

21/4107

Latv. Universitāte.  
Inženierzinātņu fakultātes  
BIBLIOTEKA.  
№ 9276

# LATVIJAS ŪNIVERSITĀTES RAKSTI

INŽENIERZINĀTŅU FAKULTĀTES SERIJA

**ACTA UNIVERSITATIS LATVIENSIS**  
SERIES NOVA SECUNDUM ORDINES DIVISA  
**INGENIARIORUM ORDINIS SERIES**



**I. SĒJUMS  
TOMUS**

1957: 6483

58195

6, - rbl.

61

**RIGA  
LATVIJAS ŪNIVERSITĀTE**

1929—1935



Lu/1448

8

LATVIJAS  
 UNIVERSITĀTES RAKSTI  
 INŽENIERINĀTU FAKULTĀTES SERIJA  
 ACTA UNIVERSITATIS LATVIENSIS  
 INGENIARIORUM ORDINIS SERIES



Rīga, L. Maskavas ielā 11.

1. TOMS

1933-1935

RĪGA  
 LATVIJAS UNIVERSITĀTE

1933-1935



SATURS.  
 INDEX.

	Lapp. Pag.
✓ 1. E. Jakobi Lielupes Majoru cilpas iztaisnotāja kanāļa modeļa izmēģinājumi	1
1. pielikums. Izmēģinājuma protokoli . . . . .	8
E. Jacoby. Modellversuche für einen Durchstich bei der Majorenhofschen Flussschleife in der Lielupe . . . . .	21
2. pielikums. Lielupes Majoru cilpas smilts īpašības sausumā, stāvošā un tekošā ūdenī. (Darbus izdarījis un aprakstu sastādījis J. Kalnašs) .	25
✓ 2. E. Jakobi (Jacob y). Daugavas Zaķu salas apkārtnes rēgulēšanas projekta pārbaudījums laboratorijā . . . . .	41
Laboratoriumsversuche zur Prüfung eines Regulierungsentwurfs der Dau- gava bei der Insel Zaķu sala . . . . .	67
3. E. Jakobi (Jacob y). Aizsprotojumu uzstādinātā ūdens augstuma aplēšana Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren . . . . .	73 117
✓ 4. A. Buchholcs (Buchholtz). Mēģinājums ar precīzu līmeņošanu maksīgā apgaismojumā . . . . .	121
Über einen Versuch mit Präzisionsnivellement bei künstlicher Beleuchtung	141
✓ 5. M. Bīmanis. Tehnika kā kultūras faktors . . . . .	177
Die Technik als Kulturfaktor . . . . .	190
✓ 6. A. Buchholtz (Buchholcs). Über einige Probleme der Radialtriangu- lation . . . . .	193
Par dažām radiāltriangulācijas problēmām . . . . .	322
✓ 7. A. Labutīn (Labutins). Die graphische Berechnung von Pfahlrosten für Kaimauern . . . . .	333
Krastmalu pāju režģu grafiskā aplēse . . . . .	367
8. E. Jakobi (Jacob y). Aizsprotojumu uzstādinātā ūdens augstuma aplēšana Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren . . . . .	369 381
9. M. Vēgners. Plūdu noteces režīms. Pētījumi Latvijas hidroloģijā . . . . .	385
Beobachtungen über Hochwasserabfluss. Ein Beitrag zur Hydrologie Lettlands	487
Inženierzinātņu fakultātes mācības spēku darbi, kas iespiesti Latvijas Universitātes Rakstu iepriekšējos I—XX sējumos (pirmajā seriņā resp. kopseriņā), 1921.—1929. g.	
In Actis Universitatis Latviensis (series prima generalis, tom. I—XX, 1921—1929) ab ingeniariorum ordinis professoribus, docentibus assistentibusque eorum scripta haec inveniuntur . . . . .	505

SATURS  
INDEX

L. 1932  
L. 1931

1 4 21 25 41 67 73 117 121 141 147 199 199 199 202 322 323 327 339 381 383 487	1. E. Jakob (Ljubljana) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft 2. E. Jakob (Ljubljana) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft 3. E. Jakob (Ljubljana) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft 4. A. Bachholt (Bachholt) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft 5. M. Veyner (Veyner) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft 6. A. Bachholt (Bachholt) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft 7. A. Lablin (Lablin) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft 8. E. Jakob (Ljubljana) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft 9. M. Veyner (Veyner) über die Bedeutung der Wasserkräfte in der Wirtschaft	1 4 21 25 41 67 73 117 121 141 147 199 199 199 202 322 323 327 339 381 383 487
---	---	---

302

## LATVIJAS UNIVERSITĀTES RAKSTI

ACTA UNIVERSITATIS LATVIENSIS

## INŽENIERZINĀTŅU FAKULTĀTES SERIJA I. 1.

**Lielupes Majoru cilpas iztaisnotāja kanāla  
modeļa izmēģinājumi.**Profesors *E. Jakobi.***Uzdevums.**

Izmēģinājumu nolūks bija pārbaudīt kādu Lielupes cilpu iztaisnotāja pārrākuma virziena variantu pie Āubultiem un Majoriem un sakarā ar to noskaidrot šādus jautājumus:

- 1) Kādi būtu minimālie iztaisnotāja kanāla samēri, lai upe pati to tālāk izskalotu?
- 2) Kādā laikā paredzama kanāla izskalošana līdz Lielupes normālam šķērsgriezumam?
- 3) Kādās vietās upes gultnē lejpus cilpas nosēdisies no kanāla vietas izskalošanas zemes masas, un kādas citas jaunas sekas varētu būt kanāla būvei Lielupē.

**Pamatdati.**

Kā pamatdati izmēģinājumiem izlietoti:

- 1) uz 1927. g. vasaras mērījumu pamata mērogā 1:4000 izgatavotā upes karte no 6,375 līdz 19,576 km. Šinī kartē ar sarkanu līniju bija iezīmēta projektētā pārrākuma ass (sk. 1. attēlu);
- 2) pa projektēto asi vests garenprofils ar horizontālo mērogu 1:4000 un vertikālo 1:200;
- 3) pie Slokas un Buļļu dzelzsceļa tilta — laikā no 1. XI. 1923. līdz 30. IV. 1928. — novēroto ūdens līmeņu kopsavilkums, pēc kura bija jāatrod absolūtais kritums starp šiem diviem 20 km atstatajiem punktiem.

Visas augstumu atzīmes un ūdens dziļumi attiecināti uz jūras līmeņa nullpunktu. Bez tam no agrākiem izmēģinājumiem bija zināms kā vienreizējas mērīšanas rezultāts: šķērsgriezumā  $F = 1760 \text{ m}^2$ , kritums  $J = 0,000024$  un ūdens vairums  $Q = 1241 \text{ m}^3/\text{sec}$ .

### Pamatdatu izmantojums.

No ūdens līmeņu un krituma sakarības redzams, ka Lielupes tecēšanas virzienu ļoti ietekmē mainīgais jūras ūdens līmenis. No 1643 novērotām dienām upei bijis pozitīvs kritums uz jūru tikai 800 dienas. Pārejās 843 dienās upei vai nu nav bijis krituma, vai tas bijis negatīvs. 532 dienās novērots kritums starp  $\pm 0$  un  $+ 10 \text{ cm}$ , 118 dienās no  $+ 11 \text{ cm}$  līdz  $+ 25 \text{ cm}$ , 74 dienās no  $+ 26 \text{ cm}$  līdz  $+ 60 \text{ cm}$  un 76 dienās pāri par  $+ 60 \text{ cm}$ . Vislielākais kritums  $+ 123 \text{ cm}$  bijis 1924. g. 7. aprīlī\*), tālāk 1928. g. 5. aprīlī  $+ 121 \text{ cm}$  un 1924. g. 5. aprīlī  $+ 101 \text{ cm}$ . Negatīvie kritumi galvenā kārtā turas starp  $\pm 0$  un  $- 20 \text{ cm}$ . Absolūti lielākais negatīvais kritums bija  $- 69 \text{ cm}$ . Tikpat svarstīgi kā kritumi ir arī ūdens līmeņu augstumi. Pie Buļļu tilta ūdens līmenis ceļas un krit: 1) starp  $h = - 20$  un  $h = + 20 \text{ cm}$  1042 dienas; 2) ūdens līmeņi zem  $- 20 \text{ cm}$  novēroti tikai 95 dienas; 3) no  $+ 21$  līdz  $+ 50 \text{ cm}$  399 dienas; 4) pāri par  $+ 50 \text{ cm}$  107 dienas (no kopējām 1643 dienām). Visaugstākais pie Buļļu tilta novērotais ūdens līmenis ir 1924. g. 6. apr.  $+ 1,45 \text{ m}$ .

Lai iegūtu pieturu notekošiem plūdu ūdens vairumiem, salīdzinot vairākus upes šķērsgriezienus, par vidējo pieņemts 18. km profils. Šā profila laukums zem nulllīnijas ir  $F \approx 1400 \text{ m}^2$ , platums ūdens līmenī  $\sim 246 \text{ m}$ , atstatums no Buļļu tilta  $\sim 11,6 \text{ km}$ . Apmēram notekošais ūdens vairums aplēsts šādejādi:

1928. g. 5. apr. absolūtais kritums  $H = 121 \text{ cm}$ .

relatīvais kritums  $J = \frac{121}{2000000} = 0,0000605$ .

ūdens līmeņa lata Buļļos rāda  $+ 10 \text{ cm}$ .

ūdens līmenis 18. km profilā  $= + 10 + 11,6 \cdot 6,05 = + 80 \text{ cm}$ .

šķērsprofils 18. km profilā  $F = 1400 + \sim 0,8 \cdot 246 \approx 1600 \text{ m}^2$

apslapinātais perimetrs  $\approx$  platumam ūdens līmenī :  $p \approx 250 \text{ m}$ .

\*) Šis skaitlis pielaiž iebildumus, jo līmeņa novērojumi nav izdarīti vienā un tajā pašā laikā.

hidrauliskais radijs  $R = \frac{1600}{250} = 6,4 \text{ m}$

notekas reizulis (pēc Hesles) :  $c = 25 (1 + \frac{1}{2} \sqrt{6,4}) = 56,6$

vidējais ātrums  $v = 56,6 \sqrt{6,4 \cdot 0,0000605} = 1,11 \text{ m/sec.}$

ūdens vairums  $Q = 1,11 \cdot 1600 = 1775 \text{ m}^3/\text{sec.}$

Pēc tā paša aplēsuma ūdens vairums  $Q$  iznāk nākamajai dienai (1928. g. 6. apr.), kad  $H = 58 \text{ cm}$  un  $h = +60 \text{ cm}$  ir  $404 \text{ m}^3/\text{sec.}$

1924. g. 5. apr.  $H = 101 \text{ cm}$  un  $h = +107$ ,  $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec.}$

1924. g. 6. apr.  $H = 79 \text{ cm}$  un  $h = +145 \text{ cm}$ ,  $Q = 1860 \text{ m}^3/\text{sec.}$

Par lielāko notekas vairumu tā tad var pieņemt apaļus  $2000 \text{ m}^3/\text{sec.}$  Tālāk pretstatīti ūdens vairumi noteiktiem ūdens līmeņiem un kritumiem.

Kritums starp Sloku un Buļļiem cm	Ūdens līmenis pie Buļļiem cm.	Ūdens vairums $Q \text{ m}^3/\text{sec.}$
+ 10	- 20	389
+ 10	+ 20	444
+ 10	+ 50	476
+ 25	- 20	630
+ 25	+ 20	710
+ 25	+ 50	775
+ 60	- 20	1040
+ 60	+ 20	1175
+ 60	+ 50	1280

Pēc šā aplēsuma redzams, ka pa visu noverošanas laiku 1643 dienas  $\approx 4\frac{1}{2}$  gada — 843 dienas ūdens nemaz nav notecējis, bet no jūras pietecējis; 532 dienas notecējis ūdens vairums no 0 līdz  $476 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , caurmērā  $238 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ; 118 dienās notecējis no  $476$  līdz  $775 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , caurmērā  $625 \text{ m}^3/\text{sec.}$  un 74 dienas no  $775$  līdz  $1280$ , caurmērā  $1027 \text{ m}^3/\text{sec.}$  Tālākās 76 dienās noteces vairums pārsniedzis  $1280 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , sasniedzot  $2000 \text{ m}^3/\text{sec.}$  Izdalot ar  $4\frac{1}{2}$  un ar to attiecinot šos skaitļus uz 1. gadu, dabūjam:

188	dienas	bez	noteces
118	„	ar	noteci no $238 \text{ m}^3/\text{sec.}$
26	„	„	„ $625$ „
16	„	„	„ $1027$ „
17	„	„	pāri par $1280 \text{ m}^3/\text{sec.}$
<hr/>			
365	dienas.		

### Modelis.

Mūs interesējošā upes atgriezuma modeli izgatavoja, pēc 1. p. minētā upes plāna, ar dziļuma un augstuma līnijām inženierzinātņu laboratorijas lielajā ūdensbūvju silē (sk. 1. ras.) no ģipsa ar cementa piemaisījumu. Siles 2 m platums atļāva lietot gaļumiem, tikai mērogu 1:1000, bet arī šai mērogā cilpu nevarēja ievietot, drusku nepārgrozot cilpas stāvokli, kas šais mēģinājumos bija mazāk svarīgi. Lai iegūtu modeli patieso upes gaļumu, no sākuma cilpu pārlieca vēl vienreiz pretlokā, bet to pēc pirmajiem mēģinājumiem, virpuļa rašanās dēļ, atmeta kā nenoderīgu un pārbūvēja šo modeļa daļu. Projektēta pārrakuma vietā kanāli ierobežoja ar ģipsu, dodot tam 5 m dziļumu zem nulles, 150 m platumu dibenā un 300 m platumu nulllīnijā. Ar to arī bija noteikts izmazgājot sasniedzamais šķērsgriezums. Šo ģipsā izveidoto kanāla gultni piepildīja ar dabā no attiecīgās vietas ņemtu smilti, no kuņas iepriekš izsijājot atdalīja rupjākās daļas un gliemežu vāciņus. Iepildītā smilti izvilka ar šablonu attiecīgiem izmēģinājumiem vajadzīgo, kanālim sākumā izveidojamo profilu un novēroja, kā tekošais ūdens darbojas. Dziļumus modeli izbūvēja mērogā 1:100; ar šo pašu par sevi nevēlamo modeļa dziļuma mēroga palielinājumu pret gaļuma mērogu bija jāapmierinās, lai modeli nerastos „straujots“ (ūdens\*), jo citādi modeļa rezultāti nebūtu pārnesami dabā. Izmēģinājuma mērķa dēļ: izpētīt straumes izskalošā spēku, kritumu mērogs bija jāizraugās 100:1. Dziļumu mērogā 1:100 mērogs izskalošā spēkam pēc izmazgātāja spēka likuma ir  $\frac{S_m}{S} = 1$ . Mērogs ūdens vairumiem pēc analogijas likuma ir:

$$\frac{Q_m}{Q} = \frac{1}{100} \cdot \frac{1}{100^{3/7}} = \frac{1}{193100}$$

mērogs ātrumiem:

$$\frac{v_m}{v} = \frac{Q_m}{Q} \cdot \frac{F}{F_m} = \frac{100000}{193100} = 0,517,$$

laika mērogs:

$$\frac{T_m}{T} = \frac{1m}{1} \cdot \frac{v}{v_m} = \frac{1}{1000 \cdot 0,517} = \frac{1}{517} = 0,00193.$$

Bez tam arī izpildīti sekošie noteikumi, lai modeļa izmēģinājumu rezultātu varētu attiecināt uz apstākļiem dabā:

\*) Sk. Rehbock, T h. „Betrachtung über Abfluss, Stau- und Walzenbildung bei fliessenden Gewässern“. 1. lapp. terminu „schiessendes Wasser“.



$$1) \frac{g}{Cm^2} \text{ jābūt lielākam par modeļa kritumu } J_m; \frac{Cm^2}{C^2} = \frac{vm^2}{v}$$

$$\frac{R}{R_m} \cdot \frac{J_m}{J} = 0,517^2.$$

Dabā koeficients C apmēram līdzīgs 56, ar to  $Cm^2 =$   
 $= (0,517 \cdot 56)^2 \approx 840$  un  $\frac{g}{Cm^2} = \frac{9,81}{840} = 0,0117 > J_m.$

(Sk. izmēģinājumu kritumu mērījumus.)

- 2)  $J_m$  jābūt lielākam nekā ar 8-kārtīgo dziļumu izdalīts smilšu graudu lielums  $d$ :  $J_m > \frac{d}{8t}$ . Izmēritais galvenais smilšu graudu lielums \*) svārstās starp 0,1 un 0,2 mm, seklākais ūdens dziļums  $t \approx 20$  mm, tā tad apakšējā robežvērtība kanālī pielaižamam kritumam  $J_m = 0,00125$ .

### Izmēģinājumi.

Pagatavotā modeli izdarīti no 30. maija līdz 11. jūlijam; 14 izmēģinājumi, mērijot pa modeļa gultni notekošos ūdens vairumus. Divās vietās: augšpus un leļpus cilpas un pārrakuma ar krituma mēritājiem mērija ūdens līmeņa starpību un atrada kritumus. Blakus leļgala krituma mēritājam atradās celluloida lata, no kuļas nolasiļa katrreizējo ūdens līmeņa stāvokli. Pirmajos izmēģinājumos no pirmā līdz piektajam ūdens notecēja tieši no apakšējā modeļa upes gala. Tā kā tamdēļ radās labu gabalu augšpus līmeņa krituma likne, tad tālākiem izmēģinājumiem modeļa galā iebūvēja aizvadu (aizslegu), kas deva iespēju zināmās robežās rēgulēt ūdens līmeni. I, II, III un XI izmēģinājumu izdarīja bez pārrakuma, lai rastu pamatu modeļa apstākļu salīdzināšanai ar upes dabiskajiem apstākļiem. Visos citos izmēģinājumos izraka dažāda dziļuma, dibena platuma un nogāzes slīpuma, kanāļus un novēroja ūdens iedarbi uz to sienām un dibenu. Dažos izmēģinājumos upes un kanāļa ātrumus ūdens līmeni mērija arī ar plūdiņiem. Izmēģinājumu protokoli ar dabas apstākļos pārvērstiem mērogu datiem pielikti še klāt (sk. 1. pielikumu).

Lielas grūtības izmēģinājumos radīja attiecībā 1:10 sagrozītais paša modeļa mērogs, jo kanāļa nogāzes nebija iespējams izveidot

\*) Graudu lielums noteikts sijājot un atduļļojot, kā arī mikroskopējot. Sk. „Lielupes Majoru cilpas smilts īpašības sausumā, stāvošā un tekošā ūdenī“. 2. pielikumā.

šai sagrozītajā mērogā. Tamdēļ, pārvedot kanāļa izmērus dabā, varēja ievērot tikai kanāļa dziļumu un šķērsriezumu, iedomājoties nogāzes kā nesagrozītas.

### Izmēģinājumu rezultāti.

Izmēģinājumi skaidri norāda, ka izrokot kanāli, upes kritums cilpā samazinās, kas arī nav citādi sagaidāms. Arī pie lielākiem, 4 m dziļiem kanāļa pirmrakumiem straumes izskalotāja spēks izrādās par nepietiekošu, lai padziļinātu pirmrakumu, kamēr netiek aizsprostota pati upes cilpa. Kanāļa profila pārveidošana, savienota ar smilšu transportu no kanāļa upes lejāk guļošās daļās, notiek ūdens virpuļiem izceļoties. Visos izmēģinājumos bez izņēmuma radās virpulis tur, kur kanāļa augšgalā straupei jāsadalās pa upes un kanāļa gultnēm. Šis virpulis ieļņrauzās kreisajā kanāļa nogāzē, novietojot no turienes ūemtās smiltis kanāļa dibenā. Šādā kārtā iesākusies kanāļa pirmrakuma profila izpostīšana pamazām virzās uz leju. Tā tomēr mazāk rada kanāļa šķērsriezuma palielinājumu ne kā kanāļa gultnes veida maiņu. Gultne izveidojas plata, lēzenas muldas veidā. IX izmēģinājums pielaiž šādu slēdzienu par ūdens vairuma sadalīšanos upē un kanālī: ja ūdens stāvoklis  $+ 2,4$  cm modelī un absolūtais kritums starp mērpunktiem  $0,0000096 \cdot 7300 = 0,07$  m, tad kanāļa šķērsriezums  $F_k \approx \approx 2 \cdot 6,4^2 \cdot 10 = 820$  m<sup>2</sup> un upes šķērsriezums  $F_f = 1400 \cdot 2,4 \cdot 250 \approx \approx 2000$  m<sup>2</sup>. Ātrumi attiecas kā  $\frac{v_f}{v_k} = \frac{0,31}{0,465}$ , caurtekošie ūdens vairumi tā tad kā  $\frac{Q_f}{Q_k} = \frac{2000 \cdot 0,31}{820 \cdot 0,465} = \frac{620}{380}$ . Zemos ūdens stāvokļos šī attiecība palielinās, jo kanāļa šķērsriezums samazinās ātrāk nekā upes šķērsriezums. Tā kā ūdenslīmeņi modeļa lielāka asuma dēļ iznāk drusku par lieliem, varētu noteikt attiecību  $\frac{Q_f}{Q_k}$  kas noapaļota līdz 2 : 1.

Kā izmēģinājuma blakusrezultāts jāmin tas, ka dažādās upes vietās kanāļa sākumā, cilpā no Dubultiem līdz Majoriem rodas stipri virpuļi, tā saucamie vertikālie ūdensvelteņi, kas atbilst dabā novērojamiem dziļajiem atvāriem upē. Taisnās upes daļās, kur nerodas ūdensvelteņi, nav arī dziļo atvaru. Tamdēļ jādomā, ka stipra Lielupes krastu izgraušana pie Dubultiem un Majoriem mazāk notiek ar normālo upes skalotāja spēku, bet tai ir lielāks sakars ar virpuļu rašanos šais vietās.

### Gala slēdzieni.

Apsverot izmēģinājumu rezultātus, var atbildēt uz šā raksta sākumā izteiktajiem jautājumiem:

- 1) Ja iebūvē tikai pirmkanāli, tad maz izredzes, ka upe pati to izveidos tālāk, paplašinot līdz vēlamajam šķērsgriezumam, ja reizē mākslīgi vai dabiski (ledum sablīvējoties) nenotiek tagadējās upes cilpas aizsprostošana.
- 2) un 3) Ja jaunā pārrakuma gultnes izveidošanu uzdod upei, tad sagaidāmi smilšu nosēdumi uz pļavām upes kreisajā krastā pretim Varkaļu krogum. Īso plūdu ūdeņu laika un tāpat arī mainīgā upes straumes virziena dēļ no pārrakuma iznestās smilšu masas tikai lēnām tiks virzītas uz upes ieteku, tā kā paredzama zināmu laiku ilgstoša piesērēšana un smilšu solu rašanās lejāk gulošā upes gultnē.

Rīgā, 1928. g. jūlijā.

Iesniegts fakultātei 1929. g. 16. maijā.

Pielikumā:

- 1) Izmēģinājumu protokoli;
- 2) „Lielupes Majoru cilpas smilts īpašības sausumā, stāvošā un tekošā ūdenī“. (Darbus izdarījis un aprakstu sastādījis J. Kainašs).

## Izmēģinājumu protokoli.

### I izmēģinājums

1928. g. 30. maijā.

Upes gultnes nogāzes, izņemot vietas pie upes projektētā kanāla sākumā un beigās un pasu kanāli, nostiprinātas ar ģipsu.

Ja ūdens vairums  $Q = 770 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ,

tad kritums  $J = 0,000036$ .

Šis kritums (+ 72 cm starp Sloku un Buļļiem) izrādās par lielu, tādēļ modelis pārtaisāms gludāks, apmetot to ar ģipsu.

### II izmēģinājums

1928. g. 2. jūnijā.

Modelis kā pirmajā izmēģinājumā, tikai ar gludākām sienām.

Ūdens vairums  $Q = 770 \text{ m}^3/\text{sec.}$  —  $J = 0,0000217$

„ „  $Q = 1160$  „ —  $J = 0,0000320$

„ „  $Q = 1220$  „ —  $J = 0,0000320$

Attiecības starp ūdens vairumu un kritumu tīri labi atbilst dabiskajiem apstākļiem.

### III izmēģinājums

1928. g. 4. jūnijā.

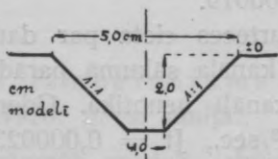
Modelis kā otrajā izmēģinājumā.

Ūdens vairums  $Q = 46 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ,  $J = 0,0000155$ .

Dabā šis ūdens vairums atbilst mazākam kritumam, kas nozīmē, ka modeļa asums samērā ar dabisko upes gultni vēl drusku par lielu. Minētajā gadījumā nevar šo parādību novērst. Tā rezultātā dos drusku augstākus ūdens līmeņus.

## IV izmēģinājums

1928. g. 4. jūnijā.



2. attēls.

Modeļa kanāļa izmēri cm atbilst 2 m dziļumam zem nulles un šķersgriezumam  $F = 60 \text{ m}^2$ . (sk. 2. attēlu).

Ūdens vairums  $Q = 444 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ,

upes kritums  $J_f = 0,0000133$ ,

kanāla „  $J_k = 0,0000286$ ,

ūdens vairums  $Q = 1235 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ,

$J_f = 0,0000244$ ,

$J_k = 0,0000524$ .

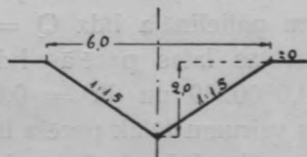
Upes kritums ar pārrakumu samazināts par  $\sim 25\%$  (no  $0,000032$  līdz  $0,0000244$ ).

Pēc tam, kad  $1235 \text{ m}^3/\text{sec.}$  bija tecējuši  $233$  stundas =  $9$  dienas  $17$  st., izmēģinājumu pārtrauca, jo kanāļa krasti iegāzās un kanāļa dibens paaugstinājās. Izbūvētā nogāze  $1:1$  izrādījās par stāvu.

## V izmēģinājums

1928. g. 5. jūnijā.

Kanālis izrakts ar samēriem, kas atbilst 2 m dziļumam un šķersgriezumam  $60 \text{ m}^2$  (zem nulles līmeņa). (Sk. 3. attēlu).



3. attēls.

$Q = 290 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ,

$J_f = 0,00001$ ,

$J_k = 0,0000214$ .

Pēc 23 minūtēm =  $8\frac{1}{4}$  dienas \*) ūdens iedarbes nekas nepārgrozījās. Ūdens vairumu palielināja uz  $Q = 348 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ,  $J_f = 0,0000089$ ,  $J_k = 0,000019$ .

Pēc 12,2 dienu caurteces cieta par daudz stāvā kreisā kanāļa krasta ārējā nogāze un kanāļa sākumā parādījās smilšu soli.

Smilšu transports kanālī nenotika. Ūdens vairumu tālāk palielināja uz  $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ,  $J_f = 0,0000233$ ,  $J_k = 0,00005$ . Pēc  $8\frac{1}{4}$  dienu caurteces kanāļa profils izpostīts, krasti, galvenā kārtā kreisais, iekrituši, kanāļa dibens paaugstināts, pie kam kanālī netiek novērots smilšu transports.

## VI . iz m ē ģ i n ā j u m s

1928. g. 6. jūnijā.

Tā kā V. izmēģinājumā novērotie postījumi radās sakarībā ar par daudz stāvu kanāļa kreisā krasta ārējo nogāzi, tad kanāli iekārtoja tāpat kā V. izmēģinājumā, tikai noapaļojot kreiso zemes smaili, kas atšķir kanāli no upes. Upes modeļa lejgalā iebūvēja rēgulējamu aizvadu (aizslēgu), lai arī mazos ūdens vairumos varētu turet augstākus ūdens stāvokļus. Uzturot ūdeni pie modeļa latus  $\pm 0$  (10,9 m siles iedalījuma profilā),

11,1 dienas  $Q = 87 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ,  $J_f = 0,0000044$ ,  $J_k = 0,0000095$ ,

9,1 „  $Q = 270$  „  $J_f = 0,0000078$ ,  $J_k = 0,0000167$ ,

25,5 „  $Q = 560$  „  $J_f = 0,0000133$ ,  $J_k = 0,0000286$ .

Kanāļa gultne pie ietekas piesērēja, lai gan smilšu transportu novērot neizdevās. Arī upē ievietotās smiltis palika uz vietas. Izmēģinājumu pārtrauca un turpināja 1928. g. 7. jūnijā.

77  $\text{m}^3/\text{sec.}$  ūdens vairums nevarēja ūdens stāvokli  $\pm 0$  tecēt ne pa upes gultni, ne arī pa kanāli, jo tas bija palicis par seklu. Tikai maza daļa no  $Q = 290 \text{ m}^3/\text{sec.}$  notecēja pa kanāli, tomēr to neizmainot. Ūdens vairumu palielināja līdz  $Q = 695 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklis pie modelī iebūvētās latus pacēlās līdz  $+ 2$  cm. Mērijot kritumus, dabūja  $J_f = 0,0000289$  un  $J_k = 0,000062$ .

Pēc 28,7 dienas ūdens vairumu tālāk pacēla līdz  $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{sec.}$  Ūdens stāvoklis pie latus pacēlās līdz  $+ 4$  cm, kritumam nemainoties. Pēc 3,6 dienu caurteces ūdens vairumu pamazināja līdz 77  $\text{m}^3/\text{sec.}$ , un ūdens stāvokli nolaida līdz  $\pm 0$ . Ar to ūdens tecēšana kanālī

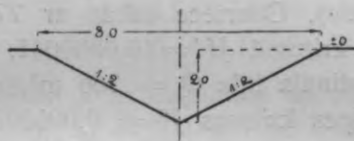
\*) Laika mērogs  $\frac{T_m}{T} = 0,00193$ .

apstājas. Kanāļa gultne lejgalā izrādījās plataka un seklāka, bet augšgalā gandrīz bez pārmaiņām. Smilšu transports kanālī nebija no-  
teicams.

### VII izmēģinājums

1928. g. 9. jūnijā.

Modeli pārbūvēja, izņemot modeli iebūvēto pretloku, kas sā-  
kumā bija iebūvēts, lai modeļa cilpas gaļumu iedabūtu mērogā. Ka-  
nālīm deva izmērus, kas atbilst 2 m dziļumam un  $F = 80 \text{ m}^2$  šķērs-  
griezumam zem nulles līmeņa (sk. 4. attēlu). Smaili, pret kuŗu ūdens



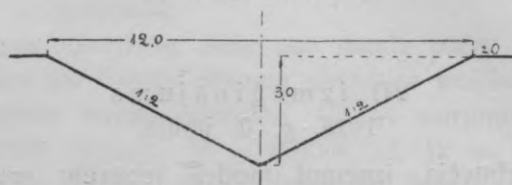
4. attēls.

dalījās pa upi un kanāli, noapaļoja. Ūdens vairumu 37,8 dienas laikā  
pamazām palielināja no  $Q = 154 \text{ m}^3/\text{sec.}$  līdz  $Q = 580 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , pie  
kam kanāļa gultne neizmainījās. Labajā upes krastā tūlī pēc kanāļa  
ietekas novēroja mazu noskalojumu. Ūdens ātrumu kanālī  $v_k$  un  
upē  $v_f$ , mērijot ar plūdiņiem, atrada  $v_k = 0,424 \text{ m/sec.}$ ,  $v_f =$   
 $= 0,312 \text{ m/sec.}$  Ūdens stāvokli turēja līdz  $\pm 0$ . Upes kritums pa-  
cēlās no  $J_f = 0,0000068$  līdz  $J_f = 0,0000137$ . Ūdens vairumu pa-  
lielināja līdz  $Q = 907 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , pēc kam ūdens stāvokli  $+ 2,8 \text{ cm}$   
izmērija  $J_f = 0,000011$ ,  $J_k = 0,000019$ ,  $V_f = 0,292 \text{ m/sec.}$ ,  $V_k =$   
 $= 0,481 \text{ m/sec.}$  Smiltis neceļoja. Kreisajā kanāļa nogāzē netālu no  
tā sākuma radās virpuļi, kas izgrauž nogāzi. Caurteces laiks bija  
 $61\frac{1}{2}$  dienas.

Caurteci tālāk paaugstināja līdz  $1235 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , pie kam ūdens  
stāvoklis pacēlās līdz  $+ 4,5 \text{ cm}$ , kritumam neizmainoties. Ātrums  
kanālī bija  $V_k = 0,54 \text{ m/sec.}$  Upē ātrumu nebija iespējams izmērit,  
jo plūdiņu aizturēja cilpā pie Dubultiem rodošies virpuļi. Šis ūdens  
vairums tecēja 5 dienas. Kā rezultāts izrādījās jau minētā virpuļa  
darbs, kas izveidoja pie kanāļa ieejas atvarus un smilšu solus. Ka-  
nāļa dibena skalošana nebija notikusi.

## VIII izmēģinājums

1928. g. 11. jūnija.



5. attēls.

