku ( $q$ ) in obratno sorazmerna zrnatosti materiala, ki sestavlja dno ( $d$ ). Enačbe, ki izražajo največjo globino, imajo torej naslednjo obliko:

$$t + h_2 = C \frac{h^a \cdot q^\beta}{d^\gamma}$$

Zaradi različnih načinov izvajanja poskusov pa so rezultati raziskav med seboj precej različni in eksponenti  $a$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ , ter  $C$  pri raznih avtorjih precej variirajo.



slapja čim manjše in da bi bila največja globina nastalega tolmana čim dlje od zaključnega praga podslapja. Podslapja, ki bi najbolj ustrezala tej težnji, pa je iz ekonomskih razlogov zelo težko zagovarjati; taka podslapja bi namreč morala biti največkrat zelo dolga. Običajno se zato zadovoljimo s tem, da predvidimo krajše podslapje, glede erozije dna izza podslapja pa pristanemo na določeno negotovost.

Prav ta negotovost je bila povod, da so doslej že mnoge tuje raziskave hotele razčistiti nekatere njene komponente. Razumljivo je, da je bila najbolj iskana

Druga skupina raziskav, ki se prav tako nanaša na določanje najglobljega možnega tolmana, pa izhaja iz primera, ko sledi prelivu ali pa zaporničnemu preseku podslapje.

Preiskave, ki smo jih opravili v našem laboratoriju, so se pričele z določanjem hidravličnih lastnosti podslapij, ki so priključena rečnemu pragu s Creagerjevim profilom. Štiri preiskana podslapja so si bila med seboj podobna po tem, da so imela dno glede na smer odtokanja vode položeno s štirimi različnimi protiskloni. Ker se rezultati domačih opazovanj niso dali

vključiti v analitične izraze za gladino tolmunov, ki so jih našli drugi raziskovalci, smo preiskavo razširili, da bi poiskali vzroke nesoglasij in da bi našli nove izraze, ki povezujejo, glede nastanka tolmunov, objekte brez podslapij in objekte s podslapji tako, da bi naši izrazi vključevali poleg doslej znanih tujih rezultatov tudi lastne rezultate. Zaključek naj bi bila enačba, ki bi na tak način združevala vplivne količine, da bi lahko za kakršenkoli objekt s podslapjem ali brez njega s kratkotrajno preiskavo zanesljivo določili globino maksimalnega tolmana, ki se lahko pojavi izza objekta.

Pri iskanju navedene enačbe smo med količinami, ki pri pojavu sodelujejo, nekatere opustili, ker so manj pomembne, nekaterih pa zaradi nezadostne opremljenosti nismo mogli izmeriti. Sem uvrščamo stalno zasledovanje porazdeljevanja hitrosti otekanja v razvijajočem se tolmunu, meritve vertikalnih in horizontalnih pulzacij tlakov ob dnu tolmana in stopnjo turbulence toka vzdolž tolmana. Merili pa smo razen višine praga globino spodnje vode, razliko med kotama gladin zgoraj in spodaj, specifičen pretok, premer merodajnega zrna peščenega materiala in beležili časovni potek nastajanja tolmana. Izbrali smo torej količine, ki jih navajajo ob svojih rezultatih vsi raziskovalci, in

opustili količine, ki so sicer pomembne, ki pa si le polagoma utirajo pot v zadevne analitične izraze.

Pri združevanju eksperimentalno določenih količin v enačbe smo našli več izrazov, ki so bili dimenzijsko pravilni, ki so prav tako dobro definirali rezultate lastnih raziskav, niso pa omogočali posplošenja tudi na primere brez podslapij. Ker vsi tovrstni poskusi niso dali rešitve, smo pri nadaljnjih raziskavah, ki smo jih razširili tudi na podslapje z vodoravnim dnom, stopnjevali čas trajanja poskusov. S tem se je odkrila prva skupna lastnost vseh erozijskih poglobljanj: ne glede na to, ali je pragu priključeno podslapje ali ne, vselej se tolmun pogloblja v odvisnosti od geometrične postopice trajanja poskusov. Po tej ugotovitvi ni bilo težko določiti globino tolmana npr. po 1000 urah, bodisi za lastne preiskave ali za preiskave drugih avtorjev, ki imajo podatke o časovnem poteku poglobljanja. Če pa iščemo eksponent (za  $q$ ) pri 1000-urnem trajanju, ima znatno višjo vrednost kot eksponent, dobljen po 1-urnem trajanju. S tem v zvezi se menjajo tudi vrednosti obeh ostalih eksponentov ( $a$ ,  $\gamma$ ).

S tem smo razčistili osnovne elemente in pridobili temelj za enotno obliko obdelave rezultatov za najrazličnejše oblike objektov brez podslapij in s podslapji.

## Absolventska ekskurzija gradbenikov po Jugoslaviji in Grčiji

Zgodaj zjutraj 23. maja je bilo še temačno, nebo pa pokrito z nizkimi oblaki. To in pa tudi finančne težave — fakulteta je odobrila le delno kritje stroškov ekskurzije šele dan poprej — so povzročile, da ni bilo pravega razpoloženja med absolventi letošnjega IV. letnika FAGG z oddelka za gradbeništvo pred odhodom na ekskurzijo. Razpoloženje se je vidno dvignilo s prihodom avtobusa in ko nas je pozdravil prijazen šofer Milan Progar. Počakali smo še, da so pritekli zadnji zaspanci, nato smo se odpeljali proti Postojni.

Pot naj bi nas vodila po Jadranski magistrali do Skopja, nato bi odšli za šest dni v Grčijo in se vrnili v Ljubljano po avtomobilski cesti Bratstva in enotnosti. Pot smo si izbrali absolventi v povezavi s profesorji, potovanje pa je organiziralo podjetje Putnik.

Dež, ki je začel padati pri Vrhniki, je po malem pršil vso pot do Reke, zato tam nismo naredili predvidenega postanka in smo se ustavili šele v Crikvenici. Pri Reki se začneja Jadranska magistrala, toda odsek do Novega Vinodola (47 km) je bil zgrajen že pred vojno in ne dovoljuje večje hitrosti. Od tu naprej smo zapeljali po novi, sedem metrov široki asfaltirani cesti, kar smo takoj občutili, ker ni bilo več neprijetnega tresenja. Dolžina izgotovljene Jadranske magistrale od Reke do Skopja je 1196 km. Cestišče je široko sedem, planum pa osem metrov.

