

Št. 75-76

GRADBENI VESTNIK

## VSEBINA

Prof. ing. Svetko Lapajne: DIMENZIONIRANJE OJAČENEGA BETONA  
PROTI STRIGU. — Ing. Marko Breznik: VARNOST STAVB OB POTRE-  
SIH — Prof. ing. Janko Sketelj: ANALIZA ČISTILNE NAPRAVE ZA  
PITNO VODO V RIŽANI — Ing. France Dolničar: ČIŠČENJE ODPLAK  
V OKSIDACIJSKIH JARKIH — Slika na naslovni strani: Gradnja  
II. podetape koprskega pristanišča.

Prof. ing. Svetko Lapajne

## Dimenzioniranje ojačenega betona proti strigu

### Iz v l e č e k

Uvod obsega ponovitev klasičnih formul dimenzioniranja, izvedenih na dva načina: iz glavnih napetosti v nevtralni osi in iz nadomestnega paličja.

Kratki račun nam nudi pravilo, da nam — pri predpostavki stalne obtežbe —  $\Psi$ -ti del po momentni liniji sproščene armature vedno in popolnoma zadošča za kritje striga; po teh izvajanjih postane račun strižnih napetosti in poševne armature odveč. Solidno sidranje nateznih armatur v tlačni coni samo nam že zagamči varnost proti strižnim razpokam in rušenju. Tri posebna poglavja obsegajo navodila, kako se te izsledki prilagodijo za sledeče slučaje:

a) Nosilec z izpremenljivo višino (po klasični formuli).

b) Nosilec z dodatnimi osnimi silami (pritiski ali nategi).

c) Vpliv položaja bremena na nosilec: obremenitev na zgornji površini, na stranskih površinah v sredini ali obešenje bremen na spodnji strani.

Posebno poglavje obravnava rezultate Chambaudovih poskusov, pri čemer so važne sledeče ugotovitve: V elastičnem stanju so uspešne le poševne armature, najboljše pod  $45^\circ$ ; vertikalna stremena so v tem stanju neuspešna. Nadalje je važno, da se lahko odrečemo poševnemu krivljenju armatur le pod pogojem, da primerno podaljšamo glavno armaturo preko točke teoretske sprostitve pri dobrem sidranju. Posebni diagrami Chambaud-a nam kažejo pogoje, kdaj je za strižno porušitev merodajna tlačna trdnost betona, kdaj prešibko stremenje. Tudi pri strigu se pojavlja adaptacija, ko trajektorije glavnih napetosti prehajajo iz prvotnega elastičnega stanja v stadij rušenja. Vgrajeno stremenje stopa v nosilno funkcijo šele v zadnji fazi.

Analogija pri armiranju torzije priporoča, da se pri velikih strižnih obremenitvah odpovemo vzdolžnemu in vertikalnemu armiranju, ter uporabljamo izključno poševne  $45^\circ$ -ske vložke.

V zaključku je prikazana prisposoba med vodnim tokom in tokom napetostnih silnic: analogija je v maticah tokov (glavne armature) in v pretočnih poljih iz ene konkave v prihodnjo preko plitvine med prodiči.

**Lapajne: Design of Reinforced Concrete against Shearing**

### S u m m a r y

The article deals with the problem of design constructions of reinforced concrete against shearing. The introduction contains the repetition of classic formulas of the design derived in two ways: from the principal stresses in the neutral axis and from an equivalent truss. A brief calculus gives us the rule that — assuming a dead loading — a  $\Psi$ -th part of the reinforcement released from the bending moment diagram, always and completely meets all the needs for covering the shearing stresses; according to this deduction the design of shear stresses becomes need-

less. A reliable anchorage of the tension reinforcement in the compression area guarantees against shear cracks or rupture. Three special chapters contain instructions how to adapt the stated results to the following special cases:

a) Beam with a varying height (according to the classic formulas).

b) Beam with additional axial stresses (compression or tension).

c) Influence of the position of the load on the beam: the loading of the upper surface, of the lateral surface in the middle height or the hanging of the loads on the lower surface.

A special chapter deals with the result of M. Chambaud's experiments giving the following important conclusions:

In the elastic stage an inclined reinforcement only, best at  $45^\circ$  type is efficacious; while vertical stirrups in this stage are completely useless. It is further of great importance that one can avoid the inclined bars provided that one accordingly prolong the main reinforcement beyond the release-point with a good anchorage. Chambaud's special diagrams show the conditions, when it is the resistance of the concrete and when the weak stirrups that are decisive for the rupture. An adaption appears also in shearing when the main-stresses-lines pass from the primary elastic stage to the stage of rupture. The existing stirrups enter into their bearing function only in the last phase.

The analogie with the reinforcement against torsion recommends to give up the longitudinal and vertical reinforcement for high grades of shear loading and to use exclusively inclined  $45^\circ$  bars.

In the conclusion a comparison between a water-flow and a stress-flow is given: the analogy refers as well to the stream-threads (principal reinforcement) as in transflowing-fields from one concave bank to the other over the shoal between two sandbanks.

**Lapajne: Le dimensionnement du béton armé contre l'effort tranchant.**

### R é s u m é

L'article traite les problèmes du dimensionnement et du renforcement des éléments du béton armé contre l'effort tranchant. L'introduction reproduit les formules classiques du dimensionnement, décrites de deux façons: l'une par les efforts principaux dans l'axe neutre et l'autre par un treillis équivalent.

Un court calcul nous donne la règle que — supposant un poids immobile — la  $\Psi$ -ème part de l'armature dégagee selon la ligne des moments suffit toujours et entièrement à couvrir des efforts tranchants; suivant cet article devient le calcul des efforts tranchants et des armatures obliques inutile. Un ancrage solide des armatures tendues dans la zone comprimée nous garantit — à lui même — la sécurité contre les fissures fines de cisaillement et contre la rupture. Trois chapitres séparés contiennent des instructions comment adapter ces résultats aux cas suivants:

a) Une poutre avec une hauteur variable (suivant les formules classiques).

b) Une poutre soumise à des efforts axiaux (compression ou tension).

c) L'influence de l'emplacement du poids sur la poutre: le chargement sur la surface supérieure, sur les surfaces latérales au milieu, ou le chargement suspendu sur la surface inférieure.

Un chapitre spécial traite les résultats expérimentaux de M. Chambaud ce qui nous amène aux importantes constatations suivantes: Dans l'état élastique ce sont les armatures obliques, le mieux à 45° qui sont efficaces; les étriers verticaux sont donc inutiles dans cet état. En outre, il est très important, qu'on puisse se passer du recourbement oblique des armatures, mais sous la condition qu'on allonge convenablement l'armature principale au delà du point de dégagement théorique par un ancrage solide. Les diagrammes spéciaux de M. Chambaud indiquent les conditions, quand la résistance du béton comprimé et quand les étriers trop faibles sont décisifs pour la rupture. Quant au cisaillement, l'adaptation des efforts principaux se produit aussi, quand les trajectoires des efforts principaux passent de l'état élastique à l'état de rupture. Les étriers existants n'entrent en action que dans la phase ultime. L'analogie avec le renforcement contre la torsion nous recommande de renoncer aux armatures longitudinales et verticales pour couvrir les grands efforts de cisaillement et d'utiliser exclusivement des renforcements obliques (sous 45°).

En conclusion l'auteur donne une comparaison entre le courant d'un fleuve et le flux des tensions: les analogies se rapportent aussi bien aux talwegs (les armatures principales) qu'aux champs de versement de l'eau d'un lit concave à l'autre à travers le passage entre les deux bancs de sable.

#### Lapajne: Bemessung des Stahlbetons gegen Querkräfte

##### Auszug

Der Artikel ist mit seinem Inhalt dem Bemessungsproblem des Stahlbetons gegen Querkräfte gewidmet. Die Einleitung enthält die Wiedergabe von klassischen Bemessungsformeln mit deren Ausführung auf zwei Arten: aus den Hauptspannungen in der Neutralachse und aus einem Ersatzfachwerk. Eine Kurze Regel bietet uns die Regel dass bei ständiger Belastung der  $\Psi$ -te Teil der, nach der Momentlinie freigewordenen Bewehrung immer und vollständig für die Deckung der auftretenden Schubspannungen genügt. Nach diesen Ausführungen wird eine Berechnung der Schubspannungen und Schubbewehrung unnötig. Eine zuverlässige Ankerung in der Druckzone allein bürgt schon die Sicherheit gegen Schubrisen und Schubbruch. Drei Sonderkapitel bieten Anleitungen, wie diese Ausführungen für folgende Sonderfälle angewandt werden:

a) Träger mit veränderlicher Höhe (nach klassischen Formeln).

b) Träger mit zusätzlichen Achsialkräften (Druck- oder Zugkräften).

c) Einfluss des Belastungspunktes am Träger: Belastung auf der oberen Seite, in der Seitenflächenmitte, oder Aufhängung an der unteren Fläche.

Ein besonderes Kapitel behandelt die Versuchsergebnisse Chambaud's wobei folgende Feststellungen von Bedeutung sind:

Im elastischen Zustand ist nur eine schräge, am besten 45°-dige Bewehrung erfolgreich; vertikale Bügel sind in diesem Zustand nutzlos. Weiters ist die Tatsache, dass man ein schräges Aufbiegen der Bewehrung nur unter der Bedingung der entsprechenden Verlängerung der Hauptbewehrung über den theoretischen Befreiungspunkt mit einer guten Ankerung ersparen kann, wichtig. Besondere Diagramme Chambaud's geben die Bedingungen, wann für den

Schubbruch die Druckfestigkeit des Betons, wann die zu schwache Bügelbewehrung massgebend ist, an. Auch bei der Schubbeanspruchung erscheint eine Adaptierung der Spannungen, da der Fluss der Spannungstrajektorien aus den ursprünglichen elastischen Zustand in den Bruchzustand übergeht. Die vorhandene Bügel treten erst in der letzten Phase in ihre Tragfunktion ein.

Die Analogie bei der Torsionsbelastung empfiehlt, dass bei hoher Schubbelastung auf Längs- und Bügelbewehrung verzichtet und nur auf schräge, 45°-dige Bewehrung zuverlassen wird.

Abschliessend wird eine Gegenüberstellung des Wasserstromes zur Kraftlinienströmung dargestellt: Die Analogie besteht so in den Hauptströmungen (Hauptspannungen), wie in den Überlaufeldern aus einer Konkave in die andere zwischen zwei Geschlechtsbänke.

#### Uvod

Prvo predavanje o navedenem problemu dimenzioniranju ojačanega betona proti strigu je imel avtor že leta 1939. Na povabilo Društva gradb. inženirjev in tehnikov je snov ponovno predelal, jo dopolnil z novejšimi dognanji ter tako podal v predavanju jeseni l. 1959. Ta tema je še vedno aktualna. Dokaz za to so težave, ki jih imajo nekateri kolegi pri pripravi tehniške dokumentacije za revizijske komisije prav glede natančnosti obravnavanja strižnih napetosti. Na drugi strani je nekaj svetovne literature, ki se bavi s temi vprašanji: v mislih imam knjigo André-a Paduart-a in članke Chambauda v Annali Institut-a za gradbeništvo. Še zanimivejši pa je primer, ki se je zgodil na kongresu mednarodnega Društva za mostove in konstrukcije v Cambridge-u, o katerem nam je poročal naš tedanji rektor prof. dr. Kuhelj: Neki francoski udeleženec je sprožil trditev, da tangencialnih napetosti sploh ni, temveč eksistirajo le glavne napetosti. Razvila se je seveda dolga debata (5 ur če se prav spominjam), v kateri možu niso mogli dokazati, da nima na svoj način svoj prav. Pri homogenem gradivu so gotovo glavne napetosti odločilne za obliko deformiranja elementa in za smer in velikost razpok. Strižne (tangencialne) napetosti so le nekak računski pripomoček za izračun glavnih napetosti. Vendar pa obstoje teorije rušenja, pri katerih se tolmači velika duktiliteta prav s strižno popustljivostjo materiala.

Ojačani beton moremo smatrati v splošnem kot homogeno gradivo, čeprav ima smer vgrajevanja tudi svoje prednosti. Vse preiskave kažejo, da se prve razpoke razvijejo vedno v smeri trajektorij tlačnih napetosti, to je pravokotno na smer glavnih natezskih napetosti. Vsa literatura, kakor tudi mišljenje strokovnjakov (posebno Paduart-a) si je edina v tem, da bi vzorno dimenzioniranje zahtevalo ugotovitev vseh trajektorij natezskih napetosti ter položitev potrebne armature po smeri in velikosti točno v linije teh trajektorij. Le kompliciranost in dolgotrajnost tega postopka nas sili k temu, da se omejujemo na približne metode, s katerimi določamo potrebno količino armature le na mestih, ki se dajo

sorazmerno enostavno preračunati. Ta mesta so spodnji in zgornji rob nosilcev (ali plošč), v katerih so le osne napetosti brez strižnih napetosti. Nadaljnji prerezi, ki se računsko zasledujejo, so prerezi v nevtralni osi, pri katerih nastopajo same strižne napetosti brez osnih sil. Z navedenimi kriteriji, ki za prakso vseskozi zadoščajo, pa še ni rečeno, da niso bolj nevarni morda neki prerezi med armaturo in nevtralno osjo, katerih pa nismo kontrolirali. Paduart dokazuje v svoji knjigi, da so prav v tej coni mogoči maksimumi, ki so višji od strižnih napetosti v nevtralni osi in ki zahtevajo večjo količino diagonalne armature kot izračun po napetostih v nevtralni osi.

Pri dimenzioniranju ojačenega betona na upogib ločimo v bistvu dva ekstremna načina kontrole nosilnosti: 1) Nosilnost prereza v elastičnem stanju z upoštevanjem nateznih napetosti betona. Za način preračuna bi bil nekako merodajen za mejo, pri kateri se začno pojavljati prve razpoke. 2) Nosilnost po prelomni metodi, ki računa z mejno nosilnostjo betona na pritisk po izvršitvi plastifikacije in z nosilnostjo jeklene armature na meji raztegljivosti. Ta način je merodajen za porušitev prereza. Pri računu ojačenega betona na upogib se poslužujemo doslej takozvane klasične metode, ki predstavlja kompromis: osnova je sicer teorija elastičnosti z zakonom prenosorazmernosti napetosti, toda zanemarjajo se natezne napetosti betona, čeprav dejansko eksistirajo in razbremenjujejo jeklo v veliki meri. Tudi za račun strižnih napetosti ter armiranje proti strigu imamo v bistvu dve metodi: 1) Metoda elastičnosti nam daje za rezultat napetosti elastičnega betona ter kriterije za armiranje, ki jamči proti nastanku razpok. 2) Metode porušitev pa računajo z nosilnostjo betona tik pred poružitvijo. Pred poružitvijo pa se izvrše v betonu določene preorientacije napetosti, takozvana »adaptacija« betona, ki samodejno razbremeni vse šibke točke konstrukcije ter izkoristi eventualne rezerve.

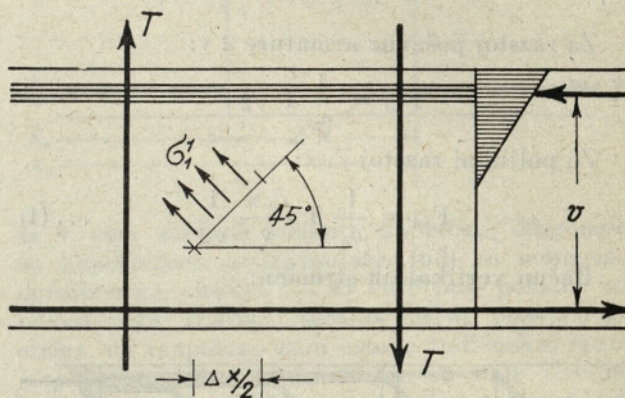
Članek obsega v prvem delu ponovitev klasičnega načina dimenzioniranja po Mörschu. Način je dopolnjen z izvajanjem formul za armiranje betona proti strigu pod poljubnim kotom (ameriška priporočila ACI). V nadaljevanju so obravnavani posebni slučajni: vpliv dodatnih osnih sil, vpliv izpremenljive višine nosilcev, ter vpliv položaja akcij in reakcij. V zadnjem delu članka so navedeni rezultati Chambaudovih preiskav ter načrt problem striga pri torziji. Primerjava napetostnih silnic z linijami vodnega toka nam nudi nazorno predstavo rezultatov.

Na tem mestu se najlepše zahvaljujem kolegom ing. Danetu Smrekarju in ing. Danilu Jejčiču za pomoč in nasvete pri izbiri literature.

### Klasični načini dimenzioniranja proti strigu

Prvi je uvedel te načine računanja striga prof. dr. Mörsch. Načina sta dva: Prvi način ugotavlja

glavne natezne napetosti v nevtralni osi ter iz njih potrebno količino armature. Če v tej osi ne nastopajo nikake dodatne osne napetosti niti v osi niti pravokotno na os nosilca, tedaj povzroča strig nastanek glavnih napetosti pod naklonom 45°. Vse te natezne napetosti pod naklonom 45° mora prevzeti natezna poševna armatura, ki bo tudi naklonjena pod 45°.



$$F_{ad} = \frac{\sigma_1}{\sigma_a} b \frac{\Delta x}{\sqrt{2}}$$

$$|\sigma_1| = |\tau| = \frac{T St}{I b} = \frac{T}{b v}$$

$$v = \frac{I}{St} \dots \text{ročica notranjih sil}$$

$$F_{ad} = \frac{1}{\sigma_a} T \frac{\Delta x}{v} \frac{1}{\sqrt{2}} \dots (1)$$

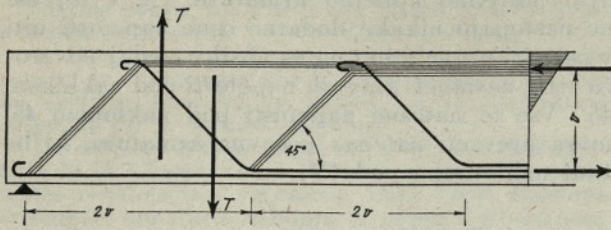
Če polagamo samo vertikalna stremena brez poševne armature, tedaj računamo po klasičnih teorijah tako, da od sile, ki vlada v tej armaturi, le komponenta v smeri diagonale uspešno prispeva k zavarovanju prereza proti prečnim silam.

$$F_{ad} = F_{as} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}}$$

$$F_{as} = \frac{1}{\sigma_a} T \cdot \frac{\Delta x}{v} \cdot 1 \dots (2)$$

Drugi način klasičnega načina računanja, ki ga je tudi uvedel prof. Mörsch, je način z nadomestnim paličjem. Pri nadomestnem paličju predstavlja tlačni pas betona tlačno pasnico paličja, natezna armatura v betonu natezni pas paličja, tlačni pasovi pod naklonom 45° tlačne diagonale, poševna armatura pa natezne diagonale. Za teoretsko izvajanje se voli enojno paličje, pri čemer je z dano ročico notranjih sil že določen razstoj palič. Kolikor je diagonalna armatura v realni izvedbi gostejša, toliko manjši prerez ima posamezna paliča. Rezultati tega načina so isti, kot rezultati sprednjih izvajanj po prvem načinu.

Račun poševne armature pod 45° naklona



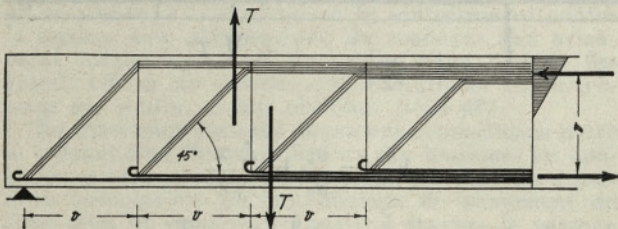
Za razstoj poševne armature 2 v:

$$F_{ad} = \frac{1}{\sigma_a} T \sqrt{2}$$

Za poljubni razstoj Δ x:

$$F_{ad} = \frac{1}{\sigma_a} T \frac{\Delta x}{v} \frac{1}{\sqrt{2}} \quad \dots (1)$$

Račun vertikalnih stremen:

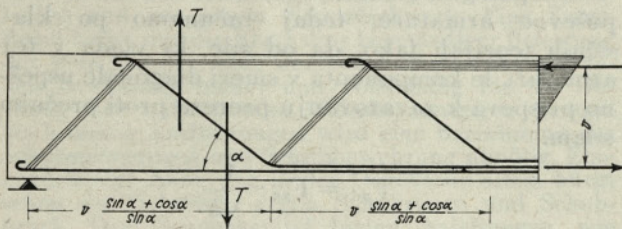


Za razstoj stremen v:

$$F_{as} = \frac{1}{\sigma_a} T$$

Za poljubni razstoj stremen Δ x:

$$F_{as} = \frac{1}{\sigma_a} T \cdot \frac{\Delta x}{v} \quad \dots (2)$$



Za razstoj poševne armature v  $\frac{\sin \alpha + \cos \alpha}{\sin \alpha}$ :

$$F_{ad} = \frac{1}{\sigma_a} T \frac{1}{\sin \alpha}$$

Za poljubni razstoj poševne armature Δ x:

$$F_{ad} = \frac{1}{\sigma_a} T \frac{\Delta x}{v} \frac{1}{\sin \alpha + \cos \alpha}$$

Splošni obrazec:

$$F_{ad} = \frac{1}{\sigma_a} T \frac{\Delta x}{v} \cdot \psi$$

$\alpha$	{	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
		90°	85°	80°	75°	70°	65°	60°	55°	50°
		1,00	923	,863	,816	,780	,752	,732	,718	,710
										,707

Formulo za količino poševne armature pod poljubnim kotom sem objavil že l. 1939 po lastnih izvajanjih, danes je vsesplošno znana ter je v ameriških predpisih.

Praktično tolmačenje obrazcev za strižno armaturo

Če pogledamo skripta prof. Krála, ali prof. Avsca, ali v knjigo prof. Šuklje-ta, ter si ogledamo način izvajanja formule za velikost strižnih napetosti, bomo hitro uvideli, da predstavlja izraz

$$T \frac{\Delta x}{v}$$

neko določeno silo:

Vzemimo na nosilcu v razdalji Δ x dva prereza:

prerezu x<sub>0</sub> ustreza M<sub>0</sub>, ter rezultanta pritiskov odnosno nategov S<sub>0</sub>

prerezu x<sub>1</sub> ustreza M<sub>1</sub>, ter rezultanta pritiskov odnosno nategov S<sub>1</sub>.

$$\text{Razlika: } \Delta S = S_1 - S_0 = T \frac{\Delta x}{v}$$

$$\Delta S \cdot v = T \Delta x$$

$$\Delta S = T \frac{\Delta x}{v}$$

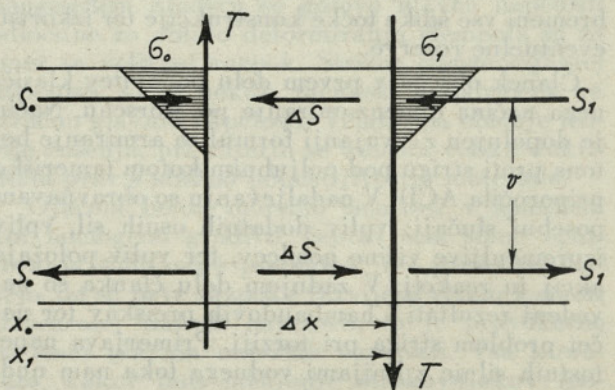
Splošni obrazec dobi obliko:

$$\left. \begin{matrix} F_{ad} \\ F_{as} \end{matrix} \right\} = \frac{\Delta S}{\sigma_a} \psi$$

To bi se dalo pisati tudi:

$$\left( \frac{S_1}{\sigma} - \frac{S_0}{\sigma_a} \right) \psi = (F_{a1} - F_{a0}) \psi$$

pri čemer predstavlja  $\frac{\Delta S}{\sigma_a}$  sproščeno armaturo od prereza x<sub>1</sub> do prereza x<sub>0</sub>



Torej velja pravilo:

Strižna armatura je enaka sproščeni armaturi krat koeficijent (ψ)

Če zavijemo od sproščene armature 70,7% pod naklonom 45° navzgor, ali 73,2% pod naklonom med 30° ali 60° poševno navzgor, smo samo-

dejno že krili vse strižne napetosti s poševno armaturo. V praksi se ponavadi zadovoljimo s tem, da zavijamo le polovico poševne armature navzgor, dočim krijemo razliko, ki znaša pri 45°-ski armaturi 29,3 % prečne sile, pri 30° do 60°-ski armaturi pa 31,7 % prečne sile z vertikalnimi stremenji. Taka rešitev je popolnoma v skladu s predpisi in navadami, in nam — kakor bomo pozneje videli iz Chambaud-ovih razprav — tudi jamči varnost proti porušitvi; Vertikalna stremena pa ne morejo nikdar polnovredno nadomestiti poševne armature, ker ne nudijo skoro nikakega jamstva proti razpokanju.