Kanāļa izmēri šoreiz uzrādīja 3 m dziļumu un 180 m<sup>2</sup> lielu šķērs-griezumu (sk. 5. attēlu). Caurtece sākas ar 77 m<sup>3</sup>/sec. ūdens stāvokli  $\pm 0$  un upes kritumā  $J_f = 0,0000041$ . Pēc  $\sim 12$  dienām ūdens vairumu paaugstināja līdz  $Q = 366$  m<sup>3</sup>/sec., neizmainot ūdens stāvokļa augstumu. Upes kritums  $J_f = 0,0000082$ . Pēc 10,8 dienām  $Q$  palielināja līdz 560 m<sup>3</sup>/sec., ūdens stāvoklis pacēlās par  $+ 0,8$  cm, kritums  $J_f = 0,0000123$ . Mērijot atrasts, ka  $V_f = 0,265$  m/sec.,  $V_k = 0,324$  m/sec. Pēc 3 $\frac{1}{2}$  dienas netālu no kanāļa sākuma varēja konstatēt mazu tā kreisā krasta iegrauzumu.

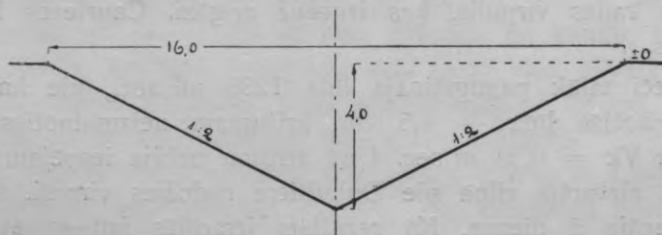
6 $\frac{1}{2}$  dienas  $Q = 1040$  m<sup>3</sup>/sec., ūdens stāvoklis  $+ 3,8$  cm,  
 $J_f = 0,0000069$ .

3 $\frac{1}{2}$  dienas  $Q = 1215$  m<sup>3</sup>/sec., ūdens stāvoklis  $+ 4,5$  cm,  
 $J_f = 0,0000055$ .

Kanāļa sākumā dibena skalojums izplatās tālāk uz leju. Gultnes aizskalojums nenotiek.

## IX izmēģinājums

1928. g. 13. jūnija.



6. attēls.

Kanāļa samēri šādi, atbilstot 4 m dziļumam un 320 m<sup>2</sup> šķērs-griezumam (sk. 6. attēlu). Pa upi un kanāli kopā ūdens tecēja apm.



14 dienas  $Q = 135 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklim esot  $\pm 0$  un  $J_f = 0,0000055$ . 10 dienas  $Q = 482 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklī  $\pm 0,4 \text{ cm}$  un  $J_f = 0,000011$ .

Kreisajā kanāļa krastā pie ietekas novērojams mazs izgrauzums.

6 dienas  $Q = 1040 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklī  $+ 2,4 \text{ cm}$  un  $J_f = 0,0000096$ ,  $v_f = 0,31 \text{ m/sec.}$ ,  $v_k = 0,465 \text{ m/sec.}$  Ūdens vairums pamazām pieauga līdz  $1240 \text{ m}^3/\text{sec.}$  Kanāļa kreisajā krastā izgrauzums palielinājies, smilšu soli sedz kanāļa ietekas tuvumā tā nogāzes un dibenu. Kanāļa lejas gals nav pārvērties.

#### X izmēģinājums

1928. g. 14. jūnijā.

Kanāļa samēri atbilst 4 m dziļumam un  $320 \text{ m}^2$  caurteces šķēsgriezumam (sk. 6. attēlu).  $Q = 232 \text{ m}^3/\text{sec.}$  tecēja 10 dienas un ūdens stāvoklis bija  $\pm 0$  un  $J_f = 0,0000041$ ; 9 dienas  $Q = 464 \text{ m}^3/\text{sec.}$  un ūdens stāvoklis bija  $+ 0,6 \text{ cm}$  un  $I_f = 0,0000068$ ,  $V_f$  bija  $0,2 \text{ m/sec.}$ ,  $V_k = 0,35 \text{ m/sec.}$  Pie ieejas kreisajā kanāļa nogāzē rodas tāpat kā agrākajos izmēģinājumos virpulis (vertikāls ūdens veltenis), kas izgrauž nogāzi. No izgrauztās vietas izskalošanās smiltis nosēstas kanāļa dibenā. 6,1 dienas  $Q = 965 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , kad ūdens stāvoklis  $+ 3 \text{ cm}$  un  $J_f = 0,0000151$ .

38 dienas  $Q = 1160 \text{ m}^3/\text{sec.}$  un ūdens stāvoklis  $+ 1,8 \text{ cm}$  (?) un  $J_f = 0,0000165$ .

Kanālis izrādījās ļoti pārveidots: kļuvis plats un sekls. Jūtama smilšu ieplūšana no kanāļa upē nebija redzama.

#### XI izmēģinājums

1928. g. 27. jūnijā.

Izmēģinājums izdarīts bez pārrakuma. Upes krasti kanāļa sākumā un beigās izveidoti no smilts, bez ģipsa nostiprinājuma.

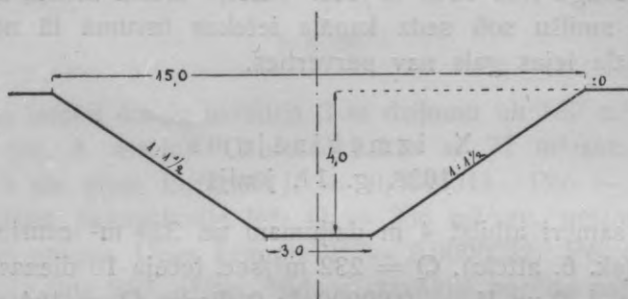
14 dienas	$Q = 540 \text{ m}^3/\text{sec.}$	ūdens st.	$+ 0,8 \text{ cm}$ ,	$J_f = 0,0000165$ ,
8 „	$Q = 1200$	„ „ „	$+ 2,0$ „,	$J_f = 0,0000302$ ,
$6\frac{1}{2}$ „	$Q = 1485$	„ „ „	$+ 2,7$ „,	$J_f = 0,0000322$ .

Augstāk minētie smilšu krasti tika izskaloši, smiltis aiznesa straume un noguldīja šādās vietās: kreisajā pārplūdušajā krastā pie 10. un 11. km (pļava pret Varkaļu krogu) un upes gultnē pie 10. km.

## XII izmēģinājums

1928. g. 27. jūnijā.

Kanālis ar samēriem atbilst. 4,0 m dziļumam un 360 m<sup>2</sup> šķēsgriezumam (sk. 7. attēlu). Pēc tam, kad  $Q = 405$  m<sup>3</sup>/sec., bija tecējis 3 $\frac{1}{2}$  dienas, izmēģinājumu nācās pārtraukt elektrības strāvas noslēgšanas dēļ.



7. attēls.

1928. g. 28. jūnijā.

5,7 dienas  $Q = 464$  m<sup>3</sup>/sec., ūdens stāvoklis + 0,5 cm,  $J_f = 0,0000110$ . Tūlīt aiz kanāļa sākuma atkal novērojams jau vairāk reizes minētais virpulis, kas rada bedri krasta nogāzē.

25 dienas  $Q = 695$  m<sup>3</sup>/sec., ūdens stāvoklis + 1,0 cm,  $J_f = 0,0000165$ .

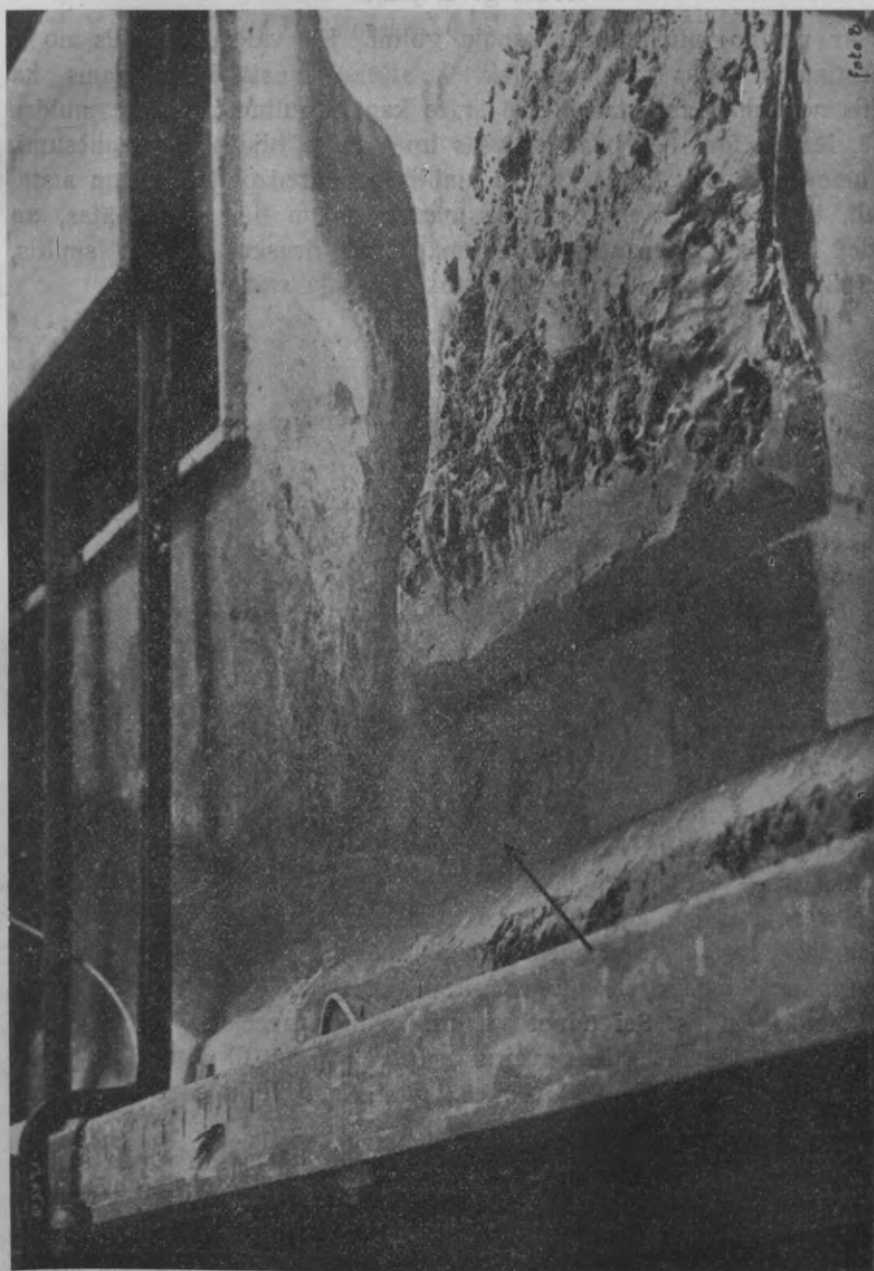
Bedre palielinās, no kreisās nogāzes noslid smilšu soli līdz kanāļa dibenam (sk. 8. attēlu, skats no lejas gala). Attēlā labi novērojams, kā iesākas kanāļa ietekas kreisā krasta izpostīšana, kamēr lejāk gulošā kanāļa daļa vēl pilnīgi neaizkarta.

48,5 dienas  $Q = 1350$  m<sup>3</sup>/sec. ar ūdens stāvokli + 2,5 cm,  $J_f = 0,0000206$ .

Kanālis pārveidojas, kļūstot plats un sekls. Vai smiltis no kanāļa tiek iznestas, nevar noteikt.

1928. g. 29. jūnijā.

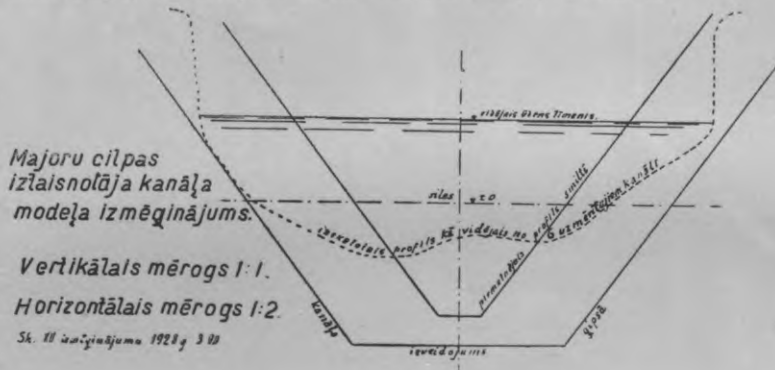
Tas pats ūdens vairums 1350 m<sup>3</sup>/sec. tek turpmākās 115 dienas, kad ūdens stāvoklis + 2,4 cm. Kritums  $J_f = 0,0000200$ ,  $J_k = 0,0000346$ .



8. attēls. Kanāļa ietekas kreisā krasta izpostīšanas sākums.

1928. g. 3. jūlijā.

Ar profilografu uzmēri kanāļa gultni. Kā vidējais profils no 6 uzmērītajiem rodas rasējumā (sk. 9. attēlu) raustītais: redzams, ka smiltis no kanāļa iznestas. Reizē ar to kanāļa gultne izveidota muldas veidā, lēzenā formā. Zemāk gulošās upes daļās bija smilšu sanesumi, bet neievērojamā vairumā. Tā kā smiltis acīm redzot ļoti lēnām atstāj kanāli, tad, iekļūstot upē, tās pa mazām daļām tiek izklīdinātas, un tamdēļ nerodas ievērojami nosēdumi. Cilpā drusku nosēdās smiltis, kas radās, upei izskalojot smilšu krastu kanāļa sākumā.



9. attēls.

## XIII izmēģinājums

1928. g. 4. jūlijā.

Kanāļa samēri kā XII izmēģinājumā.  $Q = 386 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , kad ūdens stāvoklis ir  $\pm 0$ ,  $J_f = 0,0000123$ .

Novērojams jau augstāk aprakstītais virpulis kanāļa sākuma kreisajā nogāzē, līdz ar to arī liels virpulis upē.

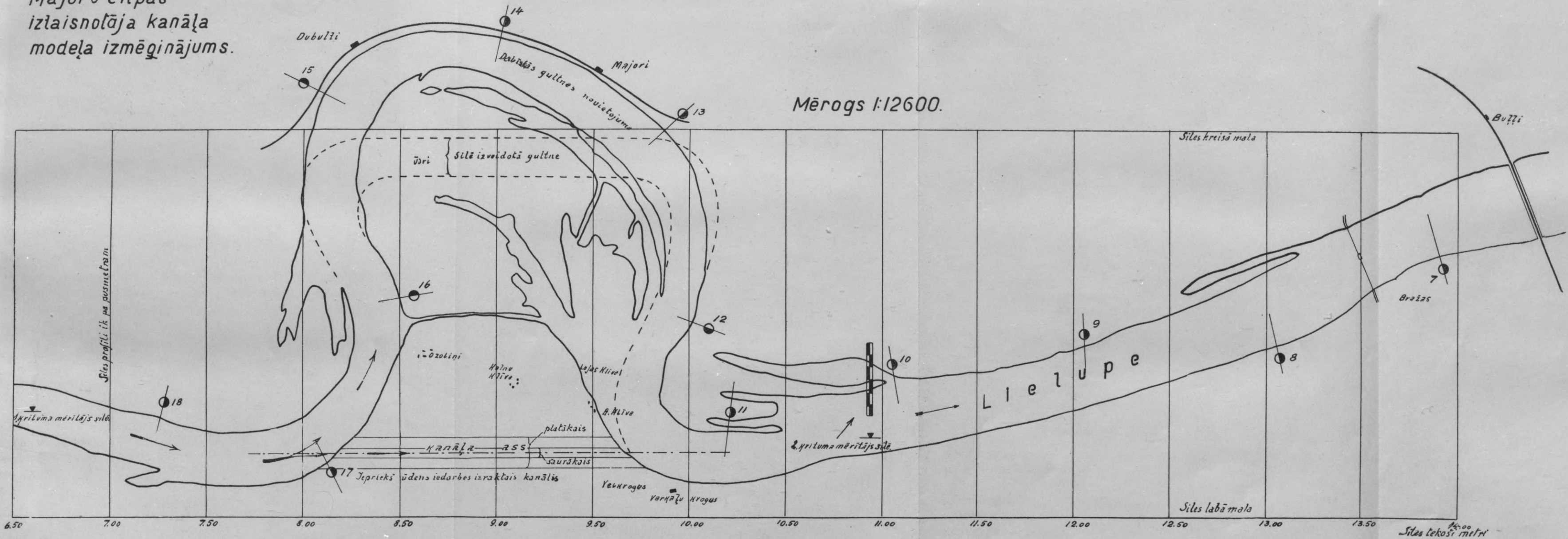
Augšpus kanāļa pie 7,5 m siles iedalījuma (sk. 1. attēlu) upē tiek kaisītas smiltis. Šai ūdens vairumā smiltis neceļoja.

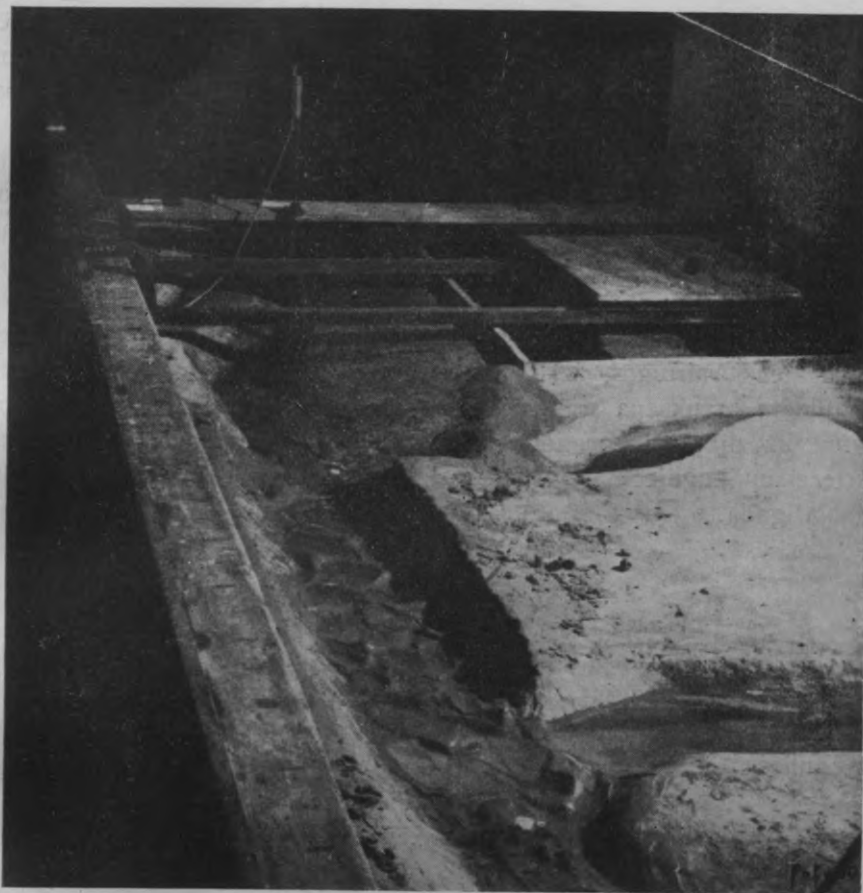
Pēc 10 dienām ūdens vairumu pacēla līdz  $Q = 618 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , turpmākajās dienās līdz  $950 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklim esot  $+ 1,4 \text{ cm}$  un  $J_f = 0,0000164$ .

Kanāļa nogāzes noklātas regulāriem smilšu viļņiem. Upes smiltis nebija ienestas kanālī. Tagad, nemainot ūdens vairumu, aizsprostoja upes cilpu ar steidzīgi uzbūrtu smilšu dambi. Nu viss ūdens vairums  $Q = 950 \text{ m}^3/\text{sec.}$  tecēja pa kanālī, kuŗu īsā laikā izskaloja. 10. attēls rāda kanāļa gultni pēc 7 dienu caurtecešanas: zemāk upē guļ lielas smilšu masas, tāpat arī virs krasta XI izm. tuvāk uzrādītās vietās.

Majoru cilpas  
izlaisnotāja kanāla  
modeļa izmēģinājums.

Mērogs 1:12600.





1928: 6483

10. attēls. Kanāļa gultne pie aizsprostotas upes cilpas pēc 7 dienu caurteces.

#### XIV izmēģinājums

1928. g. 11. jūlija.

Šis izmēģinājums bija XIII izmēģinājuma atkātojums, lai demonstrētu izdarītos novērojumus. Laiki un ūdens vairumi atbilda tādiem pašiem XIII izmēģinājumā. Arī iegūtie rezultāti izradījās tādi paši.

#### Papildizmēģinājumi.

3 papildizmēģinājumi XV, XVI un XVII izdarīti ar agrāk aprakstīto modeli. Šo izmēģinājumu protokoli sniedz šādus datus:

1) Iebūvējot galvenajā upē sliksni ar virsmalu —3,0 m zem nulles, panāk, ka virsūdens līmenis drusku uzraušas, augšpus sliksņa



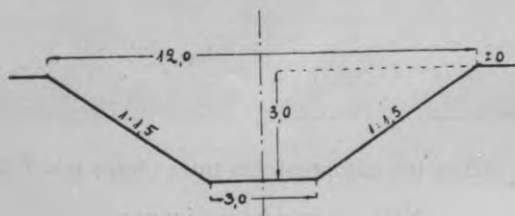
palielinās ūdens ātrums, leņķus sliekšņa rodas nemierīgs ūdens. Vēlamā pārrakuma izveidošanās nenotiek. Augstā ūdenī tomēr lielākā ūdens vairuma daļa redzami iet pār sliekšni — pa veco gultni.

2) Pilnīgi aizsprostojot cilpu ar plūdos drošu dambi, kuņģā atstāta 50 m plata un —3,0 m zem nulles dziļa kuģniecības sprauga, pietiek jaunas gultnes izveidošanai 2,0 m dziļš zem nulles līnijas 120 m<sup>2</sup> liela šķēsgriezuma grāvis. Sagaidāma ūdens līmeņa pārejoša paaugstināšanās augšpus dambja, un arī kādu laiku ilgstošs kuģniecības traucējums, upes gultnei leņķus dambja piesērējot. Lielākos ūdens vairumos, iekām vēl nebūs izveidojies pārrakums, būs apgrūtināta braukšana pa kuģniecības spraugu. Paredzami smilšu nogulumi uz pļavām iepretim Varkaļu krogum. Sagaidāms, ka ūdens caurtecei un kuģniecībai pietiekams pārrakuma izveidojums notiks jau pirmajā gadā.

#### XV izmēģinājums

1928. g. 8. augustā.

Upē starp 16. un 17. kilometru iebūvēts sliekšnis, kuņģa augšmala atrodas —3,0 m dziļumā. Pārrakuma kanālis ar samēriem (sk. 11. attēlu), kas atbilst 3 m ūdens dziļumam un šķēsgriezumam  $F = 225 \text{ m}^2$  zem nulles.



11. attēls.

Modeli piepilda uzmanīgi ar ūdeni, tomēr kanāļa lejasgalu ūdens drusku iebojāja. Pa upi un kanāli tek šādi ūdens vairumi:

5,4 dienas  $Q = 97 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , kad ūdens stāvoklis ir —0,5 un kritums  $J_f = 0,000019$ .

7,2 dienas  $Q = 348 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , kad ūdens stāvoklis ir  $\pm 0$  un  $J_f = 0,000019$ .

Visa kanāļa garumā rodas smilšu soli ar drusku manāmu kustību.

7,2 dienas  $Q = 600 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , kad ūdens stāvoklis  $\pm 0,7$  un  $J_f = 0,000022$ .

10,7 dienas  $Q = 1470 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , kad  $J_f = 0,0000274$ .

Ūdens ātrums kanālī  $v_k = 0,6 \text{ m/sec.}$

Kanālis paplašinājies un palicis seklāks. Sevišķi ievērojams smilšu transports nav novērojams. Lejpus sliedīņa upes gultnē nemierīga ūdens kustība.

#### XVI izmēģinājums

1928. g. 9. augustā.

Upe starp 16. un 17. kilometru aizsprostota ar plūdu ūdens drošu dambi, kuŗā atstāta tikai kuģniecības sprauga, 50 m plata un — 3,0 m dziļa. Kanālis ar XV izmēģinājuma samēriem. Modeļa gultni uzmanīgi piepilda tikpat augšpus, kā lejpus kanāļa.

14,3 dienas  $Q = 386 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklis  $J_f = 0,000019$ .

Smiltis ceļo pa kanāli lejpus un nosēstas upē pie kanāļa lejasgala (pie Varkaļu krogus).

7,2 dienas  $Q = 772 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklis  $\pm 0,50$ ,  $J_f = 0,0000212$ .

Kanālis padziļinās un paplašinās. Smiltis ceļo arī upes gultnē lejpus pārrakuma.

6,5 dienas  $Q = 1430 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklis  $+ 2,50 \text{ m}$ ,  $J = 0,000019$ .

Kanālis izskalots līdz galējām nostiprinātām nogāzēm. Pa dibenu ceļo smiltis.

9,7 dienas  $Q = 425 \text{ m}^3/\text{sec.}$ , ūdens stāvoklis  $+ 0,40 \text{ m}$ ,  $J = 0,0000137$ .

Smilšu ceļošana tikko noteicama. Smilšu nogulumu kreisajā krastā pretim Varkaļu krogum. Pārrakuma gultne diezgan labi izveidojusies līdz —3,0 m dziļumam. Kuģniecības spraugā no sākuma bija stipra straume; uz beigām straume ievērojami atslāba.

#### XVII izmēģinājums

1928. g. 9. augustā.

Izmēģinājums viscaur kā iepriekšējais, tikai kanāļa samēri mazāki un atbilst 2 m dziļumam un  $120 \text{ m}^2$  šķērsgriezumam zem nulles.

19 dienas  $Q$  kāpj no  $232 \text{ m}^3/\text{sec.}$  līdz  $3866 \text{ m}^3/\text{sec.}$ ; ūdens stāvoklis  $\pm 0$ , kritums  $J_f = 0,0000178$ .

Smilšu transports kanālī jau iesākas. Kanālis izplešas, izskalojot krastus.



$$7,2 \text{ dienas } Q = 772 \text{ m}^3/\text{sec.}, \text{ ūdens stāvoklis } + 1,2 \text{ Jf} = \\ = 0,0000274,$$

$$6,5 \text{ dienas } Q = 1430 \text{ m}^3/\text{sec.}, \text{ ūdens stāvoklis } + 2,5 \text{ Jf} = \\ = 0,0000247,$$

$$9,7 \text{ dienas } Q = 425 \text{ m}^3/\text{sec.}, \text{ ūdens stāvoklis } + 0,6 \text{ Jf} = \\ = 0,0000137.$$

Gala rezultāti kā iepriekšējā izmēģinājumā. Gultne diezgan labi izveidojusies, —3,0 m dziļa.

# Modellversuche für einen Durchstich bei der Majorenhofschen Flusschleife in der Lielupe.

von Prof. E. Jacoby.

Autoreferat.

Der Autor hat das Projekt eines Durchstiches der Lielupe bei Dubbeln-Majorenhof (Anlage 1) im Flussbaulaboratorium der Universität Lettlands geprüft, um die folgenden Fragen zu klären:

1) Welche Abmessungen müssen dem Kanal von vornherein gegeben werden, damit der Fluss selbst im Stande ist den Kanal bis zu dem erforderlichen endgültigen Profil zu erweitern.

2) In welcher Zeit wird das Wasser den Kanal bis zum Normalprofil der Lielupe ausgewaschen haben.

3) An welchen Stellen unterhalb der Schleife werden sich die aus dem Durchstich herrührenden Landmassen ablagern, und kann der Bau des Kanals irgend welche anderen schädlichen Folgen hervorrufen.

## Unterlagen.

An Unterlagen für die Versuche waren vorhanden:

- 1) Ein Situationsplan des betref. Flussabschnitts im Masstabe 1:4000, mit Angabe der Achse des projektierten Kanals.
- 2) Ein Längenprofil des Geländes in der Achse des Kanals.
- 3) Wasserstandsmessungen an den Pegeln bei Schlock und bei der Bullenschen Eisenbahnbrücke für den Zeitraum vom 1. XI. 1923 bis zum 30. IV. 1928, aus denen das absolute Gefälle des Flusses zwischen diesen beiden, 20 km von einander entfernten Punkten zu ersehen war. Alle Höhenangaben sind auf den Nullpunkt des Meereswasserspiegels bezogen.
- 4) Das Resultat einer früheren einmaligen Messung: Querprofilfläche  $F = 1760 \text{ m}^2$ , Gefälle  $J = 0,000024$  und Wassermenge  $Q = 1241 \text{ m}^3/\text{sec}$ .

### Die Auswertung der Unterlagen.

Aus der Zusammenstellung der Wasserstände und Gefälle ist zu ersehen, dass die betr. Flusstrecke unter dem Einfluss der wechselnden Meereswasserstände steht. Nur an 800 von 1643 Beobachtungstagen hat der Fluss ein positives Gefälle zum Meere hin, an den übrigen 843 Tagen ist gar keins oder sogar negatives Gefälle vorhanden. Nach Vergleich mehrerer Flussprofile wurde als mittleres Profil das Profil auf km 18 angenommen, und für verschiedene Wasserstände bei Bullen und verschiedene Gefälle zwischen Bullen und Schlock die Wassermenge  $Q$  berechnet, wobei der Geschwindigkeitsbeiwert nach Hesle angenommen wurde:  $c = 25 (1 + \frac{1}{2}\sqrt{R})$ . Auf ein Jahr bezogen ergaben sich: 188 Tage ohne Abfluss bzw. mit Einströmen vom Meere, 118 Tage mit  $Q = 238 \text{ m}^3/\text{sec}$ , 26 Tage mit  $Q = 625 \text{ m}^3/\text{sec}$ , 16 Tage mit  $Q = 1027 \text{ m}^3/\text{sec}$  und 17 Tage mit  $Q > 1280 \text{ m}^3/\text{sec}$ . Die grösste abfliessende Wassermenge  $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$  bei einem grössten Gefälle  $H = 123 \text{ cm}$ . Das grösste negative Gefälle beträgt 69 cm.

### Das Modell.

Das Modell wurde aus Gips mit Zementzusatz im Masstabe 1:1000 in der Flussbaurinne des Laboratoriums eingebaut, wobei es sich nicht vermeiden liess, die Flusschleife, die für den vorliegenden Versuch von geringerer Bedeutung war, etwas zu kürzen, um das Modell in der 2 m breiten Rinne unterzubringen. Der Tiefenmasstab wurde mit 1:100 festgesetzt, der Gefällemasstab 100:1. Dadurch ergab sich der Masstab für die Räumungskraft zu 1. Der ebenfalls in Gips in seinen endgültigen Abmessungen hergestellte Durchstich wurde mit Sand, der von der Baustelle beschafft worden war, gefüllt, und in diesem Sandbett der zu untersuchende Graben ausgehoben. Die Masstäbe ergaben sich zu: Wassermenge  $\frac{Q_m}{Q} = \frac{1}{193100}$ ; Geschwindigkeit  $\frac{v_m}{v} = 0,517$ , Zeiten  $\frac{T_m}{T} = 0,00193$ .

### Die Versuche.

In der Zeit vom 30. Mai bis 11. Juli 1928 wurden 14 Versuche durchgeführt. Gemessen wurden die Wassermengen, das Gefälle zwischen den beiden Endpunkten des Kanals und die Wassergeschwindig-

keiten (mittelst Schwimmern) im Kanal und im freien Fluss. Die Auswaschung des Kanalbettes wurde beobachtet und die erhaltene Form mit dem Profilografen aufgemessen. Bei den Versuchen I, II, III und XI war kein Durchstich gemacht, um die Verhältnisse im Modell mit den gegenwärtigen Verhältnissen in der Natur vergleichen zu können. — Wegen des verzerrten Modellmasstabes — Längen 1:1000 u. Tiefen 1:100 — war es nicht möglich die Kanalwandungen in Sand in demselben Masstab herzustellen. Infolgedessen konnten bei Übertragung der Kanalabmessungen in die Natur nur die Tiefe und das Querprofil in Betracht gezogen werden.

### Die Versuchsergebnisse.

Wie nicht anders zu erwarten, zeigten die Versuche, dass bei Vorhandensein des Kanals sich das Gefälle in der Flusskrümmung verringert. Die Räumungskraft des Wassers erwies sich als zu gering, um eine Vertiefung des Grabens zu bewirken, auch wenn dem Graben eine anfängliche Tiefe von 4,0 m gegeben wurde.

Eine Veränderung des ursprünglichen Kanalprofils vollzieht sich durch Wirbelbildung. Bei allen Versuchen entstand bald hinter der Teilungsspitze ein Wirbel, der das linke Kanalufer angriff und die dort gelösten Sandteilchen auf dem Kanalboden ablagerte. Diese Wirbelbildung setzte sich allmählich nach unten hin fort, wobei das Kanalprofil nur im geringem Masse vergrössert wurde, dagegen eine flachere Muldenform annahm.