Čas nam je hitreje tekkel ob lepem pogledu na morje in skalnati Velebit in kmalu smo se ustavili pred Maslenico. S platoja pred mostom smo občudovali jekleno ločno konstrukcijo mostu, ki je dolg 320 m, širok 8 m in daje videz, kot da lebdi 60 m nad morjem. Tu je na nas prvič posijalo sonce, ki nas potem ni zapustilo ves čas ekskurzije. Od tu naprej smo magistralo občudovali v krasnem vremenu in soglasno ugotovili, da imajo prav tisti, ki jo imenujejo naša »sončno cesto«. Vožnja do Šibenika nam je ob lepem razgledu hitro potekla. Tu smo se, večina prvič, prepeljali iz Martinske v Šibenik s trajektom. Globlje v zalivu smo videli stebre bodočega 390 m dolgega mostu. Drugo jutro smo 10 km za Šibenikom pogledali

dvojček masleniškega mostu čez Morinski zaliv, zgrajen v kombinaciji jekla in železobetona (300 m). Po kratkem postanku v Splitu smo si šli ogledat HC Split in vodostan. Osveženi po kohanju v Makarski smo nadaljevali pot in naleteli pri Neretvi na popolno gradbišče. Tu se je začela naša »trnova pot«, ki je trajala vse do Budve. Imeli smo namreč to »srečo«, da smo potovali po tem odseku nekaj dni pred otvoritvijo. V razdalji nekaj km se je menjavalo: izgotovljena cesta, enkrat zvaljan tampon, grobi asfalt, gradbišča, kjer so še delali spodnji stroj in kolovozi »V. reda«. Spoznali smo, kakšno neprecenljivo vrednost bo imela nova cesta za te kraje. Pri Omišlju zapusti cesta skalnato področje in so do Opuzena pri Neretvi imeli graditelji težje delo, ker trasa poteka po slabem terenu (ilovica, fliš, aluvialne naplavine). Pri vasi Rogotin bo šla magistrala čez Neretvo po mostu in prednapetega betona (415 m), za katerega so že izgotovljeni stebri na kesonih, ki so 32 m pod gladino. Tu smo imeli priložnost videti vojake, ki so sestavljali pontonski most (dolg 170 m, širok 3,80 m, z nosilnostjo 18 t), po katerem bo začasno tekkel promet. V Opuzenu nas je sprejel predstavnik SGP Slovenija ceste, ki tu gradi enega najtežjih odsekov ceste v delti Neretve. Razkazali so nam gradbišče in nas pogostili z večerjo, tako da smo se pozno zvečer dobre volje odpeljali proti Dubrovniku.

V Kuparih pri Dubrovniku smo ostali dva dni v izredno udobnem vojnem hotelu Pelegrin, obenem pa smo si ogledali Dubrovnik in hidroenergetski sistem na Trebišnjici. Sistem bo zajemal ves jugovzhodni del Hercegovine in bo izredno pomemben za te kraje, tako v energetske kot tudi v poljedelskem pomenu. Dosedaj je že popolnoma zgrajen jez Gorice z regulacijskim jezerom, ki oskrbuje HC Dubrovnik. Na ločni pregradi v Grančarevu, za katero bo nastalo veliko akumulacijsko jezero (1,4 milj. m<sup>3</sup>) smo si ogledali dela v začetni fazi: temeljenje v sredini loka in pri strojnici ter delo pri injekcijski zavesi. Razkazali so nam tudi ogromno betonarno (80 m<sup>3</sup> betona na uro) z lastno separacijo in mlino za agregat. (Se nadaljuje)

# gradbeni center slovenije

ljubljana, titova 98; p. p. 12; telefon 31-945



## Seznam pomembnejših JUS standardov za področje gradbeništva

(Nadaljevanje iz št. 3)

### Lite cevi za kanalizacijo

- C.J 1.421 Cevi in fazonski kosi iz litega železa za kanalizacijo. Tehnični predpisi za izdelavo in dobavo.
- C.J 1.430 — Cevi. Oblike in mere.
- C.J 1.431 — Cevi s čistilno odprtino. Oblike in mere.
- C.J 1.440 — Loki. Oblike in mere.
- C.J 1.441 — Etažni loki. Oblike in mere.
- C.J 1.450 — Kolena 70° in 90°. Oblike in mere.
- C.J 1.460 — Redukcije. Oblike in mere.
- C.J 1.470 — Razcepi 45°. Oblike in mere.
- C.J 1.471 — Dvojni razcepi 45°. Oblike in mere.
- C.J 1.472 — Razcepi 70°. Oblike in mere.
- C.J 1.473 — Dvojni razcepi 70°. Oblike in mere.
- C.J 1.474 — Razcepi 87°. Oblike in mere.
- C.J 1.475 — Dvojni razcepi 87°. Oblike in mere.
- C.J 1.476 — Vzporedni razcepi. Oblike in mere.
- C.J 1.480 — Vodni zapirala nominalnega premera 50.
- C.J 1.481 — Vodni zapirala nominalnega premera 70. Oblike in mere.
- C.J 1.482 — Vodni zapirala nominalnega premera 100. Oblike in mere.
- C.J 2.020 Siva trda litina.
- C.J 3.011 Jeklena ogljikova litina.

### Cevi in fazonski kosi iz trdega polivinil klorida za kanalizacijo

- G.C 6.511 Pogoji za kvaliteto.
- G.C 6.512 Ravne cevi. Oblike in mere.
- G.C 6.513 Revizijski kosi. Oblike in mere.
- G.C 6.514 Dvojni kolčaki. Oblike in mere.
- G.C 6.515 Loki. Oblike in mere.
- G.C 6.516 Redukcijski kosi. Oblike in mere.
- G.C 6.517 Razcepi z enim krakom. Oblike in mere.
- G.C 6.518 Razcepi z dvema krakoma. Oblike in mere.
- G.C 6.519 Dilatacijske spojnice. Oblike in mere.
- G.C 6.520 Vodni zapirala. Oblike in mere.
- G.C 6.521 Ventilacijski nastavki. Oblike in mere.
- G.S 3.511 Načini preizkušanja.
- U.G 1.500 Tehnični predpisi za uporabo.