### Posebni slučaji

V praksi se pojavlja vrsta posebnih slučajev, ki zahtevajo modifikacijo računa strižne armature. Končni rezultat: dejstvo da je za armiranje proti strigu merodajna sproščena armatura v določenem koeficientu, ostane v vseh primerih ohranjeno. Izredno pažnjo in podrobno matematsko analizo je posvetil takim slučajem Andrée Paduart, ter je rezultate študija objavil v zadaj navedeni knjigi o odpornosti betona proti strigu. Njegovi rezultati bodo pri vsakem slučaju navedeni poleg splošnih zakonitosti.

#### Slučaj nosilca z nekonstantno višino

Za preračun strižnih napetosti odnosno strižne armature je v vsakem primeru merodajen prihrastek rezultante pritiskov, odnosno prihrastek rezultante nategov  $\Delta S$

$$\frac{\Delta S}{\Delta x} = \frac{\Delta \left( \frac{M}{v} \right)}{\Delta x} = \frac{1}{v} \frac{\Delta M}{\Delta x} - \frac{M}{v^2} \frac{\Delta v}{\Delta x}$$

$$\frac{\Delta S}{\Delta x} = \frac{1}{v} \left[ T - \frac{M}{v} \operatorname{tg} \varphi^1 \right] = \frac{1}{v} \left[ T - \frac{M}{h} \operatorname{tg} \varphi \right]$$

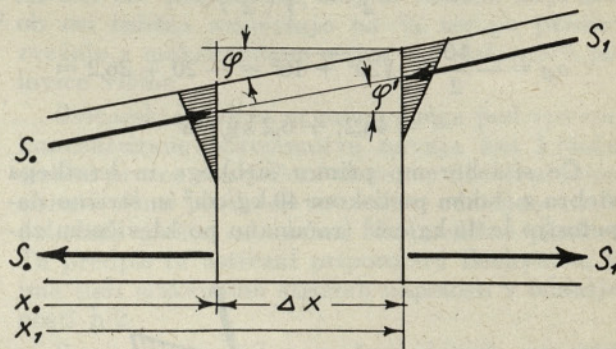
$$\left. \begin{array}{l} v = z h \\ \operatorname{tg} \varphi^1 = z \operatorname{tg} \varphi \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} T_{\text{red}} = T - \frac{M}{h} \operatorname{tg} \varphi \\ \Delta S = T_{\text{red}} \frac{\Delta x}{v} \end{array} \right\} \dots (5)$$

Rezultat: Za račun strižnih napetosti in diagonalne armature ni odločilna celotna prečna sila, temveč takozvana »reducirana prečna sila«. Reducirana prečna sila je celotna prečna sila, od katere se odšteje vertikalna komponenta poševne rezultante tlačnih, odnosno nateznih sil. Nekaj primerov:

Če ima prosti nosilec, obremenjen z enakomerno obtežbo, obliko parabole take puščice, da ostane natezna sila spodnjega pasu (odnosno potrebna armatura) konstantna, potem ni nobenih strižnih napetosti. Diagonale tudi niso potrebne, sicer se nam itak noben armaturni vložek ne sprosti.

Kontinuirni nosilec z vutami ima lahko tako oblikovana vuto, da ostanejo negativni zgornji

armaturni vložki v dolgem odseku nad podporo enaki. To se pojavlja tedaj, če sledi višina nosilca ordinatam momentne črte. V takem primeru



ni v vuti nobenih strižnih napetosti, diagonale so nepotrebne, na razpolago tudi ni nobenega sproščene vložka. Če so vute bolj položne od navedenega slučaja, ostane nekaj pozitivnega striga, na razpolago nam ostane tudi nekaj sproščene negativne armature. Če so vute izredno strme, tako da zahtevajo upogibni momenti ob korenu vute manjšo armaturo, kot na kraju vute, tedaj dobimo celo negativni strig. Diagonale obratne smeri se pa ne uporabljajo, ker je enostavneje, vleči armaturo skozi, diferenco pa prepustiti prilagoditvi betona.

Obratni primer nastopa, če se z večanjem upogibnega momenta manjša konstruktivna višina nosilca. V takem primeru dobi redukcijski subtrahend negativni predznak, s čimer postane reducirana prečna sila večja od osnovne dejanske prečne sile. V takih primerih naglega porasta pasnih sil je potrebno močno diagonalno armiranje. V sledečem navajam še nekaj nedoslednosti, ki slede iz nepoznavanja zakonitosti reducirane prečne sile: Pri gobastih ploščah računajo naša »Upustva« (Sav. inst. za gradjevinarstvo, publikacija br. 2) z dopustno strižno napetostjo  $\tau$  v obodnih rezih gob, ne da bi upoštevala naklon gobe. Dejansko je v gobah  $\tau$  močno »reduciran«. Često kolegi rešujejo problem strižnih napetosti v vutah z nepotrebnim in neokusnim florinim razširjevanjem nosilcev, ali s plavajočimi diagonalami. Oboje je — sledeč sprednjim izvajanjem — nepotrebno.

Andrée Paduart analizira primere izpremenljive višine proti kraju svoje knjige na dva načina: na spredaj klasični način, ter na elementarni način za rešitvijo Airyjeve funkcije za krožni sektor po polarnih koordinatah. Rezultati se ujemajo s prednjimi izvajanja.

#### Slučaji nosilcev z dodatnimi osnimi silami

Osne sile bistveno vplivajo na nevarnost strižnih napetosti, kajti za razpokanje nosilcev, kakor tudi za armiranje nosilcev so merodajne glavne natezne napetosti, katere se izračunajo iz kom-

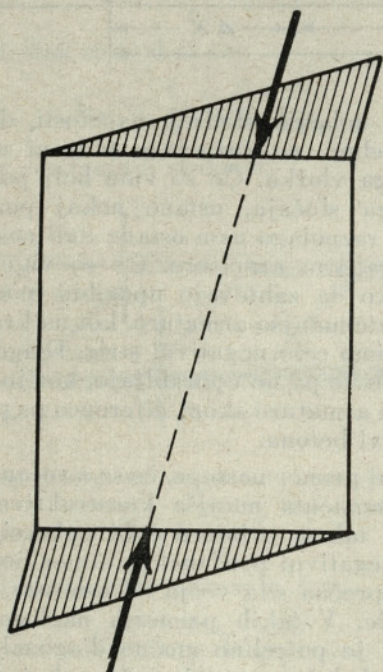
binacije striga in osnih napetosti po znani formuli:

$$\sigma_{gl} = \frac{\sigma_1}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_{gl} = -\frac{40}{2} \mp \sqrt{20^2 + 16^2} = -20 \mp 26,2 =$$

$$= -46,2; + 6,2 \text{ kg/cm}^2$$

Če si izberemo primer širokega in kratkega stebra z osnom pritiskom  $40 \text{ kg/cm}^2$  in strižno napetostjo le  $16 \text{ kg/cm}^2$  (računano po klasičnem za-



konu homogenega gradiva), dobimo rezultirajočo natezno napetost samo  $6,2 \text{ kg/cm}^2$ , armiranje striga je nepotrebno. Skica nam prikazuje, da gre za poševno tlačno opornico, pri čemer bi že trenje med bloki skoraj brez kohezije zadostovalo za varni prenos notranjih sil.

Obratni primer nastopi v kombinaciji striga z veliko natezno silo in upogibnimi momenti. Primer natezne vezi, pri kateri zahtevajo upogibni momenti od lastne teže različne preseke armature v zgornjem pasu, rešujemo s sistemom izredno položnega krivljenja armature:



Paduant posveča vplivu osnih napetosti izredno pažnjo: Njegova knjuga obsega v III. poglavju tabele odvisnosti glavnih napetosti od strižnih napetosti za razne točke nosilcev po abscissi in po oddaljenosti od nevtralne osi, ter skice z nanesenimi vrednostmi na ploskvi. V četrtem po-

glavju so preračunani koeficienti  $\Psi$  za posamezne točke nosilcev po abscissi in ordinati, pri čemer predstavlja koeficient  $\Psi$  slično vrednost, kot v naši označbi spredaj, vrednost, ki je merodajna za določitev poševne armature. Abscisse pri tem niso določene direktno po razdalji osi, temveč po razmerju upogibnega momenta proti prečni sili, pomnoženi z višino, ker se s tem dobi bolj splošno veljavna rešitev. Vse navedene tabele in vsi diagrami so izvedeni v sedmih variantah, ozi- rajoč se na velikost osne sile: ena varianta brez osne sile, dve varianti z osno silo enako prečni sili (+ in -), nadaljnji dve varianti z  $N/T = \mp 2$  in nadaljnji dve z  $N/T = \mp 5$ . Vpliv osnih sil je avtorju obseg dela posedmoral.

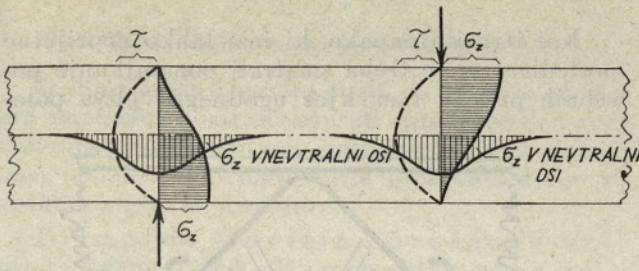
Napake, ki bi jih nepoznavanje spredaj navedenih zakonitosti lahko imelo so sledeče: Nepotrebna zaskrbljenost ali celo nepotrebno armiranje strižnih sil v primerih ugodnega vpliva dodatnih osnih sil. Prešibko armiranje natezno obremenjenih elementov proti strigu; eventualno prestrma položitev diagonalne armature ter zadržega za sproščeno glavno armaturo. Zakonitost sproščene armature za kritje strižnih napetosti ostane v polni meri veljavna. Vzoren primer je prednapeti beton. Če je prednapetost dovolj velika, da ne bo nikakih nateznih napetosti v pasnicah, potem tudi zaradi prehajanja tlačne rezultante (opornice) iz ene pasnice v drugo in nazaj ne morejo nastati tako velike natezne napetosti, da bi bile diagonale potrebne. Glavne natezne napetosti bodo pri prednapetem betonu zavzele bolj strm položaj, zaradi česar bodo vertikalna stremena mogla uspešno prispevati h solidnosti konstrukcije.

### Vpliv položaja akcije obtežbe odnosno položaja reakcij

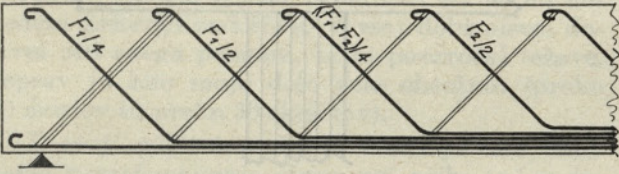
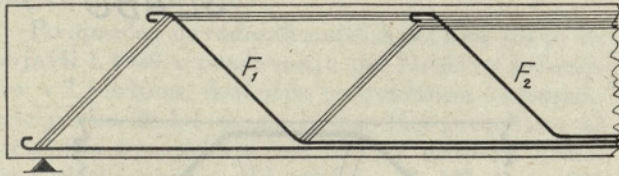
Pri nosilcih ni vseeno, ali je obremenitev nosilca položena na njegovo zgornjo stran, ali je prijemališče obremenitve v nevtralni osi, ali obtežba morda visi na spodnji strani nosilca. Tudi ni vseeno, ali je nosilec položen s svojo spodnjo stranjo na ležišče, ali je morda vgrajen v primarni nosilec enake višine. Naše običajne formule za račun striga predpostavljajo, da se reakcijske (in akcijske) sile razdele po prerezu po diagramu striga, ki je pri pravokotnih nosilcih parabolničen, ter ima svoje težišče v nevtralni osi odnosno težišču prereza. Če je nosilec podprt od spodnje strani, nastanejo dodatni pritiski, od prenosa reakcije od prijemališča do težišča prereza. Reakcijski pritiski padajo po priloženem diagramu, ter so odvisni tako od abscisse — oddaljenosti od prereza prijemališča kot od ordinate. Horizontalna razdelitev teh pritiskov mora ustrezati Airyjevi funkciji, ter izgleda približno kot v skici.

Navedeni dodatni pritiski nam v kombinaciji z izračunanim strigom bistveno zmanjšajo glavne natezne napetosti, ter s tem tudi potrebno koli-





čino diagonalne armature v neposredni bližini ležišča, odnosno v bližini prijemališča zgornje koncentrirane obremenitve. Plavzibilno razlago za ta pojav dobimo z nadomestnim paličjem:



Če nadomestimo posamezne močne diagonale z dvojnimi številom tanjših dobimo: namesto  $F_1$ ..  $F_{1/2}$ , namesto  $F_2$ ..  $F_{2/2}$  vmes:  $(F_1 + F_2)/4$  v prvem prekatu pa le:  $F_{1/4}$  namesto  $F_{1/2}$ .

Na prvih  $\frac{2}{3}$  dolžine nosilca bi torej lahko diagonalno armaturo reducirali na polovični iznos.

Za ugotovitev veličine ugodnosti položaja akcij ali reakcij navajam sledeče vire:

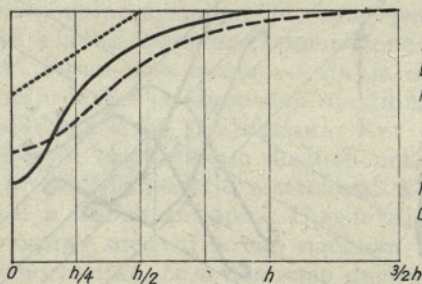
Béchyne: Staviteljstvo bétonove II del navaja na str. 527 priporočilo, naj se strižne napetosti ob osi ležišča zmanjšajo na  $\frac{2}{3}$  ter po premici zvežejo z maksimumom striga v oddaljenosti polovice višine.

Švicarski predpis za račun striga pod vplivom koncentrirane obremenitve navaja kot kritični strižni prerez zaključeni obris, ne tik ob površini obremenilne ploskve, temveč v oddaljenosti  $\frac{1}{2}$  debeline plošče od obrisa obremenilne ploskve. Ta predpis bi ustrezal priporočilu Béchyne-a, ki ima tudi maksimum strižnih napetosti v oddaljenosti  $h/2$ .

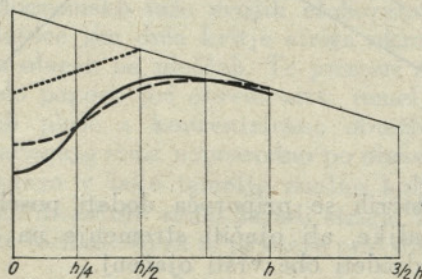
Sam sem izvršil preračun glavnih napetosti pri pogoju, da se polovica obremenilne sile (ali reakcije) prenaša preko nevtralne osi po diagramu, ki ga da zakon Boussinesque-a (za zemeljske pritiske). Dobil sem pretirano dolgo razdelitev tlačnih napetosti, toda z znižanjem nateznih napetosti v osi prijemališča točno na  $\frac{2}{3}$  kot Béchyne.

Paduart je ubral gotovo edino eksaktno in pravilno pot: pot rešitve Airyjeve funkcije za konkretne primere: 7 različnih slučajev obremenitvenih slučajev glede na položaj koncentrirane ali enakomerne obremenitve. Rezultati so prikazani v tabelah in diagramih napetosti.

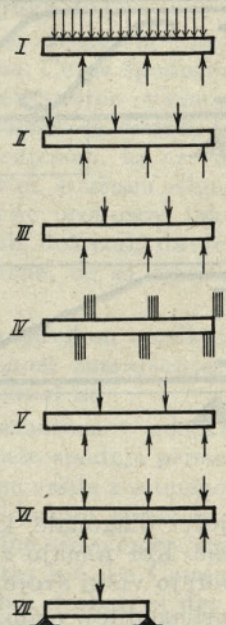
Za prakso priporoča Paduart, naj se velikost stisnjenja, to je dodatnih pritiskov zaradi vpliva ležišča izračuna na podlagi predpostavke trikotne razdelitve na celotno dolžino  $H$ , to je  $h/2$  na vsako stran prijemališča. Ploskev diagrama mora dati seveda  $P/2$  odnosno  $R/2$ . Iz posebnih diagramov se potem dobi zmanjševalni faktor za sprejeto omenjeni koeficient  $\Psi$ .



PRI KONCENTRIRANI  
OBTEŽBI  $T = \text{konst}$   
 $L = 2Th$



PRI ENAKOMERNI  
OBTEŽBI  $T = q \times$   
 $L = 2Th$



Za vsakdanjo prakso, ki zahteva hitro in enostavno reševanje nalog, se mi zdi uporaba Paduart-ovih tabel in diagramov le sorazmerno dolgotrajna in komplicirana, za tekoče naloge nam bodo povsem zadostovale sledeče načelne smernice:

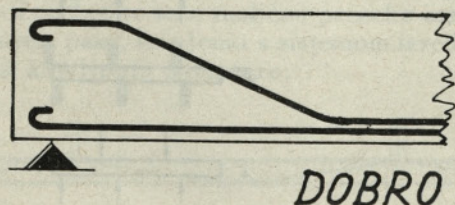
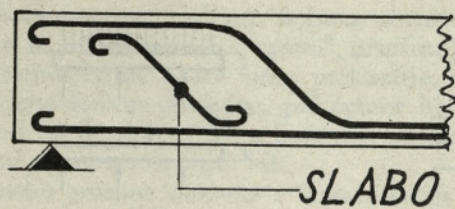
1) Največja strižna napetost se pojavlja šele v oddaljenosti  $\frac{2}{3}$  višine od prijemališča odnosno roba prijemališča sile.

2) V prvem kvadrantu ročice notranjih sil nam praktično zadostuje manjša diagonalna armatura. Sodeč po rezultatih skice diagrama, ki ga nudijo rezultati Paduarta odnosno moj račun po Bousinesqueovi razdelitvi pritiskov, bi mogli diagonale prve dolžine  $h$  reducirati za 25 % (na 75 %), odnosno prvih  $\frac{2}{3}$  dolžine za 37,5 % (na 62,5 %) odnosno prvo diagonalo do oddaljenosti  $h/2$  za 50 % (na 50 %) normalnega polnega striga.

3) Oblika prvega krivljenja armaturnega vložka naj se prilagodi poteku glavnih napetosti s horizontalno tangento nad ležiščem, pri čemer se krije s tem vložkom tudi del nateznih napetosti nižje od skrajnega roba nosilca.

Poznavanje navedenih pojavov bo konstrukterju zelo koristilo v praksi, kajti ponavadi nam v neposredni bližini ležišč zmanjka za krivljenje potrebne sproščene glavne armature. Zgornja izvajanja pa dokazujejo, da vprav v teh točkah tudi diagonale niso toliko potrebne, ker so glavne natezne napetosti zaradi ugodnega položaja prijemališča zunanjih sil bistveno manjše.

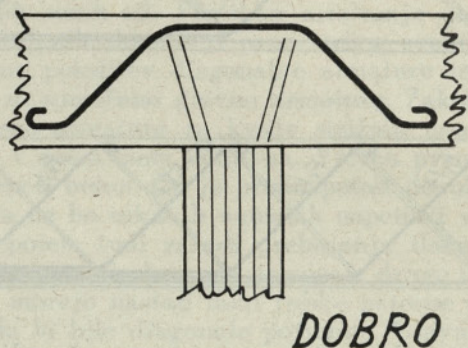
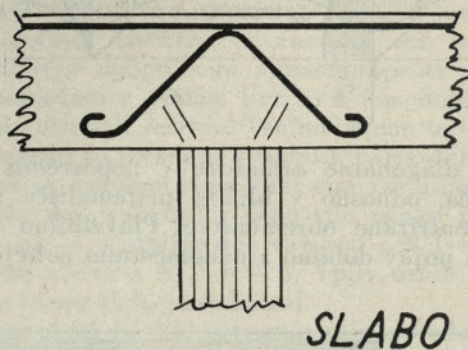
Kot nesmotnosti, v vsakdanjem projektiranju konstrukcij iz ojačenega betona zaradi nepoznavanja navedenih pojavov, navajam sledeče primere:



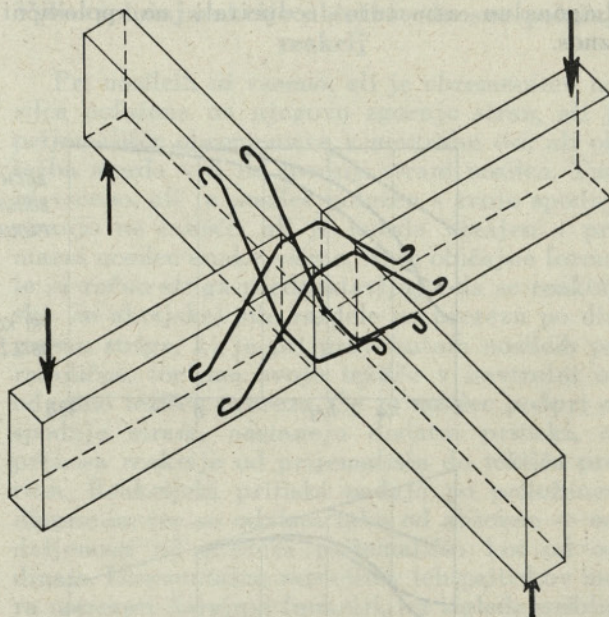
»Plavajoče« diagonale, ki so v Nemčiji sploh prepovedane. Ker nimajo zveze z glavno armaturo, ne morejo vršiti svoje statične funkcije!

Slabo prilagoditev priložk trajektorijam napetosti.

Kot izrazito napako, ki ima lahko neprijetne posledice, pa je treba smatrati pomanjkanje posebnih priložk tam, kjer ugodnega vpliva polo-



žaja prijemališča zunanjih sil ni, kjer je sekundarni nosilec takorekoč obešen na primarnega, ker imata oba isto višino v istem nivoju. V takih



primerih se priporoča dodati posebne poševne vešaljke, ali ojačiti stremenje na križišču, ali predvideti obe vrsti ojačenj.