Als Nebenergebnis der Versuche ist zu erwähnen, dass an verschiedenen Flusstellen: vor dem Anfang des Kanals, in der Schleife bei Dubbeln und bei Majorenhof, vertikale Wasserwalzen entstehen, deren Stellen den grössten Tiefen in der Natur entsprechen. Man kann dabei annehmen, dass der heftige Uferangriff bei Dubbeln und Majorenhof weniger auf eine zu grosse normale Räumungskraft des Flusses zurückzuführen ist, als auf die Wirbelbildung an den betr. Stellen.

### Schlussfolgerungen.

1) Es ist wenig Aussicht vorhanden, dass der Fluss einen aufgehobenen Graben bis zum gewünschten Querprofil auswäscht, sofern nicht eine künstliche oder natürliche Sperrung des Flussbettes eintritt.

2) Wenn die Auswaschung des Grabens dem Fluss überlassen wird, so sind bei höheren Wasserständen Sandablagerungen auf den

Wiesen am linken Flussufer gegenüber dem Warkalkrüge zu erwarten. Wegen der geringen Dauer des Hochwassers werden die Sandmassen aus dem Kanal nur langsam weiterbefördert werden und es muss mit zeitweiliger Versandung im Unterlaufe gerechnet werden.

#### Ergänzungsversuche.

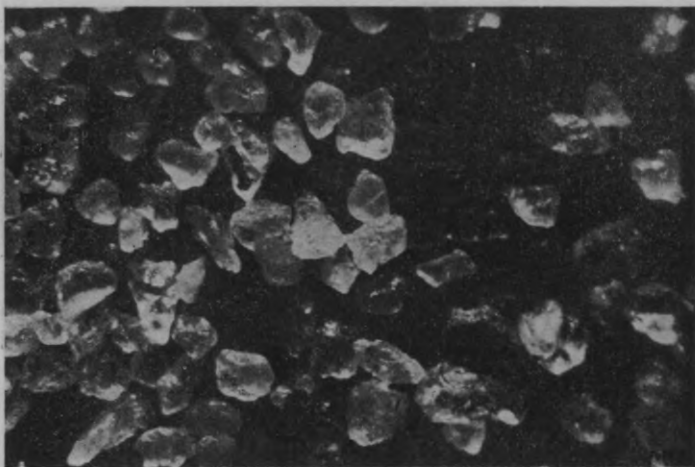
3) Wenn im Anfang der Flusschleife eine Schwelle eingebaut wird, deren Oberkante auf der Ordinate — 3,0 m liegt, tritt die erhoffte Wirkung — die Ausbildung des Durchstichkanals nicht ein.

4) Wenn die Schleife durch einen hochwasserfreien Damm geschlossen wird, in dem eine 50 m breite und 3 m tiefe Durchfahrt für Schiffe freigelassen wird. Ein 2,0 m tiefer Graben von 120 m<sup>2</sup> Querschnitt unter Null vergrößert sich bald bis zum erforderlichen Querprofil. Es ist zu erwarten, dass in diesem Falle ein Hochwasser für die Ausbildung des neuen Bettes genügen würde, doch sind die oben unter 2 erwähnten Nachteile in verstärktem Masse zu erwarten..

## Lielupes Majoru cilpas smilts īpašības sausumā, stāvošā un tekošā ūdenī

(Darbus izdarījis un aprakstu sastādījis J. Kainašs)

Lielupes labais krasts pie Majoriem, no kurienes ņemta smilts izmēģināšanai laboratorijā, sastāv no apmēram 2 m augstāk paceltā bijušā jūras līmeņa, virs kuŗa atrodas dažāda augstuma kāpu smilts, un virs tās zemes virspusē podzola kārtā ar ortšteina bagātiem iegūlumiem. Uz to, ka apakšējie slāņi kādreiz bijuši zem jūras līmeņa,



1. attēls.

norāda konchiliju *Cardium edule* un *Tellina baltica* iegūlumi. No tiem *Cardium edule* te sastopams daudz lielākā vairumā nekā *Tellina baltica*, sastādīdams laboratorijā izpētītā smiltī 2,2% pēc svāra. *Cardium edule* vāki ietekmē smilts īpašības tā, ka tās mainās. Daži ga-

bali, kas turējās vēl kopā, saturēja *Cardium edule* tādā vairumā, ka tie gan laikam zemē bija sastādījuši *Cardium*-iezi (*Cardiumbank*).\*)

Mikroskopā var novērot, ka smilts no sīlosa Nr. 6 galvenā kārtā sastāv no kvarca pa daļai apdilušiem graudiņiem; retāki ir lauku špata un vizlas iejaukumi. Smilts graudiņi mērīti ar mikroskopa mikrometru, pie kam izrādījās, ka viss lielais graudiņu vairums ir no 0,1 līdz 0,2 mm caurmērā. 1. attēls rāda šos graudiņus mikrouzņēmumā palielinātus. Nesijātas smilts mikrouzņēmums redzams 2. attēlā, kur sīks *Cardium edule* atbirzums un ortoklaza graudiņš starp 0,1 un 0,2 mm smilšu graudiņiem ieņem gandrīz visu redzes lauku. Vis-smalkākās izsijas kvarca putekļos satur vēl daudz ortšteina sabirzumu (sk. 3. attēlu). Smilts sastāvs bija labi novērojams arī mazākā palielinājumā ar binokulāro lūpi.



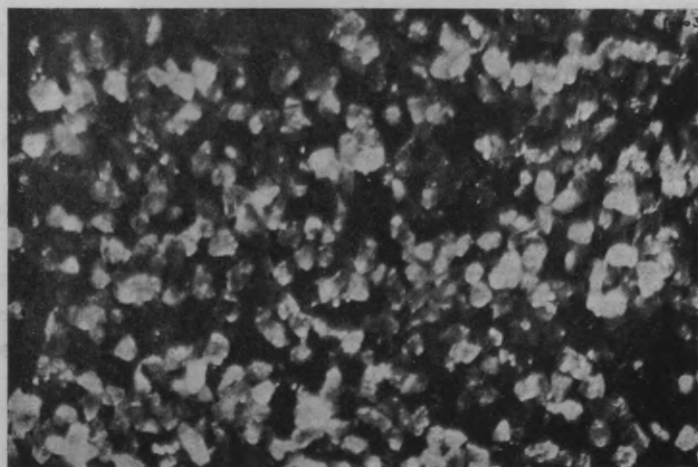
2. attēls.

\*) Sk. Dr. Bruno Doss'a „Die postglaziale Hebung des Rigaer Strandes, mit einem Beitrag zur Kenntnis des Torfschiefers“, Korrespondenzblatt des Naturforschers-Vereins zu Riga, 1898.

Sijājot smilti iegūti rezultāti, kas redzami sekošajā tabulā:

Majoru smilts no sīlosa Nr. 6 sijāti 500 gr.

Sieta acu lielums	Sietā palika	Pārvedot 1000 gr.	Procentos	
1,02 mm	11,00	22	2,2%	
0,9	0,45	0,9	0,09	
0,8	0,65	1,3	0,13	
0,52	0,45	0,9	0,09	
0,42	0,32	0,64	0,064	
0,3	1,52	3,04	0,304	
0,2	6,34	12,68	1,268	
0,1	467,08	934,16	93,416	
0,88	9,05	18,1	1,81	} klāt daudz grūžu, humus daļu un putekļu
Izgāja cauri	0,75	1,5	0,15	
Zudums	2,39	4,78	0,478	
Kopā	500,00	1000,0	100,0	



3. attēls.

Novērojams tas pats, kas ar lūpi, tas ir, 0,1—0,2 mm smilts pārsvars pār cita lieluma smilti — 93,4%. Sijašana izdarīta ar DIN Nr. 1171 sietiem, piemēklējot trūkstošos lielumus ar 0,9 mm, 0,8 mm, 0,52 mm, 0,42 mm, 0,3 mm un 0,1 mm no vaļējiem 30×50 cm sietiem, 0,6 mm un 0,7 mm iztrūkst. Sietu acu lielums noteikts tik vienam



sietam, bet citi ņemti kā uzdots grāmatā: V. Skārds „Filtrācijas likums“, 34. lapp.

Smilts no silosa Nr. 5 tikai maz atšķīras no silosa Nr. 6 smilts.

Majoru smilts no silosa Nr. 5 sijāti 500 gr.

Sieta acu lielums	Sietā palika	Pārvedot 1000 gr.	Procentos
1,02 mm	9,00	18,00	1,8%
0,9	0,55	1,1	0,11
0,8	0,4	0,8	0,08
0,52	0,57	1,14	0,114
0,42	0,77	1,54	0,154
0,3	2,15	4,3	0,43
0,2	24,5	42,0	4,9
0,1	460	920,0	92,0
Izgāja cauri	1,12	2,24	0,224
Zudums	0,94	1,88	0,188
Kopā	500,00	1000,0	100,0

Lai iegūtu pārskatu par sīkajām smilšu daļiņām no 0,01 līdz 0,1 mm, izdarīta atduļķošana pēc Kopecka metodes ar L. U. ģeoloģijas institūta Kopecka (kultūrīnženiera) aparātu (sk. 4. attēlu). Aparāts sastāv no 3 dažāda šķērsriezuma cilindriem, caur ko cauri tekot katrā cilindrā iestājas cits ātrums.

Aparāta cilindru caurmēri, noteicot ar taustītāju un atvelkot ne visai noteikti nosakāmo sienu biezumu, izrādījās 30 mm, 58 mm un 190 mm, ta tad savādāki nekā aizrādījis Kopeckis \*). Lai iegūtu beidzamajā, lielajā cilindrā ātrumu 0,2 mm sekundē, jo ar tādu tiek aiznesti graudiņi, kas mazāki par 0,01 mm, bet paliek no 0,01—0,05 mm lieli, aparāts tarēts pēc šāda aplēsuma:

Caurteces vairums visos 3 cilindros bus viens un tas pats, jo ūdens (sk. 4. attēlu), ienākot pa šļūteni labajā pusē, atstāj aparātu pa saliekto stikla cauriliti lielajā traukā (kreisajā pusē). Tamdēļ attiecīgi samazinot ūdens pietecēšanu, saspiežot gumijas šļūteni, var dabūt 0,2 mm (lielajā traukā) ātrumam atbilstošu caurteces vairumu

$$Q = v F t.$$

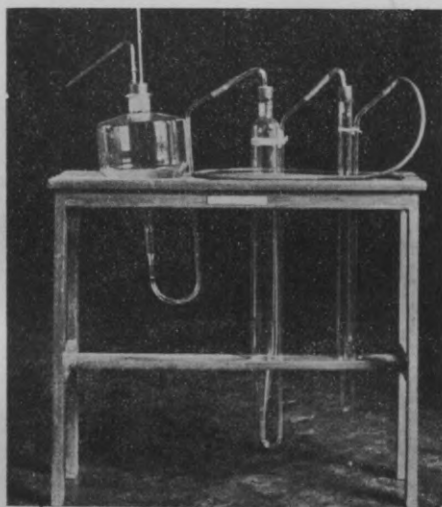
Tarešanai lietota 100 cm<sup>3</sup> mērsūra, kam jāpiepildās

\*) Sk. Wahnschaffe-Schucht — „Anleitung zur wissenschaftlichen Bodenuntersuchung“.

$$t = \frac{Q}{vF} \text{ sekundēs.}$$

$$t = \frac{4 \cdot 100}{0,02 \pi 192} = 22,7 \text{ sek.}$$

Šis laiks arī tika noteikti sasniegts.



4. attels.

Aparatā daļiņas sadalās pēc specifiskā svara un pretestības ude-  
nim, kamdēļ visādiem zariņiem un sīkām humus daļiņām nav tik  
liela loma kā sijājot. Izrādījās, ka 50 gramu liels, tikai caur 1,02 mm  
sietu izsijāts smilšu paraugs sastāvēja no šādām sastāvdaļām:

Graudi, kas lielāki par 0,1 mm,	48,875 gr.
no 0,05 līdz 0,1 mm	0,475
no 0,01 „ 0,05 mm	pazīmes
mazāki par 0,01 mm, un zudums	0,650

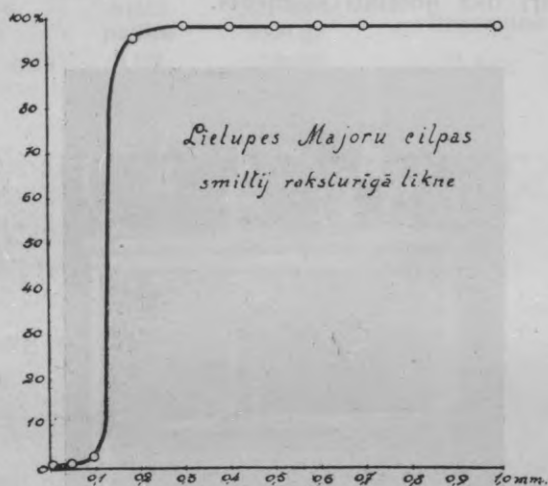
Kopā 50,000 gr.

Šādā kārtā

- 1) atdalot rupjas konchilijas,
- 2) izsijājot un
- 3) atduļķojot

iegūta Lielupes Majoru cilpas smiltij raksturīgā likne (sk. 5. attēlu).

Vēl izdarīts izmēģinājums smilts kapillāritātes noteikšanai. Izrādījās, ka pa 4 dienām ūdens uzcēlās 12 cm augstu ar sausu sakratītu caur 1,02 mm sietu izsijātu smilti piepildītā 1 cm stikla caurulē.



5. attēls.

Viegli pieberot 1000 cm<sup>3</sup> mērsu un sakratot, iznāk 943 cm<sup>3</sup>. 1000 cm<sup>3</sup> pilnīgi sakratītas smilts svars ir 1456 gr. Ieberot ik pa 100 cm<sup>3</sup> un katreiz pēc iebēršanas krietni sakratot, iznāk 1553 gr. Šiem 1553 gr uzliets ūdens. Smilts vairāk dienu laikā nosēžas līdz 960 cm<sup>3</sup>. Uzlietā ūdens daudzums bija 450 cm<sup>3</sup>.

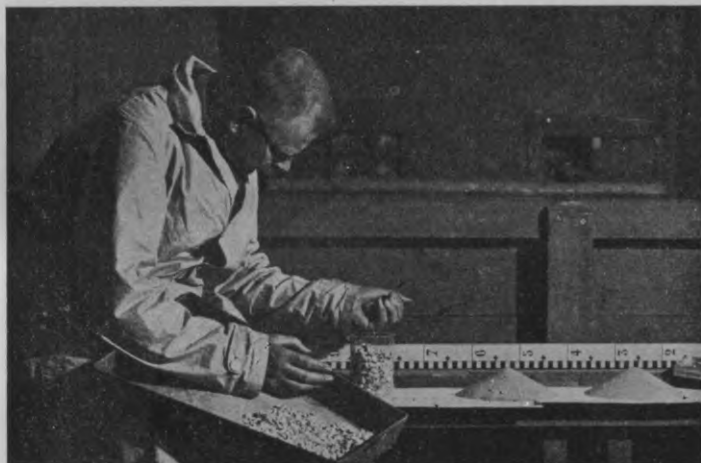
Smilts dabiskās nogāzes atrašanai sausumā un zem ūdens lietotas vairākas metodes. Rokām bēta šāda sastāva sausa smilts: 1) tikai Cardium edule (sk. 6. attēla kreisajā pusē); 2) smilts ar Cardium'a piemaisījumu (vidū), bēta caur piltuvi; 3) ar 1,02 mm sietu izsijāta smilts\*).

Atrasti šādi nogāžu leņķu lielumi:

Cardium'a čupiņa (kōns) izveidoja	
abās pusēs nogāzi ar leņķi	39° ar limeni.
Smilts ar Cardium'a piemaisījumu	33° „ „
1,02 mm sietā sijāta smilts	31° „ „

\*) Galvenā kārtā atsijājot Cardium'u.

Tad smilts uzbērtā (ļauts tai izbirt kōnūsā) — pēc A. Tram-dacha metodes, paceļot stikla cilindru bez dibena. Šādi izbērtām smiltīm mainījās tikai Cardium'a kōna leņķis, palikdams stāvāks, proti —  $43^\circ$  abās pusēs. Smilšu biršanas novērošanai zem ūdens izmantota caurspīdīga hidraulikas siles siena. Beļot gar to, piltuvi pacēla drusku augstāk, lai kapillārais ūdens netraucētu. Uzbērti sausām smiltīm atbilstoši kōni.



6. attēls.

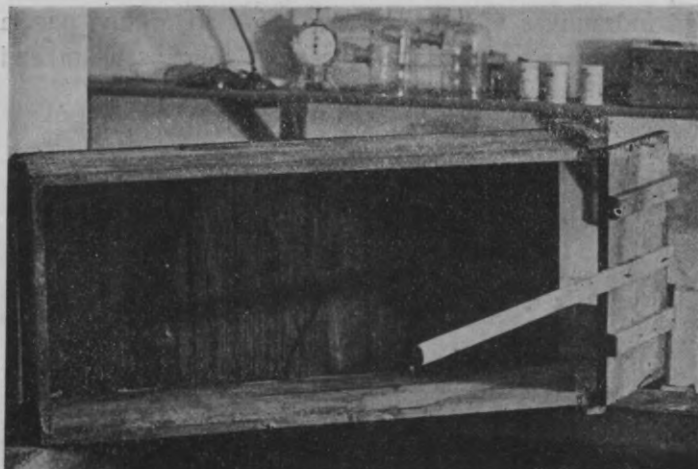
Izmērijot dabūtos kōnus, tos nemaz neaiztiekot no otras (sausās) stikla puses, ar ļoti parocīgu kritumu mērītāju „Inclinex“ iegūti šādi rezultāti:

Cardium'a čupiņa	$45,8^\circ$ un $46^\circ$
Cardium'a saturoša smilts	$30^\circ$
kas sijāta 1,02 mm sietā	$28^\circ$ un $29^\circ$ *)

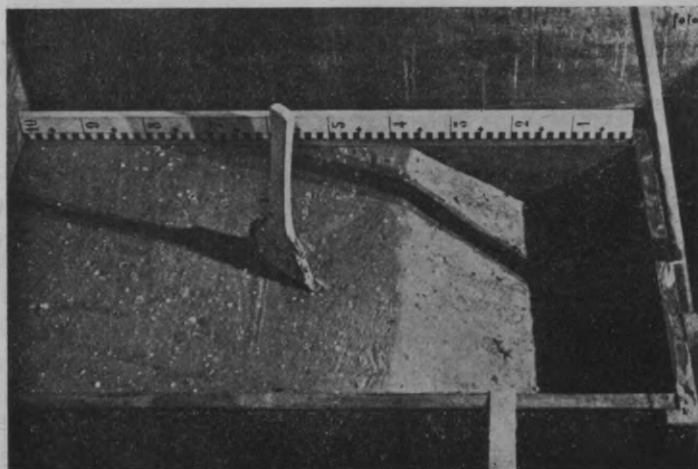
Vēl dabiskā nogāzē zem ūdens tika noteikta lielākā masā ūdens būvju silē ar profesora E. Jakobija aparātu (sk. 7. attēlu). Lielā ciešā kastē, kas dod iespēju izveidoties vislēzenākai nogāzēi, sabērtā nesijāta Majoru smilts ar Cardium'a saturu (sk. 8. attēlu). Nostiprinot vāku un paceļot silē ūdens līmeni, smilti lēnām izmērcē ūdenī.

\*)  $29^\circ$  nogāzē nevarēja brīvi izveidoties, jo atbalstījās pret silē iebūvēto šķērssieni.

Pēc dažām dienām zem ūdens atsvabinot nostiprinājumu, atveļ vāku, un smilts sabirst zemāk stāvošā ūdens būvju siles smilšu ķērajā. Ļoti lēni izmēri dabisko nogāzi zem ūdens, lai to nesakustinātu. Šādā veidā



7. attēls.

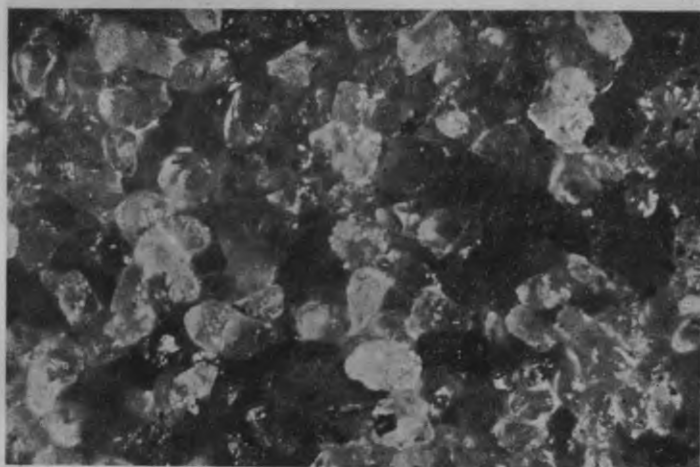


8. attēls.

iegūts rezultāts  $35^\circ$ . Ūdeni lēni nolaižot, tas pirmajos acumirkļos nemainījās; tikai vēlāk, zemei sēžoties, tas palika lēzenāks. Dažādi atrastā dabiskās nogāzes vidējā leņķa grādi arī vēlāk izrādījās par

pareiziem, izveidojot smiltis modeļa pirmkanāli. (Sk. profesora E. Jakobi izmēģinājumu aprakstu un protokolus, kur par vizizdevīgāko izrādījās nogāze 1:1,5 [33,7°]).

Daudz puļu bija jāpieliek, lai izzinātu, kā apmēram Lielupes Majoru smilts izturēsies tekošā ūdenī. Lai izslēgtu dabiskās gultnes nejaušības un vienkāršotu tekošā ūdenī notiekošos procesus, hidraulikas silē tika iebūvēta maza, par 2 m drusku gaŗāka, 18 cm plata koka sile, nokrāsojot dibenu ar baltu emaljas krāsu un tūlīt vēl slapju (eļļainu) apbārstot ar 1,02 mm sietā izsijātu Lielupes Majoru cilpas smilti, — tā radija mākslīgu asumu. Šī mākslīgā asuma mikrouzņēmums skatāms 9. attēlā. Redzams, ka smilšu graudiņi nokļājuši

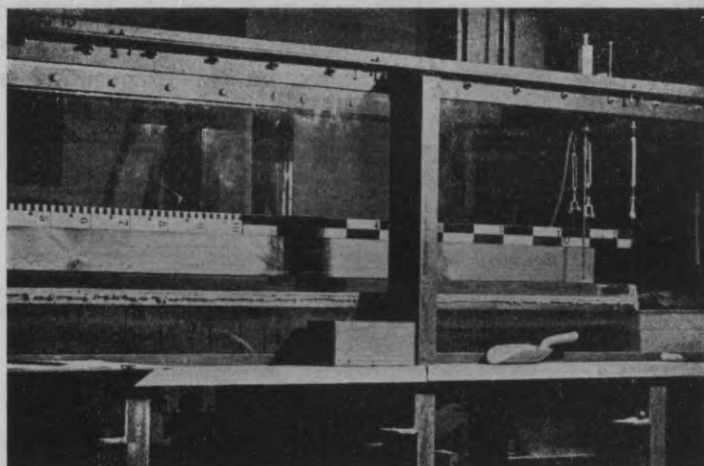


9. attēls.

un aplipinājuši visu dibenu, nekur neatstādami brīvas vietiņas. Liekā smilts viegli noslaucīta, un kas vēl atlika vaļīgs, nepieķēries, to ūdens vēlāk aizskaloja. Deļa vertikālā siena un tāpat arī stikla sāni netika apklāti, jo tad nebūtu bijis iespējams caur stiklu novērot. Pirmo modeli ūdens izrāva. Otru modeli piestiprināja, un kritumu, deļa briešanu un deļa savirpāšanos regulēja ar četrām skauskrūvēm. Trīs redzamas 10. attēlā, pie kam mīkstā stiepule, no sākuma tīdamās ap hidraulikas siles dibenā ieskrūvētiem blokiem, skauskrūves pievelkot, piespieda visu modeli pie dibena. Modeļa ieeja izveidojās no cinka skārda. Visas starpas modeli, arī gar stiklu, bija nobli-

vētas ar plastelinu, iepriekš ierobežojot modeļa kustības sānu virzienā ar 2 lieliem betona blokiem.

Mazā silē mēģināts ar sliekšni siles izejas galā, lai arī dabūtu mazus ātrumus lielākā dziļumā, un tālāk mēģināts bez sliekšņa, turot visu laiku siles dibenu horizontālu, kas ar skrūvju palīdzību bija iespējams, pat neatjaunojot plastelīna blīvējumu, jo dibenā ieskrūvētie bloki deva iespēju ar tām pašām skrūvēm piespiest mazo sili kā pie stikla, tā arī pie dibena.



10. attēls.

Ātrumi mērīti ar pludiņa palīdzību ar metru mēriem, kas uzlikti uz mazas siles malas (sk. 10. attēlu). Smiltis sāka kustēties ar 20 cm/sec. tikko manāmi, un ātrumu palielinot, redzamāki.

Smilts un smilšu solu kustību sākuma noteikšanu ļoti apgrūtināja dzelzainais Rīgas ūdensvada ūdens, padarīdams no sākuma tīro ūdeni pēc īsa laika netīri brūnu un duļķainu.

Izmēģinājumu rezultātus satur šādi sakopojumi;

Modela gultne 18 cm plata, bez krituma. Ūdens ņemts no ūdens vada krāna. 30 mm augsts sliekšnis mazās silēs galā							
Majoru smilts tekošā ūdenī	1	2	3	4	5	6	7
Izmēģinājuma №							
Ūdensvada krāna apgrieztiens	20°	45°	60°	90°	135°	1 1/2 apgr.	2 apgr. pilnīgi vaļā
Ūdens augst. Tompsona pargāzē mm	20	27	33	35	37,5	41	42
Ūdens vairums l/sec.	0,19 l/sec.	0,23 l/sec.	0,26 l/sec.	0,27 l/sec.	0,39 l/sec.	0,42 l/sec.	0,45 l/sec.
Ūdens ātrums mazajā silē	1,8 cm/sec.	3,3 cm/sec.	4,7 cm/sec.	4,8 cm/sec.	5 cm/sec.	6,6 cm/sec.	6,2 cm/sec.?
Ūdens virsmas veids	loti mierīga	loti mierīga	spogulis	spogulis	tāpat	tāpat	tāpat
Smilts kustības	Nav nekādas kustības	līgojas, no ūdens atdzelžo- šanas radušās, brūnas plaukas	Smilts kustības nav. Atdzelžo- šanas plaukas saveļas lielākās pīckipās	Tikai cilindris- kas dzelzs pic- ķinas veļas ļoti lenām uz priekšu: 1 cm 15 sekundes	Visas atdzelžo- šanas pīckinas drušku kustas (ari sīkās). Nav tādu, kas butu pilnīgi mierā	tāpat	tāpat
Smilšu solu izveidošanās	nav	nav	nav	nav	No ļoti sīkām smiltīm izmaz- gājas ortsteina pulveris		
Piezīmes				Atdz. pīckinas sāk drušku krāties pie īzeļ. sliekšņa ūd. dziļums silēs vidū 43 cm	44 mm	45,5 cm	



Majoru smilts tekoša ūdeni	Modeļa gultne 18 cm plata, bez krituma. Ūdens ņemts no augšējā baseina, to bieži, līdz vei nav nokritis, uzpumpējot līdz pārģāzei. 30 mm augsts sliekšnis mazās siles galā.						
Izmēģinājuma №	8	9	10	11	12	13	
Hidraulikas siles ielaižamā aizbīdņa apgrīzeļeni	1/2 apgr.	3/4 apgr.	1 apgr.	1 1/8 apgr.	1 1/4 apgr.	1 1/2 apgr.	
Ūdens augst. Tompsona pārģāzē	19 mm	38 mm	53 mm	56 mm	61 mm	74 mm	
Ūdens vairums l/sec.	0,17 l/sec.	0,39 l/sec.	0,85 l/sec.	1,05 l/sec.	1,3 l/sec.	2 l/sec.	
Ūdens ātrums mazajā silē	1,4 cm/sec.	5 cm/sec.	10 cm/sec.	11 cm/sec.	12 cm/sec.	14 cm/sec.	
Ūdens virsmas veids	spogulis	spogulis	spogulis drusku līgojas	tek	tek	ļoti maz riervaina	
Smilts kustības	Kustība nav novērojama	Atdzelzošā-nas pickiņas drusku kustas	Visi dzelzs savienojumi kustas ar ātrumu 2 cm sekundē. Pie sliekšņa iet tam pāri	Vismalkākā smilts (smalkāka par 0,1 mm) drusku līgojas	No vismalkāk. smilts sāk drusku veidoties solu muguras	Vismalkākā smilts drusku kustas.	
Smilšu solu izveidošanās	nav	nav	nav	50 mm	50 mm	63 mm. Ūdens augstums virs sliekšņa 25 mm	
Piezīmes	Ūd. dziļums siles vidū 38 mm						

Majoru smilts tekošā ūdenī	Modela gultne 18 cm plata, bez krituma. Motora pumpis visu laiku tur pārgāzi darbā (augšējais rezervuārs pilns). 30 mm augsts sliekšnis mazās siles galā							
Izmēģinājuma №	14	15	16	17	18	19		
Hidraulikas siles ielaižamā aizbīdņa apgriezieni	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	2	2 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>		
Ūdens augst. Tompsona pārgāzē	77 mm	81 mm	84 mm	86 mm	91 mm	95 mm		
Ūdens vairums l/sec.	2,3 l/sec.	2,6 l/sec.	2,8 l/sec.	3 l/sec.	3,45 l/sec.	3,8 l/sec.		
Ūdens ātrums mazajā silē	16 cm/sec.	20 cm/sec.		21 cm/sec.	22 cm/sec.	23 cm/sec.		
Ūdens dziļums mazās siles vidū	64 mm	65 mm	66 mm	69 mm	70 mm	73 mm		
Ūdens virsmas veids		Redzams, ka ūdens mierīgi tek	Tāpat	Pie izejas sliekšņa mazi vilniši	Pie ieejas mazajā silē virsma viegli rūtaina ūd. straujots	Virsmā no ieejas līdz mazās siles pusei straujota		
Smilts kustības		Soli uz priekšu iet, bet ļoti lēnām	Virzās ļoti lēni		Virzās ļoti lēni uz priekšu	Redzami kustas		
Smilšu solu izveidošana	0,1 mm sietā palikušā smilts kustas solā. Tāpat arī 0,02 mm sietā izsijātā							
Piezīmes	1,02 mm sietā izsijātā kustas it kā ātrāk nekā 0,1 mm sietā palikušā				Sīkas Cardium edule daļas kustas	Te sm. graudīni veļas lejup ar 1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> mm ātrumu sekundē		

Maģoru smilts tekošā ūdenī		Modeļa gultne 18 cm plata, bez krituma. Motora pumpis strādā. 30 mm augsts sliksnis mazās siles galā					
Izmēģinājuma №	20	21	22	23	24	25	
Hidraulikas siles ielaizāmā aizbīdņa apgrīzeieni	2 <sup>9</sup> / <sub>4</sub>	3	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	4	5	6	
Ūdens augstums Tompsona pārģāzē	100 mm	109 mm	122 mm	139 mm	156 mm	172 mm	
Ūdens vairums l/sec.	4,4 l/sec.	5,4 l/sec.	7,2 l/sec.	10 l/sec.	12,4 l/sec.	15,2 l/sec.	
Ūdens ātrums mazajā silē	28 cm/sec.	29 cm/sec.	33 cm/sec.	41 cm/sec.	50 cm/sec.	55 cm/sec.	
Ūdens dziļums mazās siles vidū	77 mm	84 mm		99 mm	113 mm	123 mm	
Ūdens virsmas veids	Virsmā viscaur viegli straujota	Straujots ūdens, viss kāsrūtīnāšāpm. 1 cm atstatumā	Straujots ūdens	Stipri straujots ūdens	Ļoti straujots	Straujš	
Smilts kustības							
Smilšu solu izveidošanās	Sols kustas ar ātrumu 0,07 mm sek. Lielāks sols kustas ar ātrumu 0,1 mm sekunde	Sols kustas ar ātrumu 0,2 mm sek. Vismaļk. smilšu solizklīdis 0,1 sm. pariet sīrpja veidā	Solu kustības skaidri redzamas	Atlikuši tikai sīrpji	Solu atliekas		
Piezīmes			Cardium edule kustas		Mazā sile gandrīz pilna	Pie ieejas mazajā silē rodas limeņa iesīgums	