### Obdelan les za posebne namene

- D.C 1.042 Ladijski pod.
- D.C 5.020 Furnir.
- D.C 5.021 Vezane plošče.
- D.C 5.022 Lesonit plošče.
- D.D 5.020 Parket.
- D.C 5.030 Plošče iverice.
- D.D 5.021 Lamelni parket.

- D.E 1.011 Kvaliteta materiala za izdelavo notranjih vrat za stanovanja.
- D.E 1.012 Kvaliteta materiala za izdelavo oken in balkonskih vrat za stanovanja.
- D.E 1.020 Izdelki gradbenega mizarstva. Notranja vrata za stanovanja.
- D.E 1.025 — Notranja enokrilna vrata za stanovanja, vrsta M.
- D.E 1.026 — Notranja enokrilna vrata za stanovanja, vrsta N.
- D.E 1.027 — Notranja enokrilna vrata za stanovanja, vrsta R.
- D.E 1.028 — Notranja enokrilna vrata za stanovanja, vrsta S.
- D.E 1.040 — Vratno krilo s polnilom za notranja vrata stanovanj.
- D.E 1.100 — Okna in balkonska vrata za stanovanja.
- D.E 1.110 — Enojno okno brez omarice za zaveso.
- D.E 1.121 — Vezana okna z omarico za notranjo zaveso.
- D.E 1.122 — Vezana okna z omarico za zunanjo zaveso.
- D.E 1.131 — Dvojno okno z ozko omarico in omarico za notranjo zaveso.
- D.E 1.132 — Dvojno okno z ozko omarico za zunanjo zaveso.
- D.E 1.141 — Dvojno okno s široko omarico in omarico za notranjo zaveso.
- D.E 1.150 — Vezana balkonska vrata, brez omarice za zaveso.
- D.E 1.160 — Dvojna balkonska vrata z ozko omarico, brez omarice za zaveso.

### Razni gradbeni materiali

- B.E 1.011 Ravno steklo, vlečeno.
- B.E 1.050 Ravno lito steklo; naravno, brazdasto in ornamentno.
- B.E 1.080 Ravno armirano steklo.
- B.H 4.050 Bitumen za industrijske namene.
- U.M 3.200 Napajanje tkanine iz jute.
- U.M 3.210 Napajanje tkanine iz jute z obojestransko prevleko.
- U.M 3.220 Neposuti papir, impregniran z bitumnom.
- U.M 3.221 Impregniran z bitumnom obojestransko obložen papir.
- U.M 3.225 Preizkušanje papirjev, impregniranih z bitumnom.
- U.M 9.015 Mineralna volna. Pogoji kvalitete in dobave.
- U.M 9.020 Polnila za ksistolitne pode.
- H.N 3.200 Surov krovnji papir.
- F.C 3.050 Tkanine iz jute za bitumensko impregnacijo.
- M.K 3.020 Ključavnice za vhodna vrata, univerzalne.
- M.K 3.025 Ključavnice s cilindričnim vložkom za vhodna stanovanjska vrata, univerzalne.

- M.K 3.026 Ključavnice z lamelnim zadržajem za vhodna stanovanjska vrata, univerzalne.
- M.K 3.030 Ključavnice za notranja stanovanjska vrata, univerzalne.
- M.K 3.035 Cilindrični vložek za ključavnice z vijakom.
- M.K 3.040 Ščitniki za ključavnice za vhodna vrata, hišna.
- M.K 3.041 Ščitniki za ključavnice za vhodna vrata stanovanj.
- M.K 3.042 Ščitniki za ključavnice za notranja stanovanjska vrata.
- M.K 3.043 Ščitniki za ključavnice za notranja stanovanjska vrata. Oblike in mere.
- M.K 3.050 Kljuka za vrata.
- M.K 3.055 Gumbi za zunanja vrata.
- M.K 3.056 Gumbi za notranja vrata.
- M.K 3.060 Rozeta za ključavnice s cilindričnim vložkom za vrata stanovanj.
- M.K 3.061 Rozeta za ključavnice z držajem za vrata stanovanj.
- M.K 3.065 Mala rozeta za cilindrični vložek za vrata stanovanj.
- M.K 3.066 Mala rozeta za stanovanjska vrata.
- M.K 3.067 Mala rozeta za kljuko.
- M.K 3.075 Zasumi s preklopnikom za dvo- in več krilna vrata.
- M.K 3.076 Zasumi na potisk za dvo- in večkrilna vrata.
- M.K 3.085 Ščitniki za zasune s priklopnikom.
- M.K 3.086 Ščitniki za zasune na potisk.
- M.K 3.090 Nasadila za vrata.
- M.K 3.220 Nasadila za okna.
- M.K 3.221 Okenska nasadila, kolenčasta. Oblike in mere.
- M.K 3.230 Gonilo za okna z dvojnim drogom. Oblike in mere.
- M.K 3.233 Okensko zapiralo za enokrillno okno. Oblike in mere.
- M.K 3.234 Okensko zapiralo za eno ali več krilna okna. Oblike in mere.
- M.K 3.235 Nasadilna paličica za okenske kljukice. Oblike in mere.
- M.K 3.237 Okenska enokraka kljukica. Oblike in mere.
- M.K 3.238 Okenska dvokraka kljukica. Oblike in mere.
- M.K 3.240 Okenski zaskočniki.
- M.K 3.241 Okenski zadržaji.
- M.K 3.250 Vogelniki.
- M.K 3.251 Zvezdasti žebli. Oblike in mere.
- M.K 3.260 Ploščica za zapiralo JUS M.K 3.234. Oblike in mere.
- M.K 2.261 Ploščica za zapiralo JUS M.K 3.233. Oblike in mere.
- M.K 3.262 Skoba za okensko zapiralo. Oblike in mere.
- M.K 3.263 Skoba z valjčkom za okensko zapiralo. Oblike in mere.
- M.K 3.300 Specialno okovje za kombinarno odpiranje okenskih kril, visokih nad 1 m: veliki mehanizem za vertikalno in horizontalno odpiranje okenskih kril. Shema in način funkcioniranja.
- M.K 3.301 Specialno okovje za kombinirano odpiranje okenskih kril, visokih nad 1 m: vodoravna os. Oblike in mere.
- M.K 3.302 — Vertikalna os. Oblike in mere.
- M.K 3.303 — Sklepni tečaj mehanizma. Oblike in mere.
- M.K 3.304 — Obojestransko odprti tečaj. Oblike in mere.
- M.K 3.305 — Stransko vodilo. Oblike in mere.
- M.K 3.306 — Držalo za okensko krilo. Oblike in mere.
- M.K 3.307 — Vodilo za držalo okenskega krila. Oblike in mere.
- M.K 3.320 Specialno okovje za kombinirano odpiranje okenskih kril, visokih do 1 m: mali mehanizem za vertikalno in horizontalno odpiranje okenskih kril. Shema in način funkcioniranja.
- M.K 3.321 — Sklepni tečaj. Oblike in mere.
- M.K 3.322 — Os. Oblike in mere.
- M.K 3.323 — Vodilni tečaj sklepne osi. Oblike in mere.
- M.K 3.324 — Sklepna os. Oblike in mere.