## Zaključki in avtorjeve izkušnje

Iz dosedanjih izvajanj sledi, da je izvor strižnih napetosti v naraščanju ali zmanjševanju rezultante tlačnih odnosno nateznih sil. Pri ojačenem betonu je to naraščanje predpostavljeno z večanjem glavne armature.

Primerno povitje sproščene armature na točkah sprostitev ter zasidranje te armature v tlačni ali vsaj nevtralni coni nosilca samo že predstavlja zadostno varnost proti strigu. Bistvo strižnega zavarovanja je torekoč v solidnem zasidranju armature. Računsko obravnavanje strižne armature pri takem postopku lahko odpade.

Po spredaj navedenih načelih, ki sem jih prvič objavil l. 1939 v predavanju pri Društvu inženirjev v Ljubljani, dosledno projektiram konstrukcije preko 20 let, ne da bi posebej preračunaval strig. Pri tem prilagam naklon poševne armature obliki nosilca, od naklona 5°, 10°, često 30°, ali 45°, pa tudi 60°. V vsej dobi nisem nikdar računsko določal strižne armature, ter so mi navedeni kriteriji zadoščali. V vsej dobi nisem doživel niti enega primera, ki bi povzročal težave, čeprav je bilo moje delo zelo obsežno: (preko 30 mostov in preko 30 skeletov).

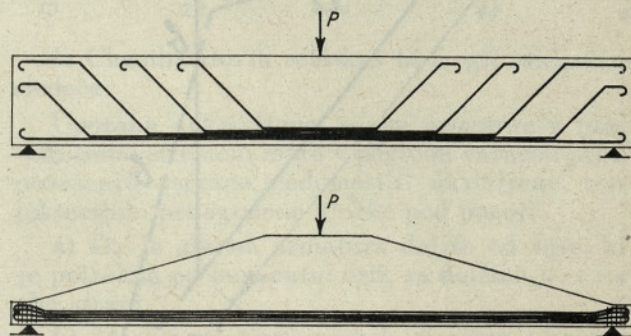
V svoji poletni praksi v Nemčiji sem videl način preračunavanja striga pri njih: oni se izredno strogo drže svojega predpisa o računski kontroli strižnih napetosti in strižne armature. To seveda izredno obremenjuje obseg dela na statičnih računih. Kmalu pa sem našel njihove »bližnjice« pri postopku: namesto striga na posameznih prerezih se zadovoljijo z ugotovitvijo vsote vse diagonalne armature od ležišča do sredine nosilca.

$$\Sigma F_{ad} = \Sigma \Delta F_{agl} \cdot \Psi = \Psi \cdot F_{agl} \text{ (poz. + neg.)}$$

Vsota vse diagonalne armature je vsota spodnje in zgornje glavne armature, pomnožene s koeficientom  $\Psi$ . Posamezna mesta povijanja armature se določijo bodisi po diagramu upogibnih momentov, bodisi po oceni projektanta. Ker je glavne armature pri kontinuirnih nosilcih nekoliko premalo, se razlika pokrije s stremenji, kar je skladno tudi z našimi predpisi. Upoštevajoč ta način, pravzaprav med njihovim načinom in našim ni bistvene razlike, če izvzamemo dejstvo, da z navajanjem teh dokazov v statičnih računih povečujejo kilogramsko težo svojih elaboratov. Posebne preglavice jim dela kritje striga okrog koncentriranih obtežb na ploščah. Te primeri so sorazmerno zelo pogosti pri obremenitvi temeljnih kvadratnih plošč s koncentrirano obtežbo stebrov. Oni računajo strig neposredno po obrisu stebra, ter vlagajo v take temelje znatne količine nepotrebne armature samo zaradi striga, ki ga ni. Švicarske formule so za te primere pravilne in ugodnejše.

## Sodobne tendence, Chambaud-ove preiskave

Razvoj tehnike v deželah visokega ljudskega standarda stremi za štednjo človeškega dela, tudi če zahteva to večjo potrošnjo gradiva. Zaželjene so betonske konstrukcije z izključno ravnimi, nekrivljenimi vložki armatur ter enostavnim, vertikalnim stremenjem. Cilja Chambaud-ovih preiskav sta vprašanje nosilnosti stremen ter možnost uporabljanja ravnih, nekrivljenih glavnih armaturnih vložkov. Da si primer jasno predočimo, primerjajmo dva značilna slučaja:



Prvi primer s krivljenimi armaturnimi vložki ustreza klasičnim zahtevam in izkušnjam.

Drugi primer ima poševno odrezan zgornji rob, tako, da ostane reducirani strig zelo majhen ali neznaten, ter diagonale niso potrebne. Skladno z nemškim uzusom strižnega armiranja pa mora biti integral vsega striga v obeh primerih enak, vsota diagonal v obeh primerih enaka. Jasno je, da se v drugem primeru ves strig omeji na eno samo bistveno točko: na sidranje snopa armaturnih vložkov v previsnem delu nosilca preko ležišča. Dolžina tega zasidranja pri nas ni predpisana, niti pri Nemcih, Američani zahtevajo presežek kljuge 12D.

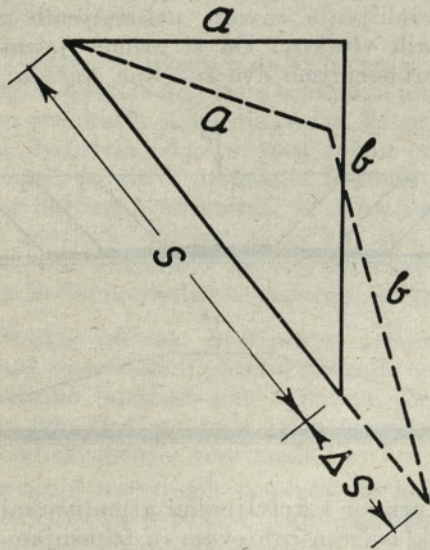
Oba nosilca: prvi in drugi sta torej solidno in varno dimenzionirana. Če pa spodnjemu nosilcu dodamo polno enakomerno višino, dobimo kljub temu, da smo gradivo le dodali, konstrukcijo, ki ne ustreza predpisom, ki ni varna, ker ni zadostno ojačena proti strižnim silam. Chambaud je na podlagi serije poskusov, tako svojih, kakor zbirke ameriških dokazal, da je tudi ta druga konstrukcija varna, če so izpolnjeni sledeči pogoji:

a) da je z zadostnim številom vertikalnih stremen zagotovljena možnost zmanjšanja naklona tistjenih fiktivnih diagonal in

b) da je natezna armatura v odsekih striga podaljšana, tako kot kaže spodnji primer.

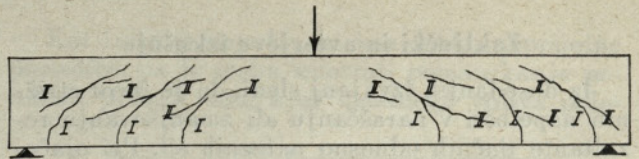
Prva opazovanja so se vršila z namenom, da se ugotovi uspešnost vertikalnih stremen. Poskusi so pokazali, da vertikalna stremena v stanju elastičnosti ne nosijo skoraj nič. Le Camus navaja v publikaciji: Inst. techn. du bat. et des travaux publics Circ. S. F. X. No 27 pod razpravo: »Recherches sur le comportement du béton et du béton

armé soumis a des efforts répétés» pri statičnem poskusu pojav prvih poševnih razpok pri napetosti vertikalnih stremen  $40 \text{ kg/cm}^2$ . Pri glavni natezni armaturi se pojavijo prve razpoke šele pri napetosti vložkov med  $600$  in  $800 \text{ kg/cm}^2$ . Plavzibilna razlaga za ta pojav je sledeča: če imamo jekleni vložek točno pod  $45^\circ$  bo dobil natezno



napetost  $n \cdot \tau$ , če bo ležal v pravokotni smeri bo isti vložek deležen tlačne napetosti iste velikosti  $n \cdot \tau$ . Če leži vložek točno vertikalno ali horizontalno tedaj bo na simetrali in ne bo dobil nikake natezne napetosti, dokler se ne izvrši adaptacija napetostnega stanja, odnosno razpokanje betona. V čisto elastičnem stanju vertikalna stremena ne prevzemajo nikakih strižnih napetosti. Vertikalna stremena morejo prevzeti svojo statično funkcijo šele po plastifikaciji in adaptaciji prereza, šele po nastanku razpok, ustrezno računskemu postopku po prelomni metodi.

Pri nadaljnjem stopnjevanju obtežbe poskusnega trama se je pokazalo, da z navedenimi prvimi razpokami pod naklonom  $45^\circ$  nosilna sposobnost še dolgo ni bila izčrpana. Po približni podvojitvi obtežbe so se pojavile nove razpoke strižnega značaja, ki so imele mnogo bolj blagi naklon. To pomeni: po nastanku prvih  $45^\circ$  skih razpok so stopila vertikalna stremena v aktivno funkcijo, istočasno pa se je beton adaptiral tako, da so tlačne silnice zavzele položnejši naklon. Vrsta raznih poskusov Chambauda je pokazala, da je možen tem položnejši naklon tlačnih silnic, čim močnejše in gostejše je vertikalno stremenje. Če bi prešli na klasični način preračunavanja diagonal po Mörschu, bi imeli pravico za prelomni slučaj izbrati bolj položni naklon tlačnih diagonal, s čemer se seveda potrebnost strižna armatura bistveno zmanjša. Skica prikazuje tram z vrisanimi obema mrežami razpok, prve pod  $45^\circ$  in druge bolj položne.



Rezultati Chambaud-ovih poskusov so sledeči:  
Oznake:

$\mu$  .. cotg naklona tlačnih silnic v betonu ( $> 1$ )

$\zeta$  .. učinkovitost stremen: t.j. povprečna napetost v betonu na pritisk, ki bi ga povzročila stremena, če bi bila izkoriščena do meje raztegljivosti.

$\varepsilon$  .. odstotek stremen (po prerezu) od prereza brvke.

Ugotovitev Chambaud-a: Čim večji je odstotek stremenjenja, odnosno učinkovitost stremen, tem bolj položni naklon so sposobne pred rušenjem zavzeti napetostne silnice. Odnos se ravna po formuli:

$$\mu = 5 - 4 \left( 1 - \frac{2}{25} \zeta \right)^{3/2}$$

Če je meja raztegljivosti 2500, ter potem

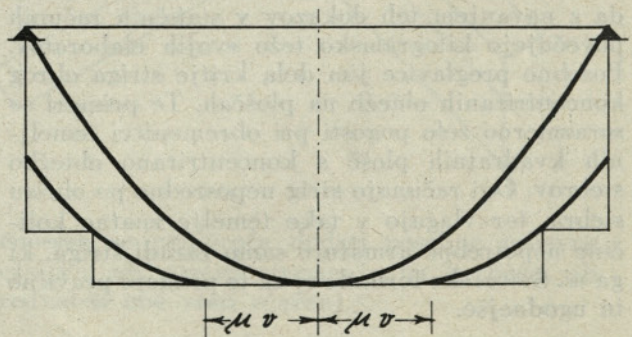
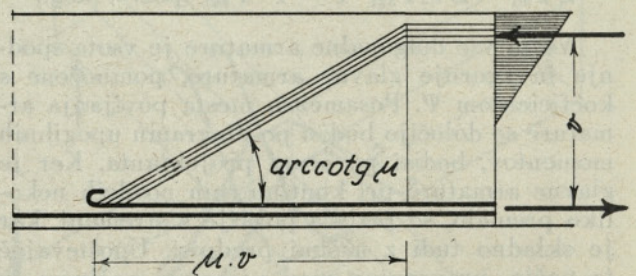
$$\zeta = 2500 \frac{\varepsilon}{100} \text{ dobimo:}$$

$$\mu = 5 - 4 (1 - 2\varepsilon)^{3/2}$$

Če zahtevamo varnostni faktor 1,78 z ozirom na mejo raztegljivosti ter privzamemo dopustno napetost stremen 1400, nam gornja formula nudi za različne odstotke stremenske armature različne naklone silnic in različne dopustne strižne napetosti  $\tau_{\text{dop}}$  betona

$$\tau_{\text{dop}} = \frac{T}{b v} = \frac{1400 \varepsilon}{100} \mu v \cdot b \cdot \frac{1}{b v}$$

$$\tau_{\text{dop}} = 14 \mu \varepsilon \text{ in } \varepsilon = \frac{\tau}{14 \mu}$$



Če v enačbo vstavimo vsakemu  $\varepsilon$  pripadajoči  $\mu$  dobimo tabelo:

%	$\varepsilon$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
	$\mu$	1,00	2,14	3,15	3,98	4,64	5,00
$\text{kg/cm}^2$	$\tau_{\text{dop}}$	0	3,00	8,83	16,70	26,0	35,0

Navedena tabela pa ne drži brezpogojno:

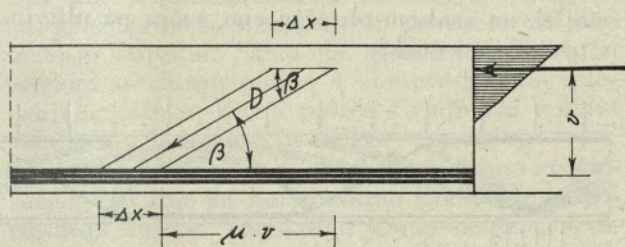
Prvi pogoj je nujnost, da se poševni pritiski strižnih silnic ujamejo v glavni natezni armaturi, kar zahteva podaljšanje glavne armature od mesta sprostitve še za dolžino  $\mu \cdot v$  (v pomeni ročico notranjih sil prereza). Za koncentrirano obtežbo - navedbe v Chambaudovih poskusih - zadostuje le polovico te dolžine. Momentna ploskev, ki jo je treba kriti z glavno armaturo se na obe strani poveča za zgoraj navedeno razdaljo.

Drugi pogoj je trdnost betona na pritisk, ki ni neomejena. V kolikor ima poševna rezultanta manjši naklon, tem večji lokalni poševni pritiski se pojavijo v betonu. Chambaudova formula se glasi:

$$T_{\text{ruš}} = \sigma_{\text{kocke}} \cdot b \cdot h \cdot \mu \frac{1}{1 + \mu^2} X a_0$$

$X$ .. koeficient za obliko nosilca,  $a_0$  koeficient prelomne metode dimenzioniranja za oddaljenost nevtralne osi do zgornjega roba.

Enačbo lahko razložimo na plavzibilen način:



$$D = \Delta x \cdot \sigma \cdot b \sin \beta$$

$$T = D \sin \beta \frac{\mu v}{\Delta x}$$

$$T = \sigma b v \mu \sin^2 \beta$$

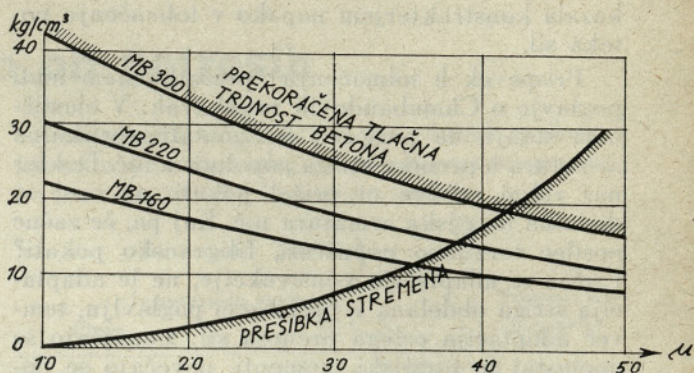
$$\tau = \frac{T}{b v} = \sigma \frac{\mu}{1 + \mu^2}$$

Pri porušni napetosti  $\sigma$  (za prizmo) dobimo kritični  $\tau$ , za izračun dopustnega  $\tau$  vzamemo za osnovo dopustne napetosti betona.

Navedene tabele so prikazane v spodnjem diagramu. Ta diagram predpostavlja, da znaša količina stremenske armature:

$$\varepsilon = \frac{\tau}{\sigma_a \cdot \mu}$$

$\mu$	1,00	2,14	3,15	3,98	4,64	5,00	$\sigma_{\text{dop}}$
$M_b 300$	42	32	24	20	17	16	84
$M_b 220$	30	23	17	14	12	11	60
$M_b 160$	22	17	13	10	9	8	44



Iz Chambaudovih raziskav bi mogli zaključiti sledeče:

Uporaba nekrivljene, ravne armature z pravokotnimi stremeni more v pogledu varnosti proti porušenju uspešno nadomestiti ukrivljene, trajektorijam prilagodene vložke pod pogoji:

a) Da je glavna armatura daljša od tiste, ki je potrebna po momentni črti, za dolžino  $\mu \cdot v$  na obe strani

b) Da je relativni presek stremen ustrezen navedeni tabeli (obratno sorazmeren z naklonom silnic  $\mu$ )

c) Da niso prekoračene poševne tlačne napetosti betona.

Izbrana enostavnejša rešitev je vendar manj ugodna z ozirom na potek glavnih napetosti ter dopušča možnosti pokanja, ker je pogoj za nosilnost adaptacija napetosti. Zanimivo je gotovo dejstvo, da je potrebna količina stremen bistveno manjša od količine izračunane po klasičnem načinu, in to  $\mu$ -krat manj (do 3,5 x manj!)

Chambaud sam navaja, da se bodo raziskave še nadaljevale, da dosedanjih rezultatov še ni treba smatrati kot končni rezultat, temveč le v informativni obliki.

### Problem torzijskih napetosti robnih nosilcev stropov

Znane so težave statikov z dimenzioniranjem robnih nosilcev proti torziji zaradi upetih stropov. Vse teorije (glej članek prof. Lapajneteta v Gradb. Vestniku l. 47-50 str. 123-126) nam dajejo za rezultat izredno visoke torzijske napetosti v nosilcih. Statiki nato dimenzionirajo ponavadi prerez robnega nosilca z veliko količino dodatne vzporedne in pravokotne stremenske armature. To je z ozirom na naše predpise vseskozi pravilno. Vendar se vprašamo, ali ni to nenaravno, negospodarsko armiranje, ali nismo morda v časih, ko nismo znali računati torzije, z predpostavko tečajnega ležišča na robnem nosilcu in jačjo armaturo stropa dosegali z manjšo količino armature večjo varnost? Vsi tako konstruirani stropovi namreč tudi brez upoštevanja torzije dobro vrše svojo nalogo ter v svoji praksi še nisem doživel primera, da bi narava na tem mestu po-

kazala konstrukterjem napako v tolmačenju poteka sil.

Prispevek h tolmačenju vprašanja nam nudi poglavje o Chambaudovih raziskavah: V elastičnem stanju ne prispeva horizontalnovertikalna armatura h prenosu striga popolnoma nič. Dokler naš robni nosilec ni pričel pokati, ne nosi ta dodatna torzijska armatura nič. Kaj pa, če začne nosilec torzijsko popuščati, filigransko pokati? Prične se adaptacija konstrukcije, ne le adaptacija striga obdelana v prejšnjem poglavlju, temveč adaptacija celega prenosa sil: zmanjšajo se upetostni in torzijski momenti, povečajo se pozitivni momenti polja, itako kot smo jih računali, preden smo obvladali torzijo.

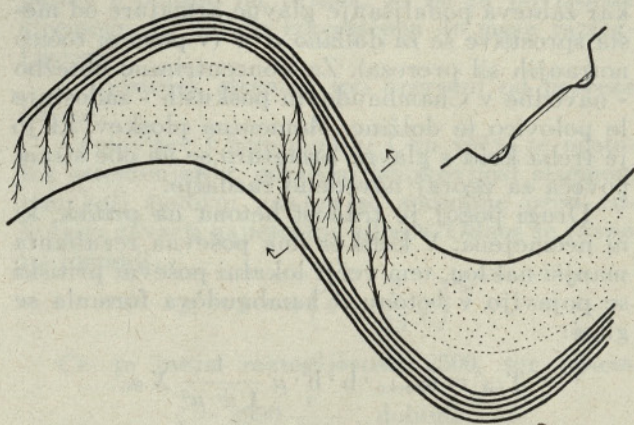
Kakšno pa bo verjetno realno stanje napetosti v nosilcu? To stanje bo po vsej verjetnosti nek kompromis delne upetosti. Znano je, da je beton podvržen znatnemu lezenju, trajne deformacije so povprečno trikrat večje od trenutnih. Pod vplivom torzije bo beton gotovo lezel, kajti pravokotna mreža mu v tem ne more nuditi odpora. Istočasno se bo zmanjševal upetostni moment, pozitivni moment upogiba v polju pa bo naraščal. Z lezenjem betona, bo narava sama uravnovešala lokalne prenapetosti. Čisto gotovo nam v varnostnem pogledu več koristi pojačanje pozitivne armature polja, kot forsiranje torzijske upetosti z kvadratno mrežno armaturo. Razvoj časa nam bo gotovo priinesel v naše predpise tudi toleranco adaptacije v omejenem obsegu, s čemer bo veliko potez današnjih statikov tudi vskladenih s predpisi. Uspešno torzijsko armiranje se more izvršiti le z spirhalno armaturo pod primernim naklonom, kar pa je v operativni izvedbi včasih nerodno, včasih nemogoče.

### Primerjava toka napetostnih silnic z vodnim tokom

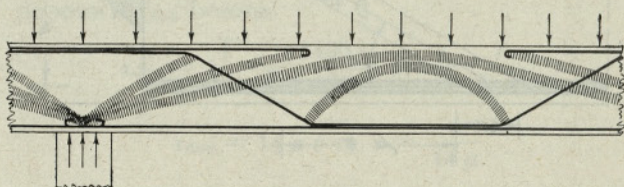
Za lažje predstavljanje toka napetostnih silnic mi dovolite primerjavo z vodnimi curki vodotoka: Pogled iz višine na tok Save med Tacnom in Ježico nam nudi sliko zaporedja vijug. Matice toka s poglobljenim žlebom se bo vila vedno ob konkavnem obrežju, pri čemer bo navedeni žleb najgloblji v sredini konkave, proti infleksijskim točkam savske struge pa se bo zmanjševal. Na konveksnih straneh se bodo pojavljala prodišča. Prehod vodnih curkov iz ene matice v drugo matico na infleksiji struge se izvrši preko široke plitvine v obliki zaporedja manjših curkov. Ti curki se cepijo na manjše vejice, te vejice se družijo v nove, sotočne curke nasprotni matici toka.

Slika vodnih curkov nudi presenetljivo podobnost sliki napetostnih silnic, vodni curki nam kažejo takorekoč pot, po kateri naj se vlagajo v beton armaturni vložki. Matice toka so največje zgostitve armaturnih vložkov nad podporami zgo-

raj in v poljih spodaj. Infleksijska točka nosilca je prehodna plitvina, na kateri se zaključujejo vložki ene matice ter sidrajo vložki druge matice armatur. Adaptacija betona v smislu položnejšega naklona tlačnih silnic zaradi prečnih sil, bi imela posledico pojav dveh nateznih con na prerezu infleksijske točke z vmesnimi pritiski v nevtralni osi. Tudi ta pojav v betonskih konstrukcijah ni neznan, vendar sem zgrešil litera-



turo, v kateri je bil omenjen. Pri vidnem toku imamo polno analogijo: Na prevojnem prerezu vodnega toka bomo ugotovili ponavadi dve šibki matici, na vsakem obrežju eno, vmes pa plitvino s pretočnimi curki.



Bistvo adaptacije betona je v tem, da se natezne sile prelagajo v jeklene vložke na mestih, kjer so ti vložki zasidrani (če so dobro zasidrani), v betonu samem pa se stvarjajo oboki ustreznega naklona.