Majoru smilts tekošā ūdeni	Modeļa gultne 18 cm plata, bez krituma. Izm. 26...30 ūdens ņemts no augšējā baseina, 31...33 motors pumpējis. Slietkšņa mazās siles galā n.v.									
Izmēģinājuma №	26	27	28	29	30	31	32	33		
Hidraulikas siles ielaižamā aizbīdņa apgriezieni	3/4	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/4	2 1/2		
Ūdens augstums Tompsona pārgāzē	31 mm	44 mm	54 mm	62 mm	69 mm	71 1/2 mm	89 mm	93 mm		
Ūdens vairums l/sec.	0,24 l/sec.	0,6 l/sec.	0,9 l/sec.	1,4 l/sec.	1,7 l/sec.	1,9 l/sec.	3,2 l/sec.	3,6 l/sec.		
Ūdens ātrums mazajā silē	11 cm/sec.	17 cm/sec.	21 cm/sec.	30 cm/sec.	33 cm/sec.	35 cm/sec.	47 cm/sec.			
Ūdens dziļums mazās siles vidū	15 mm	20 mm	25 mm	30 mm	33 mm	34 mm	36 mm	45 mm		
Ūdens virsmas veids	Aiz smilts sola sīki vilniši*)	Drusku lielāki vilniši aiz sola	Drusku nemierīgāki	Siles galā straujots ūdens			Tāpat	Straujots		
Smilts kustības	Kustas									
Smilšu solu izveidošanās	Sols kustas apm. 1 cm 20 sekundēs									
Piezīmes	*) Iebērtā smilts uzraus ūdeni									

Majoru smilts tekošā ūdenī		Modeļa gultne 18 cm plata, bez krituma. Motora pumpis tura augšējā baseinā vienāda augstuma ūdens līmeni. Mazās siles galā sīkšķņa nāv												
Izmēģinājuma №	34	35	36	37	38	39	40	41						
Hidraulikas siles ielaizāmā aizbīdņa apgriezieni	2 <sup>3/4</sup>	3	3 <sup>1/2</sup>	4	4 <sup>1/2</sup>	5	6	7						
Ūdens augstums Tompsona pārģāze	100 mm	106 mm	120 mm	130 mm	143 mm	152 mm	169 mm	186 mm						
Ūdens vairums l/sec.	4,4 l/sec.	5 l/sec.	6,95 l/sec.	8,5 l/sec.	10,8 l/sec.	12,5 l/sec.	16,3 l/sec.	20,8 l/sec.						
Ūdens ātrums mazajā silē			41 cm/sec.				66 cm/sec.							
Ūdens dziļums mazās siles vidū	50 mm	59 mm	66 mm	75 cm		95 mm	108 mm							
Smilts kustības	Ūdens sajaucas ar atdzelzēšanas produktiem, kamdēļ nav iespējams saredzēt, kas notiek													
Smilšu solu izveidošanās							Visi aizņests							
Piezīmes														
Mazā sile iet pāri, tāpat arī pēc 6 <sup>1/4</sup> un 6 <sup>1/2</sup> hidraulikas siles ielaizāmā aizbīdņa apgriezieniem														



## Daugavas Zaķu salas apkārtnes rēgulēšanas projekta pārbaudījums laborātorijā

Profesors *E. Jakobi*

### 1. Izmēģinājumu mērķis.

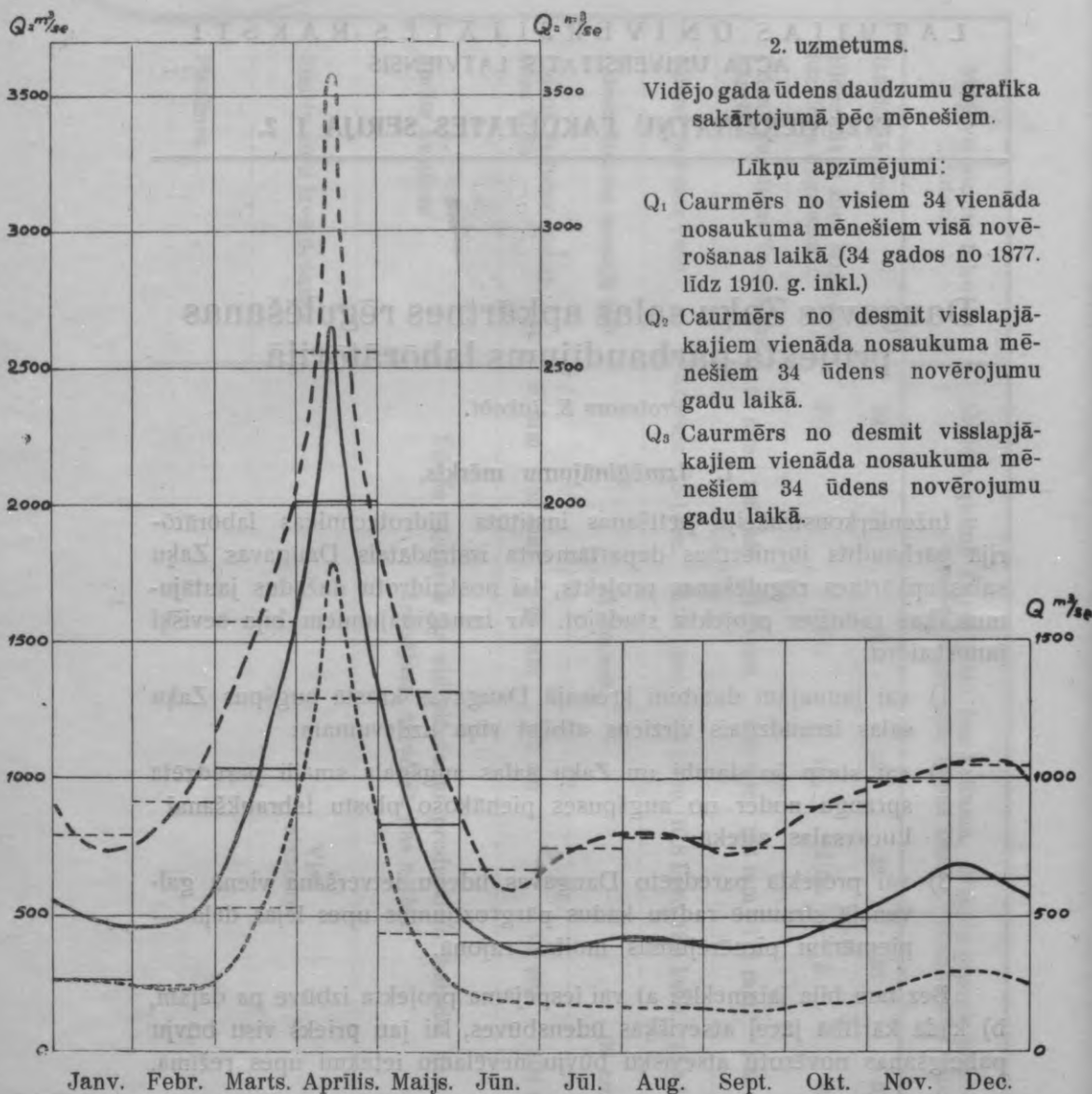
Inženierkonstrukciju pētīšanas institūta hidrotehnikas laborātorijā pārbaudīts jūrniecības departamenta izstrādātais Daugavas Zaķu salas apkārtnes rēgulēšanas projekts, lai noskaidrotu dažādus jautājumus, kas radušies projektu studējot. Ar izmēģinājumiem bija sevišķi jānoskaidro:

- 1) vai jaunajam dambim kreisajā Daugavas krastā augšpus Zaķu salas izraudzītais virziens atbilst viņa uzdevumam;
- 2) vai starp šo dambi un Zaķu salas augšgala smaili paredzēta sprauga noder no augšpusē pienākošo plostu iebraukšanai Lucavsāls attekā;
- 3) vai projektā paredzēto Daugavas ūdeņu ietveršana vienā galvenajā straumē radītu kādus pārgrozījumus upes lejas daļā — piemēram piesērējumus muiņas rajonā.

Bez tam bija jāizmeklē: a) vai iespējama projekta izbūve pa daļām, b) kādā kārtībā jāceļ atsevišķās ūdensbūves, lai jau priekš visu būvju pabeigšanas novērotu atsevišķu būvju nevēlamo ietekmi upes režimā.

### 2. Izmēģinājumu pamatdati.

Par pamatu izmēģinājumiem nodereja 1924. gada pavasarī uzņemtais Daugavas plāns no Ķenguraga līdz Andreja ostai mērogā 1 : 4200, kas rādīja upes stāvokli, dziļumu līnijas, šķēršprofilus un urbjot atastos klīntos dziļumus. Šinī plānā ar sarkanām līnijām bija uzrādīti



projektētie dambji un jaunās krastu līnijas (sk. pielikto 1. uzmetumu). Pēc šā plāna kreisajā krastā paredzēts dambis, kas stiepjas no Foku muižas būnas Nr. 1 galvas slaidā likumā uz (jau būvē nobeigto) Zaķu salas augšgala smaili. Starp dambja galu un Zaķu salas smaili paliek plotu caurbraukšanai un daļas augsto ūdeņu novadišanai pa

Lucavsālas atteku 70 m plata sprauga. Zaķu salas krasta līnija tiek rēgulēta, un pati sala lejup pagarināta zem tiltiem tā, ka tiltu sestā sprauga atrodas virs salas. Labajā upes krastā pastāvošo dambi NOP paredzēts paaugstināt un nodrošināt pret plūdiem.

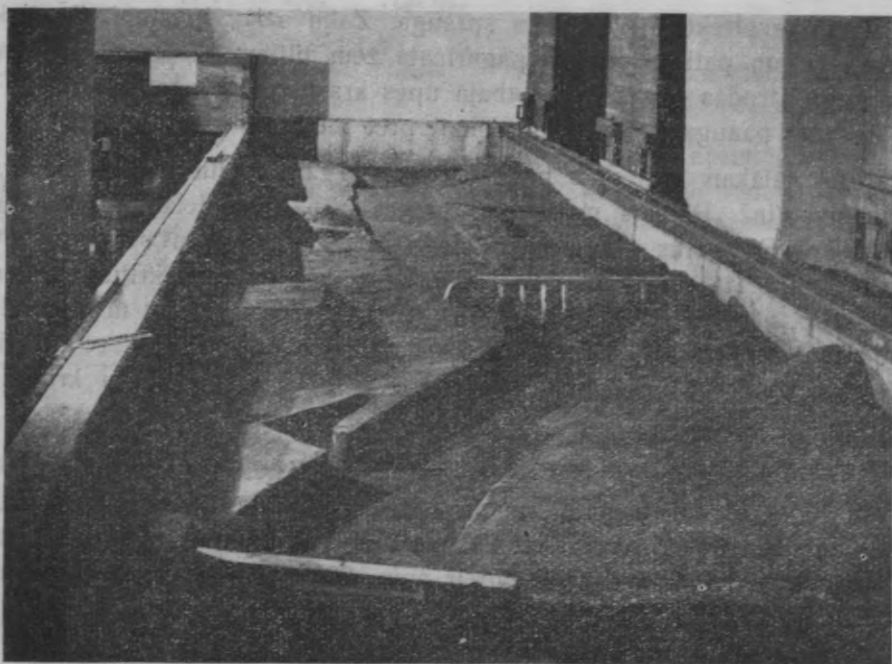
Kā tālākais materiāls nodereja kāds 1922. g. jūrnieceības departamenta (inž. Rōnnes parakstīts) projekts, pēc kā lielākie novērotie pavasara Daugavas plūdu ūdeņi svārstās starp 3500 m<sup>3</sup>/sec un 4500 m<sup>3</sup>/sec. Pēc tā paša projekta hidraulikas aplēses upes kritums Zaķu salas apkārtnē ir 0,00011, ja ūdens daudzums ir no 4000 m<sup>3</sup>/sec līdz 4040 m<sup>3</sup>/sec, un 0,00026, ja ūdens daudzums ir 5000 m<sup>3</sup>/sec un vidējais profila ātrums no 1,20 m/sec līdz 1,65 m/sec. Tiešu krituma mērījumu nebija.

Vēl bija dota agrākā Doles speka stacijas būves biroja uz 34 gadu novērojumu pamata zīmēta līkne, kas rāda plūdu viļņu gaitu pēc laika un ūdens daudzuma (2. uzsk.). Pēc šās līknes var spriest, ka Daugavas normālo plūdu ūdeņu ir apm. 2000 m<sup>3</sup>/sec, un tie ilgst ap 30 dienu.

### 3. Upes modeļa apraksts un mērogu pamatojums.

Modeli iebūvēja laboratorijas upes būvju silē mērogā  $\frac{1}{1m} = 1050$  (četrkārtīgs plāna mērogs), pie kam krastus un dambjus izgatavoja ar vertikālām betona sienām. Plāna uzmetumā (1. piel.) redzamās numurētās raustītās šķērslīnijas nozīmē siles gareniedalījumu, uz ko arī attiecas visi vēlākie mērījumi. Lai iztiktu ar rīcībā esošo ūdens daudzumu un tomēr nedabūtu ūdens straujoto stāvokli (vāciski: schiessender Fliesszustand), kāds būtu radies mazā ūdens dziļumā, pieņēma dziļuma mērogu apaļas 10 reizes lielāku par plāna mērogu, t. i. 1:100. No straujotās straumes bija jāizvairās, lai modeļi iegūtos datus varētu attiecināt uz dabas apstākļiem, kur ūdens ir tekošs (bet ne straujots). Garenprofila kritumu noteica, ievērojot prāsību, ka modeļa un dabiskas upes transportspejai jābūt piemēriģā attiecībā ar straumes nesto smilšu graudu lielumu, lai modeļa upē rastos līdzīga transporta darbība kā dabiskajā upē. Augšpus tiltiem izsmeltais Daugavas smilts paraugs pēc sijašanas deva tabulā A uzrādītos rezultātus. Tas pats bija ar modeļi lietotās smilts paraugu pēc izsijašanas caur sietu ar 9 acīm vienā kvadrātcentimetrā.

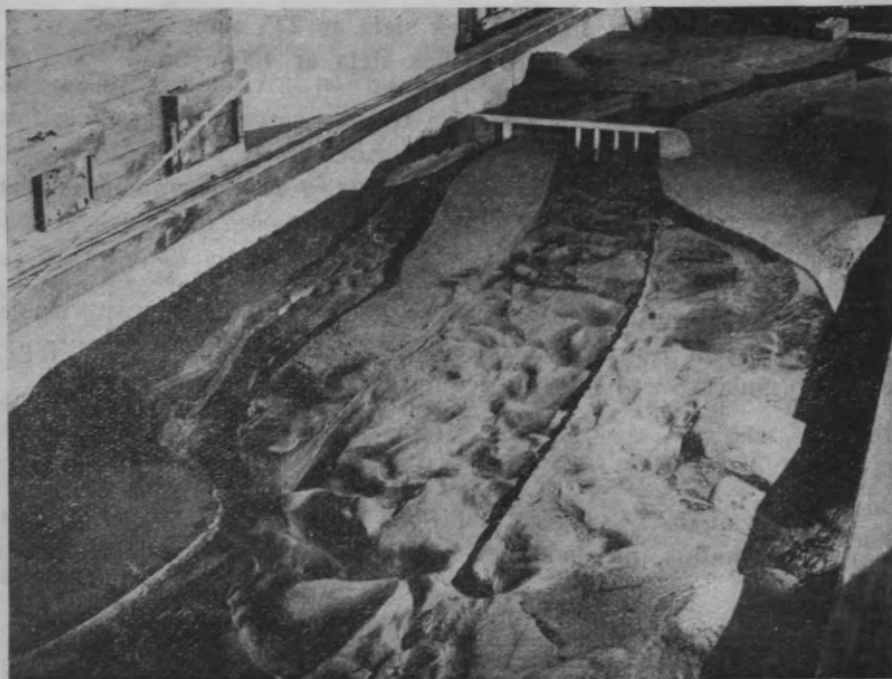




1. attēls. Modelis priekš 1. izmēģinājuma.

Tabula A.

Sietā acu skaits vienā cm <sup>2</sup>	Sietā palika % pēc svara	
	Daugavas smiltis	Modelī lietotās smiltis
4	4,65	—
9	4,32	—
16	6,02	1,24
25	5,13	1,30
49	10,39	3,49
64	2,08	0,68
100	12,36	5,90
121	9,82	5,90
144	4,23	4,40
225	11,58	19,10
400	11,58	32,20
900	6,50	8,55
4900	10,87	16,95
vairāk par 4900	0,70	0,27
	100,05%	99,98%



2. attēls. Modelis pēc 1. izmēģinājuma.

Graudu lielumi  $d$  dabā un  $d_m$  modelī attiecas tuvinī pretēji proporcionāli kvadrātsaknēm no sietu acu skaita  $n$ :  $\frac{d_m}{d} = \sqrt{\frac{1}{n}}$ .

Tā tad lielāko graudu attiecība  $\frac{d}{d_m} = \sqrt{\frac{16}{4}} = 2$ ,

galvenā daudzuma graudu lielums  $\frac{d}{d_m} = \sqrt{\frac{400}{100}} = 2$ .

Caurmēra graudu lielums aplēsts kā sieta acu skaita un procentuālā daudzuma reizinājuma summa:  $\frac{d}{d_m} = \frac{1101}{699} = 1,25$ .

Apmēram puse Daugavas smilts paliek sietā ar 100 acīm.

Apmēram puse izmēģ. liet. smilts paliek sietā ar 225 acīm.

$\frac{d}{d_m} = \frac{225}{100} = 1,5$ .

Apmērām  $\frac{3}{4}$  Daugavas smilts paliek sietā ar 225 acīm.

Apmērām  $\frac{3}{4}$  izmēģ. liet. smilts paliek sietā ar 400 acīm.

$$\frac{d}{d_m} = \frac{400}{225} = 1,33.$$

Pamatojoties uz šo salīdzinājumu, noteica vidējā graudu lieluma attiecību  $\frac{d}{d_m} = 1,6$ .

Lai modelī radītu dabai atbilstošo enerģiju, ūdens transportspēja  $S_m$  modelī jāņem 1,6-reiz mazāka nekā  $S$  dabā. Pēc ūdens transportspējas formulas  $S = 1000 t \cdot J$  iegūts mērogs kritumam:

$$\frac{J_m}{J} = \frac{t}{t_m \cdot 1,6} = \frac{100}{1,6} = 62,5.$$

Šinī tuvīni 62,5-kartīgajā dabiskajā kritumā sagatavoja modeļa upes gultni smiltis, pie kam pēc plāna norādītās klints daļas modeļa betona.

Citus mērogi noteica šā:

vertikālo laukumu mērogs  $\frac{F}{F_m} = \frac{1050 \cdot 100}{1 \cdot 1} = 105000;$

ātrumu mērogs  $\frac{v}{v_m} = \frac{c \cdot t \cdot J}{c_m \cdot t_m \cdot J_m}; \frac{c}{c_m}$  pēc Bazēna formulas  $\approx 4;$

$$\frac{v}{v_m} = 4 \sqrt{\frac{100 \cdot 1,6}{100}} \approx 5;$$

ūdens daudzuma mērogs  $\frac{Q}{Q_m} = \frac{F}{F_m} \frac{v}{v_m} = 105000 \cdot 5 = 525000;$

laika mērogs  $\frac{l}{l_m} = \frac{v \cdot T}{v_m \cdot T_m}; \frac{T}{T_m} = \frac{1 \cdot v_m}{1_m \cdot v} = \frac{1050}{5} = 210.$

#### 4. Izmēģinājumu apraksts.

Pēc modeļa sagatavošanas attiecīgam izmēģinājumam un gultnes modelēšanas pēc dziļuma plāna saskaņā ar 1924. g. apstākļiem (salīdz. 1. un 2. attēlu), laida ūdenim tecēt. Ar modeļa lejgalā ierīkotu vārsta aizvadu varēja regulēt modeļa upes kritumu. Šo aizvadu vairs neaizkāra pēc tam, kad tas pēc diviem pirmajiem mēģinājumiem bija

tā norēgulets, ka radās dabai atbilstošs kritums. Izmēģinājumus izdarīja ilgstošus, laižot pa modeli noteiktu ūdens daudzumu daudz stundu bez pārtraukuma, mērijot visu laiku kritumus ar krituma mēritājiem un ātrumu ar plukstiem. Mērīšanu izdarīja arvienu vienās un tanīs pašās vietās, mērijot kritumu profilos: 2. m (modeļa sākumā), 4,2. m (leļpus straumes dalīšanās vietas), 6,7. m (tieši augšpus tiltiem) un 8,8. m. Šie mēri attiecas uz siles gareniedalījumu. Visu laiku, izņemot pirmo izmēģinājumu, modeļa augšgalā ievadīja tik daudz smilšu, cik apmēram lejgalā ūdens aiznesa. Katri divi izmēģinājumi sastādīja attiecīgu pāri, atstājot modeli pēc pirmā izmēģinājuma nepārgrozītu, kā arī nepārveidojot modeļa upes gultni. Pēc katra izmēģinājuma modeli nofotografēja kā no augš-, tā arī no leļpuses, pēc tam ar profilzīmētāju uzņēma ikkatru siles malai statenisku šķērsprofilu 0,5 m atstatumā vienu no otra. Pēc katra izmēģinājuma pāra upes gultni par jaunu iekārtoja pēc 1924. g. apstākļiem. Tā izdarīja visus zemāk sīkāk aprakstītos 11 izmēģinājumus.

#### 1. izmēģinājums (1926. g. 18. februāri).

Modelis iekārtots pēc projekta, taču dambis NOP nav plūdos drošs.

Novērojumi: Ūdens sparīgi dodas no jaunā Foku muižas dambja pa labi uz Krīdenera dambi. Plostu iebrauktuvē Lucavsālas attekā rodas redzami liels kritums. Zaķu salas augšgala smailis tiek ļoti izskalots. Benķu salas attekai priekšā aizvelkas smilšu sols.

#### Mērijumi:

pulkst.	lielumi	modelī	dabā
no 11.10	Q	2,37 l/sec	1240 m <sup>3</sup> /sec
līdz 12.00	T	50 min	7,3 dienas
no 12.00	Q	4,0 līdz 3,58 l/sec	2100 līdz 1880 m <sup>3</sup> /sec
līdz 15.45	T	225 min	23 dienas
no 15.45	Q	2,53 l/sec	1330 m <sup>3</sup> /sec
līdz 15.00	T	8 min	1,5 dienas
no 15.58	Q	1,35 l/sec	710 m <sup>3</sup> /sec
līdz .	T	16 min	23 dienas
11.50	J	0,006	0,00009
11.50	v	0,27 m/sec	1,35 m/sec
13.00	J	0,00265	0,0000425
14.18		0,0028	0,0000450
14.45		0,0047	0,0000750



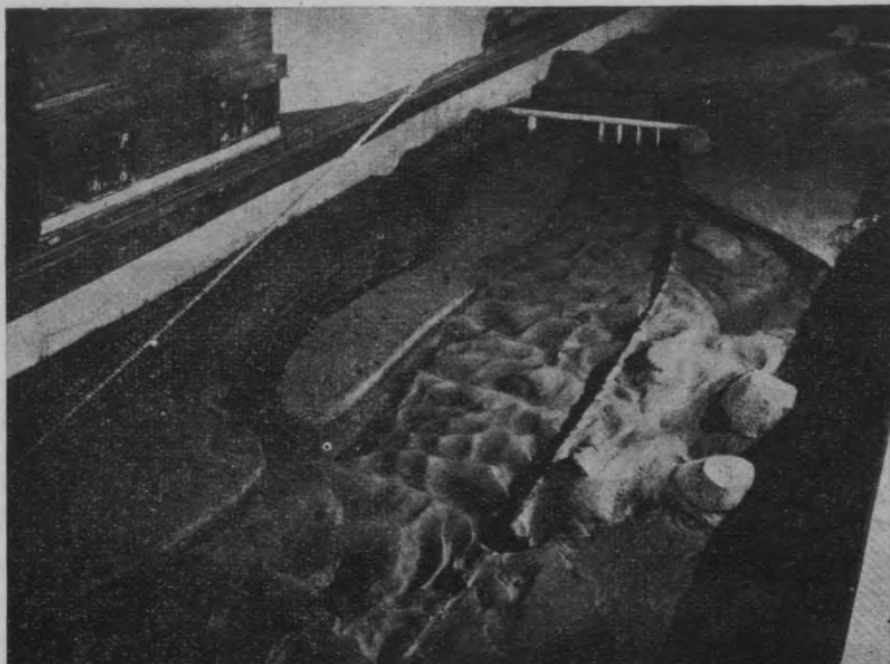
1. uzstums.

Merķumi:

Merķuma Nr.	Platums (m)	Augstums (m)	Apjoms (m³)	Ārējais diametrs (m)	Iekšējais diametrs (m)	Ķermeņa garums (m)	Ķermeņa šķērsgriezuma laukums (m²)
1	10	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.01
2	20	0.3	0.3	0.15	0.15	0.1	0.02
3	30	0.4	0.4	0.2	0.2	0.1	0.04
4	40	0.5	0.5	0.25	0.25	0.1	0.06
5	50	0.6	0.6	0.3	0.3	0.1	0.09
6	60	0.7	0.7	0.35	0.35	0.1	0.12
7	70	0.8	0.8	0.4	0.4	0.1	0.16
8	80	0.9	0.9	0.45	0.45	0.1	0.20
9	90	1.0	1.0	0.5	0.5	0.1	0.25

Latv. Universitāte  
Inženierzinātņu fakultāte  
Bibliotēka

Modelis ir pirmais izgatavots. Darbs veikts ar dimensijām NOP...



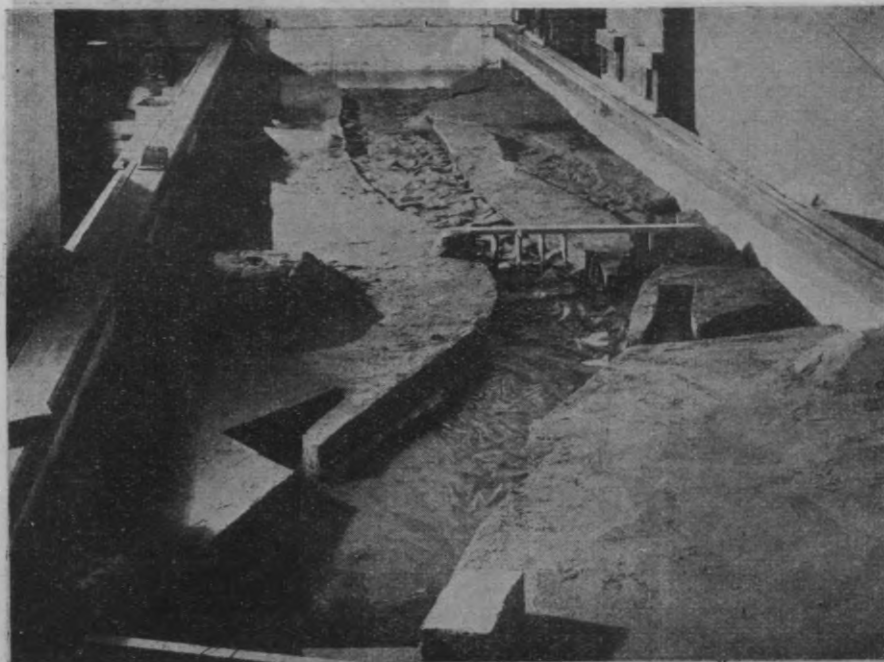
3. attēls. Modelis pēc 2. izmēģinājuma.

## 2. izmēģinājums (1926. g. 23. februāri).

Modelis kā pirmajā izmēģinājumā. Dažas vietas aiz dambja NOP, kas iepriekšējā mēģinājumā tika pārplūdinātas, aizsargātas no plūdu ūdens. Pulkst. 13.34 kritumu palielināja, drusku nolaižot vārsta aizvadu.

### Novērojumi:

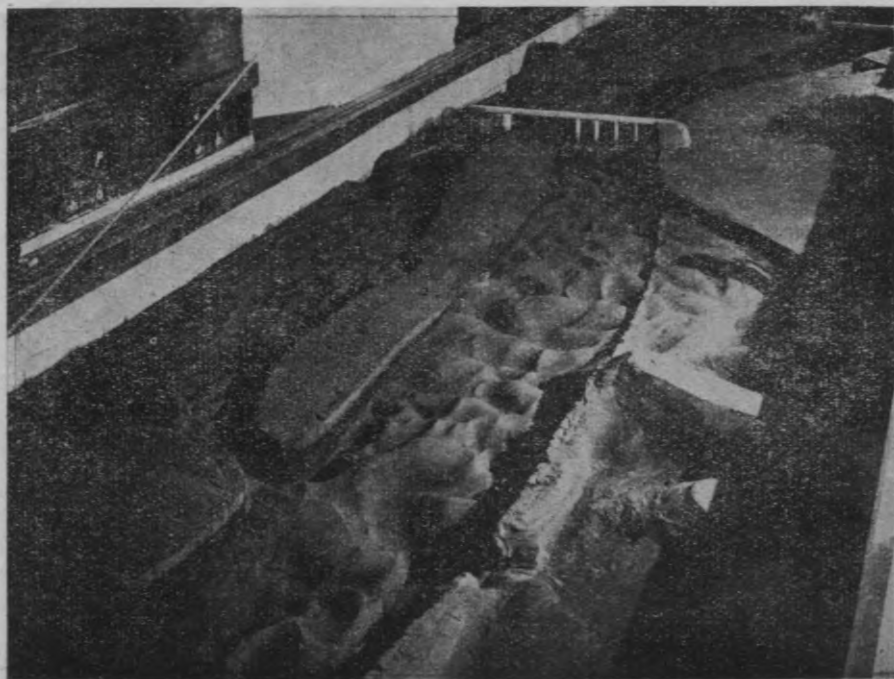
Ūdens dodas lielā mērā uz labo pusi (kā pirmajā izmēģinājumā). Ūdens daudzumā  $3200 \text{ m}^3/\text{sec}$  smiltis sāk stipri kustēties. Ūdens posta Lucavsālas attekā patilti, Zaķu salas augšgala smaili un dambi CD. Smiltis nogulstas muižas rajonā. Profilā 4,2. m ūdens Lucavsālas attekā stāv 3 mm zemāk nekā galvenajā gultnē. Priekš ietekas Lucavsālas attekā un aiz ietekas ūdens līmeņu starpība ir 1,5 mm.



4. attēls. Modelis pēc 3. izmēģinājuma.

Merījumi:

pulkst.	liekumi	modelī	dabā
10.15	Q	2,08 l/sec	1090 m <sup>3</sup> /sec
	T	135 min	20 dienas
12.30	Q	3,69 l/sec	1840 m <sup>3</sup> /sec
	T	64 min	9 dienas
13.34	Q	6,1 l/sec	3200 m <sup>3</sup> /sec
17.05	T	211 min	31 dienas
12.30	J	0,00206	0,000033
12.30	v	0,196 m/sec	0,98 m/sec
13.00	v	0,218 m/sec	1,09 m/sec
13.31	J	0,00132	0,000021
16.03	J	0,0037	0,000059
16.13	v	0,336 m/sec	1,68 m/sec
16,20	J	0,0026	0,0000416
		attekā	
13.06	v	0,195 m/sec	0,975 m/sec



5. attēls. Modelis pēc 4. izmēģinājuma no augšpusē.

### 3. izmēģinājums (1926. g. 27. februārī).

Modelis iekārtots pēc projekta. Dambis NOP nodrošināts pret plūdiem līdz Krīdenēra dambim, tālāk uz leju vairs nē.

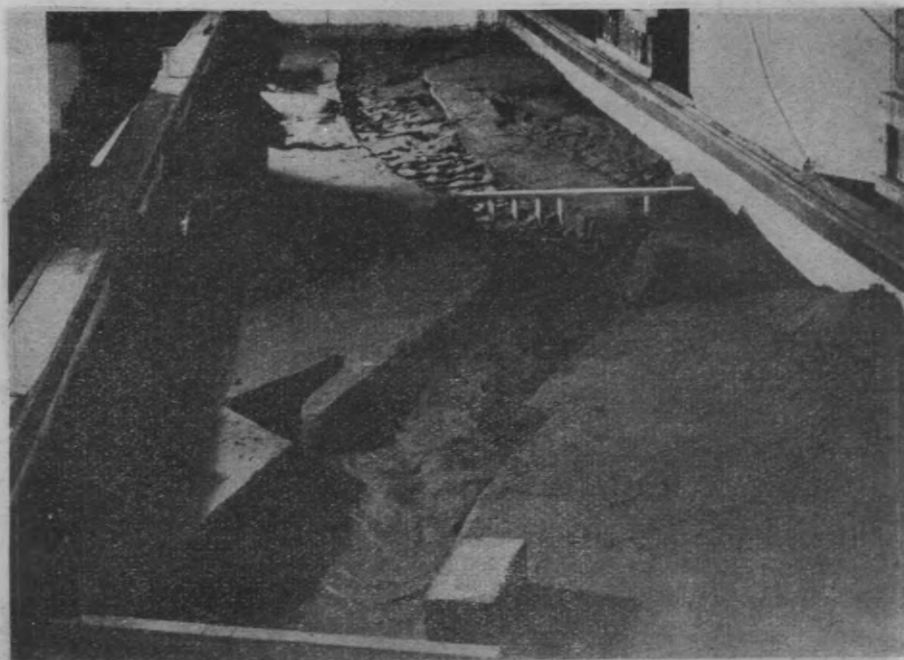
#### Novērojumi:

Profilā 4,2. metrā ūdens galvenajā gultnē stāv 2 mm augstāk nekā Lucavsalas attekā. Citādi tāpat kā iepriekšējā izmēģinājumā.