### Stanovanjska oprema in pohištvo

#### Sanitarna oprema

- U.N 5.110 Umivalniki (keramični).
- U.N 5.120 Keramične straniščne školjke s plitvim dnom.
- U.N 5.121 Keramične straniščne školjke z globokim dnom.
- U.N 5.125 Oblika izpiralnega venca straniščnih školjk.
- U.N 5.210 Sanitarna oprema stanovanj. Kadi iz litine in jeklene pločevine, emajlirane.
- U.N 5.220 — Polkadi iz litine ali jeklene pločevine, emajlirane.
- U.N 5.230 — Kadi za prhe iz litine ali jeklene pločevine, emajlirane.
- U.N 5.300 Kuhinjska oprema stanovanj. Pomivalno korito. Oblike in mere.
- U.N 5.310 — Pomivalno korito, dvojno. Oblike in mere.

### Projektiranje in izvajanje

#### Projektiranje

- C.T 3.011 Tehnika varjenja kovin. Preprost prikaz zvarov z risbami.
- M.D 1.500 Osebna dvigala. Dimenzije jaška in kabine.
- M.D 1.501 Mala tovorna dvigala. Dimenzije jaška in kabine.
- N.B 0.101 Električne inštalacije v zgradbah. Pojmi in definicije.
- N.B 2.700 Električne inštalacije v zgradbah. Obseg in pregled standardov.
- N.B 2.701 Električne inštalacije v zgradbah. Splošni tehnični predpisi.
- U.A 9.001 Enotna modularna koordinacija v gradbeništvu.
- U.C 9.100 Dnevna in električna osvetlitev v prostorih zgradb.

#### Izvajanje

- U.F 3.010 Ksilolitni podi. Definicije, vrste in kvaliteta.
- U.F 3.020 — Podloga.
- U.F 3.030 — Podložni ksilolit (blindit).
- U.F 3.040 — Enoplastni in dvoplastni ksilolit.

### Predlogi standardov s področja gradbeništva

- Predlog št. 5576 Lahke porozni beton, plinast ali penast (podooben siporeksu) . . . . . JUS U.N 9.200
- Predlog št. 5577 Lahki bloki iz poroznih betonov za zidanje . . . . . JUS U.N 1.200
- Predlog št. 5578 Stropniki in nadvlake iz poroznih betonov, armirani . . . . . JUS U.N 1.230
- Predlog št. 5579 Lahke plošče iz poroznih betonov za pregrade, nearmirane . . . . . JUS U.N 6.210
- Predlog št. 5580 Lahke plošče iz poroznih betonov za stropne in strešne konstrukcije, armirane . . . . . JUS U.N 6.250
- Predlog št. 5581 Lahki bloki iz lesobetona za zidanje (podobni durisolu) . . . . . JUS U.N 1.250
- Predlog št. 5582 Lahki bloki iz lesobetona za stropne konstrukcije . . . . . JUS U.N 1.270
- Predlog št. 5583 Lahki bloki iz lesobetona za predelne stene, nearmirane . . . . . JUS U.N 6.260
- Predlog št. 5584 Lahki bloki iz lesobetona za strešne konstrukcije, armirane . . . . . JUS U.N 6.270

## Akustična ureditev studiov Radia Koper

(Nadaljevanje)

### Akustična ureditev studiov

Dobra akustičnost je eden izmed osnovnih pogojev za kvalitetno modulacijo radijske postaje. Če je zvočna slika, ki jo hočemo prenašati po radiu, že v studiu slaba, je tudi z najboljšimi napravami ne moremo pri prenosu več bistveno izboljšati. Tudi ojačevalnica, kjer ton iz studia samo kontroliramo in reguliramo, mora imeti čim boljše akustične lastnosti. Če naj tonski tehnik v njej pravilno oblikuje in regulira ton, mora biti slika prenosa zvoka iz studia čimbolj verna in nepopačena.

Da je nek prostor dobro akustičen, je potrebno, da je primerno velik, pravilno oblikovan in da absorpcija zvoka in s tem dolžina odmeva kar najbolj ustrežata zvočnemu dogajanju v njem. Nadalje je treba poskrbeti, da je difuznost zvoka čim boljša in da je zvok po vsem prostoru čim bolj homogen.

Velikost studiov ni posebno kritična. Odvisna je v glavnem od števila nastopajočih in od zvočnega dogajanja v studiu (govor, vokalni ali instrumentalni nastopi itd.). Bolj kritična je oblika prostora, od nje je odvisna porazdelitev lastnih frekvenc, kar močno vpliva na akustične lastnosti. Če so namreč lastne frekvence prostora neenakomerno porazdeljene, prostor pri posameznih tonih neenakomerno sozveni in nastaja kolorizacija, tj. obarvanje zvoka. Številne raziskave so sicer pojav dovolj osvetlile, vendar nimamo še enotnega odgovora oziroma priporočil za najugodnejša razmerja linearnih dimenzij prostora.

Pri določanju velikosti in izmer studiov Radia Koper smo se v glavnem naslanjali na priporočila R. H. Bolta, pri čemer pa smo upoštevali tudi arhitektonske in gradbene zahteve. Velikost ojačevalnic in napovedovalnic znaša 70—80 m<sup>3</sup>, le srednji studio, ki je namenjen govornim oddajam z več izvajalci (manjše radijske igre, intervjuji) ima 183 m<sup>3</sup>. Veliki studio, namenjen za nastope manjših vokalnih in instrumentalnih ansamblov (do 20 nastopajočih) in za snemanje večjih in zahtevnejših radijskih iger, ima 430 m<sup>3</sup>.