### LITERATURA:

- Béchyne St.: Stavitelství betonové. II del 1938.
- Paduart A.: Résistance du béton armé à l'effort tranchant. 1943.
- Chambaud R.: La rupture par flexion et par effort tranchant dans les poutres en béton armé. Annales de l'Institut techn. du bâtiment et des travaux publics 1957, fevr. No 110.
- Le Camus M. B.: Recherches sur le comportement du béton et du béton armé soumis a des efforts répétés. Institut techn. du bâtiment et des travaux publics. Circulaire Ser. F No 27 1946.
- 4ème Session du Comité du béton — Rome Avril 1947. Rapport d'activités de la Commission effort tranchant.

## Varnost stavb ob potresih

Razni deli Slovenije, predvsem pa Ljubljana, so znana potresna ozemlja. Ker se gradi pri nas vedno več visokih stavb, na katere je vpliv potresa močnejši in ker smatram, da se vprašanje varnosti proti potresu pri nas premalo upošteva, želim vprašanje sil, dimenzioniranja stavb in intenzitete potresov pri nas nekoliko podrobneje obdelati.

### 1. Mehanizem potresa

Potresni sunek se širi iz potresnega središča kot primarni in kot sekundarni val.

1.1. Primarni val potuje skozi zemeljsko sredino kot kompresijsko valovanje, ki povzroča zgostitve in razredčitve materiala. Ko se tak kompresijski val iz notranjosti zemlje približa zemeljski površini, sproži na njej tridimenzionalno valovanje. Ta pojav se izvrši v tisti globini, kjer pritisk kompresijskega vala premaga težo površinskih plasti.

1.2. Sekundarni val potuje po zemeljski površini kot tridimenzionalno valovanje, ki je slično sinusovemu valovanju.

Na večino gradbenih objektov učinkuje potres kot tridimenzionalno valovanje temeljnih tal, ki se prenaša v temelje in povzroči vsiljeno nihanje objekta. Samo na globoke rudnike in predore učinkuje potres s kompresijskim valovanjem. Zato se občuti potres v rudnikih v glavnem le kot bobnenje in ne kot »tresenje«.

1.3 Pri dimenzioniranju objektov moramo upoštevati vertikalno in horizontalno komponento potresnega sunka. Vertikalna komponenta potresnega sunka ni nevarna, ker so objekti na vertikalne sile dimenzionirani. Pri potresu IX. stopnje naj bi bil, po čeških podatkih, vpliv vertikalne komponente potresnega sunka v tem, da se obremenitve v vertikalni smeri povečajo za 10%, kar pa konstrukcija zlahka prenese. Neugodna je vertikalna komponenta samo pri objektih, ki so obremenjeni v horizontalni smeri (na pr. vodni nasipi) in kjer je trenje v temeljni ploskvi potrebno za stabilnost objekta. Pod vplivom navzgor usmerjene vertikalne komponente potresnega sunka objekt nekako poskoči in v tem trenutku se trenje močno zmanjša. Večina poškodb na stavbah nastane zaradi horizontalne komponente potresnega sunka, ker so zgradbe v horizontalni smeri slabo odporne.

1.4. Velikost potresnih sil je odvisna od razmerja med pospeškom potresa in pospeškom prostega pada. Pospešek prostega pada je znan, pospešek potresa je možno meriti, oziroma izračunati. Gornje razmerje imenujemo koeficient potresnega sunka.

Za posamezne intenzitete potresov, ki so podane v Mercalli-Cancani-Sieberg-ovi skali (M. C.

S. stopnje ali stopinje) je, po enotnih podatkih literature, horizontalni pospešek potresnega sunka  $b$  za magmatske kamenine sledeč:

Tabela I.

Opis	Intenziteta potresa M. C. S.	Pospešek $b$ mm/sek <sup>2</sup>
Neobčuten	I	2,5
Zelo slab	II	2,5 — 5
Slab	III	5 — 10
Zmeren	IV	10 — 25
Dokaj močan	V	25 — 50
Močan	VI	50 — 100
Silen	VII	100 — 250
Delno rušilen	VIII	250 — 500
Rušilen	IX	500 — 1000
Delno uničujoč	X	1000 — 2500
Uničujoč	XI	2500 — 5000
Katastrofalen	XII	5000 — 10000

Koeficient potresnega sunka

$$\varepsilon = \frac{b}{g} = \frac{\text{pospešek potresnega sunka}}{\text{pospešek prostega pada}}$$

nam že poda velikost horizontalnih sil ob potresu. Koeficient  $\varepsilon$  izražen v % nam poda horizontalno silo v odstotkih vertikalne teže. Za magmatske kamenine je koeficient sunka podan v tabeli II.

Tabela II.

Intenziteta potresa (M. C. S.)	$\varepsilon$ (%)
VI	0,5 — 1,0
VII	1,0 — 2,5
VIII	2,5 — 5,0
IX	5,0 — 10,0
X	10,0 — 25,0
XI	25,0 — 50,0
XII	50,0 — 100,0

1,5 Gornje intenzitete veljajo za skalnato podlago, strogo vzeto za neporušene magmatske kamenine. V površinskih plasteh se intenziteta potresa bistveno spremeni. Intenziteto potresa v magmatskih kameninah imenujejo »pravo intenziteto potresa«, intenziteto v površinskih plasteh pa »navidezno intenziteto«. (Za »navidezno intenziteto«, kakor jo imenuje literatura, bi po pomenu bolj odgovarjal naziv »lokalna intenziteta«.)

V tabeli III. so podane spremembe intenzitete potresa v površinskih plasteh napram »pravi intenziteti« v tistem kraju.

Tabela III.

Opis zemljine	Intenziteta
Po Siebergu	
prod, pesek, glina	povečanje za 1 stopnjo M. C. S.
šota	povečanje za 2 stopnji M. C. S.
nasut material	povečanje za 3 stopnje M. C. S.
močvirje, barje	povečanje za 4 stopnje M. C. S.
Po češki literaturi	
skala in preperina nosilnosti 3 kg/cm <sup>2</sup> , debeline do 10 m	intenziteta normalna
premočen pesek in slabo nosilna tla nosilnosti do 1,5 kg/cm <sup>2</sup>	povečanje za 1 stopnjo M. C. S.
plast, ki pokriva skalo in ima nosilnost nad 3 kg/cm <sup>2</sup> ter debelino nad 10 m	zmanjšanje za 1 stopnjo M. C. S.

V zvezi z zgornjimi povečanji intenzitete se nekolikokrat povečajo koeficienti potresnega sunka in s tem horizontalne sile. Siebergova povečanja intenzitete so, po mojem mnenju, preostara, za približno 1 stopnjo M. C. S.

Vpliv sestave zemljišča in oddaljenosti od središča potresa je viden iz teh primerov:

a. Pri velikem potresu v srednji Japonski 1923 leta je bilo središče potresa v zalivu Sagami 15 km pod morsko gladino. Koeficienti udarca  $\varepsilon$  so podani v tabeli IV.

Tabela IV.

Kraj	Oddaljenost (km)	Podlaga	$\varepsilon$ (‰)
Idzu	35	terciarna ali vulkanska skala	10
Kamakura	45	terciarna skala	8
Kamakura	45	aluvialni sedimenti	40
Jokohama	62	trda diluvialna glina	20
Tokio	92	aluvialni sedimenti	10
Tokio	92	trda diluvialna glina	30

b. Pri potresu 1906 v San Francisku je bil koeficient sunka med 2‰ v gričevju in 30‰ v ravnini, ki je z mladimi sedimenti zasut morski zaliv.

c. Pri ljubljanskem potresu 1895 leta so bile v Trnovem in Krakovem težko poškodovane pritlične stavbe, temeljene na barjanskem svetu, ob vznožju Gradu pa so ostale stare večnadstropne stavbe, temeljene na skali, skoro nepoškodovane. V bližnji okolici so bile hudo poškodovane Koseze in Vodice, kjer so stavbe temeljene na glini.

d. Intenziteta potresa v Meksiko City, julija 1957, je ocenjena na VII. stopnjo M. C. S. Navidezna intenziteta potresa je bila vsekakor mnogo večja, ker je bilo porušenih mnogo solidno grajenih stavb v poslovnem centru mesta. Tako

je bila n.pr. popolnoma porušena 8 let stara, 6 nadstropna železobetonska poslovna stavba, ki je bila plitvo temeljena. Le zaradi ugodne ure, potres je bil ob 3. uri zjutraj, ko je bil poslovni center mesta skoro prazen, je bilo le nekaj smrtnih žrtev. Center mesta leži na 34 m debeli plasti vulkanske, bentonitu slične gline, ki vsebuje velik procent vode. Velike poškodbe v centru mesta si lahko tolmačimo s tem, da je taka zemljina vzvalovila ob potresu skoro kakor tekočina. Navidezna intenziteta potresa se je v centru mesta povečala za nekoliko stopenj M. C. S. napram pravi intenziteti potresa.

## 2. Dimenzioniranje gradbenih objektov

2.1. »Klasičen« način dimenzioniranja z upoštevanjem potresa je obremenitev objekta s horizontalnimi silami, ki so podane s koeficientom potresnega sunka. Koeficient sunka je podan z navidezno intenziteto potresa, upoštevati je torej treba sestav zemljišča na katerem je stavba temeljena.

2.2. »Klasičen« statičen račun potresa teoretično ni neoporečen, ker ne upošteva pojavov nihanja. Dokler so stavbe nizke in je njihova lastna nihalna doba krajša od nihalne dobe potresa, nihanja ni treba upoštevati. Nihanje lahko postane nevarno pri visokih vitkih objektih, kjer bi se lahko nihalni dobi objekta in potresa približali, tako da bi lahko prišlo do resonančnih pojavov.

Zaradi preglednosti podajam nekoliko podatkov o nihalnih dobah. Za ozemlje San Franciska računajo s periodo potresnih sunkov 0,1 — 2,5 sek. Periodo najmočnejših ljubljanskih potresov cenim na 1,0 — 2,0 sek. Za enonadstropne opečne stavbe sta F. Gerecke in A. Ramspeck s poizkusi izmerila lastno nihalno dobo 0,1 — 0,5 sek. Pri visokih stavbah so direktna merjenja lastne nihalne dobe skoro nemogoča zaradi velikosti nihajoče mase, ki bi bila potrebna, da bi v stavbah vzbudili nihanje.

Račun nihanja je kompliciran in vezan na vrsto supozicij, tako da po literaturnih podatkih ni zadovoljivo rešen. Najnovejša ameriška literatura pa že podaja empirične enačbe za izračun lastne nihalne dobe stavb.

2.3. Vpliv potresa je večji na visoke stavbe tudi zaradi razlike v absolutni velikosti pomikov. Površinsko potresno valovanje, ki je slično sploščenemu sinusovemu valovanju, povzroči v temeljih stavbe pozitivni in negativni zasuk. Absolutna velikost pomikov, povzročenih zaradi teh zasukov, je večja v zgornjih nadstropjih stavbe kakor v spodnjih. Podobno kakor ima pri ladji vrh jambora največje absolutne pomike pri sicer istem zasuku celotne ladje. Za ljubljanski potres 1895 leta poročajo kronisti, da so bile poškodbe stavb in posebno pohištva mnogo večje v drugem nadstropju kakor v prvem. Prav tako je potres porušil več gornjih



vogalov stavb, n. pr. gornji del jugozahodnega vogala bivše Kazine, kar naj bi bil tipičen znak začetka resonančnih pojavov. Mnenja sem, da vplivajo na take poškodbe bolj večji pozitivni in negativni pomiki v gornjih nadstropjih kakor pa resonančni pojavi.

2.4. V deželah, ki imajo sodobne predpise za dimenzioniranje stavb v potresnih ozemljih, upoštevajo vpliv nihanj tako, da za visoke stavbe zvišajo koeficient sunka in s tem horizontalne sile. Nemški predpisi n. pr. imajo 100% povečanje koeficienta sunka za stavbe s 6 in več nadstropji in za zgradbe v obliki stolpa. Italijanski predpisi omejujejo višino stavb na 4 nadstropja oziroma na višino 16 m.

### 3. Predpisi za dimenzioniranje

V izvlečku navajamo jugoslovanske, češke, nemške in italijanske predpise za gradnje v potresnih ozemljih:

#### 3.1. Jugoslovanski predpisi

Jugoslovanski predpisi so podani v »Privremenih tehničkih propisih za opterečenje zgrada« iz leta 1948.

Jugoslavija je razdeljena v tri seizmološke cone

- Cono majhnih poškodb (intenziteta VII)
- Cono velikih poškodb (intenziteta VIII)
- Cono katastrofalnih rušenj (intenziteta IX in X)

Po ocenitvi je 40% ozemlja Jugoslavije v coni VII intenzitete, 10% v coni VIII intenzitete in 5% v coni IX in X intenzitete.

V Sloveniji je Ljubljana z okolico in srednje Posavje med Laškimi in Brezicami v coni IX in X, Ljubljanska kotlina, srednji del Soške doline med Kobaridom in Gorico, Mariborsko-ptujsko polje ter del Slovenskih goric v coni VIII.

Horizontalne sile so podane v % vertikalne obtežbe in sicer za celotno stalno ter polovično koristne. Glej tabelo V!

Tabela V.

Konstrukcija stavbe	Horizontalne sile (%)	
	intenziteta VIII	intenziteta IX in X
Masivni zidovi in masivni stropovi (streha)	1,5	2,0
Masivni zidovi in lahki stropovi (streha)	1,8	2,4
Lahki zidovi in stropovi	2,25	3,0

Prijemališče horizontalnih sil je v vsakem nadstropju v višini stropne konstrukcije.

#### 3.2 Češki predlog

Istočasno z izdajo seizmološke karte Češko-slovaške republike je objavljen članek o vplivu potresov na stavbe v CSR. V tem članku je tudi predlog za dimenzioniranje stavb v potresnih ozemljih. CSR je razdeljena v dve coni.

a. Cono intenzitete VI do VII M. C. S.

b. Cono intenzitete VIII do IX M. C. S.

Po ocenitvi je 10% ozemlja republike v coni VI do VII in 3% v coni VIII do IX. Edina tri ozemlja VIII do IX intenzitete so na Slovaškem. Seizmološka aktivnost v CSR je mnogo manjša kakor v Jugoslaviji.

Tudi tukaj predlagajo račun s horizontalnimi silami, ki naj bodo določene z razmerjem pospeška potresnega sunka in pospeška prostega pada. Za cono VI do VII je upoštevan  $b = 25 \text{ cm/sek}^2$ , za cono VIII do IX pa  $b = 50 \text{ cm/sek}^2$ . Ti vrednosti odgovarjata, po čeških podatkih, gornji meji pospeška za intenziteto VII oziroma VIII M. C. S.

V tabeli VI so podani koeficienti potresnega sunka.

Tabela VI.

Temeljna tla	Koeficient sunka (%)	
	VI. — VII M. C. S.	VIII — IX M. C. S.
Namočen pesek, slabo nosilna temeljna tla z dopustno obremenitvijo do $1,5 \text{ kg/cm}^2$	5	10
Skalna podlaga, z izjemo velikih tektonskih porušitev, nosilna preperina in sedimenti s $\delta_{\text{dop}} = 3 \text{ kg/cm}^2$ in debelino plasti do 10 m	2,5	5
Nosilni sedimenti s $\delta_{\text{dop}} 3 \text{ kg/cm}^2$ pri plasti, ki je debelejša od 20 m	1	2

Horizontalno obtežbo je treba reducirati v statičnem računu od 100% vrednosti v najvišjem nadstropju do 0% v višini temeljev. Posebno pozornost je treba posvetiti učinku velikih aktivnih tektonskih linij v bližini katerih se lahko intenziteta potresa nekoličokrat poveča, poleg možnosti direktnega pomika zemeljske skorje vzdolž tektonskih linij.

#### 3.3. Nemški predpisi

Nemški predpisi DIN 4149 iz 1957 leta so podani kot smernice in niso obvezni za investitorje.

V Nemčiji (vzhodni in zahodni) sta v potresnih ozemljih dve coni.

a. I potresna cona intenzitete do VIII stopnje M. C. S.

b. II potresna cona intenzitete do VII stopnje M. C. S.

Po ocenitvi je 2% ozemlja v I. coni, 5% pa v II. coni. Potresna ozemlja so okolica Aachena, tektonski jarek ob zgornjem toku Rena in ozemlje južno Stuttgarta. V tabeli VII so podani koeficienti potresnega sunka, ki določajo horizontalne sile na katere naj se stavbe dimenzionirajo.

Tabela VII.

I potresna cona — intenziteta VII

Temeljna tla	Koeficient sunka (%)	
	za vse objekte in stavbe do 5 nadst.	za stavbe s 6 nad. in stolpom slične objekte
Skala, prod, grob pesek, trdna vezljiva tla	5	10
Srednji pesek, polčvrsta vezljiva tla	7,5	15
Težko gnetna vezljiva tla, objekti na pilotih	10	20
Nasuta tla, objekti na bregovih	Gradnja je dopustna le, če se izvrše posebne mere opreznosti	

## II potresna cona — intenziteta VII

Koeficient sunka je 50 % vrednosti tabele VII.

Za vertikalno obremenitev je treba upoštevati celotno lastno težo, ter 50 % prometne obtežbe in vetra.

Pri dimenzioniranju z upoštevanjem gornjih dodatnih obremenitev je dopustno povečanje  $\delta_{dop}$  železa in jekla po posebnih predpisih, betona in armiranega zidu za 100 %, ostalih gradbenih materialov za 50 % ter povečanje dopustne obremenitve temeljnih tal in pilotov za 50 %.

Konstruktivsko izoblikovanje:

V I potresni coni naj se omeji višina zidanih stanovanjskih stavb na 3 nadstropja, v II coni na 5 nadstropij. Uporabiti je treba podaljšano malto. Za javne zgradbe vseh vrst posebno šole, dalje veleblagovnice, nebotičnike in industrijske stavbe priporočajo, da so nosilni elementi v železobetonu, jeklu ali v armiranem zidu.

Stavbe morajo imeti veliko togost v horizontalni smeri.

Posebno pozornost je treba posvetiti brezhibnemu fundiranju. Pri velikih stavbah mora biti zveza med temeljem in stavbo sigurna proti strigu. Posamezni temelji morajo biti povezani z železobetonsko mrežasto konstrukcijo ali z železobetonsko ploščo.

Ker se z neugodnimi temeljnimi pogoji potresna nevarnost poveča, je potrebno v potresnih ozemljih strokovno mnenje o fundaciji tam, kjer predvidevajo slabe temeljne pogoje in sicer za sledeče objekte:

- a. javne in industrijske zgradbe
- b. stavbe kjer se zbira veliko ljudi — nebotičniki, hoteli, cerkve, veleblagovnice itd.
- c. stolpe, visoke vodne rezervoarje, tovarniške dimnike
- d. mostove, tunele, kanale, jezove, pregrade, hidrocentrale in druge inženirske objekte
- e. urbanistične načrte, trase železnic, cest, kanalov in večjih cevovodov.

Po predpisih je treba opustiti:

- a. temeljenja na rahlo nasutih tleh, posebno v talni vodi

b. temeljenja na meji dveh različnih kamnin

c. temeljenja nad še aktivnimi prelomnicami.

## 3.4. Italijanski predpisi

Italijanski predpisi so v »Tehničnih normah za zgradbe s posebnimi predpisi za kraje, ki so podvrženi potresom«. Kot zakon so izšli 1937 leta, 1957 leta je bil izdan 7. ponatis.

Posamezni kraji v potresnih ozemljih so razdeljeni, z ozirom na seizmološko aktivnost v 2 kategoriji. Za vsako kategorijo so kraji poimensko naštetih, seizmološka karta predpisom ni priložena. Objekte dimenzionirajo na dodatne vertikalne in horizontalne potresne sile. Koeficient potresnega sunka je podan v % od lastne teže +  $\frac{1}{3}$  koristne teže v tabeli VIII.

Tabela VIII.

Dodatne potresne sile	Koeficient sunka (%)	
	I. kategorija	II. kategorija
Vertikalne	40	25
Horizontalne	10	5

V računu ni treba upoštevati istočasnega delovanja horizontalnih in vertikalnih potresnih sil.

Pri železobetonskih konstrukcijah je  $\delta_{dop}$  navadne armature 1400 kg/cm<sup>2</sup>, spec. pa 2000 kg/cm<sup>2</sup>.

Višina stavb je omejena na 4 etaže, oziroma 16 m v coni I. kategorije in na 5 etaž, oziroma 20 m v coni II. kategorije. V posebnih primerih se lahko dovolijo zgradbe z več etažami, vendar se obravnava vsak primer posebej.

Po predpisih so prepovedane novogradnje na robovih cest, na vznožju pobočij s heterogeno strukturo, na sipinah in na področjih, ki so podvržena udorom. V novih naseljih morajo biti ceste najmanj 10 m široke, v hribovitih naseljih pa najmanj 6 m.

Konstruktivsko izoblikovanje:

Zidovi morajo biti zidani iz opeke ali iz naravnih oziroma umetnih blokov paralelepipedne oblike. Za zgradbe do dveh nadstropij v I. kate-

goriji in do treh nadstropij v II kategoriji je dovoljena tudi uporaba zidov iz lomljenega kamna, vendar mora biti tak zid povezan na vsakih 60 cm višine z 12 cm debelo horizontalno plastjo opeke ali blokov paralelepipedne oblike. V zgradbah z eno etažo, ali v gornji etaži večnadstropnih stavb je debelina opečnih zidov 40 cm (30 cm) in zidov iz blokov 50 cm (45 cm). (Podatki v oklepaju so za II kategorijo). V vsaki nižji etaži se debelina zidov poveča za 15 cm. Če je višina etaž manjša od 3 m je debelina zidov v gornji etaži 30 cm oziroma 45 cm (30 cm oz. 45 cm), v vsaki nižji etaži pa 15 cm več. Debelina zidov med pritličjem in temelji mora biti za 20 cm večja od debeline zidu v pritličju.

Glavni zidovi se morajo križati ali biti med seboj povezani vsakih 6 m (7 m), oziroma morajo biti ojačeni s slopi debeline zidu vsakih 5 m (6 m). V višini podstrešja in višini stropa so obvezne železobetonske vezi višine 20 cm z armaturo 4  $\phi$  16 mm in stremenji  $\phi$  5 mm največ 30 cm narazen. Lesene konstrukcije so dovoljene samo pri zgradbah višine do 8 m. Zidani oboki so dovoljeni samo v kleti. Priporočajo železobetonske stropove. Obloga stropov mora biti iz lahkega materiala, ne iz ometa. Prepovedane so enostransko vpete stopnice, razen v železobetonskih stavbah, in stopnice na opečnih obokih. Kot previsne konstrukcije so dovoljeni samo balkoni, zidni in strešni napušči. Največji dovoljeni previs balkonov je 1 m, napuščev pa 80 cm. Ostrešja ne smejo prenašati horizontalnih sil na zidove.

#### 4. Intenziteta in pogostost potresov

Intenziteta potresov pri nas je podana v dveh uradnih publikacijah

4.1. V PTP je Ljubljana v coni potresov IX in X stopnje.

4.2. V Seizmološki karti Jugoslavije je Ljubljana v coni IX stopnje. Potresi IX intenzitetne stopnje naj bi bili v Ljubljani 12. VII. 1509, 1510, 6. III. 1511, 24. VII. 1511 in 15. VII. 1897. Znani ljubljanski potres 14. IV. 1895 ni omenjen. Verjetno je s potresom z dne 15. VII. 1897 mišljen ljubljanski potres z dne 14. IV. 1895. V publikaciji je verjetno pomota v datumu, ker je bil potres 1897 leta šibkejši od potresa 1895 leta.