#### Mērījumi:

pulkst.	lielumi	modeli	dabā
10.39	Q	2,7 l/sec	1420 m <sup>3</sup> /sec
	T	68 min	10 dienas
11.47	Q	5,5 l/sec	2880 m <sup>3</sup> /sec
15.00	T	139 min	28 dienas
11.37	J	0,00382	0,0000612
	v	0,276 m/sec	1,38 m/sec





6. attēls. Modelis pēc 4. izmēģinājuma no lejpuses.

12.16	J	0,00354	0,0000567
	v	0,294 m/sec	1,47 m/sec
13.55	J	0,00265	0,0000425
	v	0,297 m/sec	1,48 m/sec

#### 4. izmēģinājums (1926. g. 1. martā).

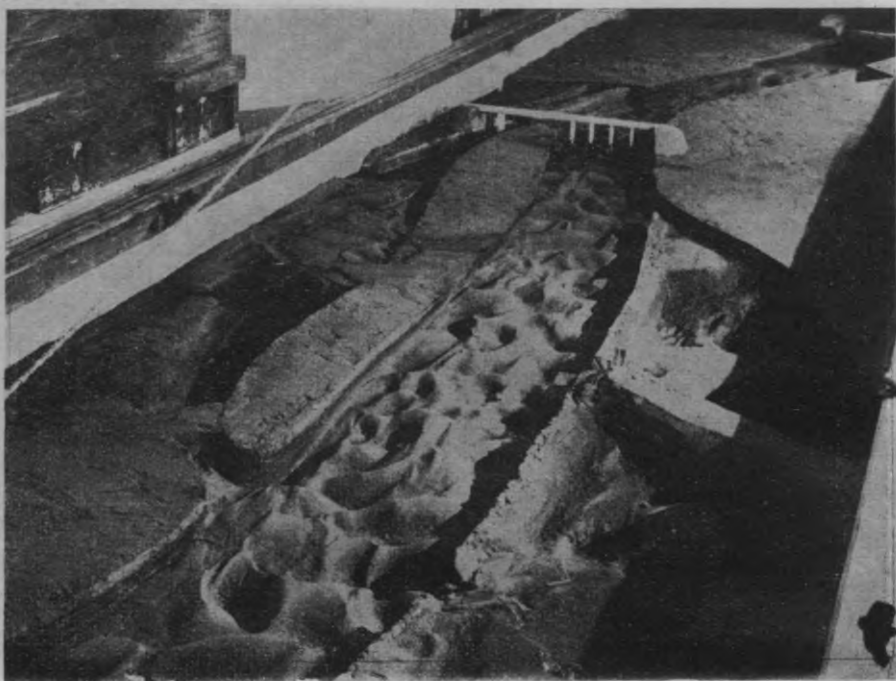
Modelis kā iepriekšējā izmēģinājumā.

Novērojumi:

Lucavsālas attekā ātrumi starp profiliem 4,2. metrā un 6,7. metrā ir šādi:  $v =$  no 0,187 līdz 0,220, vidējais 0,203, attiecīgais ātrums dabā 1,03 m/sec. Citādi viss tāpat kā trešajā izmēģinājumā.

Mērījumi:

pulkst.	lielumi	modelī	dabā
13.05	Q	5,6 līdz 5,5 l/sec	2940 līdz 2880 m <sup>3</sup> /sec
18.46	T	341 min	50 dienas



7. attēls. Modelis pēc 5. izmēģinājuma no augšpusēs.

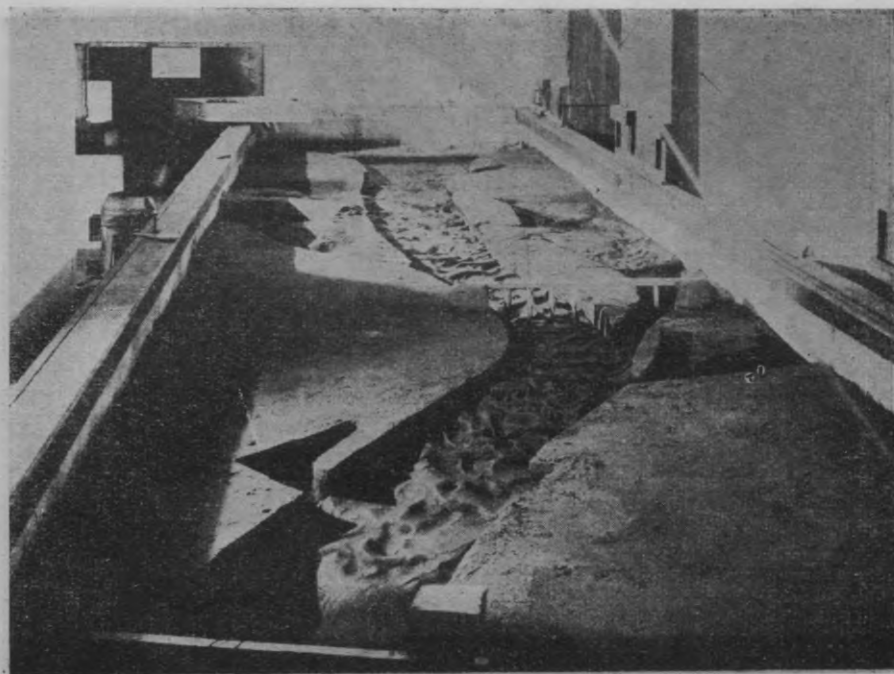
16.55	J	0,00265	0,0000425
	v	0,290 m/sec	1,45 m/sec
18.14	J	0,00309	0,0000495
	v	0,305 m/sec	1,525 m/sec

#### 5. izmēģinājums (1926. g. 4. martā).

Modelis sagatavots pēc projekta. Dambis NOP viscaur plūdos drošs. Plostu ieeju Lucavsalas attekā slēdz no krasta drusku atkāpināts dambis, kam modelī ir ēventuāli dabā ierīkojamu slūžu funkcija.

#### Novērojumi:

Udens plūst vizzemākajā vietā pār Zaķu salu. Augšpus tiltiem upes gultne izveidojas kārtīgāk nekā iepriekšējos izmēģinājumos. Izskalojums pie Zaķu salas augšgala smaiļa mazāks. Piesērējumi pie muitas krasta un izskalojumi pie dambja CD lielāki nekā iepriekšējos izmēģinājumos.



8. attēls. Modelis pēc 5. izmēģinājuma no lejpuses.

Mērijumi:

pulkst.	lielumi	modeļi	dabā
8.04	Q	5,6 l/sec	2940 m <sup>3</sup> /sec
14.57	T	413 min	60 dienas
10.51	J	0,00383	0,0000614
	v	0,345 m/sec	1,725 m/sec
13.23	J	0,00427	0,0000684
	v	0,350 m/sec	1,75 m/sec

6. izmēģinājums (1926. g. 8. martā).

Modelis iekārtots tāpat kā piektajā izmēģinājumā. Zaķu sala plūdos droša, un ūdens pār to neplūst.

Novērojumi:

Ūdens līmenis pie Andreja ostas 1,2 mm augstāks par normālo. Vel krasāk redzamas jau piektajā izmēģinājumā novērotās parādības.



9. attēls. Modelis pēc 7. izmēģinājuma no augšpusē.

Mērījumi:

pulkst.	lielumi	modeli	dabā
8.57	Q	7,55 l/sec	3960 m <sup>3</sup> /sec
10.40	T	101 min	15 dienas
10.08	J	0,005	0,00008
	v	0,362 m/sec	1,82 m/sec

7. izmēģinājums (1926. g. 15. martā).

Augšējā modeļa daļa atbilst tagadējam stāvoklim — priekš regulēšanas pēc projekta: kreisajā krastā nav dambja, bet ir Foku muižas būnas Nr. 1, Nr. 2 un Nr. 3, kā arī Bišu muižas dambis. Dambis NOP nav plūdos drošs. Zaķu sala turpretim pēc projekta regulēta un pagarināta zem tiltiem cauri.

Novērojumi:

Upe augšpus tiltiem rodas piesārejumi. Duņas acis no Lucavsalas attekas nākošā ūdens ietekme upes daļā pie muižas krasta, pie kam



10. attēls. Modelis pēc 7. izmēģinājuma no lejpuses.

ši straume novirza galveno straumi pa labi, pamazinot izskalojumu pie dambja CD un piesērējumus muitas rajonā.

Mērijumi:

pulkst.	lielumi	modelī	dabā
8.00	Q	5,26 l/sec	2760 m <sup>3</sup> /sec
15.00	T	420 min	61 diena
9.09	J	0,0025	0,0000400
10.59	J	0,00426	0,0000682
	v	0,305 m/sec	1,525 m/sec
13.17	J	0,00353	0,0000565
14.36	v	0,297 m/sec	1,485 m/sec

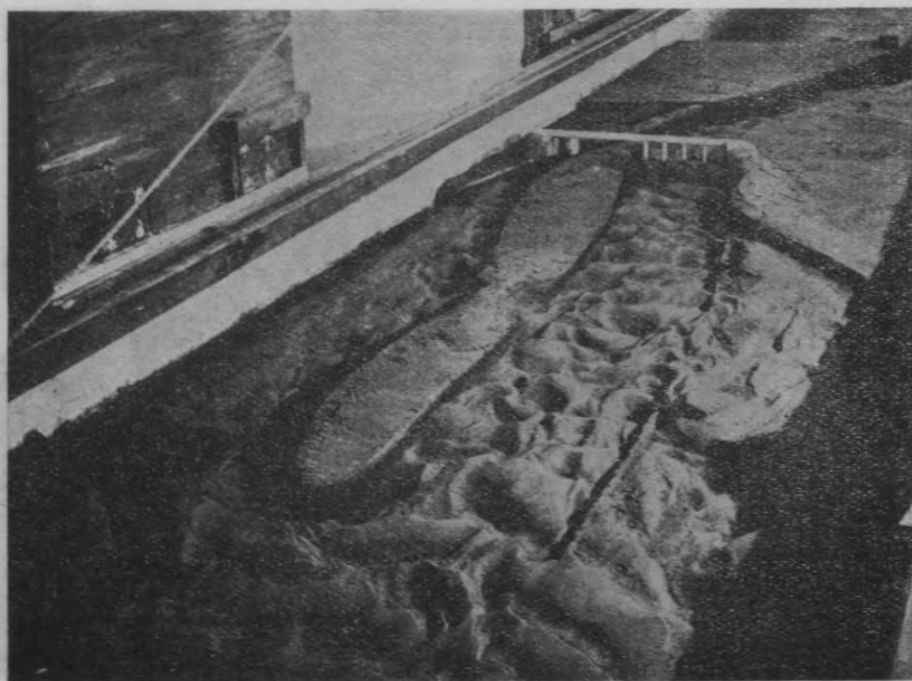
8. izmēģinājums (1926. g. 18. marta).

Modelis tāds pats kā septītajā izmēģinājumā.

Novērojumi:

Atkārtojas septītā izmēģinājuma parādības.

Latv. Universitātes  
Inženierzinātņu fakultāte  
Bibliotēka.



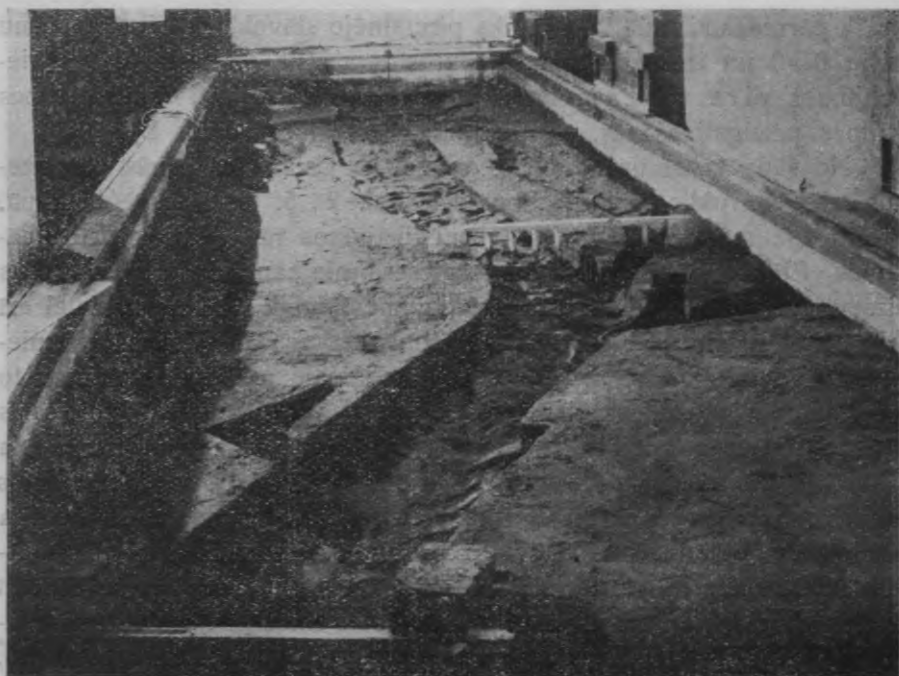
11. attēls. Modelis pēc 8. izmēģinājuma no augšpuses.

Mērījumi:

pulkst.	lielumi	modelī	dabā
11.15	Q	no 5,26 līdz 5,35 l/sec	no 2760 līdz 2810 m <sup>3</sup> /sec
19.04	T	471 min	67 dienas
17.35	J	0,0031	0,0000496
	v	0,276 m/sec	1,38 m/sec

##### 5. Izmēģinājumu salīdzināšana ar dabas apstākļiem.

Laboratorijas pētījumus var izlietot salīdzināšanai tikai tad, kad izmēģinājumu apstākļi atbilst dabas apstākļiem pēc modeļa likumu mērogiem. Ja iepriekš aprakstītos izmēģinājumus pārnes dabā, tad dabu sekojošo: Daugavā vairākkārt novēroti ūdens daudzumi no 2700 m<sup>3</sup>/sec līdz 3960 m<sup>3</sup>/sec. Attiecīgie kritumi no 0,000045 līdz 0,00008 atbilst likumiem, ja viņus salīdzina ar 2. p. datiem. Tas pats attiecas uz novēroto ūdens ātrumu, kas sasniedz augšpus tiltiem no 1,3 m/sec līdz 1,75 m/sec un atbilst vidējam profila ātrumam no 0,8. 1,3 = 1,04 m/sec līdz



12. attēls. Modelis pēc 8. izmēģinājuma no lejpuses.

0,8. 1,75 = 1,4 m/sec. Par 2500 m<sup>3</sup>/sec lielāki plūdi ilgst (sk. 2. uzsk.) apmēram 12 dienu. Izmēģinājumu laika sprīži tā tad atbilst vairaku gādu plūdiem. Tamdēļ novērotās upes gultnes pārmaiņas tikai pēc gadiem būtu tik skaidri redzamas kā modeļa izmēģinājumā. Izmēģinājumos nevarēja ievērot tās pārmaiņas, kas rodas, parastiem ūdens līmeņiem pastāvot, vieglo nogulšņu nosēšanās dēļ. Visumā modeļa ūdens daudzums, kritumos un ātrums nav nesaskaņas, un tas dod tiesību pārnest izmēģinājumu rezultātus uz dabisko upi.

#### 6. Atsevišķu izmēģinājumu salīdzinājums.

Ar profilzīmētāju pēc katra izmēģinājuma uzņemtie profili tika rasēti uz caurspīdīga papīra, tā ka uz katras lapas viena izmēģinājuma pārā rezultāti zīmēti viens otrā. Uzliekot lapu uz lapas salīdzināja dažādus profilus savā starpā, un katram profilam noteica, kuŗš izmēģinājums devis vislielākos izgrauzumus vai piesērējumus, salīdzinot ar pirmatnējo stāvokli un citiem izmēģinājumiem. Izmēģinājumus talak

salika pārrēdzami tādā kārtībā, ka pirmatnējo stāvokli noteica ar taisnu līniju 0—0 un izmēģinājumu numurus ierakstīja atsevišķu profilu iedalījumos virs vai zem līnijas, skatoties pēc tā, vai notikusi upes gultnes paaugstināšanās, vai pazemināšanās (sk. tabulu B).

No šāda veida uzmetuma redzams, ka vismazāk mainās pašreizējais upes stāvoklis 7. un 8., bet visvairāk 2., 5. un 6. izmēģinājumā. Profili 2,0. m līdz 4,5. m visos izmēģinājumos rāda mazus padziļinājumus. Profili no 4,5. m līdz 8,5. m piesērē, pie kam labajā krastā rodas aizsērējumi un kreisajā krastā izskalojumi dambja CD un pa daļai arī AB pakājē. Septītajā un astotajā izmēģinājumā izskalojumi un piesērējumi daudz mazāki nekā pārējos izmēģinājumos, kas izdarīti ar to pašu ilgumu un ūdens daudzumu. Tas, redzams, notiek Lucavsālas attekas straumes dēļ, pa ko septītajā un astotajā izmēģinājumā tecēja daudz ūdens. Vislielākos izskalojumus pie dambja CD un aizsērējumus muitas rajonā uzrāda 5. un 6. izmēģinājums, kad Lucavsālas atteka bija pilnīgi aizsprostota. Rajonā starp profilu 3,0. m un 5,0. m ar profilzīmētāju uzņemtie profili nerāda pilnīgi patiesu ainu, jo te modeli izceļas pārspīlētā mērogā pa gultni cejojošie smilšu soli. Kā rāda fotografijas 1., 2., 7. un 8. izmēģinājumā (sk. 2., 3., 9., 10., 11. un 12. attēlu), šinī upes daļā radušies piesērējumi, t. i. visos tanīs izmēģinājumos, kur dambis NOP nebija plūdos drošs, sevišķi lielā mērā 7. un 8. izmēģinājumā.

#### 8. Izmēģinājumu rezultāts.

Vispirms jāpiezīmē, ka izmēģinājumi apskata tikai vienu projekta novērtēšanas faktoru — plūdu ūdenus; otru visai svarīgu faktoru — ledus iešanu nevarēja ievērot. Tamdēļ arī izmēģinājumu rezultāts jāvērtē tā, ka tas rāda augsto ūdens ietekmi uz upes gultnes izveidošanos pēc regulēšanas projekta izpildīšanas. Ledus iešanas ietekme jāapskata atsevišķi, un tā var būt par iemeslu lieliem projekta grozījumiem.

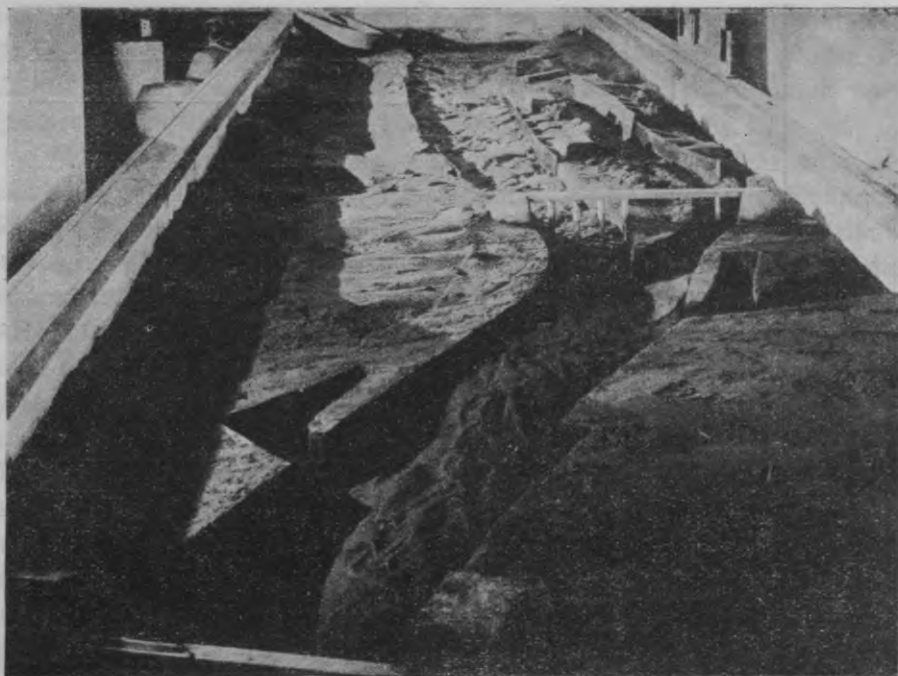
Apskatīto projektu pilnīgi izbūvējot var sagaidīt, ka upes gultne augšpus tiltiem izveidosies labi un arī uzturēsies pastāvīgākā stāvoklī. Zaķu salas augšgala smailis tiks stiprāk grauzts. Izpildot projekta darbus pa daļām, ierīkojot Foku muižas dambi, bez dambja NOP paaugstināšanas sagaidāma upes gultnes piesērēšana un stiprāka labā krasta un Kridenera dambja graušana. Lielāko ūdens daudzumu laikā ieeja starp dambi un Zaķu salas augšējo smaili būs lielā krituma dēļ velkoņiem un ploštiem grūti caurbraucama. No otras puses ieeja nav



Tabula B.

Profilu numuri

2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5
1													
6,4,5,8	1	7,8	1,5,7,8	7,8	1,5,7	5,6,7	5	3,4,8,8,1,2,4,7,8,1,3,4,5,7,8					
3,7	2,3,5,7,8	3,5	3,4	6,3,1,2,4,5,3,4,6,8	1		6		5	3,2,4,6,7,8,3,4,8,2,4	5,6	5,6	2
2	A	1,4,6	2,6		2			3,1,2,4,6,7,8		1	2,7	3,8	3,4
		2										1,7,1,7,8	



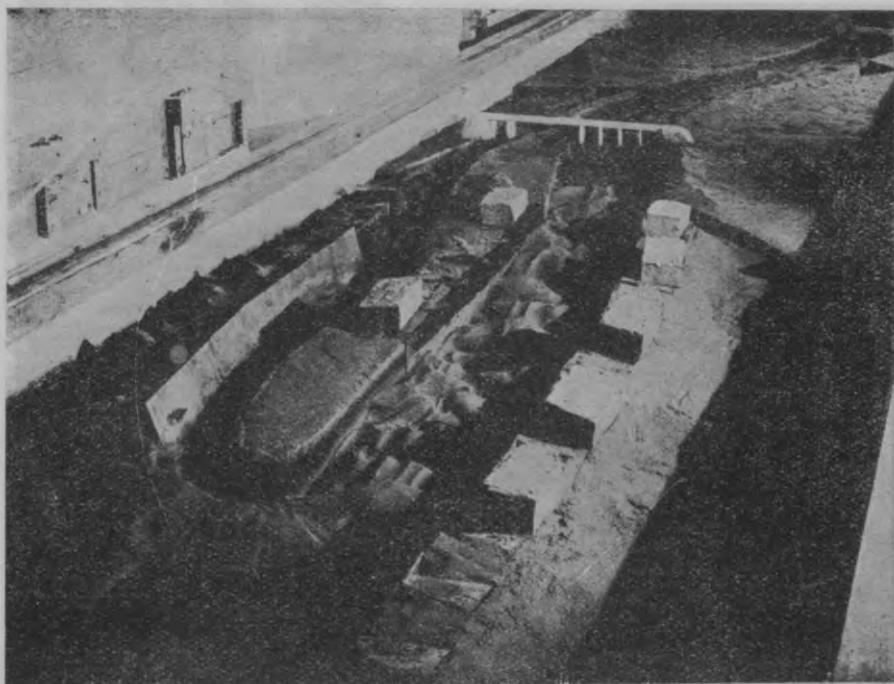
13. attēls. — Modelis pēc 9. izmēģinājuma.

diezgan plata, lai ievadītu Lucavsaldas attekā tādu ūdens vairumu, kas varētu uzturēt pašreizējo izdevīgo šas attekas straumes ietekmi uz muitas rajona piesērējumiem un dambja CD izturību. Dambju AB un CD izskalošana, bez šaubām, pēc projekta izpildīšanas palielināsies, kā arī būs vairāk manāmi piesērējumi muitas rajonā.

### 9. Projekta variantu pārbaudījumi.

Vēlāk izdarīti J. P. J. hidrotehnikas laborātorijā vēl triju projekta variantu pārbaudījumi.

Pirmajam variantam (9. izmēģinājums) pēc Rīgas biržas komitejas virsinženiera Fleišera norādījumiem modelis bija pārbūvēts šā: 1) Foku muižas būnas Nr. 2 un Nr. 3 pie ietekas Lucavsaldas attekā, kā arī Bišu muižas dambis pagarināti par 50, 80 un 50 m. 2) Zaķu salas lejas gala smailis pārgrozīts tā, ka sala stiepjas zem divām tilta spraugām. Daugavā kā galvenajā gultnē palika bez mazās spraugas labajā krastā vēl tikai 4 tilta spraugas un Lucavsaldas attekā ne-



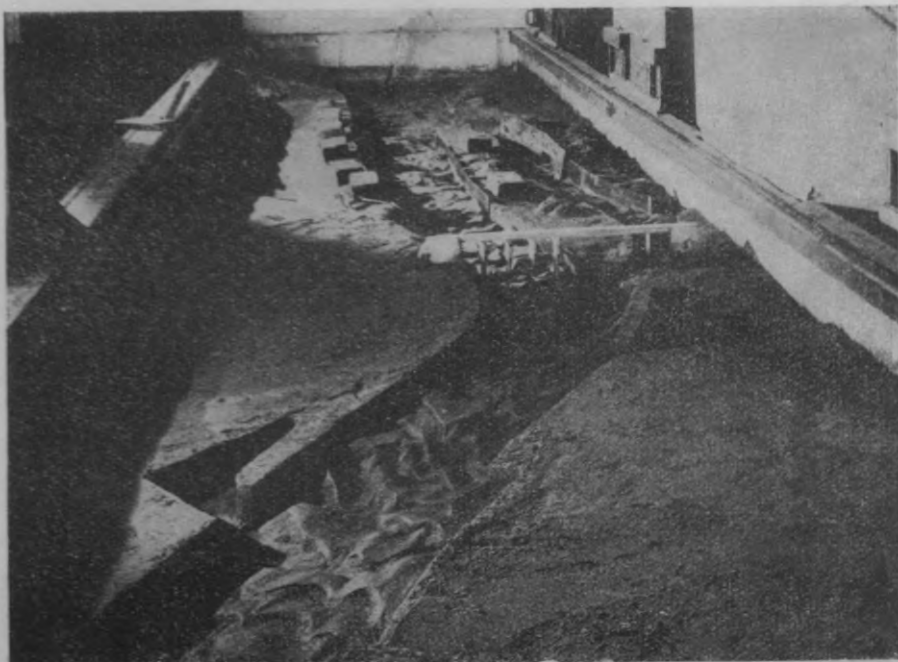
14. attēls. Modelis pēc 10. izmēģinājuma no augšpusēs.

pilnas 2 spraugas. 3) Dambis NOP paaugstināts virs plūdu ūdens līmeņa.

Otrā varianta (10. izmēģinājums) modelis tika pārtaisīts pēc pilnietas virsīnženiera Eferta norādījumiem un atšķīrās no iepriekš aprakstītā ar citu Zaķu salas lejas gala smaiļa un Lucavsalas attekas ietekas formu Daugavas galvenajā gultnē. Bez tam upes gultni augšpusē tītiem sašaurināja par apm. 50 m, pārvietojot uz priekšu dambi NOP.

Trešajā variantā (11. izmēģinājums) saīsināja atkal Foku muižas būnas un Bišu muižas dambi līdz tagadējam gaŗumam; dambi NOP atkāpināja līdz pašreizējam stāvoklim, tikai ievirzot viņa apakšējo galu pie Zvirgzdu salas straumē. Zaķu salas lejas gala smailis palika nepārgrozīts, kā iepriekšējā izmēģinājumā.

Pa izmēģinājumu laiku vairākkārt novēroja ar plukstiem strau-  
mes virzienus kā ūdens virsmā, tā arī dibena tuvumā. Atsevišķu izmēģinājumu rezultāti ir šādi:



15. attēls. Modelis pēc 10. izmēģinājuma no lejpuses.

9. izmēģinājums (1926. g. 24. aprīlī).

Mērījumi:

pulkst.		modelī	dabā
9.00	ūdens daudzums	$Q = 6 \text{ l/sec}$	$3150 \text{ m}^3/\text{sec}$
14.00	laiks	$T = 5 \text{ stundas}$	44 dienas

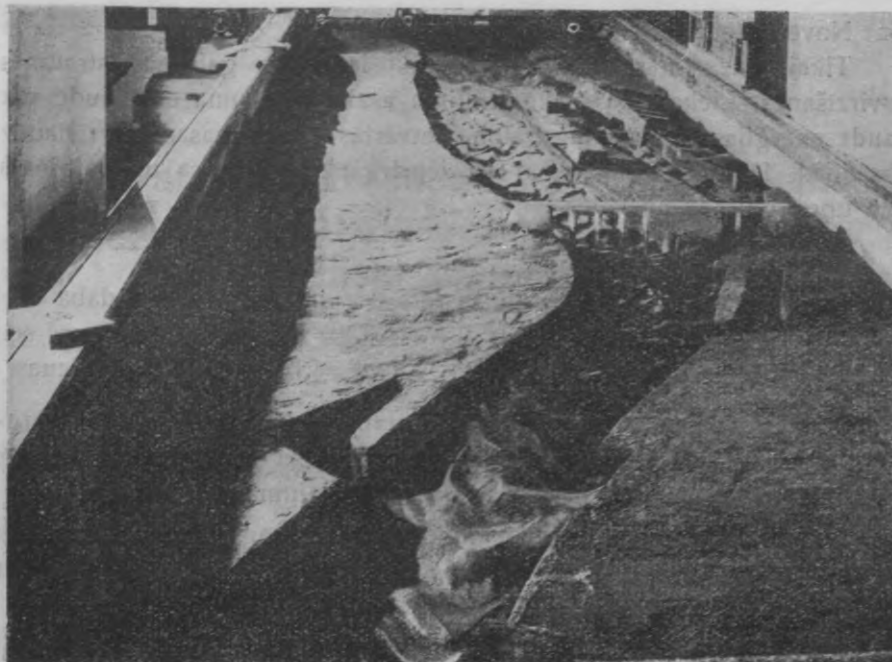
Novērojumi:

No Lucavsālas attekas nākošā blakusstraume pavirza diezgan daudz galveno straumi pa labi, tā ka pie muitas krastmalas nosēžas maz smilšu, un neizskalo kreiso krastu pie dambja CDE. Šī labā ietekme vienmērīgi pavājinās sakarā ar Lucavsālas attekas aizsērēšanu un smilšu solu rašanos pie labā krasta lejpus tilta.

Lai apskatītu izveidoto gultni, izmēģinājumu pārtrauca, nolaižot ūdeni. Pēc tam izmēģinājumu turpināja.

Mērījumi:

pulkst.		modelī	dabā
14.54	ūdens daudzums pieaug līdz	$Q = 8,87 \text{ l/sec}$	$4660 \text{ m}^3/\text{sec}$
15.17	laiks	$T = 23 \text{ min}$	3,5 dienas



16. attēls. Modelis pēc 11. izmēģinājuma.

Lucavsālas atteku sledza, aizbeŗot to ar smilŗu dambi.

Mēŗjumi:

pulkst.		modelī	dabā
15,32		$Q = 8,87 \text{ l/sec}$	$4660 \text{ m}^3/\text{sec}$
	laiks	$T = 15 \text{ min}$	52,5 stundas 2 dienas

Lielākā ūdens daudzumā iesākas stiprāka dambja CDE izskaloŗana un radās piesēŗējumi muitas rajonā. Pēc Lucavsālas attekas slēgŗšanas ŗie izskaloŗumi un piesēŗējumi īsā laikā sasniedza ievērojamus samērus. Salas leŗgalā radās atvars (sk. 13. attēlu).

10. izmēģinājums (1926. g. 29. aprīlī).

Mēŗjumi:

pulkst.		modelī	dabā
9.00	ūdens daudzums pieaug līdz	$Q = 5,9 \text{ l/sec}$	$3090 \text{ m}^3/\text{sec}$
14.00	laiks	$T = 5 \text{ stundas}$	44 dienas

## Novērojumi:

Tikai mazā mērā bija novērojama labvēlīga galvenās straumes pavirzīšanās. Liekas, ka blakusstraume asāka izliekuma dēļ zaudē par daudz enerģijas: galvenajā straumē ietvertās ūdens masas satur daudz enerģijas. Izmēģinājumu tāpat kā iepriekšējo partrauca un turpināja pēc upes gultnes apskates.

## Mērijumi:

pulkst.		modelī	dabā
14.50	ūdens daudzums	$Q = 8,68 \text{ l/sec}$	$4560 \text{ m}^3/\text{sec}$
15.22	laiks	$T = 32 \text{ min}$	$\sim 4,7 \text{ dienas}$

Pēc Lucavsālas attekas slēgšanas tāpat kā agrāk radās piesērējumi muitas rajonā un izskalojumi pie dambja CDE, tomēr daudz mazāk intensīvi nekā iepriekšējā 9. izmēģinājumā (sk. attēlu).