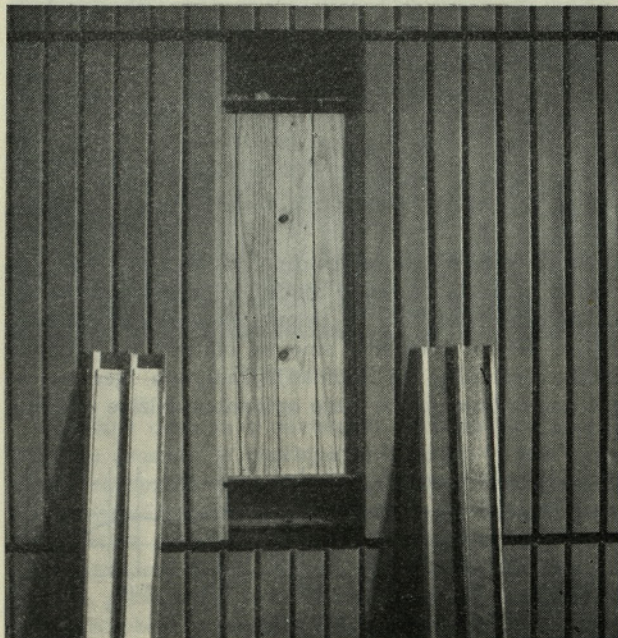
### Akustične absorpcijske obloge

Najugodnejša dolžina odmeva za spikerske studie je 0,3—0,4 sek in je neodvisna od frekvence ter velikosti prostorov. Večje vrednosti pridejo v poštev, če

uporabljamo usmerjene, manjše pa, če uporabljamo neusmerjene mikrofone.

Odmev v ojačevalnicah je lahko nekoliko daljši in se sme gibati med 0,4—0,5 sek, spet neodvisno od frekvence. Za dramske studie je najprimernejša dolžina odmeva 0,50 do 0,60 sek, za manjše glasbene solistične studie, kjer lahko nastopajo tudi manjši komorni orkestri, pa 0,60 do 1,00 sek. Na splošno priporočajo, naj bo dolžina odmeva v dramskih studiih frekvenčno neodvisna, v glasbenih pa je zaželen pri nižjih frekvencah nekoliko daljši odmev. V govornih studiih Radia Koper, tj. v napovedovalnicah in ojačevalnicah smo predvideli enotno dolžino odmeva 0,4 sek, ki je v frekvenčnem pasu od 100 do 6000 Hz praktično konstantna.

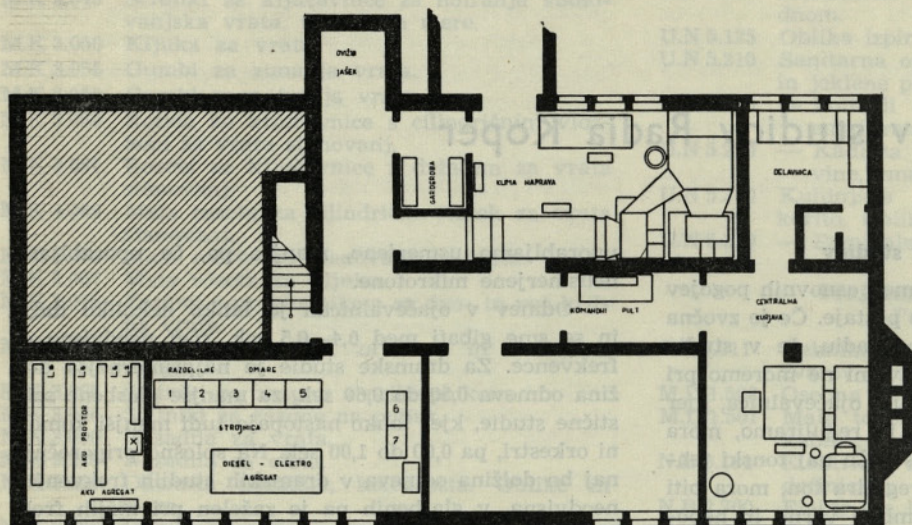
Srednji studio smo akustično optimalno uredili za dramske nastope. Dolžina odmeva se v frekvenčnem pasu 100—6000 Hz giblje med 0,50 do 0,55 sek, kar popolnoma ustreza.



Stenska obloga: kombiniran absorber iz Izal oblog in rezonatorjev

Pri velikem studiu je bila potrebna kompromisna rešitev akustične ureditve. Ker je studio namenjen za nastope manjših vokalnih in instrumentalnih ansamblov ter za snemanja zahtevnejših radijskih iger, je bilo treba najti način akustične ureditve, ki bi zadovoljil obe dejavnosti. Klasični način spreminjanja akustike prostora, kjer z raznimi mehanskimi sredstvi spreminjamo absorpcijo oblog in s tem dolžino odmeva, je dandanes že nekoliko zastarel, predvsem pa je nepraktičen. Izvedba oblog je relativno komplicirana in zahteva posebne mehanske krmilne sisteme, ki se

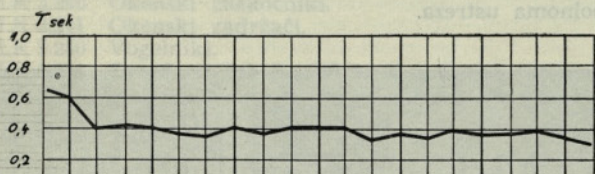
tj. 0,6 sek. Ta dolžina odmeva pa je primerna tudi za solistične, vokalne in instrumentalne nastope. Kolikor bi bil pri nastopih malih ansamblov potreben daljši odmev, ga lahko brez težav dodamo z elektroakustičnimi napravami (odmevnica, odmevna plošča). Potrebno razliko v frekvenčnem poteku odmeva pri nižjih frekvencah smo dosegli tako, da smo pri govoru oziroma glasbi absorpcijo v studiu toliko zmanjšali, da smo dobili pri teh frekvencah sicer nekoliko daljši odmev, podobno kot to priporočajo za glasbene studije, ki pa ni tako močno poudarjen.