V Zagrebu naj bi bili potresi X stopnje 23. III. 1502, 16. IV. 1590, 11. II. 1699, 11. — 12. XI. 1836, 9. XI. 1880 in 1. I. 1906.

4.3. O potresu 1895 leta je bilo napisanih več člankov, najpopolnejše pa je delo geologa dunajskega Geološkega zavoda Dr. F. Suess-a »Das Erdbeben von Laibach am 14. April 1895«. V tem času M. C. S. skala intenzitete potresov še ni bila znana, tako da avtor ni ocenjeval intenzitete potresa po tej skali.

V karti, ki obsega ozemlje med Logatcem, Kranjem in Celjem je intenziteta potresa v posameznih krajih opisana. Podajam opis posledic

potresa po tej karti in oceno intenzitete po M. C. S. skali.

Intenziteta ocenjena IX. Opis: Skoro vse slabše grajene stavbe so morale biti porušene; tudi stavbe moderne konstrukcije so bile težko poškodovane; večina stanovanj, posebno v gornjih nadstropjih, je morala biti zaradi varnosti izpraznjena. Kraji: Ljubljana, Vodice. Intenziteta ocenjena VIII. Opis: Zrušenje številnih ostrešij, požarnih zidov itd. Mnogo slabše zgrajenih stavb je neuporabnih zaradi poškodb. Cerkve in mnoga druga poslopja so morala biti porušena. Kraji: Studenec pri Igu, Lavrica, Črna vas, Ilovca, Hrušica, Polje, Koseze, Dravljje, Šentvid, Vižmarje, Ježica, Črnuče, Sv. Jakob, Domžale, Jarše, Mengeš, Skaručna, Zapoge, Moste.

Intenziteta ocenjena VII—VIII. Opis: Porušene slabo grajenih obokov v stanovanjskih hišah in hlevih. Posamezne zgradbe je bilo treba porušiti. Kraji: Brest, Matena, Ig, Babna gorica, Škofljica, Vrhnika, Zaplana, Ligonja, Zazar, Zaklanec, Polhovgradec, Črni vrh, Dobrova, Stranska vas, Dolnice, Podutik, Vič, Rakovnik, Bizovik, Štepanja vas, Šiška, Šmartno, Tomačevo, Stožice, Savlje, Kleče, Zalog, Beričevo, Podgorica, Dragomelj, Brdo, Kraše, Št. Vid, Vir, Rodica, Homec, Križ, Mlaka, Kaplja vas, Breg, Lahovce, Sidraž, Cerklje, Šenčur, Stara Loka, Škofja Loka, Reteče, Trboje, Smednik, Zbilje, Medvode, Tacen, Šmartno, Kandrše, Zagorje, Litija, Sv. Mihael pri Laškem.

Intenziteta ocenjena VII. Opis: Močne razpoke v skoraj vseh zidovih, padec številnih dimnikov. Kraji: Višnja gora, Zgornji Ig, Strahomer, Laniše, Preserje, Podpeč, Rudnik, Horjul, Brezovica, Podsmreka, Katarina, Kašelj, Dolsko, Kresnice, Kamnik, Tuhinj, Tunjce, Drulovka, Šmartno pri Litiji, Trojane, Medija, Trbovlje, Hrastnik, Rimske Toplice, Laško, Celje, Žalec, Šentpavel, Vransko.

4.4. V sami Ljubljani se je intenziteta potresa močno spreminjala. Te spremembe so bile posledica različnih temeljnih tal. Na osnovi opisa poškodb stavb podajam oceno intenzitete potresa za posamezne dele mesta. Mestno področje je bilo mnogo manjše, prebivalcev je bilo 32.000. Mesto je bilo v grobem omejeno z Župančičevo ulico na zapadu, s Pražakovo in Strossmajerjevo ulico na severu, z Metelkovo ulico na vzhodu ter z Rimsko, Emonsko cesto in Trnovem na jugu.

Ocenjena intenziteta potresa za ožje področje mesta:

X — IX stopnja: Trnovo

IX stopnja: Krakovo, Emonska cesta, Rimska cesta, okolica Križank, Gosposka ulica, Kongresni trg, Žabjak, Cankarjevo nabrežje, okolica Tromostovja, Trubarjeva ulica, Poljanska ulica, Roška cesta.

IX — VIII stopnja: Titova cesta, Miklošičeva ulica, severni del mesta proti kolodvoru, Šempe-ter, Grajska planota.

VIII — VII stopnja: obrobje Gradu, to je področje med Karlovske ceste, Florijansko ulico, Stanim trgov, Mestnim trgov in Streliško ulico.

Potres je porušil, oziroma je bilo treba naknadno porušiti, 10 % obstoječih zgradb.

#### 4.5. Pogostost potresov

Za oceno ekonomičnosti dimenzioniranja stavb na potresne sunke je zelo važna pogostost rušilnih potresov. Uradna publikacija o pogostosti potresov, katero je napovedal Seizmološki zavod FLRJ še ni izšla. Večina podatkov je iz publikacije F. Seidla, nekaj pa iz analogne češkoslovaške publikacije.

Rušilni potresi v Sloveniji, predvsem v Ljubljani:

792 leta Valvazor: »... silno močni potresi na Kranjskem, Koroškem in Furlanskem.

21. III. 1000 Valvazor »... grozovit potres v Ljubljani...«

1201 »Hudo zazibalo po Štajerski in Koroški«

25. I. 1348 »Strahovita katastrofa na Koroškem in Furlanskem. Porušeno mesto Beljak... velik udar z Dobrača zajezil Ziljico... na Koroškem ubitih 5000 ljudi. Menda je bil takrat razdejan Maribor in ne 25. I. 1342 kakor poroča kronika. Na Gorenjskem je morda ob tem potresu gora Korošica zasula stari Trzič«

1491 »Na Kranjskem velik potres«

1502 »... na Hrvaškem...«

1508 »... močno poškodoval Ljubljano«

12. VII. 1509 V Ljubljani IX stopnje

14. IX. 1509 V Ljubljani IX stopnje.

1510 V Ljubljani IX stopnje

6. III. 1511 V Ljubljani IX stopnje. Najmočnejši znani potres v Ljubljani. »... Poškodoval Celovec, porušil Bled, Trzič, Radovljico, Škofjo Loko, Kamnik, Ljubljano in Turjaški grad. Podrl Tolmin, razvalil grad hasberški (pri Planini) in postojnski. Hudo razdejal Gemono, Videm, Gorico, Trst, Milje, .. zrušilo 26 mest večinoma po slovenskih deželah... rušil hiše v Olomucu... ponavljal noč in dan jeden mesec ali celo pol leta«

24. III. 1511 V Ljubljani IX stopnje.

1575 »... močen potres v Ljubljani«

1590 «... zopet... potres...»

20. II. 1615

1621

1622 »... prevrnil mnogo dimnikov v Ljubljani... mnogo hiš porušilo na Dunaju... sesula polovica Kaniže...«

1625 »... hud potres na Kranjskem«

1628 »... Krško hudo trpelo...«

1632 »... grozni dogodek za Krško zopet prevrnil«

168 »... v Ljubljani... padlo mnogo dimnikov...«

4. XII. 1690 »... Celovec mnogo hiš in cerkva zelo poškodovalo... od leta 1348 najhujši na Koroškem...«

1691 »... stolp Sv. Jakoba cerkve hudo počil«

1776 »... na Furlanskem porušil mnogo hiš...«

1784, 1786 «... močna na Kranjskem...»

6. II. 1794 šibkejši kakor 14. IV. 1895

1840 »... v Ljubljani razpočili zidovi po nekaterih hišah...«

1845 »... v Ljubljani zidovi počili... 50 dimnikov padlo«

1870 «... katastrofalen sunek v Klani...» rušilen potres v Ilirski Bistrici

14. IV. 1895 znani ljubljanski potres

15. VII. 1897 šibkejši kakor 1895 leta

Detajlno je F. Seidl obdelal obdobje 1851 do 1886. V tem času so bili v Ljubljani naslednji potresi:

I. stopnje niso registrirani, ker ni seizmografa

II. stopnje 2 potresa

III. stopnje 65 potresov

IV. stopnje 16 potresov

V. stopnje 3 potresi

VI. stopnje 3 potresi

VII. stopnje 2 potresa

Belar meni v svoji razpravi o ljubljanskem potresu 1895 »... v Ljubljani vsako stoletje po več potresov, vsako drugo stoletje pa se ponavljajo katastrofalni potresi...« .Smatram, da ta ugotovitev dobro karakterizira seizmološko aktivnost našega ozemlja.

#### 5. Zaključek

5.1. Smatram, da so horizontalne sile za statičen račun objektov v potresnih ozemljih, katere podajajo Privremeni tehnički propisi iz 1948 leta, premajhne. Zaradi premajhnih predpisanih horizontalnih sil so v zadnjem času lahko nastale razne konstrukcije, ki so slabo odporne proti potresnim sunkom. Tako n. pr. nadzidava 3—4 nadstropnih opečnih stavb z lesenimi stropovi v 6—7 nadstropne stavbe. Dalje je povišanje okenskih in vratnih odprtih, ki segajo v nekaterih novih stavbah od ene stropne konstrukcije do druge, razrezalo stene, ki so najodpornejši konstrukcijski element proti potresom, v vrsto slabo povezanih visokih slopov. Togost takih stavb je v horizontalni smeri močno zmanjšana.

5.2. Predlagam, da naj bodo horizontalne sile za statičen preračun stavb v Ljubljani in v drugih krajih, kjer je intenziteta potresov IX—X stopnje- za nižje stavbe 5—10 % in za visoke stavbe 10—15 % vertikalnih sil. Procent vertikalnih sil naj se spreminja z ozirom na sestavo temeljnih tal. Dopustne napetosti materiala naj se povečajo za račun s potresnimi silami za 50—100 %. Posebno pozornost je treba posvetiti konstrukcijskemu izoblikovanju stavb, predvsem togosti v horizontalni smeri in izbiri gradbenega materiala.

5.3. Pogostost potresov je pri nas tolikšna, da moramo stavbe, z ozirom na njihovo življenjsko dobo, dimenzionirati na potresne sile.

5.4. Zaradi predlaganih povečanih dopustnih napetosti materiala, bi bila gradnja z upoštevanjem večjih horizontalnih sil, pri izbiri primernih konstrukcij le za malenkost dražja.

Dodatna prednost stavb, ki bi bile konstruirane z upoštevanjem horizontalnih potresnih sil, je njihova velika odpornost proti navadnim in atomskim zračnim napadom, ker poruši večino stavb zračni nad- in podpritisk.

#### LITERATURA

Belar, 1896. Beiträge zum Erdbeben von Laibach am 14. und 15. April 1895. Mitt. d. Ver. Unverzitet in Wien. (Cit. po Rakovcu, 1935.)

DIN 4149, 1957. Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Richtlinien für Bemessung und Ausführung.

Dvořák, A., Zatopek, A., 1958. K zemnotresnemu ohroženi stavb v Československu. Geofyzikalni sbornik 1957, Praha.

Gerecke, F., Ramspeck, A., 1933. Boden- und Gebäudeschwingungen in Rastatt nach Erdbeben vom 8. Februar 1933. Zeitsch. für Geophysik, 1933, Braunschweig.

Grünig, G., 1959. Erdbebenschäden in Mexico City. Bauingenieur 1959, Berlin.

Jung, K., 1938. Kleine Erdbebenkunde. Berlin.

Karnik, V., Michal, E., Molnár, A., 1958. Erdbebenkatalog der Tschechoslowakei bis zum Jahre 1956. Geofyzikalni sbornik 1957, Praha.

Kossmat, F., 1913. Die adriatische Umrandung in der alpinen Faltenregion. Mitt. geol. Ges. Wien.

Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti, 1957. Ministero dei Lavori Pubblici, Roma.

Ogrin, G., 1935. Ljubljana pred in po potresu. Kronika slov. mest, 1935, Ljubljana.

Privremeni tehnički propisi, 1948. Beograd.

Rakovec, I., 1935. Potresi v luči geologije. Kron. slov. mest, 1935, Ljubljana.

Seidl, F., 1895. Potresi na Kranjskem in Primorskem. Ljubljanski Zvon, 1895, Ljubljana.

Seizmološka karta Jugoslavije, 1951. Beograd.

Sieberg, A., 1935. Erdbebenforschung und ihre Verwertung für Technik, Bergbau und Geologie. Jena.

Sieberg, A., 1935. Qualitative Versuche über Erdbebenstöße und ihre zerstörende Wirkung auf Ziegelmauerwerk. Gebäudeschäden und ihre geologische Bedingtheit beim Oberschwäbischen Erdbeben vom 27. Juni 1935. Beiträge zur erdbebenkundlichen Bau-technik und Bodenmechanik, Berlin.

Stanek, L., 1935. Potres v Ljubljani leta 1895. Kron. slov. mest, 1935, Ljubljana.

Suess, F., 1896. Das Erdbeben von Laibach am 14. April 1895. Jahrbuch der geol. R. A., Wien.

Valvazor, V., Cit. po Rakovcu, 1935.

Zátopek, A., 1958. Die Seismische Karte der Tschechoslowakei. Geofyzikalni sbornik, 1957, Praha.



#### THE EARTHQUAKE AND THE SAFETY OF BUILDINGS

The earthquake produces the agitation of ground, which transfers to the foundation of building. The building is forced to oscillate.

The vertical and the horizontal component of the earthquake-force is to be considered, but usually the

damage on building is caused by the horizontal component only.

The vigour of the horizontal force depends on the coefficient of the earthquake-shock  $E$  in ‰, which denotes the horizontal force in percentage of the weigh of the building.

Considering the intensity, the earthquakes may be ranged in twelve degrees M. C. S.

The intensity of the earthquake in the same country is smaller in the rocky region than in gravel, clay or moorland.

The calculation of effect of earthquake introduces the horizontal forces, determined by the coefficient of earthquake-shock and by the geological formation of ground.

Besides it is necessary to take into account the resonant oscillation of the building.

The author gives the summary of Yugoslav, Czechoslovakian, German and Italian regulations of building in earthquake-regions and he describes the intensity and the frequency of the earthquakes in Slovenia.

The author concludes, the prescribed horizontal earthquake-forces in the Yugoslav regulations of 1946 underestimated. He proposes the following horizontal earthquake-forces in Ljubljana and in the places, where the intensity of the earthquake reaches IX—X degree M. C. S.

The short buildings should be calculated by considering the horizontal earthquake-force of 5—10 ‰ of the weigh and the tall building with 10—15 ‰.

The percentage should variate according the geological formation of the ground.

The buildings, calculated with the increased horizontal earthquake-forces would resist better the air-raid and the atombomb.

#### TREMBLEMENTS DE TERRE ET SÉCURITÉ DES BATIMENTS

Les tremblements de terre produisent des mouvements du sol qui se transmettent à la fondation des bâtiments. En pareil cas, les bâtiments sont forcés d'osciller.

Il faut prendre en considération les composantes verticale et horizontale des tremblements de terre, mais habituellement les bâtiments ne sont endommagés que par la composante horizontale.

La vigueur de la force horizontale dépend du coefficient de la secousse  $E$  exprimée en ‰. Si nous considérons l'intensité, les tremblements de terre se divisent en douze degrés M. C. S.

L'intensité d'un tremblement dans une contrée est moindre dans les parties rocheuses que dans celles dont le terrain est composé de gravier, d'argile ou de bourbe.

Le calcul de l'effet d'un tremblement de terre introduit les forces des secousses horizontales, déterminées par le choc et par la formation géologique du sol.

D'autre part, il faut prendre aussi compte de l'oscillation de répercussion d'un bâtiment relatif.

L'auteur nous donne, en outre, le sommaire des règlements yougoslaves, tchécoslovaques, allemands et italiens en ce qui concerne la construction des bâtiments dans les contrées sujettes à des tremblements de terre et il nous décrit l'intensité et la fréquence des tremblements en Slovénie.

L'auteur conclut enfin que les prescriptions yougoslaves de 1946 sous-estiment les forces en jeu des secousses horizontales. Il propose de prendre en considération des forces plus importantes pour la contrée de Ljubljana et pour celles dont les tremblements de terre atteignent IX—X degrés M. C. S.

Les bâtiments bas devraient être calculés à 5—10 % de force horizontale, tandis que les bâtiments élevés à 10—15 %. Ce pourcentage doit varier selon la formation géologique du sol.

Les bâtiments calculés d'après des forces de tremblement horizontales plus importantes pourront mieux résister à des raids et à la bombe atomique.

### ERDBEBEN UND BAUSICHERHEIT

Ein Erdbeben erzeugt die Bodenerschütterung, die sich in den Baufundament überträgt. Der Bau muss dann oszillieren. Dabei muss die vertikale und die horizontale Komponente des Erdbebenstosses berücksichtigt werden, aber gewöhnlich wird eine Baubeschädigung durch die horizontale Komponente hervorgerufen. Die Stärke der horizontalen Kraft ist vom Koeffizienten des Erdbebenstosses  $E$  (in %), der die horizontale Komponente in Prozenten des Baugewichtes bezeichnet, abhängig.

Der Intensität nach können die Erdbeben in 12 Stufen M. C. S. eingereiht werden. Die Erdbebenintensität in demselben Land ist in einer Felsengegend kleiner als im Kies, Ton oder Moorboden.

Die Berechnung des Erdbebeneffektes führt die durch den Koeffizienten des Erdbebenstosses bestimmte horizontale Kraft und die geologische Bodengestaltung ein. Ausserdem muss auch die Resonanzoszillation der Bauten in Betracht gezogen werden. Der Autor führt einen Auszug aus den jugoslawischen, tschechoslowakischen und italienischen Bauvorschriften für Erdbebengebiet an und beschreibt die Erdbebenfrequenz in Slowenien.

Der Autor schliesst mit der Meinung, die horizontale Erdbebenkraft werde in den jugoslawischen Vorschriften aus dem Jahre 1946 untergeschätzt. Er schlägt für Ljubljana und die Gebiete, wo die Erdbebenintensität die IX. bis X. Stufe M. C. S. erreicht, folgende horizontale Erdbebenkomponenten vor. Die niedrigen Bauten sollten mit einer 5—10 %-igen Erdbebenkraft, die hohen dagegen mit den 10—15 % derselben berechnet werden.

Die Prozente werden der geologischen Bodengestaltung entsprechend variieren.

Die mit einer erhöhten horizontalen Erdbebenkomponente berechneten Bauten werden Luftangriffen und einer Atombombe erfolgreicher widerstehen.

# KONKURS

ZA IDEJNO REŠENJE SAOBRAČAJNOG ČVORA TRGA »BRANILACA BEOGRADA« U BEOGRADU, RASPISAN JE U »SLUŽBENOM LISTU FNRJ« BROJ 49 OD 7. XII. 1960 GODINE.

Direkcija za puteve  
grada Beograda

Projektiramo v glavnem stanovanjske stavbe vseh vrst. Specializirani smo za nove gradnje trgovinskih in gostinsko-turističnih obratov ter tudi adaptacije lokalov, ki naj služijo temu namenu.

Priporoča se kolektiv

PODJETJA ZA PROJEKTIRANJE

# »RUDNIK«

LJUBLJANA, Ižanska c. 2 a  
tel. 21-159, 22-676

# SPLOŠNI PROJEKTIVNI BIRO

## LJUBLJANA

Kidričeva 1/III — Nebotičnik

Tel. 23-117, 20-816, 23-121, 21-047

z obratom KOPIRNICE v Wolfovi ul. 8  
tel. 20-695

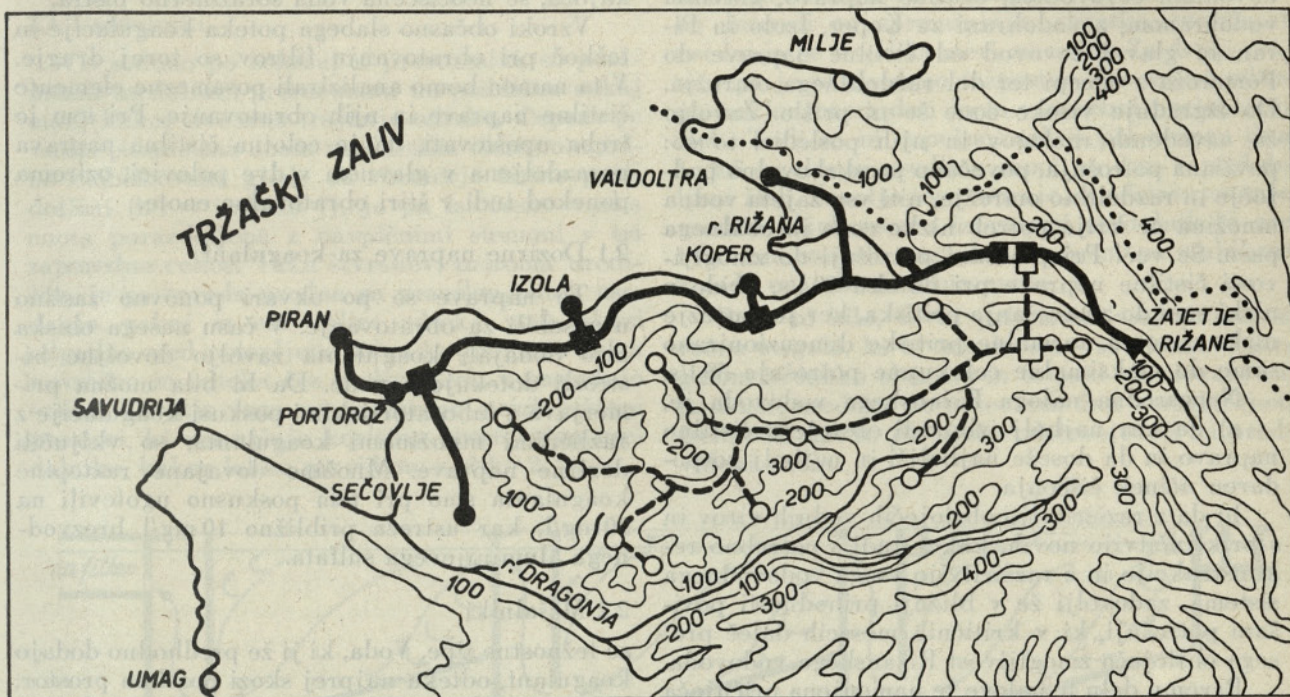
### PROJEKTIRA:

Stanovanjske zgradbe vseh vrst, šolske zgradbe, bolnice in zdravstvene domove, industrijske zgradbe in skladišča, rekonstrukcije tovarn, konstrukcije iz prednapetega betona, mestne ceste in kanalizacije.

## Analiza čistilne naprave za pitno vodo v Rižani

Rižanski vodovod, ki je del celokupnega načrta za preskrbo Istre z vodo, naj bi po svoji prvotni zasnovi zajel in preskrbel z vodo področje med obalnim pasom, reko Dragonjo, reko Rižano in mejo med Istro in Trstom. Vse to lahko razvidimo s slike 1. To se pa ozemeljsko skoraj povsem krije s področjem slovenske Istre. Le

flišem. Rižana je zajeta na koti cca 69,0 m. Po italijanskih podatkih so najmanjše odtočne množine Rižane 300—320 l/s, medtem ko je pa po meritvah Hidrometeorološkega zavoda LRS v sušnem obdobju, z značilnim sušnim letom 1947, najmanjša odtočna množina le cca 200 l/s. Od tega je po prvotnem projektu zajetih 90 l/s, z ostam-



Slika 1.

ob sedanji jugoslovanski-italijanski meji na Debelem rtiču preskrbuje miljski vodovod z vodo del tega področja.