Abos izmēģinājumos Foku muižas būnu pagarinājums izrādījās par neizdevīgu, radīdams nekārtīgu straumi un izraudams lielu atvaru pie Zaķu salas smaiļa (sk. 14. attēlu).

## 11. izmēģinājums (1926. g. 6. maija).

## Mērijumi:

pulkst.		modelī	dabā
11.44	ūdens daudzums	$Q = 6,15 \text{ l/sec}$	$3220 \text{ m}^3/\text{sec}$
21.20	laiks	$T = 9 \text{ st. } 36 \text{ min}$	84 dienas

Ievērojamu Lucavsālas attekas straumes ietekmi nevarēja noteikt; turpretim uz priekšu pavirzītais dambja NOP smailis pie Zvirgzdu salas bez šaubām bija kaitīgs: jau tieši aiz tiltiem radās piesērējumi un kreisajā krastā pie Zaķu salas gala zem beidzamās tilta spraugas atvari.

Iesniegts fakultātei 1930. g. 14. februārī.

# Laboratoriumsversuche zur Prüfung eines Regulierungsentwurfs der Daugava bei der Insel Zaķu sala

von Professor *E. Jacoby*

## Autoreferat.

Das Seedepartement Lettlands hatte im Jahre 1925 einen Entwurf für die Regulierung des Flusses Daugava im Bereich der Insel Zaķu sala oberhalb Rigas ausgearbeitet, bei dessen Beratung einige Fragen auftauchten. Um diese Fragen zu klären, wurden vom Verfasser im Flussbaulaboratorium des bei der Ingenieur fakultät der Universität Lettlands bestehenden Prüfungsinstituts für Ingenieurkonstruktionen Modellversuche ausgeführt. Durch die Modellversuche sollte folgendes festgestellt werden:

- 1) Ob die Richtung und Lage des projektierten Leitdammes am linken Ufer der Daugava oberhalb Zaķu sala zweckmässig gewählt ist,
- 2) ob die Schiffsfahrtsöffnung zwischen dem oben erwähnten Damm und der oberen Spitze der Insel Zaķu sala für die Einfahrt von Flössen in den Flussarm Lucavsalas atteka brauchbar ist, und
- 3) ob die im Entwurf vorgesehene Zusammenfassung der ganzen Wassermenge im Hauptarm der Daugava irgendwelche Veränderungen im Flussbett weiter unterhalb bewirkt, wie z. B. Ablagerungen im Zollgebiet.

Ausserdem war zu untersuchen, ob ein teilweiser Ausbau möglich ist und in welcher Reihenfolge die einzelnen Bauten zu errichten sind, um etwaige, vor Vollendung des ganzen Ausbaus mögliche ungünstige Einwirkungen auf das Regime des Flusses zu vermeiden.

## Unterlagen.

An Unterlagen für die Versuche waren vorhanden:

- 1) Ein im Jahre 1924 aufgenommener Plan der Daugava von Ķengurags bis zum Andreas Hafen (Andreja osta). Dieser Plan ent-

hielt Tiefenlinien, Querprofile und die durch Bohrungen festgestellten Tiefen des Felsuntergrundes. Auf dem Plan waren die projektierten Dämme und neuen Uferlinien eingetragen (s. Sk. 1). Laut diesem Plan ist am linken Ufer der Daugava ein Leitdamm vorgesehen, der sich von der Fockenhofchen Buhne Nr. 1 in schlanker Kurve zur oberen Spitze von Zaķu sala (die bereits in dieser Form hergestellt ist) erstreckt. Zwischen dem Damm und der Spitze von Zaķu sala ist eine 70 m breite Öffnung für die Durchfahrt von Flössen und für die Abfuhr eines Teils des Frühjahrshochwassers freigelassen. Die Uferlinien der Insel Zaķu sala sind reguliert und die Insel selbst nach unterhalb unter den beiden bestehenden Brücken hindurch verlängert, so dass sich die 6. Brückenöffnung über der Insel befindet. Der am rechten Ufer bestehende niedrige Damm NOP soll lt. Projekt erhöht werden, so dass seine Krone hochwasserfrei wird.

2) Als weiteres Material diente ein früherer Entwurf des Seedepartements aus dem Jahre 1922, laut welchem die grössten beobachteten Wassermengen in der Daugava zwischen  $3500 \text{ m}^3/\text{sec}$  und  $4500 \text{ m}^3/\text{sec}$  schwanken. Aus der zu diesem Projekt gehörenden hydraulischen Berechnung war zu entnehmen, dass das Gefälle des Flusses im Bereich von Zaķu sala  $0,00011$  beträgt, bei einer Wassermenge von  $4000$  bis  $4040 \text{ m}^3/\text{sec}$ , wobei die mittlere Wassergeschwindigkeit zwischen  $1,20 \text{ m/sec}$  und  $1,65 \text{ m/sec}$  liegt. Unmittelbare Gefällemessungen waren nicht vorhanden.

3) Ferner war eine Wassermengenkurve vorhanden, die von dem ehemaligen „Büro für den Bau des Kraftwerks von Dole“ als Ergebnis 34-jähriger Beobachtungen gezeichnet war (Sk. 2). Aus dieser Kurve ist zu entnehmen, dass die gewöhnlichen Hochwässer der Daugava etwa  $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$  betragen und rund 30 Tage andauern.

#### Das Modell und die verschiedenen Masstäbe.

Das Modell der Flusstrecke wurde in der Flussbaurinne des Laboratoriums im Längemasstab  $1:1050$  eingebaut, wobei die Ufer und die Dämme aus Beton und mit vertikalen Wandflächen hergestellt wurden. Die auf dem Plan (Sk. 1) sichtbaren strichlierten Linien bedeuten die Längeneinteilung der Rinne, auf die auch alle weiteren Messungen bezogen sind. Um Schiessen des Wassers zu vermeiden und für den Versuch brauchbare Tiefen zu erhalten, musste der Tiefenmasstab rund 10 mal grösser genommen werden als der Längemasstab, d. i.  $1:100$ . Um im Modellfluss ein ähnliches Transport-



vermögen zu erhalten wie im natürlichen Fluss, musste ein entsprechender Masstab für das Gefälle gewählt werden. Dazu war es zunächst erforderlich das Verhältnis der Korngrößen des natürlichen aus der Daugava entnommenen Geschiebes und des im Modell verwendeten Sandes zu bestimmen. Durch Aussieben der groben Bestandteile des Sandes der Daugava wurde der Sand für das Modell gewonnen. Durch Sieben der Sandproben durch Siebe von 4—4900 Löchern auf einen Quadratzentimeter wurde das durchschnittliche Verhältnis der Korngrößen zu 1,6 festgestellt. Daraus und aus dem Tiefenverhältnis ergab sich der Masstab des Gefälles zu 62,5. In diesem Masstab wurde das Flussbett mit Gefälle aus Sand modelliert, wobei die tiefer liegenden in dem Plan eingezeichneten Felsschichten in Beton hergestellt wurden.

Die weiteren Masstäbe ergaben sich wie folgt:

Flächen — 1:105000, Geschwindigkeiten — 1:5, Wassermengen — 1:525000 und Zeiten 1:210.

#### Beschreibung der Versuche.

Nach der Fertigstellung des Modells für den einzelnen Versuch wurde das Wasser durchgelassen. Mit einer am unteren Ende des Modells eingebauten Klappe wurde das Wassergefälle reguliert. Nachdem sich ein dem natürlichen annähernd masstäblich entsprechendes Gefälle eingestellt hatte (nach dem zweiten Versuch), wurde die Stellung der Klappe nicht mehr verändert. Die Versuche wurden als Dauerversuche durchgeführt, indem eine bestimmte Wassermenge mehrere Stunden lang ohne Unterbrechung durchgeschickt wurde und während der Zeit Gefällemessungen mit Spitzenpegeln und Geschwindigkeitsmessungen mittelst Schwimmer ausgeführt wurden. Die Messungen wurden stets an denselben Stellen vorgenommen, und zwar in den Profilen: 2,0 m (Modellanfang, 4,2 m (dicht unterhalb der Stromspaltung bei der Insel Zaķu sala), 6,7 m (dicht oberhalb der Brücken) und auf 8,8 m der Rinneneinteilung. Mit Ausnahme des ersten Versuchs wurde stets oberhalb etwa die gleiche Sandmenge dem Wasser zugesetzt, wie das Wasser aus dem Modell wegtrug. Je zwei Versuche bildeten ein Paar, indem nach dem ersten Versuch das Modell unverändert belassen wurde und auch das Modellflussbett nicht ausgeglichen wurde. Nach jedem Versuch wurde das Modell von oberhalb und von unterhalb fotografiert und mit dem

Profilzeichner Querprofile in 0,5 m Abstand aufgenommen. Nach je zwei Versuchen wurde das Modellflussbett dem Zustand vom Jahre 1924 entsprechend wieder hergestellt. In dieser Weise wurden alle 11 Versuche durchgeführt.

Bei den einzelnen Versuchen wurden verschiedene Baustadien untersucht, indem das Modell mehr oder weniger dem Projekt entsprechend ausgebildet wurde. So wurde zunächst der Fall geprüft, dass der Damm NOP nicht hochwasserfrei ist, während im übrigen die Regulierung laut dem Projekt durchgeführt ist (Versuch Nr. 1 und Nr. 2). Danach wurde der Damm NOP zunächst bis zum Krüdenerdamm hochwasserfrei angelegt (Versuch Nr. 3 und Nr. 4), ferner auf die ganze Länge bis über den Hochwasserspiegel erhöht und die Schiffsöffnungen oberhalb der Zaķu sala geschlossen, was dem Einbau einer Schleuse entspricht (Versuch Nr. 5 und Nr. 6). Schliesslich wurden des Vergleichs wegen die gegenwärtigen Verhältnisse geprüft, indem das Modell dem Zustand von 1924 entsprechend hergerichtet wurde und nur die im Projekt vorgesehene Regulierung der Ufer der Zaķu sala und die Verlängerung der Insel beibehalten wurde (Versuch Nr. 7 und Nr. 8).

Während aller Versuche ergaben sich massstäblich umgerechnet Gefälle, Wassermengen, Wassergeschwindigkeiten und Hochwasserdauern, die nicht in Widerspruch mit den in der Natur festgestellten standen, so dass es berechtigt ist, die Versuchsergebnisse auf die Verhältnisse in der Natur zu übertragen. Es ist noch zu erwähnen, dass die Dauer der Versuche den Hochwasserperioden mehrerer aufeinanderfolgenden Jahre entspricht, so dass die beobachteten Veränderungen vermutlich erst nach Ablauf von Jahren in vollem Masse in Erscheinung treten werden.

#### Vergleich der einzelnen Versuche.

Die nach jedem Versuch hergestellten Querprofile wurden so miteinander verglichen, dass für jedes Profil die Querschnittänderung — Vergrösserung oder Verminderung der Querprofilfläche gemessen wurde. Darauf wurden (Tabelle B) die Nummern der Versuche über oder unter einer als Null angenommenen Linie aufgeschrieben, je nachdem, ob das betreffende Querprofil bei dem Versuch eine Aufhöhung oder eine Austiefung erfahren hatte, wobei die Versuchsnummer um so weiter von der Nulllinie entfernt ist, je bedeutender

die Veränderung des Profils war. Auf diese Weise ist leicht zu sehen, welche Querprofile bei den einzelnen Versuchen mehr oder weniger verändert wurden.

### Ergebnisse der Versuche.

Die Versuche zeigen nur den Einfluss des Hochwassers auf die Ausbildung des Flussbettes. Der Einfluss des Eisgangs liess sich durch die Versuche nicht feststellen, so dass die Ergebnisse durch die Wirkung des Eisgangs noch Änderungen unterworfen sein werden, die bei der endgültigen Beschlussfassung über das Projekt noch zu berücksichtigen sind. Im allgemeinen zeigen die Versuche, dass die z. Zt. bestehende Stromspaltung bei der Zaķu sala sich auf das Gebiet des Zollkais und der Dämme AB und CDE günstig auswirkt. Die Sperrung des Armes Lucavsalas atteka durch den projektierten Leitdamm vergrössert die Ablagerungen beim Zollkai und die Auskolkungen am Fusse der Dämme AB und CDE. Die Öffnung im Leitdamm ist zu klein, um eine nennenswerte Strömung in Lucavsalas atteka zu bewirken. Dagegen entsteht bei Hochwasser ein starkes örtliches Gefälle in der Schiffahrtsöffnung, weshalb diese bei Hochwasser für Schiffe und Flösse schwer zu passieren sein wird. Solange der Damm NOP nicht hochwasserfrei ist, ist oberhalb der Brücken mit Ablagerungen und einem verstärkten Angriff des Wassers auf das rechte Flussufer und den Krüdenerdamm zu rechnen. Nach Erhöhung des Dammes NOP ist im allgemeinen eine gute Ausbildung des Flussbettes oberhalb der Brücken zu erwarten. Die obere Spitze von Zaķu sala wird nach der Regulierung einem verstärkten Wasserangriff ausgesetzt und ist gegen Unterspülung zu sichern.

### Ergänzungsversuche.

Nachträglich wurden noch drei Varianten des Projekts geprüft, und zwar:

1) Die Fockenhofschen Bühnen Nr. 2 und Nr. 3 und der Damm von Bišu muiža wurden um 50 bzw. 80 m verlängert; das untere Ende von Zaķu sala wurde verbreitert, so dass es sich unter zwei Brückenöffnungen erstreckt, und der Damm NOP hochwasserfrei gemacht (Versuch Nr. 9).

2) Die Variante unterscheidet sich von der ersten dadurch, dass die untere Spitze von Zaķu sala etwas nach der Flussmitte zuge-

kehrt ist, und das Flussbett oberhalb der Brücken durch Vorrücken des Dammes NOP um 50 m schmaler gemacht wird. (Versuch Nr. 10).

3) Bei der dritten Variante sind die Fockenhofschen Buhnen und der Damm von Bišu muiža wieder auf ihre gegenwärtige Länge gebracht, der Damm NOP wieder in seiner ursprünglichen Lage, nur sein unteres Ende etwas nach der Strommitte zugekehrt. Im übrigen wie bei der 2. Variante (Versuch Nr. 11).

Die erste Variante ergibt günstigere Verhältnisse beim Zoll und den Dämmen AB und CDE. Dieser günstige Einfluss verringert sich in dem Masse, wie die Lucavsalas atteka versandet.

Bei der zweiten Variante ist der günstige Einfluss des aus der Lucavsalas atteka kommenden Stromes weit geringer, als bei Variante 1. Die Verlängerung der oben erwähnten Buhnen erwies sich bei beiden Varianten als ungünstig.

Auch bei der dritten Variante war kein wesentlicher günstiger Einfluss der Lucavsalas atteka festzustellen. Das zur Flussmitte gekehrte Ende des Dammes NOP war dagegen zweifellos schädlich, da sich gleich unterhalb der Brücken Ablagerungen bildeten und am linken Ufer am unteren Ende von Zaķu sala unter der letzten Brückenöffnung ein tiefer Kolk.

LATVIJAS UNIVERSITĀTES RAKSTI  
ACTA UNIVERSITATIS LATVIENSIS

INŽENIERZINĀTŅU FAKULTĀTES SERIJA I. 3.

---

## Aizsprotojumu uzstādinātā ūdens augstuma aplēšana

Profesors *E. Jakobi*

Aizsprostojumam pāri tekošā ūdens daudzuma aplēšanai parasti lieto *Veisbacha* formulu

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}],$$

kur  $Q$  nozīmē ūdens daudzumu sekundē,

$\mu$  — koeficientu,

$b$  — pārgāzes garumu,

$h_1$  — ūdens līmeņa augstumu augšpus aizsprotojuma virs tā virsotnes un

$k$  — aizsprostojumam pietiekošā ūdens ātruma augstumu.

*Veisbacha* formula atvasināta tā sauktajai pilnīgajai pārgāzei, t. i. ja aizsprotojuma virsotne augstāka par lejas ūdens virsmu. Pretējā gadījumā rodas nepilnīgā pārgāze. Nepilnīgo pārgāzi aplēšot, iedomājas, ka ūdens daudzums sastāv no divām daļām: pirmā daļa notek virs neuzstādinātā ūdens līmeņa pārgāzes strāvas veidā, pie kam lejas ūdens virsma ir it kā aizsprotojuma virsotne; otrā daļa iztek starp faktisko aizsprotojuma virsotni un lejas ūdens līmeni it kā pa zemūdens caurumu. Lietojot pirmajai daļai *Veisbacha* formulu un otrajai pazīstamo formulu ūdens iztecei pa zemūdens caurumu, dabūjam parasti lietojamo nepilnīgās pārgāzes formulu:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2 (h_1 - h_2) b \sqrt{2g(h+k)},$$

kur  $h$  ir augšūdens un lejas ūdens līmeņu starpība jeb uzstādījuma augstums, un  $\mu_1$  un  $\mu_2$  ir dažādi koeficienti.

Abas formulas nevar pilnīgi apmierināt. Koeficientu  $\mu$ ,  $\mu_1$  un  $\mu_2$  noteikšana grūta un nenoteikta. Sevišķi tas sakāms par  $\mu_1$  un  $\mu_2$ , ko atsevišķi vispār nevar noteikt. Viena kopīga koeficienta lietošana divu atsevišķu vietā, kā to praksē parasti dara, arī nav labāka, tamdēļ ka šā kopīgā koeficienta lieluma svārstīšanās robežas ir ļoti plašas. Vispār ļoti grūti zināmam gadījumam noteikt pareizu koeficientu, bet pie tam šim koeficientam ir vislielākā nozīme. Tālāk nepilnīgās pārgāzes formula matemātiski nav pamatota, bet sastādīta pēc patvaļīga uzskata par pāri tekošā ūdens daudzuma sadalīšanu. Tamdēļ apšaubāms, ka formulas veids pareizi izteic to dabas likumu, kas ir par pamatu nepilnīgajai pārgāzei.

Veisbacha formula atvasināta no matemātiski pareizas formulas par ūdens iztecēšanu pa taisnstūrīgu caurumu. Formula ir šāda:

$$Q = \mu b \sqrt{2g} \int_{h_2}^{h_1} \sqrt{h} \, dh = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (h_1^{3/2} - h_2^{3/2}),$$

kur  $h_1$  nozīmē ūdens līmeņa augstumu virs apakšējās horizontālās cauruma malas un  $h_2$  tā paša līmeņa augstumu virs augšējās cauruma malas.

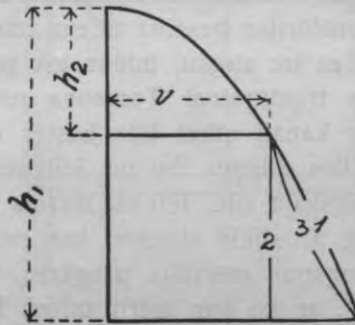
Ja integrācijas robežu  $h_2$  un  $h_1$  vietā liek lielumus  $k$  un  $h_1 + k$ , kur  $k$  ir pietekošā ūdens ātruma augstums, tad ūdens izteces formula pāriet Veisbacha pilnīgās pārgāzes formulā. Ievietojot formulā lielumu  $k$ , ievēro pietekošā ūdens ātruma ietekmi.

Atvasinot pilnīgās pārgāzes formulu no ūdens izteces formulas, integrācijas robeža  $h_2 = K$  (vai  $h_2 = 0$ , ja neievēro pieteces ātrumu) ir nepareiza, tamdēļ ka faktiski ūdens līmeņa pazemināšanās dēļ galīgais lielums  $Q$  jau tiek sasniegts tad, kad  $h_2$  ir lielāks par  $K$  ( $h_2 = \text{apm. } \frac{h_1}{3}$ ). Matemātiskā lieluma  $Q$  maksimums sakrīt ar  $h_2 = 0$ ; faktiskā ūdens daudzuma  $Q$  vislielākais lielums turpretī ar  $h_2 = \text{apm. } \frac{h_1}{3} > 0$ . Šis fakts paskaidro, kamdēļ koeficients  $\mu$  dažreiz ļoti mazs, t. i. ka tieši mērītā un pēc Veisbacha formulas bez koeficienta  $\mu$  aplēstā ūdens daudzuma starpība ir ļoti liela. Uz šo Veisbacha pārgāzes formulas kļūdu pirmais norādījis, cik zināms, F. Bundšu\*).

Uz cita uzskata pamata Bundšu atvasināja jaunus nolīdzinājumus. Ūdens daudzumi, kas aplēsti pēc jaunajiem Bundšu nolīdzinā-

\*) Dr. ing. Bundschu, Überströmen, Überfall und Ausfluss. Der Bauingenieur 1928, S. 465.

jumiem, iznāk mazāki par novērotajiem, ko pierāda modeļa izmēģinājumi, kuŗus Bundšu izdārīja Berlīnes tehnikas augstskolas hidrotehnikas laborātorijā. Bundšu izskaidro šo faktu ar to, ka „pāri krītošā ūdens enerģija tiekot pa daļai izlietota, lai sifona veidā, ar gaisa spiediena palīdzību vilktu aizsprostojumam pāri lielāku ūdens daudzumu“. Pareizi šo faktu izskaidro modeļa izmēģinājumi, ko izdārīja Keutners\*) Dancīgas tehnikas augstskolas ūdensbūvju pētīšanas institūtā. Kamēr pēc Bundšu pārdomu atvasinājuma iznāk, ka ūdens ātrumi jābūt vienādiem visā pāri tekošās ūdens strāvas biezumā, Keutnera mēģinājumi rāda, ka tas tā nav. Atsevišķu ūdens daļu ātrumi vismazāki strāvas virsmas tuvumā un pieaug ar dziļumu, tā ka to maksimums atrodas pie aizsprostojuma virsotnes. Pirmais attēls rāda ātrumu sadalīšanās starpības pēc Veisbacha (1. līkne), pēc Bundšu (2. līkne) un pēc Keutnera (3. līkne).



1. attēls

Cenšoties atrast jaunas, pēc iespējas vienkāršas un tomēr pietiekami noteiktas formulas pāri tekošā ūdens daudzuma un attiecīga uzstādījuma attiecībām, autors izdārīja modeļa izmēģinājumus Latvijas ūniversitātes ūdensbūvju laborātorijā, kas tālāk būs aprakstīti. Pie tam uzstādījuma augstuma jeb strāvas biezuma vietā autors apskatīja tā sauktās enerģijas līnijas augstumu virs aizsprostojuma virsotnes. Tad jautājums bija formulēts šā: līdz kādam augstumam virs upē iebūvēta aizsprostojuma virsotnes paceļas enerģijas līnija, ja upē ir zināms ūdens daudzums?

\*) Dipl. Ing. Chr. Keutner, Neues Berechnungsverfahren für den Abfluss an Wehren aus der Geschwindigkeitsverteilung des Wassers über der Wehrkrone. Die Bautechnik 1929, S. 575.

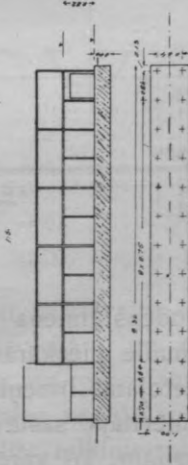
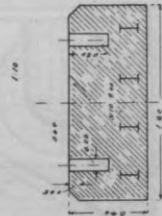
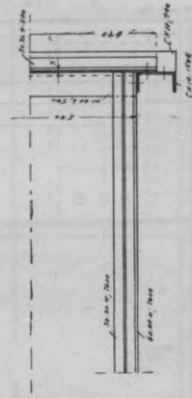
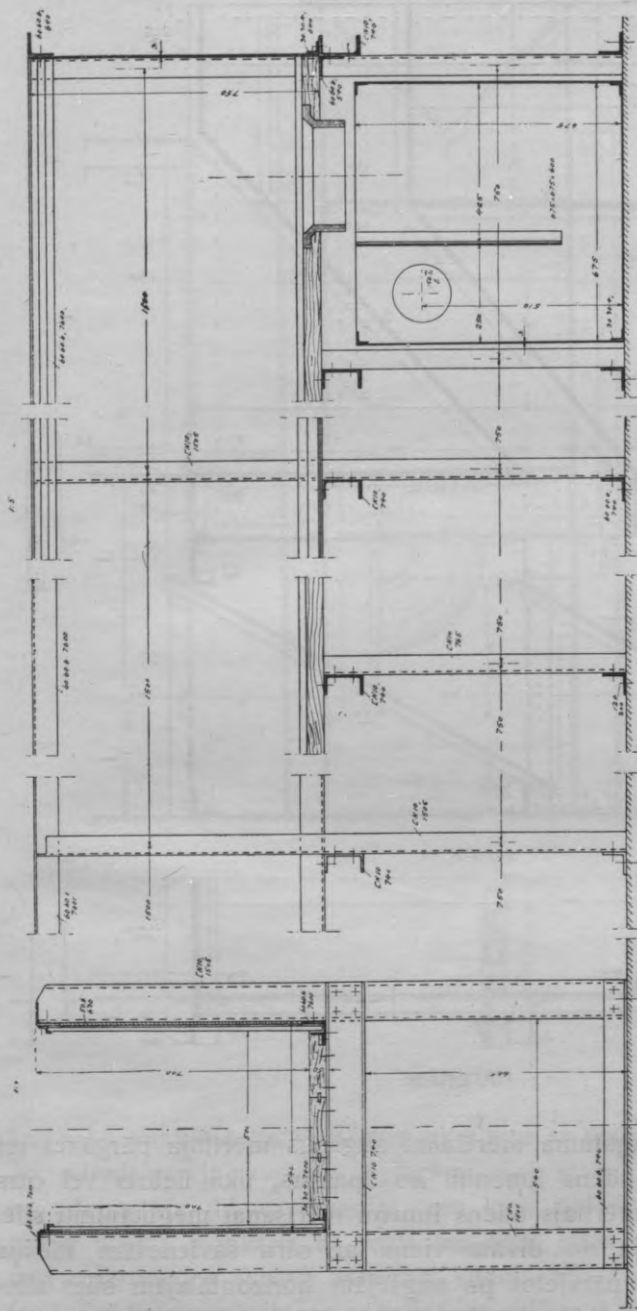
## Mēģinājumu ierīce.

Mēģinājumi izdarīti hidrotehnikas laboratorijas hidrauliskajā silē. Šai silei ir izlietojams gaņums 7,5 m, platums 0,5 m un dziļums 0,7 m. Sile (2. attēls) sastāv no dzelzs sastatnes, kas stāv uz betona pamata. Sastatne sastādīta no atsevišķiem šķērsrāmjiem. Katrs rāmis taisīts no divām vertikālām [ dzelzīm Nr. 10, kas vidū savienotas ar tādu pašu horizontālu [ dzelzi. Starp diviem galvenajiem rāmjiem ar 1,5 m atstatumu atrodas vēl zemi balstrāmji, kas kopā ar galvenajiem tur siles dibenu. Dibens ir no 5 cm bieziem koka dēļiem. Gareniskajā virzienā atsevišķie rāmji vidū un augšā savienoti ar 60.60.6 mm dzelzs stūrīšiem. Tādā veidā rodas 1,5 m gaņi un 0,70 m augsti sānu sienu nodalījumi, kur ielikti 12 mm biezi spoguļu stikli. Siles sienu augšējam dzelzs stūrītim virsū atrodas dzelzs stūrītis kā sliede, ko ar skrūvēm var regulēt tā, ka ēvelēta sliedes virsma ir noteikti horizontāla. Siles augšgalā atrodas ūdens ietekas kaste no dzelzs (3. attēls). No augšējā laboratorijas baseina ūdens ietek šai kastē no apakšas. Ceļoties no apakšas uz augšu, ūdens tek pāri diviem apmierinātāja sietiem, pēc tam trijstūrīgai Tomsona pārgāzei pāri, lai tiktu mērīts, tālāk pa slīpu kanāli atkal līdz kastes dibenam, kas atrodas 200 mm zemāk par siles dibenu, un no šejienes caur trešo horizontālo sietu ietek hidrauliskajā silē. Ietekas kastes vienā sānu sienā piestiprināta maza kastīte ar stikla sienām, kas caurumiem savienota ar ietekas kastes daļu augšpus mērītāja pārgāzes. Stikla kastīte atrodas ūdens līmeņu mērītājs, ar ko var mērīt ūdens līmeņa augstumu virs viszemākā pārgāzes punkta un tādā veidā noteikt mēģinājumu sile ieplūstošo ūdens daudzumu.

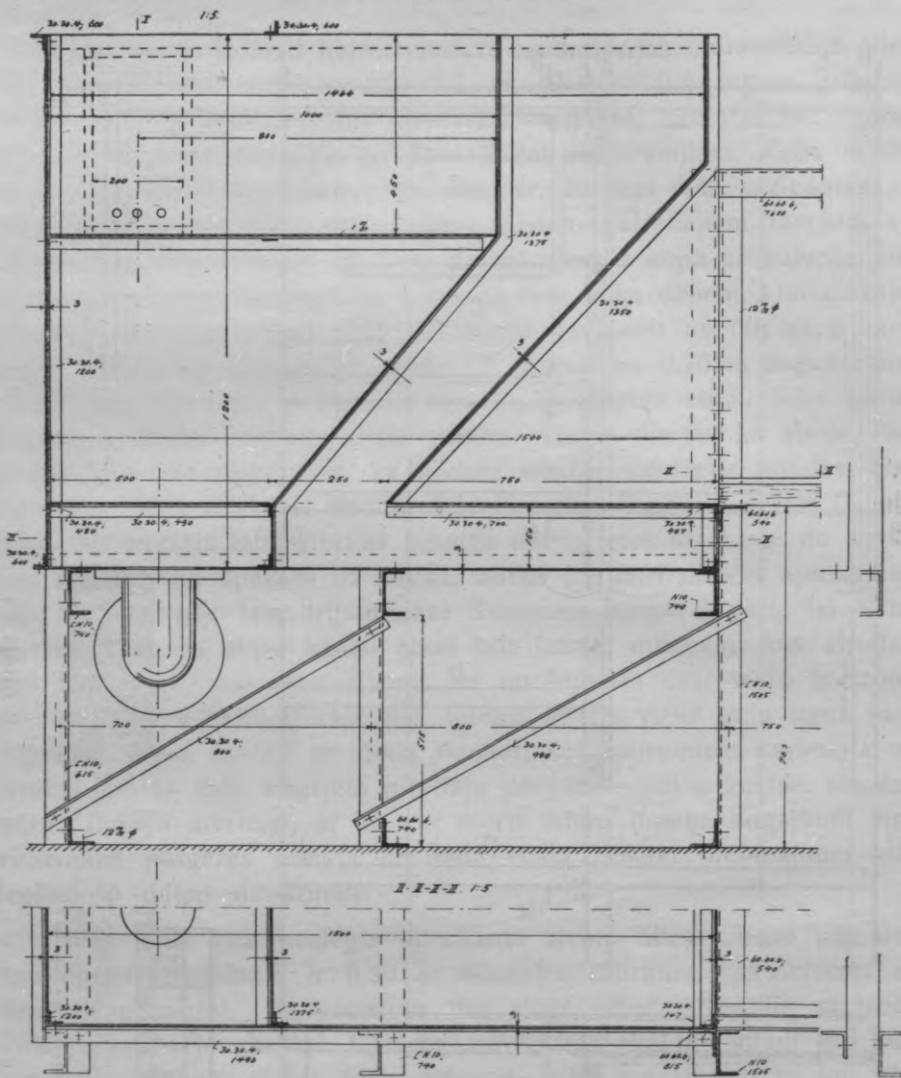
Siles lejas gals noslēgts ar skārda sienu. Siles dibenā pie sienas ūdens iztecešanai ir 0,30 m diametra caurums, kas ietverts ar bronzas piemutni. Šo caurumu var slēgt cilindra ventilis ar zobveidīgu apakšējo skaldni. Cilindra zobveidīgā skaldne atļauj ļoti sīki regulēt spiedienu, ar ko ūdens iztek no siles, un līdz ar to ļoti noteikti pacelt ūdens līmeni silē līdz vēlamam augstumam. Ar ventija skrūvi savienota nolasišanas ierīce, tā ka ventili var pacelt vai nolaist zināmā stāvoklī. Atstājot sili, ūdens vispirms tek pa dzelzs kastī, kas der smilšu aizturēšanai, un tālāk pa skārda cauruli ar kritumu ietek apakšējā laboratorijas baseinā, no kurienes elektrisks sūknis to paceļ atpakaļ uz augšējo baseinu.