Tloris kleti

obnesejo le, če so prvovrstno izdelani in popolnoma avtomatizirani. Izdelava takih oblog je draga, obseg variacije absorpcije pa relativno majhen. Bolj elegantna je vsekakor rešitev z elektroakustičnimi sredstvi, tj. z dodajanjem umetnega odmeva, ki je dan-

V govornih studiih smo dosegli potrebno absorpcijo z Izal oblogami, nameščenimi na rezonatorjih s špranjo. Izal obloge so iz perforiranih aluminijastih letev, za katere vstavljamo posebne vložke iz mineralnega ali jutinega filca oziroma iz staničevine. Absorpcija teh oblog je odvisna od poroznosti materiala, iz katerega so izdelani vložki, in narašča proti višjim frekvencam. Rezonatorji, ki smo jih uporabili pri akustični ureditvi Radia Koper, imajo obliko plitvih lesenih zabojev, ki so prekriti z letvami. Kot absorpcijski material smo uporabili mineralno volno, zavito v redko kotenino. Absorpcija rezonatorjev je največja pri rezonančni frekvenci in je odvisna od poroznosti oziroma gostote uporabljenih mineralnih voln.

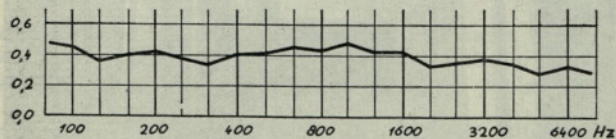


OJAČEVALNICA  
02

Meritve reverberacije v ojačevalnicah

danes v tonski tehniki splošno v rabi, pri čemer je potrebno, da je odmev v studiu tolikšen, da omogoča izvajalcem dobro zvočno orientacijo. Pri iskanju najboljših rešitev problema smo se odločili, da uredimo studio optimalno za snemanje radijskih iger ter se pri tem držimo gornje meje optimalne dolžine odmeva,

Z opisano kombinacijo Izal oblog z rezonatorji smo dobili absorpcijsko oblogo, katere absorpcijo lahko poljubno menjamo. Če uporabimo pri Izal oblogah različne vložke, kot že omenjeno, dobimo pri višjih frekvencah večjo ali manjšo različno absorpcijo, če pa spreminjamo gostoto mineralne volne v rezonatorjih, pa dobimo različno dušenje zvoka pri nizkih frekvencah. Pri pravilni uglasitvi rezonatorjev lahko dosežemo frekvenčno skoraj neodvisno absorpcijo zvoka na vsem v poštev prihajajočem frekvenčnem pasu.



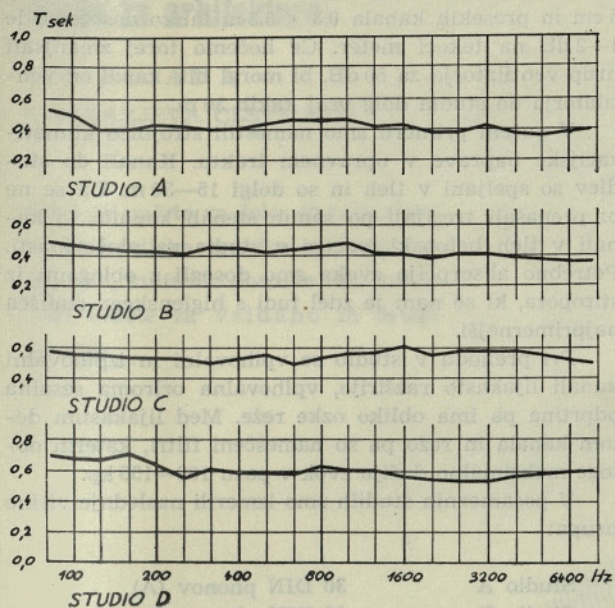
OJAČEVALNICA  
03

Meritve reverberacije v ojačevalnicah

V velikem studiu smo uporabili že klasične obloge iz perforiranih lesenitnih plošč, ki so nameščene na lesenem ogrodju s prekati. Upoštevajoč, da je možno akustične potrebe združiti z arhitektonsko obdelavo prostora, nismo obložili celotne površine sten, temveč smo namestili samo toliko oblog, kolikor jih je za dosego zadostne absorpcije res potrebnih. Arhitekt je vskladil razne vrste oblog in njih razporeditev in ustva-



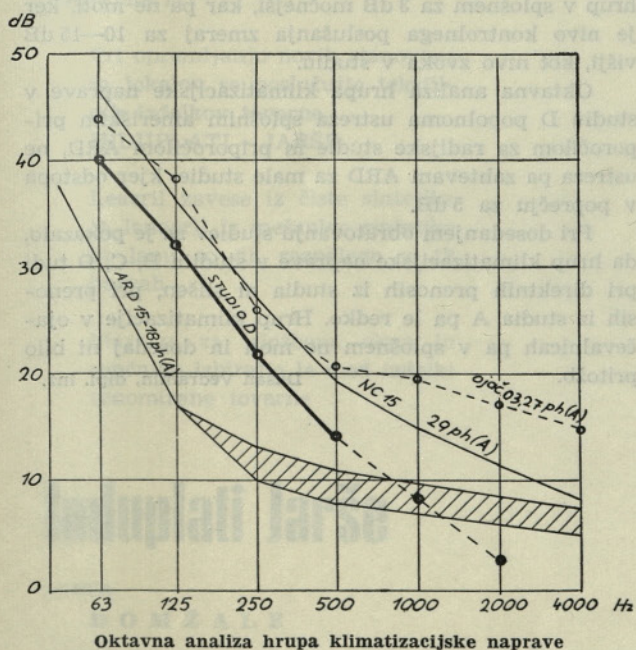
ril na stenah interesantno plastiko. Potrebno absorpcijo smo dosegli s tremi tipi oblog, od katerih imata dva isto debelino in se razlikujeta samo po gostoti perforacije, tretji tip pa je v bistvu dvojni absorber, ki sestoji iz rezonatorja, ki je uglasen na prav nizke frekvence, ter plitvega rezonatorja (med zgornjo in spodnjo ploščo), uglasenega na frekvenco okrog 2000 Hz. Opisani tretji tip oblog smo izkoristili predvsem za korekcije, saj moremo pri tej izvedbi z dodatnimi od-