Vse to področje je s priključitvijo k Jugoslaviji zaživel samostojno, od Trsta neodvisno življenje. Koper kot sedež okraja, velik vzpon prehranske industrije ter druge nove industrije, še posebej pa nesluten razvoj turizma, skratka, izreden gospodarski napredek je povzročil, da po prvotni zasnovi dimenzionirani rižanski vodovodni sistem ne krije več današnjih potreb po vodi v kritičnem poletnem času. Pri tem moramo omeniti, da je z vodo preskrbljena samo nizka cona, to je obalni pas, ni pa še preskrbljena visoka cona, kakor je predvidevala prvotna zasnova.

### 1,0 Kratak opis Rižanskega vodovoda

Rižanski vodovod izkorišča za vodni vir Rižano na izviru. Rižana izvira iz krednih apnenec, in sicer na stiku z nepropustnim eocenskim

kom vode pa bi predvidoma namakali del poljedelskih površin. Iz zajetja odteka voda skozi usedalnik — peskolov, kjer se useda pesek. Peskolov zaščiti pred peskom približno 4,5 km dolg dovodni rov  $\phi$  500 mm, ki dovaja vodo v čistilno napravo. Ta je na koti približno 66,20 m.

V neposredni bližini zajetja ni razpoložljive višine za težnostni odtok vode skozi elemente čistilne naprave. Zato čistilna naprava ni nameščena v neposredni bližini zajetja. Čistilna naprava je dimenzionirana na odtočno množino 90 l/s. Tič ob čistilni napravi je na koti 59,10 glavni vodohran koristne prostornine 2000 m<sup>3</sup>. Odtod odteka voda v področje potrošnje, ki je višinsko tako razgibano, da je bila nujna porazdelitev v dve preskrbovalni coni, in sicer v visoko cono, ki obseže višinske predele nad lego glavnega vodohrana, kamor bi vodo prečrpavali, in v nizko cono, ki obseže ves obalni pas z glavnimi potrošnimi središči Koper, Izola, Piran, Portorož. V nizko cono lahko doteka voda težnostno po glavnem cevovodu premera  $\phi$  400 in  $\phi$  300 mm. So-

razmerno majhna razpoložljiva višina, računana od lege glavnega vodohrana, je narekovala sorazmerno velike premere glavnega cevovoda, čigar dolžina od glavnega vodohrana do vodohrana v Portorožu je nad 22 km. Po skromno privzetih normah potrošnje je bila projektirana čistilna naprava na 90 l/s (poskusno ugotovljeno znaša dotok 89 l/s). Omrežje nizke cone je bilo projektirano in preračunano za maksimalno celokupno potrošnjo 58 l/s, medtem ko je bil ostanek 31 l/s predviden za visoko cono.

Do l. 1937 so zgradili nizko cono z zajetjem, dovodnim cevovodom, čistilno napravo, glavnim vodohranom, z vodohrani za Koper, Izolo in Piran in glavni cevovod od čistilne naprave do Portoroža z odcepi ter del razdelilnega omrežja. Do izgradnje visoke cone še ni prišlo. Zavaljo že navedenih razlogov in njih posledic, to so: povišana potrošnja, povečano preskrbovalno področje in razdelilno omrežje, niti vsa zajeta vodna množina ne krije potreb nizke cone in obalnega pasu. Še več! Pri povišani potrošnji do zmogljivosti čistilne naprave pri dotoku 89 l/s, pride v nizki coni do zmanjšanja pritiska, ker je omrežje nizke cone za normalne pritiske dimenzionirano samo do maksimalne celokupne potrošnje 58 l/s.

Neposredna naloga Rižanskega vodovoda je, a) da kar najbolj izkoristi obstoječo čistilno napravo in da doseže najboljši in najbolj gospodaren učinek čiščenja

b) da z razširitvijo obstoječih vodnih virov in s priključitvijo novih, kakor tudi s potrebno rekonstrukcijo in z razširitvijo vsega vodovodnega sistema, zadovolji že v bližnji prihodnosti povišani potrošnji, ki v kritičnih mesecih daleč presega obstoječo zmogljivost Rižanskega vodovoda.

Prvemu delu te naloge je namenjena pričujoča študija.

## 2.0 Analiza obratovanja in posameznih elementov čistilne naprave

Za presojo obratovanja in poteka čiščenja vode je v naprej potrebna vsaj krajša analiza vode, ki doteka v čistilno napravo. To delno kemijsko analizo je izvršil prof. Dr. Ing. R. Modic ob najinem skupnem pregledu obratovanja čistilne naprave. Pri pregledu smo lahko ugotovili slab potek koagulacije pri sorazmerno bistri dotekajoči vodi, kakor tudi težkoče pri obratovanju filtrov.

Izsledki te delne kemijske analize dotekajoče vode so naslednji:

Iz izsledkov teh delnih analiz je prišel analitik do naslednjih ugotovitev:

a) dotekajoča, že prečiščena voda, ima primereno pH vrednost za uporabo aluminijevega sulfata kakor koagulant

b) ugotovljena karbonatna trdota dovoljuje visoke dodatke koagulanta aluminijevega sulfata (skoraj do 200 mg/l brezvodnega), brez dodatka kakršnegakoli korektiva.

c) iz tega sledi, da niti kemijske značilnosti vode, niti uporabljeni koagulant, niso vzrok za neugoden potek koagulacije v dneih, ko je dotekajoča, še neočiščena voda sorazmerno bistra.

Vzroki občasno slabega poteka koagulacije in težkoč pri obratovanju filtrov so torej drugje. V ta namen bomo analizirali posamezne elemente čistilne naprave in njih obratovanje. Pri tem je treba upoštevati, da je celotna čistilna naprava porazdeljena v glavnem v dve polovici, oziroma ponekod tudi v štiri obratovalne enote.

### 2.1 Dozirne naprave za koagulant

Te naprave so po okvari ponovno zasilno usposobili za obratovanje. V času našega obiska niso dodajali koagulanta zavaljo dovoljne bistrosti dotekajoče vode. Da bi bila možna primerjava z laboratorijskimi poskusi koagulacije z različnimi množinami koagulanta, so vključili dozirne naprave. Množino dovajane raztopine koagulanta smo pri tem poskusno ugotovili na 20 mg/l, kar ustreza približno 10 mg/l brezvodnega aluminijevega sulfata.

### 2.2 Mešalniki

so težnostne tipe. Voda, ki ji že predhodno dodajo koagulant, odteka najprej skozi poseben prostor, ki je praviloma izpolnjen z debelejšim kamenjem. Nato odteka po odprtih koritih z vgrajenimi prečnimi stenami. Te zagotavljajo pri obstoječi hitrosti vode zadostno in dobro premešanje koagulanta z vodo. Mešalniki povsem ustrezajo svojemu namenu.

### 2.3 Reakcijske posode

Temu namenu lahko služijo le obodna korita, ki so v prvi celici posameznega usedalnika. Vendar traja odtok pri ocenjeni hitrosti 0,20 m/s komaj 1,5 minute. Primerno in potrebno bi bilo vsaj desetkrat daljše trajanje odtoka. Zavaljo tega se prenese proces koagulacije, to je kosmičenje, še v prvo celico trodelnega usedalnika, namesto da bi se izvršil že v reakcijski posodi.

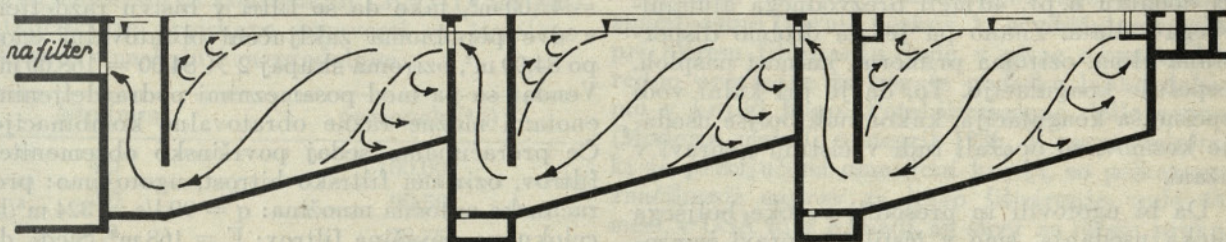
	1. analiza	2. analiza
temperatura vode . . . . . °C	11,9	11,8
prosta ogljikova kislina (CO <sub>2</sub> ) . . . . . mg/l	17,6	18,5
pH . . . . .	7,2	7,2
karbonatna trdota . . . . . °NT	11,5	11,3



V tem primeru bi prišlo že v prvi celici usedalnika do adsorpcije in do živahnega usedanja pravilno izoblikovanih kosmov. To zapoznelo nastajanje kosmov smo lahko ugotovili na mestu pri poskusnem obratovanju. Lahko sicer uporabimo v ta namen del usedalnika, ki bodi opremljen s flokulatorji, oziroma z agitatorji. Temu primerno je pa seveda treba povečati usedalnik, da prostornina reakcijske posode ne gre na škodo prostornine usedalnika. V primeru obravnavane čistilne naprave je zavoljo navedenega poslabšano kosmičenje in okrnjeno usedanje.

#### 2,4 Usedalniki

Če sodimo po celokupni prostornini, so posamezni usedalniki preračunani na približno nekaj manj kakor dveurno trajanje odtoka. Čeprav je vsaka posamezna enota usedalnika tlorisno ugodno izoblikovana glede na razmerje širine proti dolžini ( $b/l = 1:6$  do  $7$ ), je pa istočasno vsaka enota porazdeljena z navpičnimi stenami v tri zaporedne celice. Taka izvršitev, oziroma ureditev, je pa seveda usodna za pravilen potek usedanja, zakaj iz ene celice odteka voda skozi odprtino med potopljeno steno in dnom, se dviga navpično in odteka čez prelivni rob v naslednjo celico. Zavoljo tega pa nastanejo neizkoriščeni prostori, ki zmanjšajo koristno prostornino usedalnika, kakor lahko razvidimo s slike 2.



Slika 2.

To pa ni edina slabost te konstruktivne ureditve usedalnika. Zavoljo spreminjanja smeri odtoka in zavoljo spreminjanja odtočne hitrosti, nastane v usedalniku dodatna turbulenca odtoka, istočasno pa pride tudi do izpiranja usedajočih delcev. Posledica vsega tega je, da velika množina kosmov v zadnji celici še lebdi v vodi, namesto da bi se kosmi že usedli. Zavoljo tega preidejo ti kosmi z ostalimi lebdečimi snovmi na filtre. To vse smo opazili in ugotovili pri že omenjenem poskusnem obratovanju pri pregledu čistilne naprave. Dobro izoblikovane kosme smo opazili šele v tretji, to je zadnji zaporedni celici usedalnika. Ti kosmi so lebdeči, oziroma so se gibali v dobro vidnem turbulentnem in celo navzgor usmerjenem toku. Iz povedanega sledi, da se usedajo le težji delci in kosmi, ki jih vodni tok usmeri v tla. Vsi ostali še lebdeči delci in kosmi, ki bi se sicer še usedali pri enakomernem vo-

doravnem odtoku, se pa pospešeno gibljejo v naslednjo celico in končno obremenjujejo filtre. Omenjena porazdelitev usedalnika na tri zaporedne celice hidravlično ni upravičena. Vzrok za to porazdelitev je bila mogoča težnja, da bi usmerili lebdeče in usedljive snovi in kosme v dno usedalnika. Verjetneje pa je šlo za poskus posebne konstruktivne ureditve usedalnika z razčlenjenim dnom za boljše odstranjevanje usedlin. Uspeh je negativen. Kakor smo že omenili, nastanejo v prvem primeru zavoljo prisilne usmeritve neizkoriščeni prostori v usedalnikih in s tem zmanjšanje koristne prostornine. Odtočne hitrosti se spreminjajo, skratka, storilnost usedanja se v veliki meri zmanjša. Za drugi primer pa je predvideno težnostno zbiranje usedlin po naklonjenem dnu in to v posebni poglobljeni žleb. Tudi to ni uspešno, zakaj pri strmcu dna  $1:6,5$  ne drsijo usedline same po dnu v poglobljeni žleb. Zavoljo tega morajo za odstranjevanje usedlin kljub vsemu izprazniti usedalnik in gre tako mnogo vode v izgubo. Istočasno pa vsakikrat izpade ena obratovalna enota.

Prav bi bilo, če bi pripravili vsaj primerno ročno strgalo, ki bi segalo čez vso širino. S strgalom bi lahko občasno in to med obratovanjem, potiskali usedline po poševnem dnu v poglobljeni žleb, odkoder bi jih lahko odstranjevali na predvideni način.

#### 2,5 Pogoji koagulacije in usedanja

Poskusno obratovanje smo izvršili z dodajo  $20 \text{ mg/l}$  koagulant, kar ustreza približno  $10 \text{ mg/l}$  brezvodnega aluminijevega sulfata. Da bi ugotovili optimalne pogoje za koagulacijo in za usedanje, smo z isto vodo izvršili še laboratorijske poskuse z zaporedno rastočimi dodatki koagulant po  $5, 10, 15, 20, 30$  in  $40 \text{ mg/l}$  brezvodnega aluminijevega sulfata.

Uspeh omenjenega poskusnega obratovanja smo že opisali. Dobro izoblikovane kosme smo v zadovoljivi množini lahko opazili samo v tretji zaporedni celici usedalnika. Kosmi so se gibali v izrazito turbulentnem toku, ki je preprečeval dobro usedanje.

Pri vseh že omenjenih rastočih dodatkih koagulant, so pri skrbni pripravi uspeli laboratorijski poskusi. Povsem razumljivo pa je, da smo opazili rastočo hitrost usedanja in povečano mno-

žino usedlin z naraščajočim dodatkom koagulant, ker je temu ustrezno naraščala množina večjih in težjih kosmov. Laboratorijske poskuse usedanja smo izvršili v steklenih valjih prostornine 1000 ccm, pri višini vodnega stebra približno 34 cm. Storitnost usedanja je odvisna od hidravlične velikosti kosmov. Zato se usedajo drobnejši kosmi počasneje. Vkljub uspehi koagulaciji smo opazili pri dodanju manjših količin koagulant drobnejše kosme. Popolno zbistrenje vode pa je nastopilo šele po 12 do 16 urnem trajanju usedanja. Pri dodatku 40 mg/l brezvodnega aluminijevega sulfata se je pri laboratorijskem poskusu voda zbistrla že po nekaj urah (po 2 do 4 urah) usedanja.

Jasno je, da izsledkov laboratorijskih poskusov ne moremo neposredno prenesti na razmere poskusnega obratovanja v usedalniku, ker ne ustrezajo niti kvantitativni, niti kvalitativni pogoji. Tako na primer, so nastajali pri poskusnem obratovanju z 10 mg/l brezvodnega aluminijevega sulfata dosti večji kosmi v usedalniku kakor pri ustreznem laboratorijskem poskusu in mimo tega so imeli tudi večjo hidravlično velikost. Tovrstna laboratorijska preiskava je pa lahko dobro primerjalno merilo, kar lahko razvidimo iz naslednjega. Nastanek izredno lepih kosmov z veliko hidravlično velikostjo, tako da je prišlo do takojšnjega in zadovoljivega procesa usedanja, smo pri laboratorijskih poskusih lahko ugotovili pri dodatku n. pr. 40 mg/l brezvodnega aluminijevega sulfata. Znano pa je, da drobno dispergirana glina, oziroma primerna kalnost nasploh, pospešuje koagulacijo. To, da je pri kalni vodi uspešnejša koagulacija, kakor tudi boljše usedanje kosmov, so opazili tudi v čistilni napravi v Rižani.

Da bi ugotovili in presodili vzroke boljšega poteka usedanja, smo v čistilni napravi improvizirali poskusno obratovanje s kalno vodo. Iz sosednjega izpraznjenega usedalnika smo jemali usedlino. To smo enakomerno dodajali neočiščeni vodi do zaznavne kalnosti v usedalniku. Istočasno smo dodajali 10 mg/l brezvodnega aluminijevega sulfata kakor koagulant. Uspeh je bil očividni. Ko je val tako skaljene vode dosegel opazovalno mesto, smo ugotovili višje število kosmov, ki so bili tudi debelejši. In še več. Dobro izoblikovane kosme smo opazili tudi v predhodni celici. Pri poskusnem obratovanju pa kvantitativnih sprememb nismo ugotavljali in to zavoljo improvizacije in zavoljo skromnih priprav. Za tak primer pa je ugoden laboratorijski poskus. Pri podobni pripravi laboratorijskega poskusa smo dodali toliko homogenizirane usedline iz usedalnika, da je znašala kalnost poskusnega vzorca 33 mg/l. Uspeh je bil pomemben. Dobro usedanje in dobro tvorbo kosmov smo lahko ugotovili pri dodatku 5 mg/l brezvodnega aluminijevega sulfata. Izreden pa je bil uspeh pri dodatku 10 mg/l koagulant. Pri tem je prišlo do popolnega izbistre-

nja vode v poskusnem valju še prej kakor v eni uri. Če primerjamo te izsledke z izsledki in ugotovitvami laboratorijskih poskusov brez umetno ustvarjene kalnosti, spoznamo pomembnost primerne kalnosti še neočiščene vode za uspešno bistrenje vode s postopkom usedanja s koagulacijo. Pri primerni kalnosti dosežemo večjo hitrost usedanja, in sicer zavoljo boljšega kosmičenja, zavoljo večje hidravlične velikosti kosmov, kakor tudi zavoljo večje adsorpcijske sposobnosti kosmov. Vzporedno lahko ugotovimo prihranek na koagulantu, če povišamo kalnost z dodajanjem usedline ali bolje rečeno, z delnim vračanjem usedline, ki nastaja v obratovalnem procesu. Ta usedlina vsebuje že usedle, dobro izoblikovane in sorazmerno težke kosme, ki s svojo sorazmerno veliko hidravlično velikostjo, kakor tudi s svojo sorazmerno veliko adsorpcijsko sposobnostjo, dodatno pospešujejo proces bistrenja vode.

## 2,6 Filtri in pogoji hitrega filtriranja

2,61 Najprej prikažemo s kratkim opisom in s podatki značilnosti konstruktivne ureditve filtrov.

Filtri imajo dvojno dno, tako da leži vsa filtrna plast nad drugim, vrhnjim dnom, ki je sestavljen iz perforiranih kameninastih plošč; izmere  $50 \times 50$  cm. Na vsako obratovalno enoto usedalnika odpadeta dve zaporedno ležeči filtrni celici skupne površ.  $2 (3,50 \times 6,00) = 2 \times 21,00 = 42,00 \text{ m}^2$ , tako da so filtri v bistvu razdeljeni v dve popolnoma zaključeni obratovalni enoti po  $84,00 \text{ m}^2$ , oziroma skupaj  $2 \times 84,00 = 168,00 \text{ m}^2$ . Vendar so pa med posameznimi podrazdeljenimi enotami možne razne obratovalne kombinacije. Če preračunamo sedaj površinsko obremenitev filtrov, oziroma filtrsko hitrost, ugotovimo: preračunska odtočna množina:  $q = 90 \text{ l/s} = 324 \text{ m}^3/\text{h}$ ; celokupna površina filtrov:  $F = 168 \text{ m}^2$ . Sledi, da je filtrska hitrost:

$$v_f = \frac{q}{F} = \frac{324}{168} \left( \frac{\text{m}^3}{\text{h} \cdot \text{m}^2} \right) = 1,93 \text{ m/h}$$

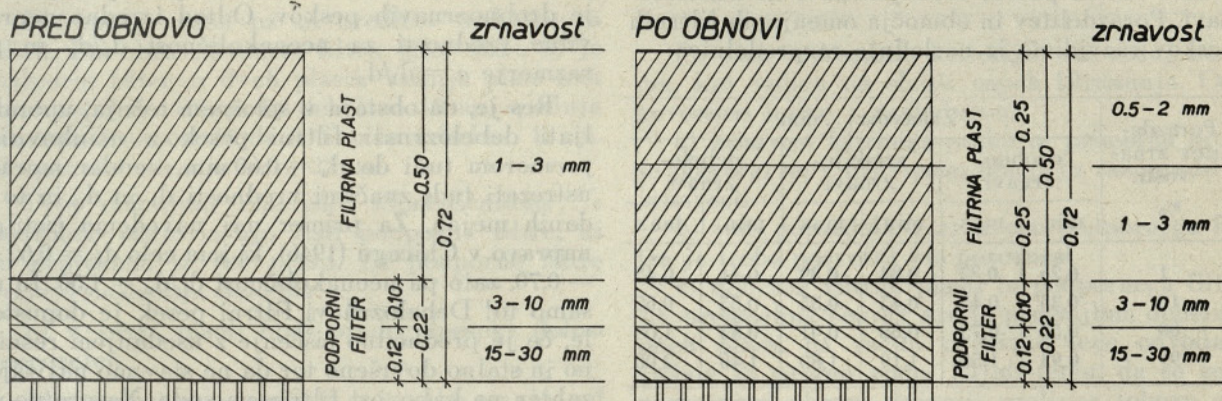
To predstavlja sorazmerno majhno filtrsko hitrost za sodobno urejeno hitro filtriranje, kjer je hitrost normalno 5,00 m/h. Po navedbah v publikaciji »L'acquedotto istriano« naj bi bila majhna filtrska hitrost pogojena z občasno visoko kalnostjo. To pa mi upravičeno, če je predhodno usedanje dobro in pravilno urejeno.

Razpoložljiva višina od zgornjega roba perforiranega dna do zgornjega roba odvodnega žleba, ki je nameščen od vzdolžni steni filtra, je le 0,87 m in je torej na koti  $64,41 + 0,87 = 65,28$  m. Filtrni pesek so v celoti izmenjali že po osvoboditvi. Za pravilno presojo prikažemo na sliki 3 razporeditev zrnivosti filtrnega peska pred obnovo in po obnovi.

Iz te slike razvidimo, da so po obnovi namestili novo filtrno plast v dveh zrnavostih in da je debelina podpornega filtra 0,22 m, debelina

filtrne plasti pa 0,50 m. Torej je zgornji rob filtrne plasti samo  $0,87 - 0,72 = 0,15$  m pod robom prej omenjenega odvodnega žleba, ki je predviden za odvajanje pralne vode. Zavrlojto tega je nujno, da pralna voda pri pranju odplakuje filtrni pesek.

učinkoviti premer zrn:  $d_u = d_{10} = 0,59$  mm  
 pretežni premer zrn:  $d_p = d_{60} = 1,34$  mm  
 (po predpostavki)  
 1 % premer zrn:  $d_1 = 0,20$  mm  
 neenakoličnost:  $d_p/d_u = 1,34/0,59 = 2,27$



Slika 3.

### 2,62 Analiza filtrnega peska

Da bi ugotovili zrnava uporabljenega filtrnega peska, je na naš predlog Okrajni vodovod Koper poslal v preiskavo vzorec uporabljenega kremenčevega filtrnega peska Zavodu za preiskavo materiala in konstrukcij LRS v Ljubljani.