Bez jau minētā pastāvīgi piestiprināta līmeņu mērītāja, kas lie-



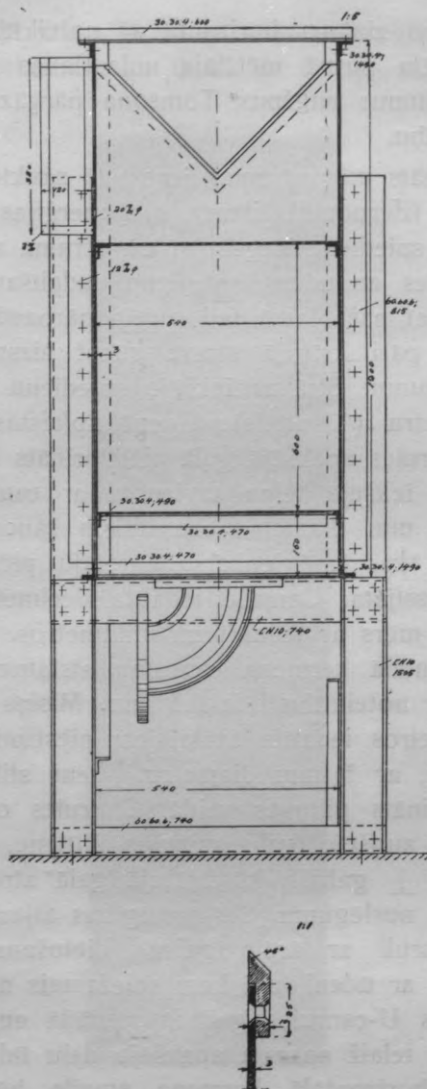


2. attéls



3. attēls

tots ūdens līmeņa augstuma mērīšanai augšpus mērītāja pārgāzes un kā smaile pieskārs ūdens līmenim no apakšas, tika lietots vēl otrs pārvietojams līmeņu mērītājs ūdens līmeņu mērīšanai mēģinājumu silē. Šis mērītājs sastāvēja no divām viena ar otru savienotām misiņa šķerssijām, ko varēja pārvietot pa augšējām horizontālajām siles slie-dēm. Mērītāja stienis bija kvadrāta šķersgriezuma misiņa caurule,



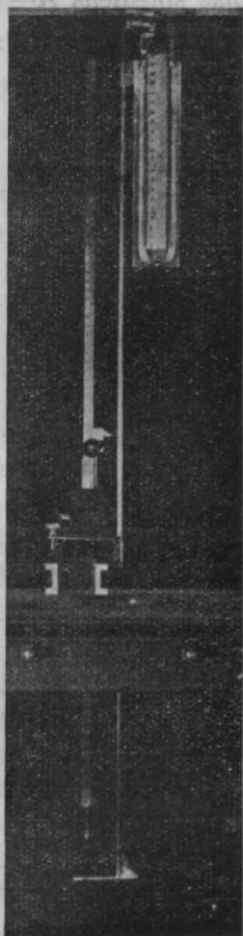
3. attēls

kas savā apakšējā galā pārgāja uz adatu ar plakanu trijstūrīgu smaili. Šo stieni varēja kustināt šķērsām silei starp šķērssijām un nolaist ar adatu līdz ūdens līmenim, pie kam nolaišana un pacelšana vispirms notika vienkārši ar roku, un tikai sīkai adatas regulēšanai lietoja mikrometra skrūvi. Mērītāja stienis bija iedalīts millimetros. Nolaistāšanai lietoja nōniju ar palielināmo stiklu, tā ka varēja nolasi adatas

smalles atstatumu no zināma horizonta ar noteiktību līdz  $\frac{1}{10}$  mm. Tāpat bija konstruēta pirmā mērītāja nolasišanas ierīce, tā ka arī ūdens līmeņu augstumus augšpus Tomsona pārgāzes varēja noteikt ar  $\frac{1}{10}$  mm noteiktību.

Tā kā bija domāts mēģinājumos ievest tā saukto enerģijas līniju, un pēc Bernulli (Bernoulli) likuma šās enerģijas līnijas augstums ir vietas augstuma, spiediena augstuma un ātruma augstuma summa, bija svarīgi iepazīties ar ūdens spiedienu sadalīšanos par pārgāzes strāvu. Vienā un tanī pašā laikā tad varēja pārbaudīt Bundšu domas pareizību, ka pāri kritošā strāva sūcot aizsprostojumam pāri lielāku ūdens daudzumu. Strāvas iekšējo spiedienu mērīšanai lietoja šāda veida piezometru (4. attēls): Ūdenī nolaistas vertikālas 5 mm diametra misiņa caurules apakšējā galā piestiprināts horizontāls smailes ķermenis, kā tukšā iekšējā telpa savienota ar cauruli un bez tam ar ūdeni diviem 2 mm diametra caurumiem sānos. Misiņa cauruli tur elastiska čaula, kas ar vienkāršu turētāju piestiprināta pie līmeņa mērītāja šķērssiņām. Caurule iedalīta decimetros. Pie turētāja karājas 10 cm garš mērs ar iedalījumu millimetros. Ar šo iedalījumu varēja mērit horizontālā ķermeņa caurumu atstatumu no gareniskajām siles sliedēm ar noteiktību līdz 0,5 mm. Misiņa caurules augšējā galā atrodas millimetros iedalīta skāla, kur piestiprināta U-veida saliekta stikla caurule, ar 5 mm diametru. Viens stikla caurules gals ir vaļejs un paplašināts piltuves veidā. Caurules otru galu savieno ar misiņa caurules augšējo galu gumijas šļūtene. Gumijas šļūtenē ielikts mazs misiņa  $\perp$  gabals, kā brīvajā galā atrodas īsa gumijas šļūtene ar spiežamo noslēgumu. Šis noslēgums atļauj savienot U-cauruli un misiņa cauruli ar ārējo gaisu. Lietošanai vispirms pilda U-cauruli līdz pusei ar ūdeni, pie kam spiežamais noslēgums atvērts, un ūdens stāv abos U-caurules gurnos vienādā augstumā. Tad noslēdz noslēgumu un ielaiž aparātā apakšējo daļu ūdenī līdz vēlamam dziļumam tā, lai horizontālā ķermeņa smaile būtu pret straumi. Ūdens, kas ieplūst pa 2 mm caurumiem, saspiež gaisu vertikālajā misiņa caurulē. Tamdēļ tanī U-caurules gurnā, kas savienots ar vertikālo cauruli, ūdens līmenis tiek pazemināts, un tas attiecīgi ceļas otrajā gurnā. Pēc ūdens līmeņu starpības U-caurulē var noteikt to spiedienu, kas ir ūdenim tanī vietā, kur atrodas horizontālā ķermeņa caurumi. Ja tanī vietā nav spiediena, bet ir sūciens (negatīvais spiediens), tad no aparāta caurulēm zināms gaisa tilpums tiek izsūktis, un ūdens līmeņi U-caurulē mainās: ar cauruli savienotajā gurnā ūdens

līmenis ceļas, otrajā krit. Tā kā piezometra tarēšana sūcei nav izpildāma, tad jāiepažstas drusku tuvāk ar šā aparāta teoriju.



4. attēls

Ja  $f$  nozīmē caurules iekšējo šķērslaukumu,

$l$  — caurules garumu, mērijot no apakšējā gala līdz ūdens līmenim U-caurulē,

$A$  — atmosfāras spiedienu,

$\gamma$  — ūdens specifisko svaru un

$t$  — aparāta iegrimi ūdenī, tad gaisa tilpums caurulē  $V_0 = f \cdot l$ ,

ja aparāta apakšējais gals atrodas taisni ūdens līmeņa augstumā (5. attēls). Ja cauruli ielaiž ūdenī līdz dziļumam  $t$ , tad ūdens paceļas caurulē par augstumu  $h_1$  un U-caurulē rodas ūdens līmeņa starpība  $h_2$ . Uz gaisu caurulē darbojas spiediens  $A + \gamma h_2$ . Uz griezumam  $a-a$  no apakšas spiež  $A + \gamma t$ , no augšas  $\gamma h_1 + A + \gamma h_2$ . Tad  $t = h_1 + h_2$ . Jaunais gaisa tilpums  $V_1 = f \left( l - h_1 + \frac{h_2}{2} \right) = f \left( l - t + 1,5 h_2 \right)$ .

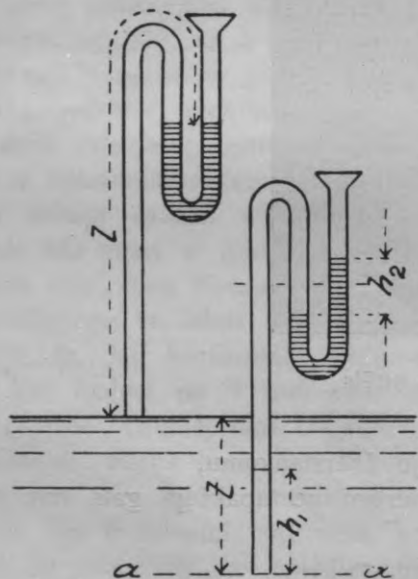
Pēc Mariota likuma  $V_0 \cdot A = V (A + \gamma h_2)$ .

$$l \cdot A = (l - t + 1,5 h_2) (A + \gamma h_2) = lA - tA + 1,5 \gamma h_2 l - t \gamma h_2 + 1,5 \gamma h_2^2.$$

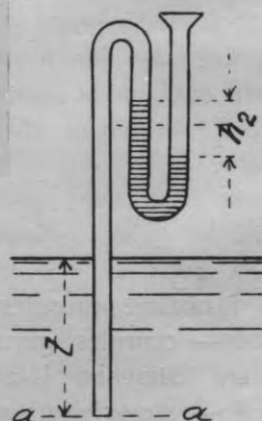
Ja atmosfāras spiediena  $A$  vietā liek attiecīgā ūdens staba augstumā  $H_a$  svaru, proti  $A = \gamma \cdot H_a$ , tad  $1,5 h_2 (H_a + h_2) - t (H_a + h_2) + 1,5 h_2^2 = 0$  un

$$t = 1,5 h_2 + \frac{1,5 h_2^2}{H_a + h_2} \quad (H_a \text{ ūdenim ir } 1033 \text{ cm}).$$

Stāvošā ūdenī dziļums  $t$  atbilst spiediena augstumam  $h$ . Tekošā ūdenī spiediena augstums var būt lielāks vai mazāks par dziļumu  $t$ , kurā atrodas caurules apakšējais gals. Ja mērijumā tekošā ūdenī  $h_2 = 0$ , tad arī spiediena augstums  $h = 0$ , un tekošā ūdens spiediens mērijumu vietā līdzinās atmosfāras spiedienam. Tad arī  $h_1 = 0$ .



5. attēls



6. attēls

Ja  $h_2 < 0$ , tad gaisa tilpums caurulē ir mazāks par pirmatnējo, zināma gaisa daļa ir izsūkta. Tad griezumā a—a (6. attēls) ūdens spiediens (sūciens) no apakšas līdzinās gaisa spiedienam no augšas:

$$A - \gamma h = A - \gamma h_2 \text{ un } h = h_2.$$

Tādā veidā ir divi nolīdzinājumi, kas rāda lieluma  $h_2$  atkarību no spiediena augstuma  $h$ : 1) ja  $h_2$  ir lielāks par nulli, t. i. ja ar gaisu savienotajā U-caurules gurnā ūdens ir augstāks nekā otrajā, tad

$$h = 1,5 h_2 + \frac{lh_2}{H + h_2};$$

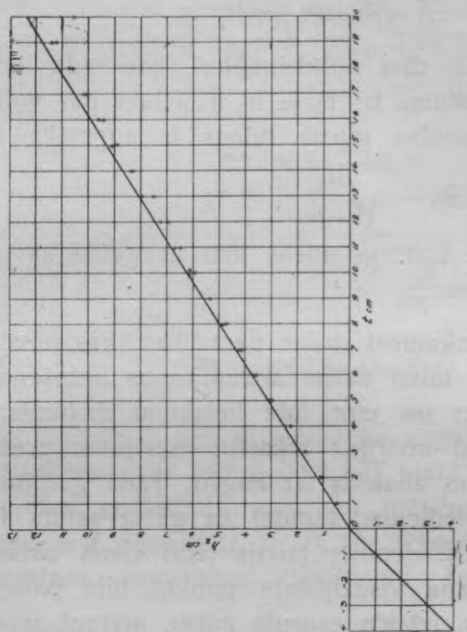
2) ja  $h_2 < 0$ , t. i. ja ūdens krit ar gaisu savienotajā gurnā un ceļas otrajā, tad  $h = h_2$ .

Ar to var izskaidrot dažas parādības, kas novērotas aparātu lietojot, kā arī var taisīt dažus aizrādījumus lietošanai. Ja mēri, sākot no ūdens virsmas un ejot līdz lielākiem dziļumiem un dabū kādā vietā sūcienu, tad nedrīkst atkārtot mērījumu pretējā virzienā, t. i. paceļot aparātu no apakšas uz augšu. Tādā gadījumā otrs mērījums rāda mazākus spiedienus, tamdēļ ka gaisa saturs f.l ir pamazināts. Tamdēļ mērījumus vienmēr taisīja tikai vienā virzienā, nolaižot aparātu. Kad mērīšana visdziļākajā punktā bija pabeigta, tad aparātu pacēla virs ūdens, ielaida caurulē gaisu, atverot spiežamo krānu, gaidīja, līdz viss ūdens bija iztecējis no caurules, un tikai pēc tam kontroles dēļ atkārtoja mērījumu. Ūdens ļoti slikti tecēja pa mazajiem apakšējiem caurumiem un horizontālajā ķermenī palika drusku ūdens, kas bija jāizsūc ar susināmo papīru. Nolasījumu noteiktība bija samērā maza, jo ūdens līmeņi U-caurulē drusku svārstījās. Tamdēļ ar šo aparātu izdarītos mērījumus neizlietoja kvantitatīvi. Tomēr tie labi rādīja spiediena un sūcienu sadalīšanās raksturu pāri tekošā ūdens strāvā, par ko sīkāk vēl būs runa tālāk.

Kā jau bija teikts, aparāta tarēšana bija izpildāma tikai spiedienam. Aparātu tarēja stāvošā ūdenī. Tarēšanas rezultāti diezgan tuvu sakrīt ar aplēstajiem (7. attēls), ja ievēro grūtības, kas saistītas ar dziļuma nolasīšanu (noteiktība līdz 0,5 mm) un sevišķi ar ūdens līmeņu nolasīšanu U-caurulē.

Pirms mēģinājuma sākuma regulēja taisni horizontālā stāvoklī augšējās siles stūrīšu sliedes, kā ēvelētā virsma bija domāta par izejas horizontu visiem mērījumiem. Sili pildīja ar ūdeni, un no stāvošā ūdens virsmas ar līmeņu mērītāju mērīja atstatumus līdz

sliedēm. Ar rēgulējamām skrūvēm ierēgulēja sliedes tik noteikti, ka atsevišķu sliežu punktu augstuma starpības bija ne lielākas par 0,1 mm.



7. attēls

Tālāk bija jātarē trijstūrīnā mērītāja pārgāze. Tā kā speciālu tarēšanas ierīču nebija, tarēšanu izdarīja šā: Slēgtā ventīlī siles lejas galā atvēra ūdens pievadkrānu. Pēc īsa laika ūdens līmenis augšpus mērītāja pārgāzes pieņēma pastāvīgu augstumu  $H_1$ , ko noteica ar līmeņu mērītāju. Tanī pašā laikā ūdens aizpildīja sili līdz zināmam augstumam. Šo ūdens augstumu mērija ar attiecīgo līmeņu mērītāju, un noteica laiku pēc sekundu pulksteņa. Tad pacēla līmeņu mērītāja adatu par 20 līdz 30 cm, un noteica laiku, kad ūdens līmenis pieskārs adatas smailei. Līmeņu mērītājs atradās siles vidū, lai izslēgtu ūdens krituma ietekmi. Ūdens daudzumu sekundē tad dabūja, dalot zināmo ūdens tilpumu starp abiem mērītājiem ūdens līmeņiem ar sekundu skaitu. Mērījumus izdarīja divi novērotāji ar diviem pulksteņiem. Kā zināms, Tomsona pārgāzes nolīdzinājums ir

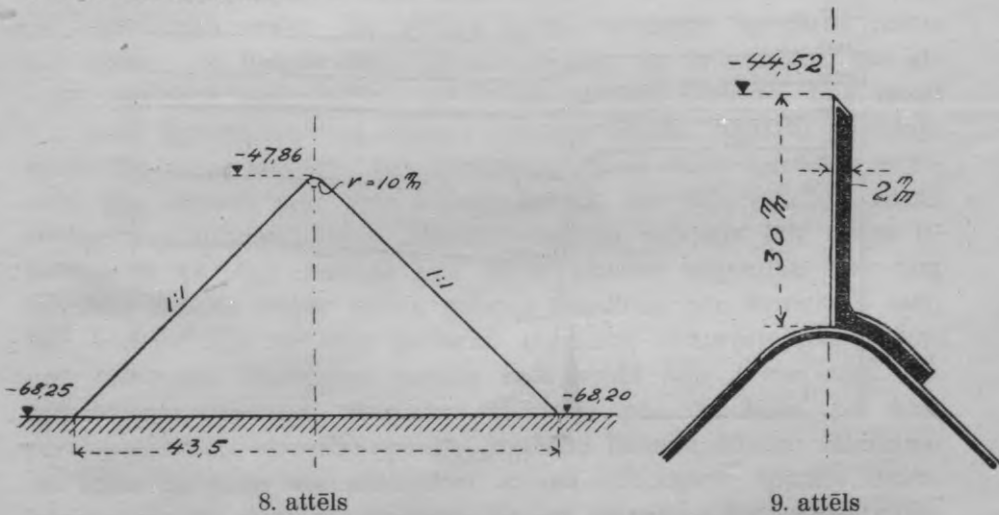
$$Q = KH^2/\bar{H} \text{ l/sec.}$$



Desmit mēģinājumu, ko izdarīja ar ūdens daudzumiem no 10 līdz 18 l/sec, deva lielumus  $K$ , no kuriem vismazākais līdzinājās 0,0120 un vislielākais 0,0123. Četras reizes bija lielums 0,0122. Aritmētiskais vidējais no visiem mēģinājumiem bija 0,01216. Tamdēļ par pareizo lielumu uzskatīja  $K=0,0122$ , un ūdens daudzumu aplēsa pēc formulas  $Q=0,0122 H^2/\sqrt{H}$  l/sec, kur  $H$  ir augstums centimetros.

### Modelis.

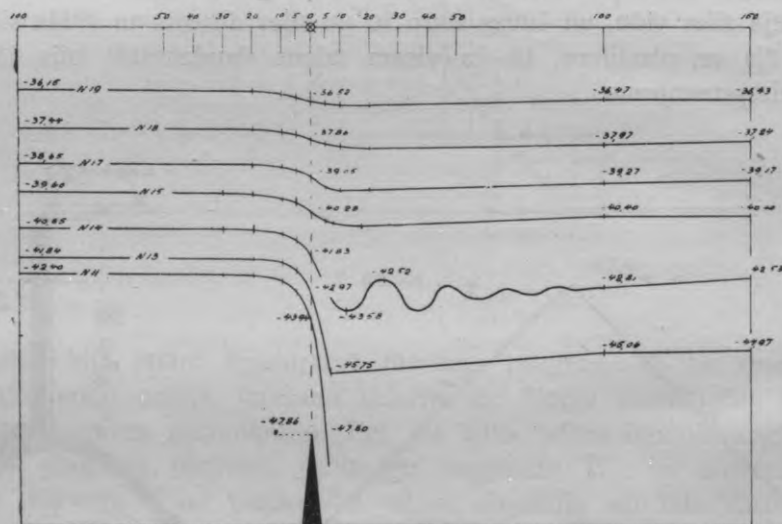
Visumā izdarītas divas mēģinājumu serijas ar diviem dažādiem aizsprostojumu modeļiem. Pirmās serijas aizsprostojuma modelis bija betona ķermenis ar šķērsriezumu un samēriem kā 8. attēlā. Attēlā uzrādītie augstumi attiecas uz siles augšējo sliedi, un tos noteica ar līmeņu mērītāju. Modeļa virsmas bija gludi apstrādātas. Modeli iebūvēja siles vidū, un šuves starp to un siles dibenu un stikla sienām sablīvēja ar plastilīnu, tā ka visam ūdens daudzumam bija jāplūst pār aizsprostojumu.



Otrajai izmēģinājumu serijai uz pastāvošā betona aizsprostojuma modeļa uzlika asu skaldni no misiņa skārda (9. attēls). Ar stikla cauruli varēja savienot telpu aiz aizsprostojuma skaldnes ar ārējo gaisu un tādā veidā izdarīt mēģinājumus ar apgaisotu un ar neapgaisotu strāvu.

## Mēģinājumu apraksts.

Mēģinot laida zināmu ūdens daudzumu pār silē iebūvēto aizsprostojuma modeli. Ar cilindra ventili, kas atrodas mēģinājumu siles lejas galā, varēja ūdens līmeni leļpus aizsprostojuma vairāk vai mazāk uzstādināt. Parasti izdaria vispirms mēģinājumu, laižot zināmu ūdens daudzumu un neuzstādinot lejas ūdens līmeni. Tad radās pilnīgā pārgāze. Pirmajos mēģinājumos ar līmeņu mēritāju izmērija visas ūdens virsmas formu, sākot ar 100 cm augšpus aizsprostojuma virsotnes (aizsprostojuma šķērsgriezuma simmetrijas ass) visam aizsprostojumam pāri. Tālākos mēģinājumos ūdens līmeņa augstumu mērija tikai divos punktos, un proti — 100 cm attālumā augšpus aizsprostojuma un taisni virs aizsprostojuma virsotnes. Visi mēriji tika izdarīti mēģinājumu siles gareniskajā asī.



10. attēls

Uzstādinot lejas ūdens līmeni pamazām pārvērtā pilnīgo pārgāzi nepilnīgajā. Pie tam vispirms ūdens virsmas formu noteica, mērijoj ar līmeņu mēritāju, sākot no 100 cm augšpus aizsprostojuma aizsprostojumam pāri līdz 150 cm leļpus tā. Izrādijās, ka aizsprostojuma ietekme uz ūdens līmeņa augstumu izbeidzās tikai attālumā 150 cm leļpus aizsprostojuma. Kā rāda 10. attēls, kur uzzīmētas dažas ūdens virsmai raksturīgas formas, nepilnīgajā pārgāzē ūdens līmenis leļpus

aizsprostojuma sākumā ceļas, līdz pāri tekošā ūdens enerģija iznīcināta. Tikai 150 cm attālumā lejpus aizsprostojuma šādu ūdens līmeņa celšanos nevarēja vairs noteikt. Tamdēļ normālu ūdens līmeni šai vietā uzskatīja par lejas ūdens līmeni, ko aizsprostojums vairs neietekmē. Velak izdarītajos mēģinājumos ar nepilnīgo pārgāzi mērija ūdens virsmas augstumu trijos punktos: virs aizsprostojuma virsotnes, 100 cm augšpus un 150 cm lejpus aizsprostojuma. Ūdens virsmas tad tika attiecinātas uz aizsprostojuma virsotni, tā ka dabūja šā apzīmētus ūdens līmeņa augstumus:

$h_0$  — uzstādīnātā ūdens virsmas augstums virs aizsprostojuma virsotnes 100 cm augšpus tā,

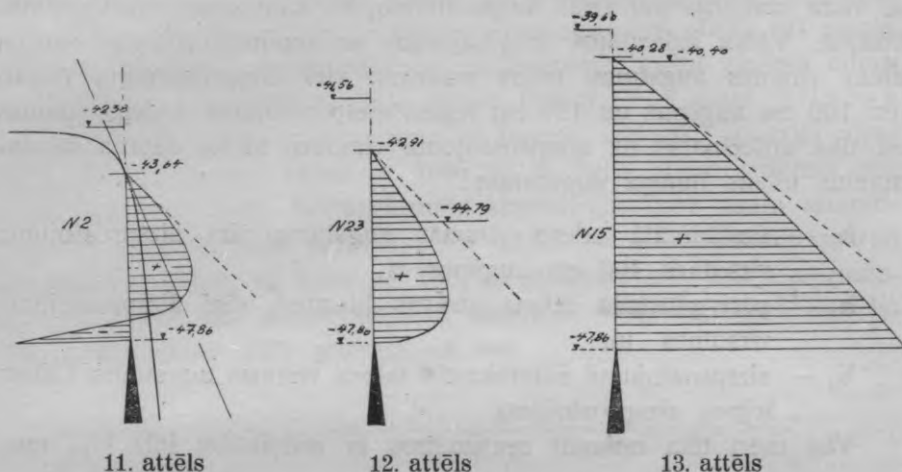
$h$  — pāri plūstošā ūdens strāvas biezums virs aizsprostojuma virsotnes un

$h_u$  — aizsprostojuma neietekmētā ūdens virsmas augstums 150 cm lejpus aizsprostojuma.

Visi mēri tika nolasīti centimetros ar noteiktību līdz  $1/10$  mm.

Daudz mēģinājumos tika izdarīti ūdens spiediena mērījumi pāri tekošajā ūdens strāvā. Šai nolūkā agrāk aprakstīto spiedienu mērītāju uzkāra pie līmeņu mērītāja šķērsslīdēm tā, ka caurumi, kas atrodas apakšējā horizontālajā spiedienu mērītāja ķermenī, bija taisni tanī pašā šķērslīksnē kā līmeņu mērītāja smaile. Aparātu novietoja taisni virs aizsprostojuma virsotnes vidus. Tādā veidā spiediena mērījumi tika izdarīti tanī pašā šķērsgriezumā, kur bija noteikts ūdens līmeņa augstums. Vispirms nolaida spiedienu mērītāju līdz ūdens līmenim, tā ka viņa caurumi bija ūdens virsmas augstumā. Pēc tam mērītāju nolaida dziļāk ūdenī, nolasot spiedienu pēc katriem 5 mm, līdz horizontālais mērītāja ķermenis pieskārs aizsprostojuma virsotnei. Mērījumu visdziļākais punkts tādā veidā bija 3 mm virs aizsprostojuma virsotnes. Mērījumu atkārtoja pēc īsa laika, pie kam parasti nedabūja atsevišķu punktu izmērīto lielumu pilnīgu sakrišanu. Šo faktu pa daļai var paskaidrot ar jau minētajiem aparāta trūkumiem, bet bez tam ūdens strāvā ir arī spiediena svārstības. Spiedienu mērījumu rezultātus attēloja grafiski tā: Uz vertikālas koordinātu ass lika mērījumu punktu dziļumu zem ūdens virsmas; no šiem punktiem pozitīvus spiedienus atlika horizontāli labajā pusē, negatīvus spiedienus (sūcienu) kreisajā pusē. Līkne, kas savieno horizontālo atstatumu galus, rāda, kā sadalās spiediens un sūciens zināmā strāvas šķērsgriezumā. 11. attēls rāda raksturīgo spiediena sadalīšanos virs

aizsprotojuma virsotnes pilnīgās pārgāzes strāvā pēc pirmās serijas mēģinājumiem. 12. un 13. attēlā redzama spiediena sadalīšanās nepilnīgās pārgāzes strāvā mazākā un lielākā ūdens augstumā.



11. attēls

12. attēls

13. attēls

Kaut gan, atkārtojot mērījumus, absolūti spiediena lielumi atsevišķos punktos nesakrīta, tomēr spiediena sadalīšanās līknes raksturs visos mēģinājumos bija pilnīgi vienāds.

### Mēģinājumu noteiktība.

Ūdens līmeņu mērītāja skalā varēja nolasīt  $\frac{1}{10}$  millimetra. Stāvošā ūdenī ļoti noteikti varēja noteikt to momentu, kad mērītāja smaile pieskārās ūdens virsmai no augšas, ja to apgaismoja tā, ka ūdenī varēja redzēt smailes spoguļa attēlu. Smaille pieskārās savam spoguļa attēlam taisni ūdens līmenī. Ja smaili vispirms nolaida ūdenī un pēc tam pacēla līdz ūdens virsmai, tad radās kļūda, tamdēļ ka ūdens pielīpa pie smailes un tika pacelts virs stāvošā ūdens virsmas. Tamdēļ smaili vienmēr nolaida no augšas līdz ūdens līmenim. Mērīšana tekošā ūdenī bija saistīta ar grūtībām, jo ūdens līmenis periodiski svārstījās. Apmierinātāja sieti, kas atradās stikla siles sākumā, padarīja ūdens virsmu gludu un spējīgu atspoguļot. Šās virsmas augstums nebija gluži pastāvīgs, bet svārstījās zināmās mazās robežās. Mērītāja smaile laiku pa laikam pacēlās virs ūdens un nogrima ūdenī. Vispirms mēģināja lietot šādu metodi: mērīt ūdens līmeņa visaugstāko un vis-

zemāko stāvokli un vidējo augstumu starp tiem uzskatīt par ūdens līmeņa augstumu. Par visaugstāko ūdens līmeņa stāvokli uzskatīja tādu, kad ūdens pieskārs smailei tikai pēc ilgāka laika sprīža — vienreiz pēc 30 līdz 60 sekundēm. Viszemākais stāvoklis bija tāds, kad smaile pacēlās virs ūdens vienreiz pēc tikpat lieliem laika sprīžiem. Tā dabūtie rezultāti atšķirās viens no otra ar 0,5 mm līdz 1,4 mm. Lielākā atstatumā augšpus aizsprostojuma starpības bija mazākas, bet virs aizsprostojuma virsotnes vislielākās. Salīdzinot mērījumus, izrādījās, ka varēja dabūt tikpat lielu noteiktību, ja nolaida mērītāja smaili tā, ka ūdens līmenis drusku svārstījās te virs, te zem smailes. Var pielaist, ka mērījuma kļūda virs aizsprostojuma virsotnes var sasniegt 0,7 mm. Tā kā izmērītie strāvas biežumi h pilnīgajā pārgāzē bija ap 40 mm, tad kļūda iznāk ne lielāka par 1,75%.

Mērijot lejas ūdens augstumu bija vēl grūtāk dabūt lielu noteiktību. Ūdens, kas gāzās aizsprostojumam pāri, radīja lejas ūdenī viļņus. Šie viļņi bija visaugstākie tad, kad lejas ūdens līmenis bija drusku augstāks par aizsprostojuma virsotni. Lielākā lejas ūdens augstumā ūdens virsma bija mierīgāka, tā ka mērījumu kļūdu var uzskatīt par tikpat lielu, kā mērijot augšpus aizsprostojuma. Vislielāko lejas ūdens svārstīšanos nevarēja noteikt. Tamdēļ mērītāju nolaida tik dziļi, lai smaile vienmērīgos periodos zināmā mērā te nogrimtu ūdenī, te paceltos virs ūdens. Kļūdu var novērtēt par 1 mm uz vienu un uz otru pusi.

Mērijot virs aizsprostojuma virsotnes, jāievēro šāds apstāklis: Virs aizsprostojuma ūdens virsmai ir liels kritums. Ja mērītāja smaile neatrodas taisni pareizajā punktā, tad dabū drusku par lielu vai par mazu augstumu atkarībā no tam, vai smaile atrodas drusku lepus, vai augšpus īstās vietas. Pēc 1., 2., 3. un 11. mēģinājuma, kur ūdens virsmas līnija bija izmērīta visā gaļumā, noteica ūdens kritumu virs aizsprostojuma virsmas, liekot šai punktā tangenti pie uzzīmētās ūdens virsmas līnijas (11. attēls). Visos četros gadījumos dabūja tangentes kritumu  $tg\alpha=0,28$ . Siles gaļuma iedalījums augšējā slīdē bija izteikts centimetros. Var pielaist, ka līmeņu mērītāja šķērssiņas, ko pārvietoja siles gareniskajā virzienā, varēja ierēgulēt zināmā vietā ar noteiktību līdz 0,5 mm. Tad līmeņu mērītāja nolasījuma kļūda būtu  $\pm 0,5 \cdot 0,28 = 0,14$  mm. Šis lielums ir maksimums, kas var būt tikai pūnīgajā pārgāzē. Jo augstāk ceļas lejas ūdens, jo lezenāka ir pārgāzes strāvas virsma, un tamdēļ nepilnīgajā pārgāzē kļūda pamazinās.

Tālāk par kļūdu cēloni var būt ūdens daudzuma Q noteikšana.

Kļūdas var rasties, vai nu ūdens līmeņa augstumu nolasot pie mēritāja, kas atrodas augšpus trijstūrīnās pārgāzes, vai tarējot šo mēritāja pāngāzi. Reiz ierēgulēts ūdens līmenis stikla kastē, kur atrodas līmeņu mēritājs, palika vienā un tanī pašā augstumā. Tamdēļ smailes pacelšana līdz ūdens līmenim (smaile pieskārs ūdens virsmai no apakšas) notika ar mazāku kļūdu, nekā mērijot silē. Noteiktību var novērtēt līdz  $\frac{1}{10}$  mm, kas atbilst nolasīšanas noteiktībai līmeņu mēritāja skālā. Mēģinājumu laikā ūdens līmeņa augstums augšpus mēritāja pārgāzes tika kontrolēts un izrādījās pastāvīgs. Izņēmumu varēja konstatēt tikai mēģinājumos no 41. līdz 48. numuram, kad laikam elektrības traucējumu dēļ sūknis darbojās nevienmērīgi un ūdens līmenis augšpus mēritāja pārgāzes nokrita divu stundu laikā par 0,65 cm. Līmeni pastāvīgi kontrolējot, arī šeit varēja noteikt vidējo ūdens līmeņa augstumu, kas bija atsevišķa mēģinājuma laikā, un līdz ar to arī ūdens daudzumu.