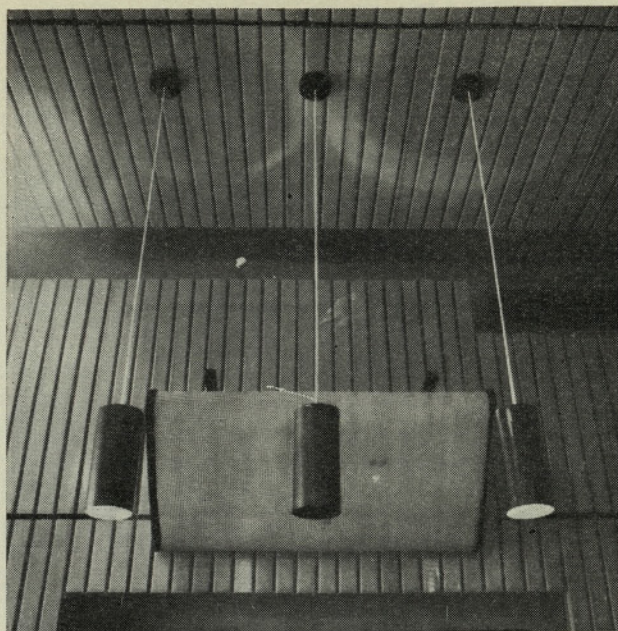
Meritve reverberacije v studiih

prtinami poljubno menjati lastno frekvenco rezonatorja za nizke tone, pri rezonatorju za visoke tone pa lahko z dodajanjem ali odvzemanjem absorpcijskega materiala menjamo učinkovitost.

Opisane tipe oblog so se posebno v govornih studiih zelo dobro obnesla. Oblaganje sten je potekalo hitro in smo z 8 delavci v 4 tednih uredili 8 prostorov. Dolžino odmeva smo sprti kontrolirali z meritvami

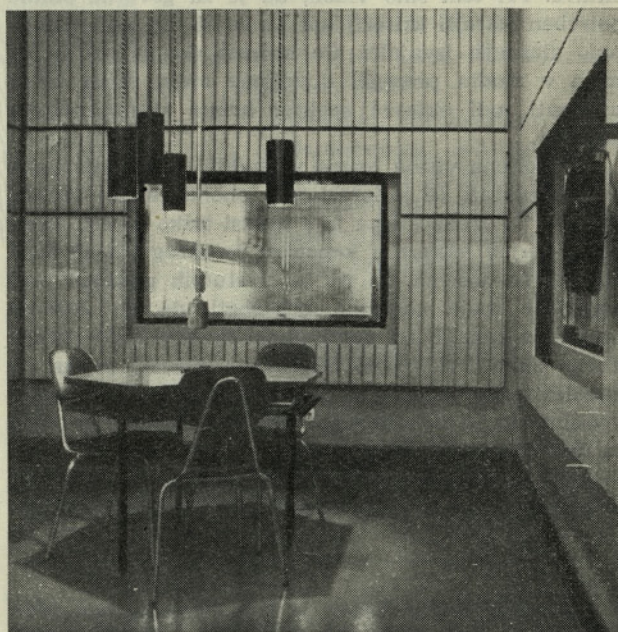


Oktavna analiza hrupa klimatizacijske naprave



Absorpcijske obloge v govornem studiu

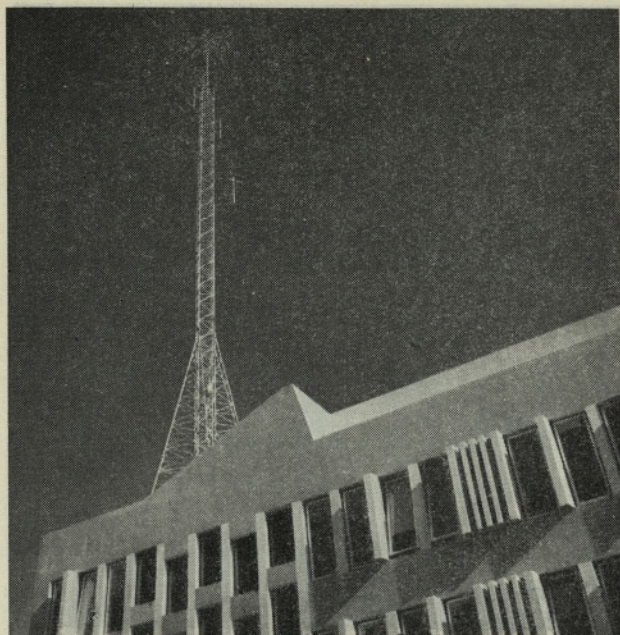
in sprti izvedli potrebne korekture. Zanimivo je, da je bilo treba korigirati le okrog 5% površin, kar prav gotovo ni preveč. Zaradi že vnaprej pripravljenih možnosti korekcij ni prišlo med delom do nikakih zastojev ali težav.



Napovedovalnica

Dolžina odmeva v odvisnosti od frekvence za posamezne prostore je razvidna iz diagramov. Kot vidimo so odstopanja od predpisanega frekvenčnega poteka minimalna. Diagrame smo izdelali na podlagi večkratnih meritev s frekvenčno moduliranim tonom.

Difuznosti zvoka nismo posebej merili, saj bi ploskev posameznih tipov oblog praktično ne mogli še bolj razdrobiti in razdeliti. Močna razgibanost in plastičnost izvedbe pa prav gotovo prispeva k boljši difuznosti zvoka.



Zunanost zgradbe Radia Koper: zadnja fasada

#### d) Hrup klimatizacijske naprave

V odstavku o določanju zvočnih izolacij v studiih smo ugotovili, da je zanje odločilen maksimalni dovoljeni nivo hrupa, izražen v nivojih pasovne širine ene oktave. Pri tem smo videli, da je za govorne studie potreben ostrejši kriterij kot pa za studie, kjer nastopajo glasnejši izvajalci. Če hočemo doseči, da ne bo hrup v studiu presegel dovoljene meje, mora temu ustrezati tudi oktavni spekter hrupa klimatizacijske naprave.

Dovoljena višina hrupa v studiih je izredno nizka in sme znašati, če jo izrazimo v fonih, le 18–28 DIN fonov. Te vrednosti pa je v praksi težko doseči. Hrup ventilatorjev ustreznih kapacitet je okrog 75–85 fonov, in če hočemo, da ne bo v studiih presegel prej omenjene meje, moramo poskrbeti, da bo dušenje hrupa po kanalih od ventilatorja do studia 50–60 dB. Točno sliko frekvenčne odvisnosti dušenja zvoka po kanalih lahko dobimo iz razlik oktavne analize hrupa ventilatorja in dovoljenega nivoja v studiu. To velja za dovodne in odvodne kanale.