Izsledki te preiskave zrnavosti so številčno prikazani v naslednji razpredelnici:

sito (mm)	presevek (%)
4,0	100,00
2,0	99,50
1,0	28,75
0,5	7,00
0,2	1,00
0,12	0,50
0,09	0,32

Iz teh izsledkov preiskave zrnavosti lahko ugotovimo, da zrnava nad 2 mm ni pomembna (komaj 0,5 %) in je le bolj slučajna. Ravnotako lahko ugotovimo pomanjkljivo izbiro sit, ker ni med sitom zanke 1 mm in 2 mm nobenega vmesnega sita, čeprav skoči v tem območju presevek od 28,75 na 99,50 %. To je ravno v območju, kjer je za analizo zrnavosti zelo značilen pretežni premer zrn  $d_{60}$ . Zavrlojto tega moramo predpostavljati potek krivulje zrnavosti od  $\phi$  1 mm do  $\phi$  2 mm kakor krivuljo, ki je po vsej verjetnosti odmaknjena od premice.

Ugotovljena presevalna krivulja je z ostalimi krivuljami, o katerih bomo še razpravljali, narisana na sliki 4, iz katere lahko ugotovimo glavne značilnosti uporabljenega filtrnega peska, kakor sledi:

razmerje minimalnih zrnavosti:  $= d_1/d_u = 0,20/0,59 = 0,339$

Pravilnost zrnavosti uporabljenega filtrnega peska lahko presodimo, če za prvi razved primerjamo njegove glavne značilnosti s pretežno uporabljenimi oziroma z izkustveno ugotovljenimi značilnostmi filtrnih peskov, ki so običajno v rabi pri hitrem filtriranju vode v pitne namene. Izredno pregledne in bogate podatke lahko dobimo v knjigi Fago: *Potabilizzazione delle acque (Moderni metodi e mezzi)* 1936. V razpredelnici, ki je priključena omenjeni knjigi, so prikazane značilnosti naprav za hitro filtriranje vode 48 mest v USA in v Kanadi, in sicer za mesta preko 100.000 prebivalcev. Gre torej za podatke velikih naprav, kjer je izredne važnosti pravilno obratovanje filtrov. Ko pregledamo zbrane podatke, lahko povzamemo naslednje izkustvene vrednosti:

učinkoviti premer zrn:  $d_u = 0,35$  do  $0,60$  mm  
 neenakoličnost:  $d_p/d_u = 1,6$

1 % premer zrn:  $d_1 = 0,7$  do  $0,8 d_u$  ( $\alpha = 0,7 - 0,8$ )

Nadalje podaja R. Hazen v reviji JAWWA 1951 podatke o izbranih značilnih čistilnih napravah, od koder lahko povzamemo, da je za filtrni pesek učinkoviti premer zrn v mejah od 0,4 do 0,65 mm, samo za antracit pa v mejah od 0,6 do 0,74 mm.

Zanesljivejšo osnovo nam pa nudijo ameriški »Specifications for filtering material« oziroma standardi iz l. 1950.

V teh specifikacijah so navedeni pogoji za primerno in učinkovito porazdelitev zrnavosti za filtrni pesek, in sicer:

a) 1 % zrnava ni manjša kakor 0,5 krat 10 % zrnava

b) 60 % zrnavost naj ne preseže 1,7 krat 10 % zrnavost

c) 99 % zrnavost naj ne preseže 2 mm ali 4 kratno vrednost 10 % zrnavosti; upoštevamo manjšo vrednost. Mimo tega pa po teh standardih nasploh razdelimo peske v tri skupine: drobnozrnavi filtrni pesek, srednjezrnavi in debelo-zrnavi. Porazdelitev in območja omenjenih filtrnih peskov razvidimo iz naslednje razpredelnice:

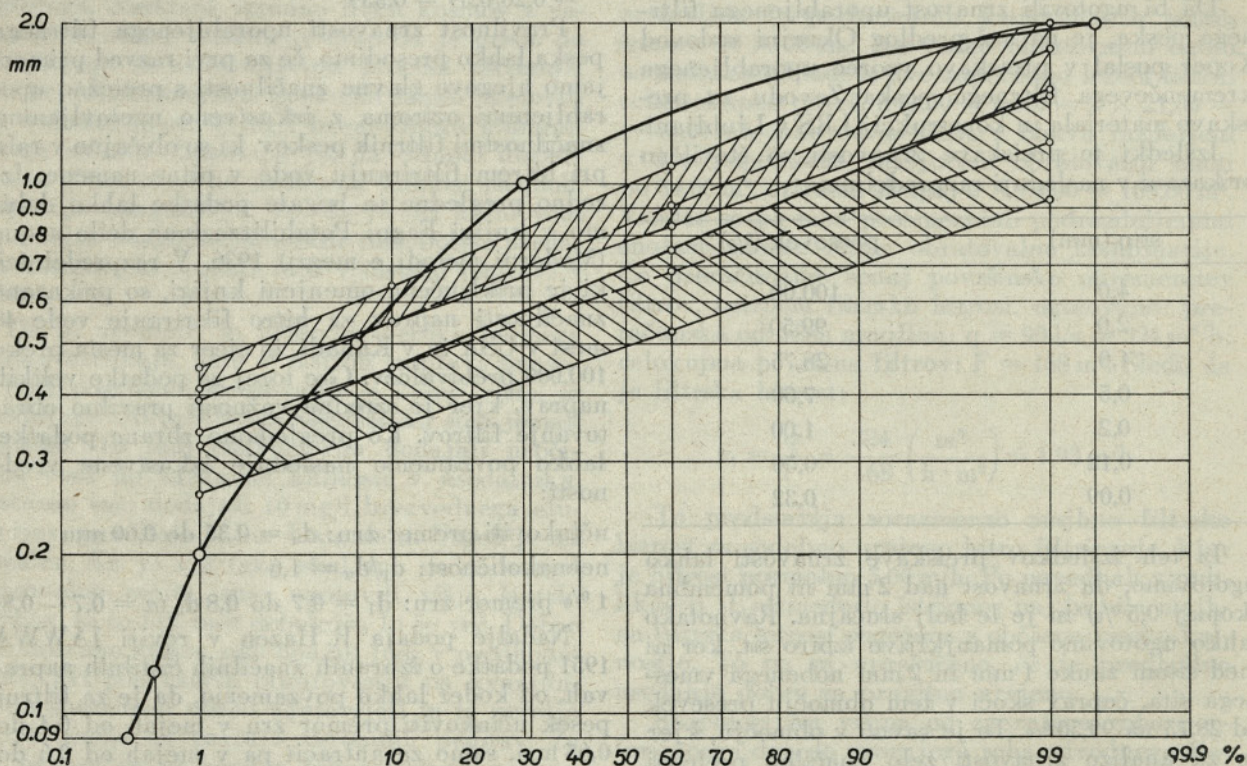
Porazdelitev zrnivosti %	Zrnavost ... mm					
	drobnozrnavi		srednjezrnavi		debelozrnavi	
	min	max	min	max	min	max
1	0,26	0,32	0,34	0,39	0,41	0,45
10	0,35	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65
60	0,53	0,75	0,68	0,91	0,83	1,08
99	0,93	1,50	1,19	1,80	1,46	2,00

Grafično smo prikazali omenjene porazdelitve filtrnih peskov na sliki 4, in sicer v logaritmično-verjetnostni mreži. Presevalno krivuljo upo-

vost ni bila pravilno voljena. Še bolj izrazito razberemo neprimerno zrnavost uporabljenega filtrnega peska z grafičnega prikaza na sliki 4.

Medtem ko doseže zrnavost 30 % presevka, vrednosti 60 % presevkov debelo-zrnavih filtrnih peskov po omenjenih specifikacijah, pa padejo presevky nižje zrnivosti daleč izpod spodnje meje drobnozrnavih peskov. Odtod izredno nepravilne vrednosti za neenakoličnost  $d_p/d_u$  in za razmerje  $\alpha = d_1/d_u$

Res je, da obstaja v splošnem težnja, uporabljati debelo-zrnati filtrni pesek z učinkovitim premerom tudi do  $d_u = 0,60$  mm, vendar morata ustrezati tudi značilni vrednosti  $d_1$  in  $d_p$  in to v danih mejah. Za primer naj navedemo čistilno napravo v Chicagu (1946), ki ima celo  $d_u = 0,62 - 0,70$ , zato pa neenakoličnost  $d_p/d_u = 1,50$ . In ne samo to! Debelozrnati filtrni pesek je dopusten le, če je predhodno čiščenje z usedanjem resnično in stalno dovršeno ter da ne stavimo najvišjih zahtev na kakovost filtrirane vode. Nasprotno pa zagotavlja drobnozrnati pesek kar najmanjšo kalnost filtrata tudi pri slabšem predhodnem čiščenju. Vsaki zrnivosti filtrnega peska pa je



Slika 4.

rabljenega filtrnega peska smo vrisali na isto sliko kot krivuljo, ker tako nakazujejo izsledki preiskave zrnivosti.

Iz primerjave značilnih vrednosti zrnivosti uporabljenega filtrnega peska s prej omenjenimi izkustvenimi podatki lahko ugotovimo, da zrna-

treba prilagoditi postopnost, trajanje in jakost pranja, stopnjo razrahljivosti peska in višino odvodnih žlebov, obratovalno dobo filtra, posebej pa še debelino filtrne plasti in debelino podpornega filtra. Ker vplivajo vsi ti momenti na gospodarnost čistilne naprave, zato ni čudno, da

obratuje večina čistilnih naprav za pitno vodo s srednjezrnavimi filtrirnimi peski.

Vzporedno s težnjo po uporabi debelozrnavih peskov so ustrezno tanjšali debelino filtrne plasti, ki se pa v večini primerov giblje v mejah od 60 do 70 cm, čeprav je prej dosegla tudi 76 cm in celo več.

Nič manj važna pa ni ureditev podpornega filtra. Pri obravnavanem filtru (glej sliko 3) je podporni filter iz dveh plasti. Vrhnja plast ima zrnavost 3 do 10 mm in debelino 10 cm, spodnja plast pa zrnavost 15 do 30 mm in debelino 12 cm. Skupna debelina je torej 22 cm.

Prej omenjeni ameriški »Specifications...« podrobno obravnavajo tudi podporne filtre, ki so praviloma iz več plasti. Za podporne filtre veljajo naslednja določila:

a) v vsaki plasti bodi prodec (pesek) dobro razporejen

b) zrnavost vrhnje plasti naj ne bo manjša od 1,6 mm in ne večja od 4,8 mm, z izjemo pri poroznih ploščah, kjer naj bo najmanjša zrnavost talne plasti 19 mm ali več.

c) najmanjša zrnavost nižje plasti naj bo enaka največji zrnavosti sosednje vrhnje plasti. V posamezni plasti naj ne bo največja zrnavost več kakor dvakratna najmanjša, v nobenem primeru pa ne več kakor trikratna najmanjša zrnavost. Pri tem naj ne bo debelina posamezne plasti manj kakor 5 cm, oziroma ne manj kakor dvojna debelina največje zrnavosti v tej plasti. Upoštevamo višjo vrednost. Pri tem moramo z debelino talne plasti izravnati vso talno drenažo.

č) debelina podpornega filtra nad talno drenažo naj ne bo manjša kakor približno 30 cm, z izjemo pri poroznih ploščah, kjer zadostuje ena plast (debeline 7,5 do 10 cm), v kolikor še te ne izpustimo.

d) za ugotovitev porazdelitve zrnavosti po globini plasti podpornega filtra predlaga Baylis enačbo premice, ki jo dobi, če v semilogaritmični mreži zveže mejne vrednosti zrnavosti pri predpostavljeni debelini posamezne plasti podpornega filtra. Po vsem tem, kar smo povedali, volimo n. pr. temensko plast podpornega filtra zrnavosti od 2 do 4 mm in debelino te prve plasti n. pr. 80 mm.

Po opisanem postopku dobimo enačbo

$$H = 265,75 \lg D - 80$$

H = globina pod temenom podpornega filtra (mm)

D = premer zrna (mm)

V tem primeru ostane razporeditev zrnavosti linearna.

Volimo 4 plasti po 80 mm in dobimo 320 mm oziroma 32 cm debelo plast podpornega filtra z naslednjo razporeditvijo zrnavosti:

	debelina plasti cm	zrnavost mm
1. plast	8	2 — 4
2. plast	8	4 — 8
3. plast	8	8 — 16
4. plast	8	16 — 32

Po vseh prikazanih kriterijih nas sedaj zanima, kaj vpliva na slabši uspeh filtriranja. Odgovorimo lahko z naslednjim:

a) zrnavost filtrnega peska ni primerna in to še posebno ne v bistvenem območju razporeditve zrnavosti.

b) tudi porazdelitvi zrnavosti podpornega filtra je treba posvetiti vso pozornost

c) debelini filtrne plasti in podpornega filtra sta premajhni, čeprav gre ta premajhna debelina obeh plasti na račun prenizke lege odvodnih žlebov za pralno vodo. Kljub temu, da so že s pomožnimi ukrepi dvignili prelivne robove odvodnih žlebov, je potrebno še nadaljnje bistveno zvišanje, da bi njih višina ustrezala vsaj minimalnim zahtevam ureditve filtrne plasti. Te so:

minimalna debelina podpornega filtra . . .	0,32 m
minimalna debelina filtrne plasti . . .	0,60 m
40 % razrahljivost pri pranju $0,40 \times 0,60$	0,24 m
33 % rezerva (rač. od $0,60 + 0,24 = 0,84$ ) .	0,28 m

Višina roba odvod. žleba nad filtr. dnom 1,44 m

Sedanja kota filtrnega dna je 64,41 m. Potrebna kota roba odvodnega žleba je  $64,41 + 1,41 = 65,85$  m. Če upoštevamo sedanjo koto roba odvodnega žleba 65,28 m, je potrebno zvišanje tega roba za  $65,85 - 65,28 = 0,57$  m.

Nasploh pa je treba pranju filtrov posvetiti dosti večjo pozornost v rižanski čistilni napravi. Zavaljo prenizke lege robov odvodnih žlebov pride do odplavljanja filtrnega peska pri pranju filtrov. Nepravilen in sunkovit potek pranja pa še pospešuje odplavljanje. Pri rižanski čistilni napravi so predvideli pranje filtrov s stisnjenim zrakom in s protitokom pralne vode.

Zavaljo omenjenih nedostatkov je potrebno postopno razrahljanje filtrne plasti. Najprej moramo postopoma in počasi dovajati stisnjeni zrak do primerne razrahljivosti peska, nato pa priključimo pranje z vodo s počasno in postopno naraščajočo jakostjo pranja in to do končne jakosti. Pri sedanji ureditvi filtrne plasti in višinske lege odvodnih žlebov, moramo pač pranje filtrov prilagoditi obstoječim prilikam. Preprečiti moramo odplavljanje peska in pa porušitev podpornega filtra, saj se sedaj pri pranju izperejo zrna podpornega filtra celo na površino filtrne plasti. Prav gotovo pa je s tem tudi povezana velika potrošnja pralne vode in zraka. Pri dobro urejenih filtrih je po izkustvenih podatkih pri opisanem načinu pranja potrošnja pralne vode in zraka  $10-15$  l/s.m<sup>2</sup>. Od tega je zraka  $5-10$  l/s.m<sup>2</sup>,

vode pa okoli 5 l/s.m<sup>2</sup>, pri trajanju pranja 5 do 10 minut. Trajanje pranja v čistilni napravi v Rižani pa traja predolgo. Ni namreč mogoče privzeti kriterija, da je filtrna plast primerno očiščena takrat, ko odteka rabljena pralna voda bistra. To prav gotovo ni gospodarno. Po izkuštenih podatkih povzamejo, da lahko menimo, da je pranje filtrov zadovoljivo, če kalnost odtekajoče pralne vode ne preseže 150 — 200 mg/l. Ta kriterij je najprimernejši. Za razved pa nam lahko služijo podatki dobro obratujočih naprav s precej enakomerno in stalno kalnostjo, kjer je uporaba pralne vode v srednjem okolju 2% ali nekaj več. Glede na vse specifične pogoje pranja filtrov in kakovosti vode, se pa mejne vrednosti potrošnje pralne vode gibljejo v precej širokem območju.

### 3.0 Pripombe k načinu obratovanja čistilne naprave

Pri obratovanju čistilne naprave v Rižani se je ustalila navada, da prilagajajo storilnost naprave obstoječemu vodostaju v glavnem vodohranu. Pri tem pa je treba upoštevati, da je dotok še neočiščene vode precej stalen. Torej gre vsaka prekomerna storitev vedno na račun nabire v usedalniku in nad filtri. S tem se pa lahko v znatni meri spreminja koristna prostornina usedalnikov, kar kvarno vpliva na potek in na učinek čiščenja, tako pri usedanju, kakor pri filtriranju vode. Povsem razumljivo je, da je enakomerna dnevna storitev pogoj za dober učinek čiščenja.

### 4.0 Zaključki

4.1 Kemijske značilnosti vode iz izvira Rižane so povsem primerne za uporabo aluminijevega sulfata za koagulant. Karbonatna trdota še neočiščene vode dovoljuje uporabo do 200 mg/l aluminijevega sulfata za koagulant brez vsakega dodatka korektiva.

4.2 Za izboljšanje poteka koagulacije in usedanja je priporočljivo enakomerno dodajati še neočiščeni vodi usedlino iz usedalnika. Usedlina vsebuje mimo usedlih mineralnih delcev tudi kosme Al(OH)<sub>3</sub>, ki imajo veliko adsorpcijsko sposobnost. S tem bistveno pospešimo in ojačimo učinek usedanja ter zmanjšamo potrošnjo koagulanta.

4.3 Razporeditev zrnivosti filtrnega peska ne ustreza prvotnim navedbam. To dokazuje presevalna krivulja. Ravnotako pa resnična razporeditev zrnivosti po presevalni krivulji v svojem bistvenem delu ne ustreza normalnim in izkušteno preizkušenim razporeditvam zrnivosti. Posebej gre tu poudarek 1% zrnu in neenakoličnosti. Tudi zrnivost podpornega filtra, za katero ne obstoja presevalna krivulja, je treba skrbno urediti. Glede debeline filtrne plasti in podpornega filtra je treba pripomniti, da sta obe premajhni. Ravnotako so pa tudi odvodni žlebovi za pralno vodo nameščeni prenizko. Za sedanjo

ureditev filtrnega dna je potrebna preureditev s povišanjem robov odvodnih žlebov. Zavrlo sorazmerno majhne preostale višine po morebitni preureditvi filtrov in odvodnih žlebov, bi bilo treba še posebej paziti na enakomernost obratovanja in na potek zaraščanja filtrov. Vse prej navedene višinske kote so za razved. Pri normalni izvedbi bi prenesli filtri višjo obremenitev, do 5 m/h.

4.4 Dosedanje odplakovanje filtrnega peska lahko preprečimo z že omenjeno višinsko preureditvijo odvodnih žlebov, s pravilno razporeditvijo zrnivosti filtrne plasti in podpornega filtra. V glavnem pa z vsklajanjem postopnega vpihovanja zraka in dovajanja pralne vode. S tem postopno urejujemo jakost pranja in dvizno hitrost pralne vode ter jo priredimo debelini filtrne plasti in višini odvodnih žlebov. S pravilnim kriterijem za uspešno izvršeno pranje filtrov lahko dosežemo gospodarno trošenje pralne vode.

4.5 Brezpogojno pa je treba vzdrževati enakomerno obratovanje oziroma obremenitev usedalnikov in filtrov. Vsako sunkovito urejevanje odtočnih množin ne sme iti na račun izkoriščanja nabire v usedalnikih in nad filtri. Spreminjanje potrošnje lahko prevzamejo samo vodohrani.



### Analysis of the cleaning device for drinking water at Rižana

The article contains a short analyses of single elements of the cleaning device and describes their constructive and operating deficiencies. The author gives a more detailed description of filters and compares them with the characteristics of the quick-filtering devices as well as with the corresponding American standard of the year 1950. In conclusion the results and the measures necessary for a good operating of the cleaning device for drinking water at Rižana are briefly stated.

### Analyse de l'installation d'épuration pour eau potable à Rižana

L'article nous donne une brève analyse des différents éléments de l'installation d'épuration en faisant parallèlement la constatation de leurs défauts du point de vue construction ou service. L'auteur traite en détail les filtres tout en comparant leurs caractéristiques avec celles d'une série d'installations de filtrage rapide et avec les normes américaines correspondantes de 1950. L'article se termine par les constatations et mesures nécessaires à prendre en vue du bon fonctionnement de l'installation d'épuration pour eau potable à Rižana.

### Analyse der Reinigungsanlage für Trinkwasser in Rižana

Der Artikel enthält eine kurze Analyse einzelner Elemente der Reinigungsanlage und stellt ihre Konstruktions und Betriebsmängel fest. Der Autor bespricht die Filter ausführlicher und vergleicht sie mit einer Reihe der Schnellfilteranlagen sowie mit den entsprechenden Amerikanischen Normen aus dem Jahre 1950. Zum Schluss sind die Ergebnisse und die Massnahmen, notwendig für einen einwandfreien Betrieb der Reinigungsanlage in Rižana, kurz angegeben.

## Čiščenje odplak v oksidacijskih jarkih

Nekako z l. 1954 so se po predlogu Nizozemca Pasveera začeli graditi enostavni oksidacijski jarki (O-jarki) za popolno biološko čiščenje manjših komunalnih (hišnih) in ponekod tudi nekaterih tehnoloških odplak organskega izvora.

Pasveer je ugotovil, da ostane pri večdnevnem ozračevanju organskih snovi  $\frac{1}{3}$  njihove količine kot sušina. Pri čiščenju odplak po metodi oživiljenega kosmičenja (aktivacije) so v medsebojni povezanosti predvsem onesnaženje, dalje zmožek iz dnevne količine odplak  $Q$  in koncentracije  $c$  BPK5 in končno organizmi v oživiljenem blatu  $m$  po teži v sušini. Če je  $V$  ozračevalna prostornina, bo specifična prostorninska obremenitev  $Q \cdot c : V$  v kg BPK5 na  $1 \text{ m}^3$  dnevno. Snovna obremenitev bo  $k = Q \cdot c : (V + m)$  v kg BPK5 na 1 kg sušine dnevno. Snovna obremenitev naj bo konstantna, da bo zagotovljen stalno enakomeren razvoj organizmov. Zato naj bo  $k = 1$ ; tako bo potem prostornina O-jarka  $V = Q \cdot c : m$ . Pri  $m = c/3$  pa bo  $V = 3Q$ .

Za manjša naselja se upošteva potrošnja vode 100 l/o dnevno in 54 g/o BPK5, tako da je ozračevalni volumen 300 l/E à 54 g BPK5. Dalje je v  $1 \text{ m}^3$  za  $m = c/3$  in  $k = 1$ ,  $m = 180 \text{ g}$  BPK5 dnevno. Iz izkušenj je znano, da se doseže ustrezna delna oksidacija (mineralizacija) organskih snovi pri snovni obremenitvi  $k = 50 \text{ g}$  BPK5 na 1 kg sušine dnevno. Tu bo potem količina sušine  $m = 180 : 50 = 3,6 \text{ g/l}$ . Končno je bistveno važna še vrednost OC/load, ki naj bo 2:1. To pomeni, da je treba v določeni časovni enoti dobaviti odplakam dvakrat toliko kisika kot znaša obremenitev z BPK5. Pregled osnov je sestavljen v

### pregledno tabelo:

Prostornina O-jarka	0,3 m <sup>3</sup> /E à 54 g BPK5, kjer je E
OC/load	2,0 ekvivalentna enota
Količina kala (usedline)	150 cm <sup>3</sup> v 1 l po 30' usedanja
Indeks kala v cm <sup>3</sup> /g	30 — 50 t. j. vodenost kala 96,7 do 98 % po 30' usedanja
Sušina (izparilni ostanek)	3,6 g/l
Obremenitev z BPK5 a)	50 g/kg sušine dnevno
b)	180 g/m <sup>3</sup> prostornine dnevno

O-jarki se gradijo v ovalni obliki, razvita dolžina je maks. 110 m, pri čemer so preme dolge največ 45 m. Prečni prerez ima obliko trapeca mokre površine ca. 3 m<sup>2</sup>; širina dna je 1,0 — 1,5 m, globina vode 1,0 m, naklon brežin 1 : 1,5, polmer krivine za sredino jarka 3 — 5 m. Pred odtokom iz jarka se namesti poševno čez profil ponorna stena za zadržanje plavajočih snovi.

Do sedaj sta znani 2 skupini O-jarkov in sicer:

I) O-jarki z neprekinjenim obratovanjem, skozi katere pretokajo odplake stalno, ne glede

na kolebanja (fluktuacije) v kakovosti in količinah odplak. Ozračevalnik (Kessenerjev valj) obratuje pri tem periodično.

II) O-jarki s prekinjenim obratovanjem; tu se vrši pretok odplak skozi napravo v daljših časovnih presledkih in temu se prilagaja tudi obratovanje strojev. V tem sestavku so v to skupino uvrščeni samo O-jarki, ki obratujejo z zaježitvijo odplak.

IA) je najenostavnejši tip O-jarka, ki je zgoraj naznačen. Odplake dotekajo vanj bodisi gravitacijsko ali s črpanjem, odtekajo pa čez stabilen jez. V jarku je montiran Kessenerjev ozračevalni valj (K-ozračevalnik) iz kotnikov, s ponorom ca. 7 cm, ki omogoča pretočno hitrost odplak ca. 40 cm/s. Ozračevalnik poganja elektromotor z močjo do 5 kW. Odplake krožijo v jarku 2,5 do 3 dni. Pri temperaturah pod 0° C preneha biološka presnova, jarek služi kot usedalnik in gnilišče. Odplake so po biološkem očiščenju bistre, vendar vsebujejo, za sprejemnik sicer neškodljive kosmiče, ki se jih po potrebi lahko zadrži v naknadnem usedalniku s kratko dobo usedanja nekaj minut. BPK5 očiščenih odplak znaša od 15 do 30 mg/l.

**Karakteristika:** Obratovanje je enostavno. Del izkosmičenega kala odteka v sprejemnik. Naprava je zelo občutljiva na preobremenitev. Odplake morajo cirkulirati v jarku 3 dni, kar pa ni izpolnjeno, če je specifična količina večja kot 100 l/E dnevno.

IB) V O-jarek je na odtoku vgrajen prečno čez jarek Emšerski žleb in ima funkcijo naknad-

nega usedalnika, v katerem se zadržuje kal. V bistvu sta to 2 poševni ponorni steni, segajoči nad gladino vode. Odplake vstopajo skozi rego pri dnu in odtekajo skozi odtočne žlebove v steni na vodni površini.

**Karakteristika:** Zaradi preplitvega jarka se ne doseže skozi usedalni žleb navpičen pretok s potrebno neznatno hitrostjo. Zato uhaja kal skozi odtočne žlebove in dalje v sprejemnik. Torej ni dosežen postavljeni cilj, da bi se ob kontinuiranem obratovanju zadržal v jarku presežni kal.

Razvojno gledano pomeni ta tip jarka korak nazaj.

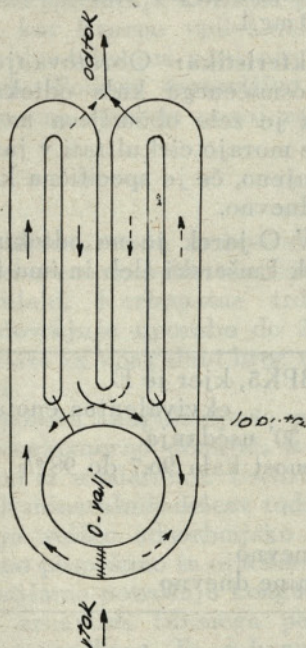
IC) K O-jarku je prigraden naknadni usedalnik, kjer se v miru usede presežni kal, ki pa ga je treba — pri kontinuiranem obratovanju ozračevalnika — stalno prečrpavati nazaj v jarek.

**Karakteristika:** Pri tej ureditvi se povečajo stroški naprave za 20 — 25 %. Pri danem naknadnem usedalniku je otežkočeno morebitno povečanje ozračevalne naprave, ker bo treba hkrati tudi povečati naknadni usedalnik, ali pa se poslabša učinek čiščenja.

Če ob priliki povečave ostanemo pri enojnem jarku, je treba vgraditi nadaljnji ozračevalnik, pri čemer pa nastanejo težave z obratovanjem. Razvoj O-jarka v smeri, da bi se pri kontinuiranem obratovanju zadržal tudi presežni kal, je pripeljal nazaj h »klasičnemu« načinu čiščenja odplak z oživiljenim kosmičenjem (aktivacijo). Torej tudi to ni napredek.

ID) Na mesto naknadnega usedalnika se k O-jarku lahko priključi umirjevalni jarek.

a) sl. 1: O-jarek je tu razdeljen v 2 polovici, ki obratujeta izmenoma, odvisno od tega, v katero smer se vrti ozračevalnik. Med vsako spremembo smeri obratovanja je vključeno 20 do 30 minutno usedanje kala, ko obratovanje počiva.



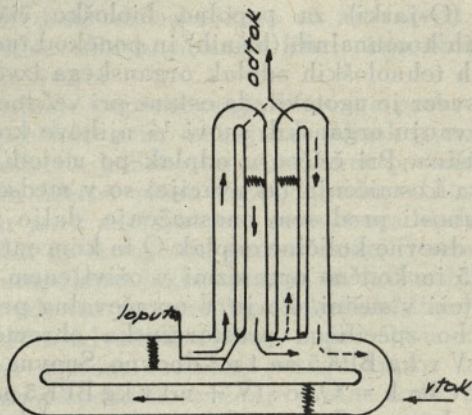
Sl. 1

Ozračevalnik je samo eden, t. j. v glavnem jarku. Odplake odteka izmenjalno iz obeh stranskih jarkov, v odtoku ni kosmičev.

**Karakteristika:** Ker je instaliran samo en ozračevalnik, je omejeno število priključenih enot, torej tudi prostornina O-jarka. Iz tega sledi majhen otok naprave in ostre krivine v jarkih, kar ovira pretok odplak. Da bi se dosegle

pravilne pretočne smeri, je bilo treba v jarka vgraditi 2 usmerjevalni, vrtljivi loputi.

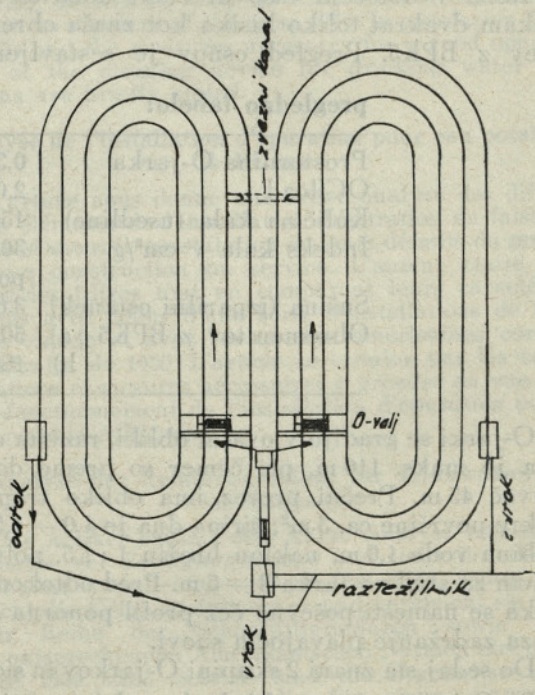
b) sl. 2: Ta tip je nastal iz prejšnjega tako, da je bil okrogli otok razvit v dolžino. Nova oblika omogoča priključitev večjega števila enot, pri čemer prevzame glavni O-jarek  $\frac{1}{3}$ , stranska



Sl. 2

jarka pa po  $\frac{1}{3}$  skupne prostornine. V glavnem jarku je instaliran 1 ali 2 ozračevalnika, v stranskih pa po 1 ozračevalnik. Oba ozračevalnika v glavnem jarku obratujeta stalno, v stranskih jarkih pa izmenjalno. V vsakokratnem mirujočem stranskem jarku se useda kal in odteka iz njega biološko očiščene odplake. Tudi tu sta potrebni 2 usmerjevalni, vrtljivi loputi.

**Karakteristika:** Priključiti je možno večje število enot, vendar so potrebni vsaj 3 ozračevalniki, ne glede na število enot. Dalje sta potrebni



Sl. 3



2 usmerjevalni loputi. Učinek čiščenja je zelo dober.

c) sl. 3: Da bi se čim bolj omejile strojne naprave, se je oblika pod b) razvila v dvojni jarek, kjer sta samo 2 ozračevalnika in ni podvodnih loput. Oba jarka sta med seboj povezana s kanalom. Ko obratuje ozračevalnik levega jarka, odteka dotoku ustrezna količina izkomisčenih odplak v desni jarek, kjer se kal usede, očiščene odplake pa odteka v sprejemnik. Po preteku nekaj ur se z razdelilcem preusmeri vtok odplak iz levega v desni jarek, hkrati se ustavi levi ozračevalnik, da se usede kal v levem jarku. Odpre se odtok iz levega jarka, zapre oni iz desnega jarka in vključi ozračevalnik desnega jarka. Nakazani postopek se ponavlja.

**Karakteristika:** Potrebna sta le 2 ozračevalnika, pri tem pa obratuje vedno le eden, usmerjevalnih loput ni. Jarka sta kratka, ozračevanje je zato intenzivno, na dnu jarkov torej malo ali nič sedimenta.

**IIA)** Ta sistem je uporaben za primer, kjer se odplake prečrpavajo. Zbirajo se v črpalnem bazenu. Predno dosežejo v njem najvišji vodostaj, se v O-jarku izključi ozračevalnik, odplake se umirijo, kal se usede na dno. Pri najvišjem vodostaju v črpalnem bazenu se vključi črpanje, gladina v O-jarku se dviga, nakar se pri določenem vodostaju vključi natega. Skoznjo odtečejo v sprejemnik očiščene odplake, v katerih ni kosmičev. Ko se črpanje odplak avtomatsko izključi, deluje natega še tako dolgo, dokler ni dosežen prvotni, znižani vodostaj v O-jarku. Nato se zopet vključi ozračevalnik in postopek se ponavlja.

**Karakteristika:** Prednost tega sistema je enostavnost natega za odtok; v odtoku ni kosmičev. Če je dotok majhen, je to koncentriran sušni dotok in ta se zaradi dolgih premorov v črpanju dolgo ozračuje, kar je pravilno. Nasprotno je ob deževju kratek premor v črpanju in zato tudi krajše ozračevanje. Pri tem načinu je torej doseženo, da se ozračevanje avtomatsko prilagaja stopnji onesnaženja odplak, česar ni pri ostalih sistemih.

**IIB)** Preje opisani postopek je treba modificirati, če dotekajo odplake gravitacijsko. Dotekajoče odplake dvigajo gladino, ozračevalnik obratuje, odtok je zaprt. Pri določenem najvišjem vodostaju se ozračevalnik avtomatsko izključi, kal se usede na dno. Po 20 do 40 minutah usedanja se odpre odtok in očiščene odplake, v katerih ni kosmičev odteka. Pri določenem nizkem vodostaju se zapre odtok in vključi ozračevalnik, ves postopek se ponavlja.

**Karakteristika:** Tako kot zgoraj, je tudi tu možno obratovanje prilagoditi kolebanju vodnih količin in stopnji onesnaženja odplak. S prestavljanjem ponornih elektrod se lahko menja višina zajezitve in s tem globina usedalnika. Nadalje je možno po potrebi spreminjati dobo usedanja

tako, da se regulira odpiranje odtoka. V odtoku ni kosmičev in razkrojnih snovi. Po izkušnjah obstaja nevarnost, da po zimi zamrznejo elektrode in odtočne naprave, zato jih je treba pred tem zaščititi. Brežine naj bi se v pasu fluktuacij zajezitve tlakovale, ker se travnate površine preveč nanašajo s kalom, kar kvari videz.

## SPLOŠNA OPAŽANJA PRI O-JARKIH

**Usedline** se tvorijo povsod tam, kjer pade pretočna hitrost pod 0,1 m/s. Zlasti se to dogaja neposredno pod K-ozračevalnikom in na krivinah jarka, ne pa v premah. Zato je treba primerno pretočno hitrost urediti s poizkusi (menjanje ponora ozračevalnika in njegove obodne hitrosti ipd.). Ob pravilnem obratovanju se praktično na dnu jarka ne useda kal in ga niti ni treba periodično prazniti in čistiti.

**Penjenje** se pojavlja na gladini iz zunanjih in notranjih vzrokov. Med zunanje vzroke bi šteli lastnosti in sestav odplak, zlasti n. pr. primes detergentov v odplakah, ki povzročajo v vseh čistilnih napravah močno penjenje in druge nevspečnosti. Notranji vzroki pa so tesno povezani s količino ustvarjenega aktiviranega kala. Če je dovolj tega kala ni penjenja, a se odplake močno penijo, kadar ga ni. Iz tega bi sledilo, da deluje oživiljeni kal bodisi kot adsorbens ali pa kot sredstvo proti penjenju. Ako kljub močnemu dotoku odplak sploh ni penjenja, pomeni to, da je naprava preobremenjena.

**Zmrzovanje** ohromi biološko čiščenje in pri temperaturah pod 0°C deluje O-jarek le kot usedalnik. Pred zaledenostjo je treba zavarovati zlasti gibljive in pa občutljive dele, kot so ozračevalnik, ponorne elektrode, cevi, zatvornice, pretoki ipd.

**Zaključno** se lahko reče, da bi bil glede na doslej pridobljene izkušnje primern tale bonitetni vrstni red O-jarkov:

IDc in IIA-B, dalje IC, manj primerni pa so IA, IB in IDa.

**Tehnološke odplake**, ki se čistijo v O-jarkih so zaenkrat tiste iz mlekarn, pivovarn, klavnic in nekaterih podobnih obratov. Vse te odplake se zadovoljivo čistijo v O-jarkih v sklopu hišnih odplak. Z načelnega stališča presojava, bo možno v O-jarkih biološko čistiti odplake mnogih industrijskih panog, pri čemer pa bo treba upoštevati njihove lastnosti in pa posebnosti proizvodnje dotičnih obratov.

**Vprašanje kala** v O-jarkih ni čisto identično s tistim pri »klasičnih« bioloških čistilnih napravah. Zato se to vprašanje stalno proučuje na do sedaj zgrajenih tipih O-jarkov. Čim večja je ozračevalna prostornina, tem več organske sušine je možno predelati v njej brez zunanjega prispevanja. Iz poteka procesa presnavljanja je možno sklepati, da bo pri neki določeni prostornini na razpolago dovolj kisika za popoln razkroj organskih snovi in se kal v tem prostoru sploh ne bo

kopičil. O-jarki niso takoj od začetka nikjer proračunsko polno obremenjeni, zato je treba iz njih tudi odstranjevati presežni kal. Je pa to oživiljeni kal, ki se dobro zgošča v primernem objektu in naglo suši na gredah, tako da je sposoben za razvažanje kot dobro gnojilo. Tak kal tudi ne širi smradu.

Razčiščen ni še način odstranjevanja presežnega kala. Na Nizozemskem nameščajo v O-jarke Emšerske žlebove kot lovilce kala ali pa gradijo naknadne usedalnike. Vendar pa nimajo razčiščenega vprašanja, v kakšnih časovnih presledkih naj se odstranjuje presežni kal, ali večkrat dnevno, ali avtomatsko, ali priložnostno ali mesečno. Zato se odstranjevanje kala prilagaja možnosti za njegovo izkoriščanje.

**Splošne zaključne smernice**, ki izhajajo iz tega kratkega pregleda velevajo, da naj bo razvita dolžina O-jarka 110 m. Pri tej dolžini se da tok ovladati z enim samim ozračevalnikom. Posamezni jarki naj ne bodo grajeni za več kot 800 enot. Za večje naprave se priporoča dvojni jarek tipa IDc, na katerega se lahko priključi do 2500 enot. Pri projektiranju je treba računati z možnostjo kasnejše razširitve naprave. Tako n. pr. se lahko za prvo fazo zgradi jarek tipa II; k njemu se kasneje priključi drugi ter nastane tako naprava tipa IDc. Po potrebi se nadalje ta naprava poveča tako, da nastane tip IDb, pri čemer bosta oba prvotna jarka postala stranska jarka, glavni pa se dogradi.

Poleg A. Pasveera se udeležujejo na področju razvoja O-jarkov še J. Muskat, J. K. Baars, F. Leopold-seder, K. Offhaus, H. K. Metzner, W. Hendricks, F. in W. Preuss in drugi.

Literatura:

Gesundheits — Ingenieur 1960-H 1  
Oldenbourg, München

☆

### Cleaning of waste water in oxidizing ditches

The article describes the development of oxidizing ditches and their design principles. The stretched out length of the ditch must not exceed 110 m, the curvature radius of the profile center shall be 3–5 m, the wet section about 3 m<sup>2</sup>, and water depth 1 m.

The author specifies the single so far known systems of ditches and their characteristics, as well as the experiences gained by using them. He also explains advantages and disadvantages of various systems. On basis of these experiences he proposes the following arrangement:

The double ditch IDc, to which up to 2500 units can be connected; the piling ditches IIA-B with aeration automatically adjusted to the fouling degree and variation of the waste water quantity; the IC with a settling tank to retain mud. The designs IA, IB and IDa are less favourable.

### Epuration de l'eau résiduelle à l'aide de fosses d'oxydation

L'article décrit le développement des fosses d'oxydation et leurs principes d'oxydation. La longueur étendue des fosses ne doit pas dépasser 110 m, le rayon

de la courbure du milieu du profil doit avoir 3–5 m, la coupe transversale mouillée environ 3 m<sup>2</sup>. et la profondeur de l'eau 1 m.

L'auteur spécifie individuellement les systèmes connus jusqu'à présent et décrit leurs caractéristiques ainsi que les expériences obtenues par leur utilisation. Il explique aussi les avantages et les désavantages des divers systèmes. A la base de ces expériences, il propose la disposition suivante: la double fosse IDc, à laquelle on peut joindre plus de 2500 unités, les fosses d'accumulation II A-B à aération ajustée automatiquement en ce qui concerne le degré de malpropreté et la variation de la quantité d'eau souillée, le système IC à réservoir d'épuration servant à retenir la fange. Les exécutions IA, IB et ID sont moins favorables.

### Abwasserreinigung in Oxydationsgräben.

Im Aufsatz wird die Entwicklung der Oxydationsgräben kurz beschrieben und die Entwurfsgrundlagen angegeben. Die gestreckte Länge des Grabens soll 110 m nicht übersteigen, der Krümmungshalbmesser der Profilmittelpunkte soll 3 bis 5 m betragen, der nasse Querschnitt soll um 3 m<sup>2</sup> sein und die Wassertiefe 1 m.

Die einzelnen, bisher bekannten Systeme der Gräben werden angeführt und ihre Charakteristiken gegeben. Es wird über Erfahrungen an erbauten Anlagen und über Vor- und Nachteile der verschiedenen Systeme berichtet. Auf Grund der bisherigen Erfahrungen wird folgende Gütereihenfolge vorgeschlagen:

Der Doppelgraben IDc, an den bis 2500 Einheiten angeschlossen werden können; die Aufstauggräben IIA-B, bei denen sich die Lüftung automatisch an den Verschmutzungsgrad und an Abwasserschwankungen anpasst; IC mit dem Nachklärbecken zum Zurückhalten von Schlamm. Die Bauarten IA, IB und IDa sind weniger günstig.

### POPRAVKI K ČLANKU:

Ing. Roman Stepančič: »Pregled in analiza izvršenih preiskav opečnih izdelkov v Zavodu za raziskavo materiala in konstrukcij LRS, Ljubljana v obdobju 1953–1958.

Gradbeni vestnik št. 71–74. leto XI — 1960.

Stran 41: desni stolpič: Iz za tabele pred c) je nadaljevanje na strani 42, levi stolpič: zadnja dva odstavka.

Stran 41: desni stolpič: Za a) sledi b) iz strani 42, desni stolpič.

Stran 42: levi stolpič: f) 3 odstavki do »Iz prednjega je...«, nato stran 42, desni stolpič »Žaganje opeke...«.

Stran 43: desni stolpič: Spodnja tabela: namesto »upornih trdnosti«, treba: upogibnih trdnosti.

Stran 44: manjkajo številke k naslovom slik: 1, 2 in 3 po vrsti od spodaj navzgor.

Stran 49: spodnja tabela: namesto »pod M-150, pod M-150, pod M-200« treba M-150, M-150, M-200.

Stran 50: zgornja tabela: namesto: »opeka je: odporna meodporna« treba: opeka je: (odporna): (meodporna); namesto: »pod M-150, pod M-150, pod M-150« treba: M-200, M-150, pod M-150.

Stran 50: levi stolpič: V zgornji tabeli a) četrta številčna kolona: namesto »dolžina«, treba dolžina nosa, zadnja kolona: namesto »debelina nosa: ostale zahteve;« treba: ostale zahteve: namesto »14 mm itd.«, treba: debelina nosa 14 mm, nos je... itd. V zadnji koloni za 3. stiskani strešnik: namesto: »višina nosa min. 2 mm« treba: višina nosa min. 12 mm.

Stran 50: desni stolpič: v zgornji tabeli a) namesto »dolžina«, treba: višina.

Stran 50: spodnja tabela »a) dimenzije so nihale« ter tabela »Število preiskav, ki mi ustrezalo predpisom« iz strani 51, spada na stran 51 levi stolpič za stavkom: V primerjavi z veljavnimi predpisi dobi mo sledečo sliko:

Projektira in izvršuje  
vse vrste  
inženirskih zgradb

**T**  
**EHNIKA**  
**LJUBLJANA**

VOSNJAKOVA ULICA 8-a

**AZA** ATELJE ZA ARHITEKTURO

LJUBLJANA, CANKARJEVA CESTA 5/III  
Telefon 22-274 do 22-276

- AZA izdeluje načrte za šole, stanovanjske
- zgradbe, industrijske zgradbe,
- zdravstvene domove, kulturne domove
- itd., kakor tudi načrte za vzdano in
- ostalo opremo

# SLOVENIJA

**PODJETJE  
ZA PROJEKTIRANJE**

**LJUBLJANA**  
Cankarjeva 1/V,  
tel. 21-569, 20-847

PROJEKTIRA po svojih arhitektih,  
inženirjih in tehnikih

vse vrste industrijskih zgradb,  
vse vrste objektov družbenega standarda,  
urbanistične zasnove celotnih naselij,  
zazidalne načrte za posamezne investicijske objekte,  
hidrotehnične in komunalne zgradbe

za vse to izdeluje kompletno dokumentacijo  
od programske zasnove z ekonomskimi analizami  
do idejnih in glavnih projektov  
z arhitektonsko in konstruktivno rešitvijo  
statičnim proračunom, predračuni  
in z vsemi načrti notranjih  
in zunanjih instalacij

ter pomaga investitorjem  
s tehničnimi nasveti  
in nadzorom  
gradbenih del.

# PROJEKT