Ker napaja en ventilator ponavadi po več studiev, je potrebno, da ni prehod zvoka po ventilacijskih ka-

Zgradba Radia Koper je bila dovršena leta 1964. Pri njej so sodelovali: inž. arh. Oton Gaspari (glavni projekt); dr. inž. Ervin Prelog (statika); inž. Zdenko Rogelj, inž. Dušan Vedramin (elektroinstalacije); inž. Peter Novak (klimatizacijske naprave); inž. Dušan Vedramin (akustika).

nalih iz studia v studio večji od prehoda skozi izolacijske stene. Dušenje zvoka po kanalih med studii mora znašati torej 55–65 dB.

Dušenje zvoka po kanalih je odvisno predvsem od dolžine kanala, preseka kanala in absorpcijskega koeficienta obloge kanala. Pri višjih frekvencah prav lahko z razmeroma tankimi oblogami dosežemo potrebno absorpcijo oblog. Precej težja je stvar pri nižjih frekvencah, ki so pri počasi tekočih ventilatorjih precej izrazite. Pri debelinah absorpcijskih oblog okrog 5 cm in presekih kanala  $0.3 \times 0.3$  m lahko dosežemo le 1–2 dB na tekoči meter. Če hočemo torej zmanjšati hrup ventilatorja za 50 dB, bi moral biti kanal od ventilatorja do studia dolg vsaj kakih 30 m.

V našem primeru smo namestili strojnico klimatizacijske naprave v upravnem traktu. Kanali do studiev so speljani v tleh in so dolgi 15–30 m. Da se ne bi prenašali tresljaji po samih stenah kanala, so kanali v tleh betonski, odcepi v studie pa pločevinasti. Potrebno absorpcijo zvoka smo dosegli z oblogami iz stiropora, ki se nam je zdel tudi s higienskega stališča najprimernejši.

Pri prehodu v studio se vpihavalni in izpihavalni kanali lijakasto razširijo, vpihavalna oziroma sesalna odprtina pa ima obliko ozke reže. Med lijakastim delom kanala in režo pa so nameščeni filtri, katerih obloge maksimalno dušijo zvok v pasu 100–150 kp.

V posameznih studiih smo izmerili naslednje višine hrupa:

Studio A	30 DIN fonov (A)
Studio B	26 DIN fonov (A)
Studio C	26 DIN fonov (A)
Studio D	23 DIN fonov (A)
ojačevalnica 01	29 DIN fonov (A)
ojačevalnica 02	26 DIN fonov (A)
ojačevalnica 03	31 DIN fonov (A)
ojačevalnica 04	27 DIN fonov (A)

Kot vidimo, smo v studiih B, C in D dosegli rezultate, ki ustrezajo pogoju 25–28 DIN fonov, le v studiu A je hrup za 2 dB močnejši. V ojačevalnicah je hrup v splošnem za 3 dB močnejši, kar pa ne moti, ker je nivo kontrolnega poslušanja zmeraj za 10–15 dB višji, kot nivo zvoka v studiu.

Oktavna analiza hrupa klimatizacijske naprave v studiu D popolnoma ustreza splošnim ameriškim priporočilom za radijske studie in priporočilom ARD, ne ustreza pa zahtevam ARD za male studie, kjer odstopa v poprečju za 5 dB.

Pri dosedanjem obratovanju studiev se je pokazalo, da hrup klimatizacijske naprave v studiih B, C, D tudi pri direktnih prenosih iz studia ni slišen, pri prenosih iz studia A pa le redko. Hrup klimatizacije v ojačevalnicah pa v splošnem ne moti in dosedaj ni bilo pritožb.

Dušan Vedramin, dipl. inž.

# AZA

## Atelje za arhitekturo

LJUBLJANA  
CANKARJEVA CESTA 5/III

izdeluje načrte za šole, stanovanjske in industrijske zgradbe, zdravstvene domove, kulturne domove itd., kakor tudi načrte za vzidano in drugo opremo

### ARHITEKTI!

Pri opremljanju novih stanovanj in lokalov se poslužujte tekstilnih izdelkov tovarne  
INDUPLATI - JARŠE

Leacril zavese iz čiste sintetike in lanacril iz mešanice sintetike in lanu so na razpolago v 12 barvah

Markize za izložbena okna in senčnike izbirajte le med izdelki renomirane tovarne

## Induplati Jarše

POSTA  
DOMŽALE

Telefon: Domžale 7 23 09

# SLOVENIJA PROJEKT

PODJETJE ZA PROJEKTIRANJE

LJUBLJANA  
CANKARJEVA 1/V  
telefon 2 15 69

### projektira:

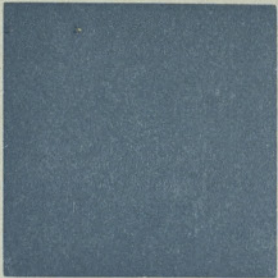
kompletno investicijsko tehnično dokumentacijo, arhitektonske, gradbene in instalacijske načrte za industrijske objekte, javne in stanovanjske zgradbe s pripadajočimi komunalnimi ureditvami

### izdeluje:

urbanistične ureditve

### nudi:

tehnične nasvete pri izdelavi investicijskih programov ter gradbeni nadzor



GRADBENO INDUSTRIJSKO  
PODJETJE

**GRADIS**

CENTRALA  
**LJUBLJANA**  
KORYTKOVA ULICA 2  
Telefon 31 35 66

*s svojimi poslovnimi enotami:*

Ljubljana, Celje, Maribor, Ravne  
na Koroškem, Jesenice, Kranj,  
Koper, Ljubljana-okolica

*in obrati:*

kovinski obrat Ljubljana in Ma-  
ribor; lesni obrat Skofja Loka;  
strojno - prometni obrat, obrat  
gradbenih polizdelkov ter biro  
za projektiranje, študij in razvoj,  
gradi in projektira vse vrste in-  
dustrijskih in stanovanjskih ob-  
jektov ter prodaja stanovanja na  
tržišče