Augstums H, ko mēri ar līmeņu mēritāju augšpus mēritāja pārgāzes, neatbilst noteikti ūdens augstumam virs mēritāja pārgāzes viszemākā punkta. Šā punkta augstumu ļoti grūti noteikt, tamdēļ ka tai momentā, kad ūdens vairs netek aizsprostojumam pāri, ūdens līmenis neatrodas šā punkta augstumā, bet stāv dažus millimetrus augstāk un nevar tecēt pāri virsmas sprieguma dēļ. Augstumu H mērija, sākot no šā ūdens līmeņa. Tā kā augstumu H mērija no viena un tā paša horizonta kā mēģinājumos, tā arī tarējot mēritāja pārgāzi, tad šis apstāklis neradīja kļūdu. Siles un ietekas baseina horizontālā laukuma izmērišanu un aplēšanu var uzskatīt par praktiski noteiktu. Aplešot ūdens tilpumu, kas tarēšanas laikā ietecēja silē, kļūda varēja rasties tikai tad, ja ūdens slāņa augstums bija nenoteikti izmērīts un ja laiks bija nenoteikti nolasīts (sk. 84. lpp.). Ja līmeņu mēritāja nolasījuma kļūdu novērtē kā 0,7 mm, kā tas agrāk ir noteikts (sk. 89. lpp.), un iedomājas, ka abu mērijumu kļūdām ir dažāds virziens, tad ūdens slāņa augstums var būt mērīts 1,4 mm par lielu vai par mazu. Tā kā izmērītā ūdens slāņa augstums bija 200 mm, tad kļūda ir  $\frac{1,4}{200} = 0,007$  jeb 0,7%. Laiku mērija divi novērotāji reizē, pie kam izmērīto laika sprīžu starpības bija līdz 0,2 sekundes. Par pareizo laiku uzskatīja vidējo no diviem nolasījumiem. Tamdēļ laika mērijuma noteiktību var novērtēt 0,1 sek. Tā kā visīsakais laiks bija 45,2 sek., tad laika mērijumu kļūda ir  $\frac{0,1}{45,2}$ , apm.

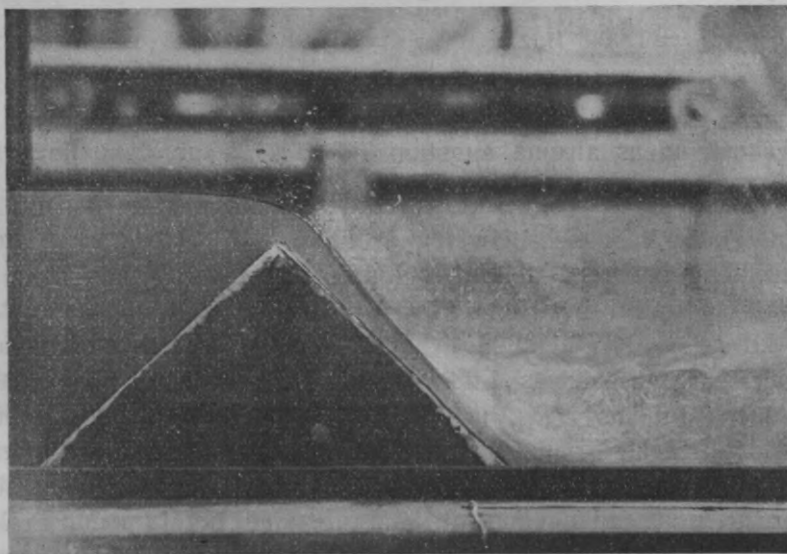
0,002 jeb 0,2%. Tadā veidā izmērītā ūdens daudzuma kļūda var būt  
 no  $\frac{1,007}{0,998} = 1,009$  līdz  $\frac{0,993}{0,002} = 0,991$  izmērītā lieluma jeb no  
 +0,9% līdz -0,9%.

Tekošā ūdens ātruma augstums  $K = \frac{\alpha V^2}{2g}$ , kur  $V$  nozīmē vidējo ūdens ātrumu un  $\alpha$  — tā saukto ātrumu izlīdzināšanas koeficientu (Geschwindigkeits-Ausgleichsbeiwert), ar ko ievēro nevienmērīgo ātrumu ietekmi. Lai aptuveni dabūtu lielumu  $\alpha$  šiem mēģinājumiem, tika mēģināts to aplēst pēc Rēboka\*) vienkāršotās metodes no  $V$ -liknēm, ko attēlo Keutners savā agrāk minētajā darbā. Vislielākais  $\alpha$  pilnīgajā pārgāzē līdzinās 1,08. Nepilnīgajā pārgāzē  $\alpha$  pamazinās, ja lejas ūdens līmenis ceļas, un tuvojas lielumam viens. Ievērojot to, ka  $\alpha$  vidējais lielums samērā maz atšķīšas no viena, un ka mēs nezinām likumu, kā mainās  $\alpha$  starp robežām: pilnīgo pārgāzi un nepilnīgo pārgāzi ar  $\alpha=1$ , tad noteicot ātruma augstumu, lietoja  $\alpha=1$ . Praktiski tā nav kļūda. Mēģinājumi dod tikai citus koeficientus nekā tad, ja katrā gadījumā tiktu ņemts pareizais  $\alpha$  lielums.

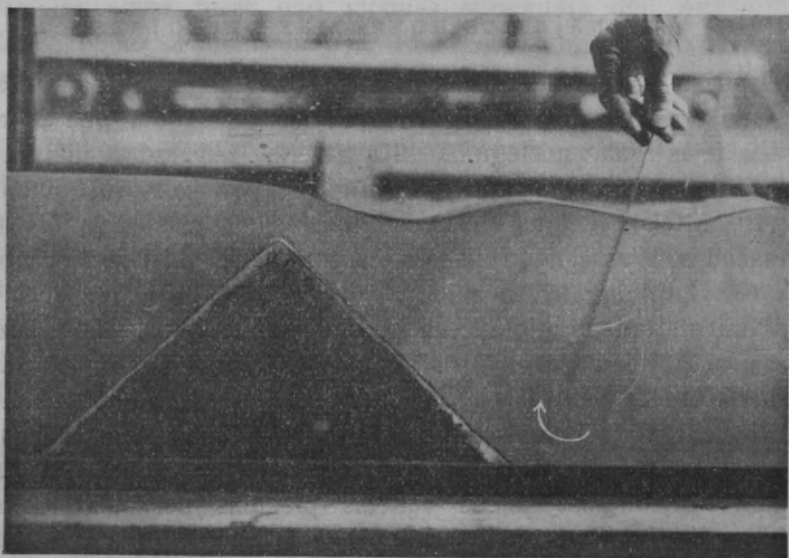
#### Mēģinājumos novērotās parādības.

Vispirms apskatīsim parādības, kas novērotas pirmajā mēģinājumu sērijā ar aizsprostojuma virsotni, kas noapaļota pēc 8. attēla. Ja siles lejas gala noslēgums bija atvērts, tad radās pilnīga pārgāze, pie kam pāri tekošā strāva pilnīgi pieklāvās aizsprostojuma virsmai (10. attēls). Lejpus aizsprostojuma silē radās straujots ūdens (schiessendes Wasser). Ja izteces caurumu silē pamazināja, nolaižot agrāk (76. lpp.) aprakstīto cilindra ventili, un tādā veidā pacēla lejas ūdens līmeni, tad straujotais ūdens zināmā atstatumā lejpus aizsprostojuma ar lēcieni pārgāja tekošajā, pie kam lēciena vietā izcēlās horizontāls ūdens veltenis. Jo augstāk lejas ūdens tika uzstādīnāts, jo vairāk lēciena vieta tuvojās aizsprostojumam. Zināmā lejas ūdens augstumā lēcieni galīgi izzuda, un pāri tekošā strāva iekrita lejas ūdenī, pie kam horizontālais ūdens veltenis piegūlās tieši aizsprostojuma pamatam (14. attēls). Kamēr lejas ūdens līmenis bija zemāks par aizsprostojuma virsotni, augšējais ūdens līmenis un strāvas biežums

\*) Der Bauingenieur, 1922, S. 459 u. ff.

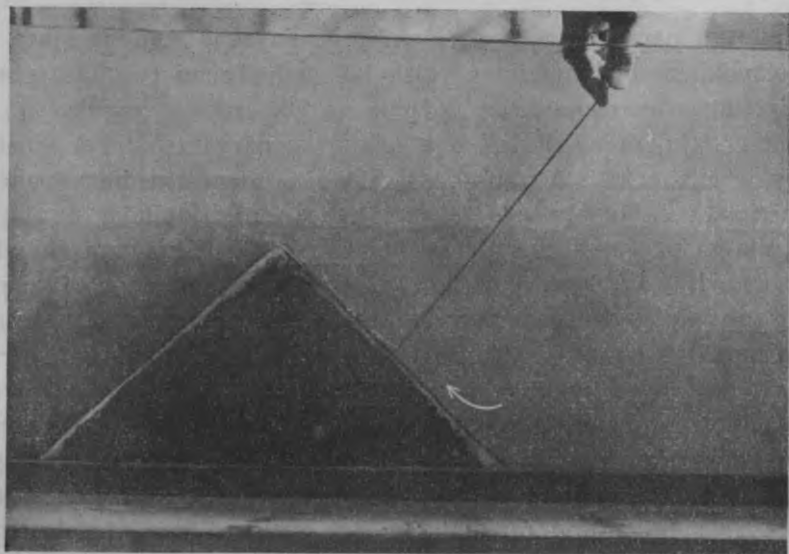


14. attēls



15. attēls





16. attēls

virs aizsprostojuma visaugstākā punktā palika bez maiņas. Nevarēja konstatēt nekādu lejas ūdens līmeņa ietekmi uz pilnīgo pārgāzi. Ja lejas ūdens pacēlās virs aizsprostojuma virsotnes, tad tūlīt pacēlās arī augšējais ūdens līmenis un palielinājās strāvas biezums. Vispārīgais veids: lejas ūdenī iekritošā strāva un horizontālais ūdens veltenis ievērojami nemainījās. Ja lejas ūdeni joprojām uzstādināja, tad noteces izskats pēkšņi mainījās: lejas ūdenī rodas viļņi, pie kam aizsprostojumam tuvākie trīs vai četri viļņi paliek nemainīgā stāvoklī un formā, kamēr tālāk lejup viļņu virsotnes un ielejas maina savu stāvokli, tā ka rodas nemierīga un mainīga ūdens virsma (15. attēls). Ūdens velteņa uz virsmas vairs nav; turpretī var konstatēt, ka pie aizsprostojuma pamata radies dibena veltenis, kā griešanās virziens pretējs iepriekšējā virsmas velteņa virzienam. Pirmā noteces forma pārgāja otrajā pēkšņi un tādā lejas ūdens līmenī, kas bija tikai drusku virs aizsprostojuma virsotnes. Ja lejas ūdens arvienu cēlās, tad viļņi kļuva zemāki, un beidzot tos nevarēja vairs konstatēt (16. attēls). Jo augstāk pacēlās lejas ūdens, jo gludāka kļuva tā virsma, un jo mazāks bija augšējā ūdens uzstādinājums, kas radās aizsprostojuma deļ. Liekas pareizi izšķirt trīs\*) pārgāžu stāvokļus: 1) pilnīgo pārgāzi,

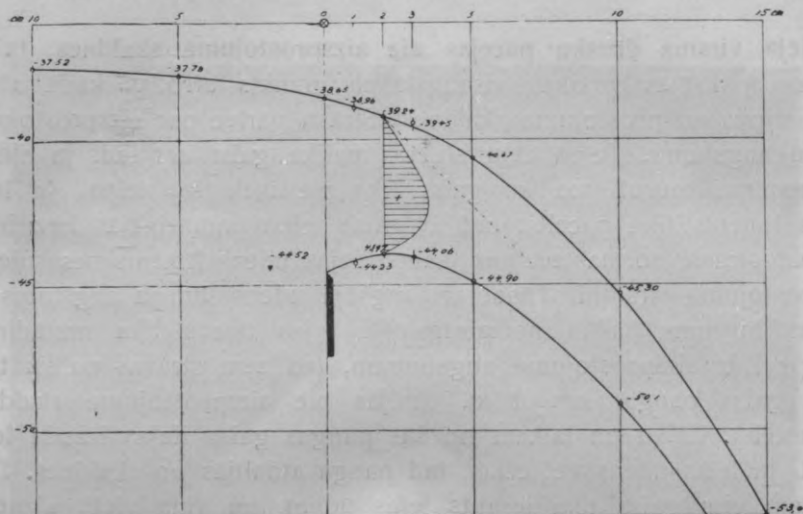
\*) Keutners izšķir: 1) pilnīgo pārgāzi, 2) pāreju no pilnīgās uz nepilnīgo pārgāzi un 3) nepilnīgo pārgāzi. Bundšu izšķir tikai divus stāvokļus:

2) nepilnīgo pārgāzi un 3) pāri plūšanu. Tuvākas robežas starp šiem trim stāvokļiem būs noteiktas vēlāk uz mēģinājumu rezultātu pamata.

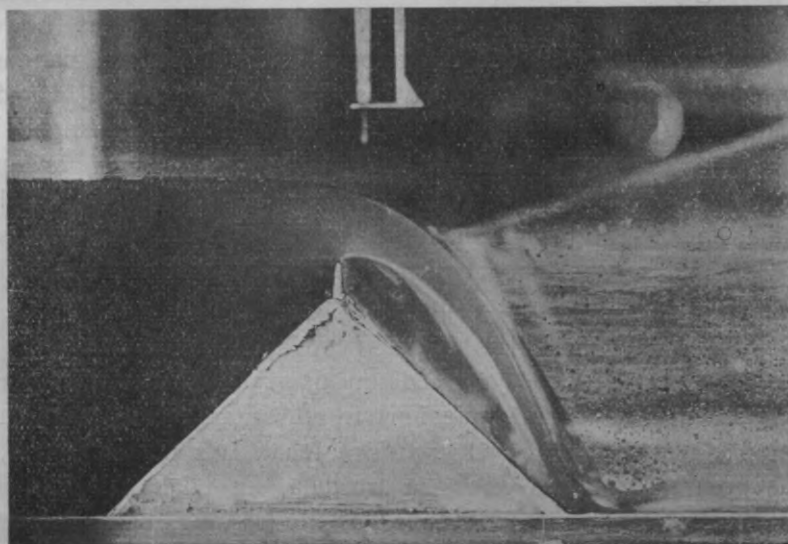
Spiediena mērījumi, kas izdarīti ar 80. lappusē aprakstīto spiediena mērītāju, rāda, kā jau bija teikts, ka pārgāzes strāvā spiediena likums ir cits nekā stāvošā ūdenī. Stāvošā ūdenī spiediens palielinās proporcionāli dziļumam pēc taisnās līnijas nolīdzinājuma  $p = \gamma t$ ; turpretī pilnīgā pārgāzes strāvā uzņemta spiedienu diagramma (11. attēls) rāda, ka visā šķērsgriezumā  $p < \gamma t$ , pie kam spiediens  $p$  vispirms pieaug no nulles strāvas virsmā līdz kādam lielumam  $p_{max}$ , kas atrodas apakšējā strāvas daļā. Sākot no šā punkta  $p$  diezgan ātri samazinās līdz nullei un pēc tam kļūst negatīvs, tā ka pie aizsprostojuma virsotnes ir diezgan liels sūciens. Tamdēļ varētu ar zināmu tiesību teikt, ka kāda pāri kritošā ūdens daļa tiek sūkta aizsprostojumam pāri, kā Bundšu izskaidro savas pārgāzes formulas nesakrīšanu ar mēģinājumu rezultātiem. Bet apskatot nepilnīgās pārgāzes pārejas stāvokļa (starp pilnīgo pārgāzi un pāri plūšanu) spiedienu diagrammu, redz, ka šeit sūciens nav, bet tomēr spiediens  $p$  ir mazāks par  $\gamma t$ . Ari šeit spiediens vispirms pieaug no nulles strāvas virsmā līdz kādam maksimumam un krit no šā punkta līdz aizsprostojuma virsotnei, nesasniedzot pie tam lielumu nulli. No tam redzams, ka spiediena augstums, kas pieder zināmai pārgāzes strāvas ūdens daļai, nav līdzīgs šās ūdens daļas dziļumam zem strāvas virsmas, bet ir mazāks par to. Visa strāvas šķērsgriezuma vidējais spiediena horizonts nesakrīt ar ūdens virsmu, bet atrodas zemāk par to. Tamdēļ nedrīkst vienkārši ātruma augstumu atlikt virs ūdens līmeņa, lai dabūtu enerģijas līniju, bet tas jāatliek virs zemāka spiediena horizonta. Ja enerģijas līnijas un ūdens virsmas augstums zināms, tad faktiskais ātruma augstums lielāks par enerģijas līnijas un ūdens virsmas atstatumu, un līdz ar to ir lielāks arī ātrums un pāri tekošais ūdens daudzums. Tas pats arī redzams, aplūkojot Keutnera V-līniju.

Ja pāri plūstošā ūdens augstums palielinās, tad spiedienu diagramma (13. attēls) tuvojas stāvošā ūdens spiedienu diagrammai. Tad spiediena horizonts un ūdens virsma aptuveni sakrīt. Keutnera V-līnija rāda visos dziļumos gandrīz vienādu ātrumu.

1) pārgāzi un 2) pāri plūšanu. Pēc maniem mēģinājumiem starp šiem diviem stāvokļiem jāievēro pārejas stāvoklis, ko es saucu par „nepilnīgo pārgāzi“. Atsevišķu stāvokļu robežas manos mēģinājumos ir citas kā iepriekš nosaukto autoru darbos.



17. attēls

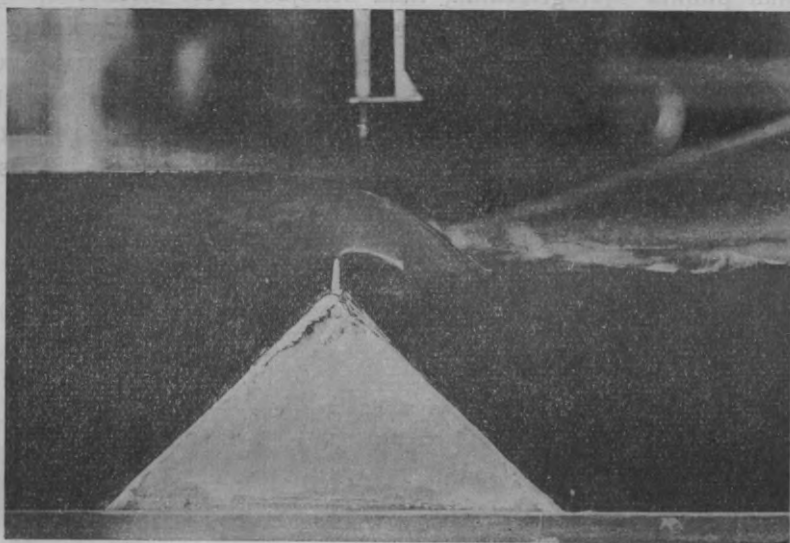


18. attēls

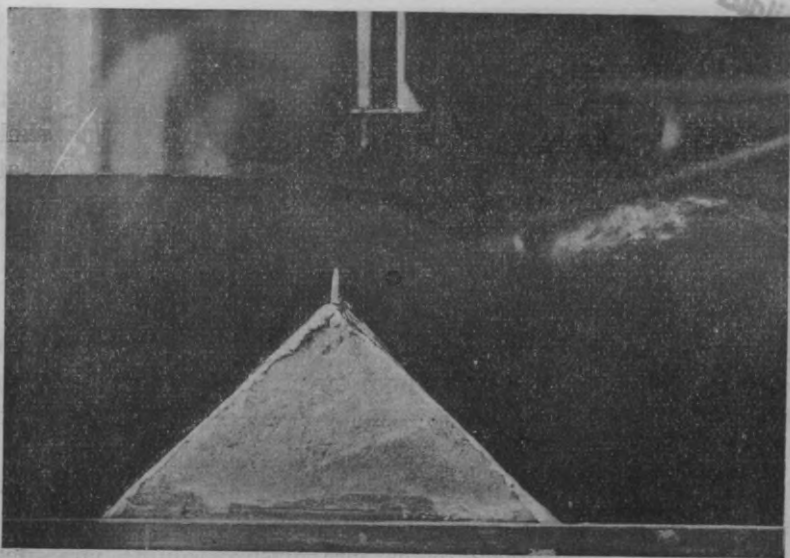
Mēģinājumos ar aso aizsprotojuma skaldni pēc 9. attēla un ar apgaissotu telpu aiz tā radās pilnīgās pārgāzes apgaissota strāvas pazīstamajā formā, ja lejas ūdens nebija uzstādināts. 17. attēls rāda strāvas formu, kā tā bija noteikta mērijot (mēģinājums Nr. 110). Pēc šā attēla un pēc fotogrāfijas (18. attēls) ir redzams, ka strāvas

apakšējā virsma drusku paceļas aiz aizsprostojuma skaldnes, tā ka strāvas apakšējās virsmas visaugstākais punkts atrodas kādā atstatumā leļpus aizsprostojuma skaldnes. Strāva pārlec par aizsprostojumu lielāku augstumu. Telpā zem strāvas palika gaiss arī tad, ja slēdza vai noņēma cauruli, pa ko gaiss tika pievadīts šai telpā. Ja lejas ūdens līmenis tika pacelts, tad šī gaisa telpa pamazinājās bez ievērojamas strāvas formas maiņas, kamēr lejas ūdens līmenis nerasniedza aizsprostojuma virsotni. Tāpat arī augšējā ūdens līmeņa augstums un strāvas biezums palika nemainīgs. Ja lejas ūdens tika uzstādināts gandrīz līdz aizsprostojuma augstumam, tad zem strāvas palika tikai plāna gaisa panga, kas it kā turējās pie aizsprostojuma skaldnes (19. attēls). Laiku pa laikam no šās pangas gaisa daļas izzuda lejas ūdenī. Ja lejas ūdens vēl cēlās, tad panga atdalījās no skaldnes. Drīz pēc tam viss gaiss tika ierauts lejas ūdenī, un viņa vietu aizņēma ūdens. Šī parādība notika tad, ja lejas ūdens līmenis bija ap 2 līdz 2,5 cm augstāks par aizsprostojuma virsotni. Tanī pašā momentā lejas ūdenī parasti radās stāvošie viļņi (20. attēls), kas bija novēroti arī pirmās serijas mēģinājumos. Tomēr liekas, ka pangas izzudums un viļņu rašanās nav savā starpā saistīti, tamdēļ ka dažos mēģinājumos (piemēram Nr. 79) viļņi jau bija priekš pangas izzuduma, un otrādi: mēģinājumā Nr. 93 pangas vairs nebija, iekam vēl lejas ūdens pieņēma viļņveidīgu virsmu. Ja lejas ūdens paceļšanu turpināja, tad viļņi kļuva zemāki un beidzot izzuda. Arī šeit varēja atšķirt trīs stāvokļus, tāpat kā pirmās serijas mēģinājumos: 1) pilnīgo pārgāzi, 2) nepilnīgo pārgāzi un 3) pāri plūšanu.

Spiedienu mērījumi, kas izdarīti strāvas šķērsgrīzumā virs aizsprostojuma skaldnes, rādīja spiedienu diagrammas raksturu pēc 21. attēla. Pašā strāvas virsmā spiediens ir nulle, tad pieaug sākumā apmēram pēc likuma  $p \propto \sqrt{t}$ , vēlāk drusku lēnāk līdz maksimumam, kas atrodas apmēram strāvas apakšējā trešdaļā, un tālāk krit līdz nullei pie aizsprostojuma virsotnes. Enerģijas līnijas augstuma noteikšanai arī šeit jāņem kāds vidējs spiediena horizonts, kas zemāks par ūdens virsmu. Nevar salīdzināt spiediena augstumu šini šķērsgrīzumā ar spiediena augstumu, ko dabūja pēc pirmās serijas mēģinājumiem, tamdēļ ka strāvas šķērsgrīzumi abos gadījumos dažādi: pirmās serijas mēģinājumos mērījumi izdarīti virs visaugstākā aizsprostojuma punkta, kas tanī pašā laikā ir visaugstākais punkts, pār kuŗu iet strāva; otrajā gadījumā mērījumu šķērsgrīzums atrodas drusku augšpus šā visaugstākā punkta. Spiedienu mērījums, kas izdarīts šī vis-

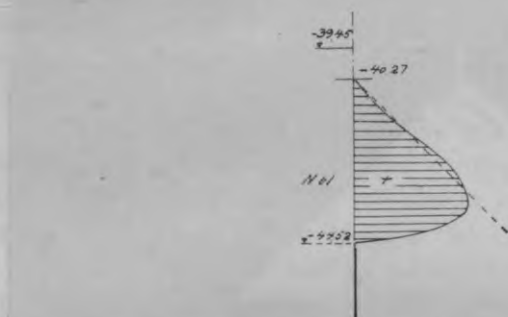


19. attēls



20. attēls

augstākā punkta šķērsgriezumā, rāda sekojošo (17. attēls): Spiediens visur ir pozitīvs, strāvas virsmā tas līdzinās nullei, tālāk pieaug līdz maksimumam, pie kam palielinās daudz lēnāk nekā stāvošā ūdenī, un tad krīt atkal līdz nullei strāvas apakšējā virsmā. Spiediena liknei ir tas pats raksturs, kas šķērsgriezumā virs aizsprostojuma skaldnes. Arī šeit ir spiediena horizonts, kas atrodas zem strāvas virsmas.

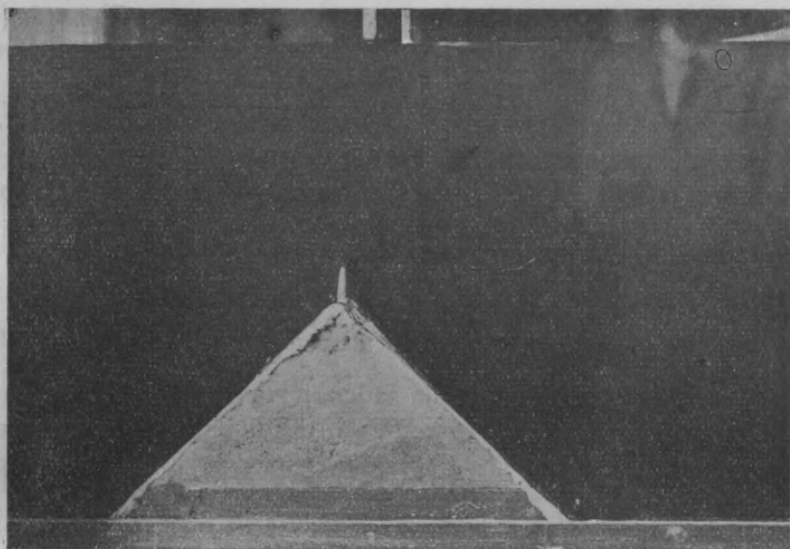


21. attēls

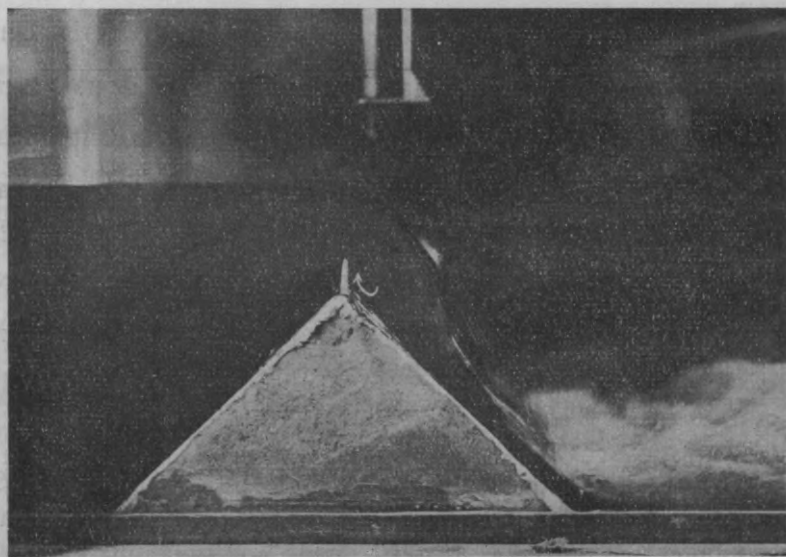
Otras serijas mēģinājumos nepilnīgajā pārgāzē un pāri plūšanā spiediena mērījumi nav izdarīti, tamdēļ ka šie stāvokļi neatšķirās no pirmajā serijā novērotajiem, un nebija domājams, ka spiedienu mērījumi dos citus rezultātus (22. attēls).

Mēģinājumi Nr. 101 līdz Nr. 109 tika izdarīti bez lejas ūdens uzstādīšanas un ar neapgaisotu telpu aiz aizsprostojuma skaldnes. Strāvas forma bija pazīstamā piekļāvīgās strāvas forma (23. attēls). Aiz aizsprostojuma skaldnes varēja konstatēt ūdens velteni, kā griešanās virziens iezīmēts 23. attēlā. Spiedienu mērījums rādīja tikai mazu spiediena palielināšanos strāvas vidū, sākot ar nulli strāvas virsmā. Mērījumu nevarēja pabeigt tamdēļ, ka zināmā dziļumā mērītāja horizontālā daļa pāršķēla strāvu. Gaiss pēkšņi iebruka, un aiz aizsprostojuma skaldnes radās apgaisota telpa. Tanī pašā momentā spiediena mērītājs rādīja 2,5 reiz lielāku spiedienu nekā agrāk piekļāvīgajā strāvā. Vispār piekļāvīgā strāva izrādījās ļoti mainīga: Kādā mēģinājumā līmeņu mērītāja adata nevilšus bija nolaista drusku par zemu. Tūlīt gaiss iebruka, un strāva pārvērtās brīvajā apgaisotajā.

Enerģijas līnija vismazāk cēlās virs aizsprostojuma virsotnes pirmās serijas mēģinājumos, tad nāk mēģinājumi ar neapgaisoto strāvu un, kā pēdējie, mēģinājumi ar brīvo apgaisoto strāvu. No visām izpētītajām aizsprostojumu formām pirmajai formai ar noapaļotu vir-



22. attēls



23. attēls

sotni un slīpu priekšējo un pakalējo virsmu ir vislielākā ūdens pārlaišanas spēja, tad seko asa skaldne ar neapgaisoto pārgāzi un beidzot asa skaldne ar apgaisoto pārgāzi. Jāpiezīmē, ka aizsprostojumam ar aso neapgaisoto skaldni nav praktiskas nozīmes, jo šī strāvas forma, kā jau teikts, ļoti mainīga. Tamdēļ vienmēr var sagaidīt, ka pieklāvīgās strāvas vietā pēkšņi radīsies brīvā apgaisotā strāva, kas saistīta ar enerģijas līnijas paaugstināšanos un uzstādinājuma palielināšanos.

#### Mēģinājumu rezultātu apstrādāšana.

Kā jau minēts, mēģinot mērīja šādus lielumus: 1) ūdens daudzumu  $Q$  l/sec, 2) ūdens līmeņa augstumu  $h_0$  centimetros virs aizsprostojuma visaugstākā punkta un 100 cm augšpus tā, 3) ūdens augstumu  $h$  centimetros virs aizsprostojuma visaugstākā punkta, 4) lejas ūdens līmeni  $h_u$  centimetros virs aizsprostojuma visaugstākā punkta un 150 cm atstatumā lejpus šā punkta. Uz šo mērījumu pamata tika aplēsti sekojošie lielumi: 1) augšējā ūdens dziļums  $t_0$  cm, 2) aizsprostojuma punkta šķērsgrīzumā, 6) attiecīgais ātruma augstums ātruma augstums  $\frac{V_0^2}{2g}$  cm, 4) enerģijas līnijas augstums  $h_E$  cm virs aizsprostojuma visaugstākā punkta, pie kam  $h_E$  pielīdzināts summai  $h_0 + \frac{V_0^2}{2g}$  (maza ātruma  $V_0$  dēļ spiediena horizonts sakrīt ar ūdens virsmu), 5) pārgāzes strāvas vidējais ātrums  $V$  m/sec visaugstākā aizsprostojuma punkta šķērsgrīzumā, 6) attiecīgais ātruma augstums  $h_v = \frac{V^2}{2g}$  cm, 7) vidējā spiediena horizonta augstums  $h_p$  cm virs visaugstākā aizsprostojuma virsotnes punkta pēc nolīdzinājuma  $h_E = h_p + h_v$ . Tālāk aplēsa attiecības:

$$8) \frac{h_p}{h}, \quad 9) \frac{h_E}{h}, \quad 10) \frac{h_v}{h_p}, \quad 11) \frac{h_v}{h}, \quad 12) \frac{h_p}{h_u} \quad \text{un} \quad 13) \frac{h}{h_u}.$$

Beidzot vēl noteica kritisko ātrumu  $V_{gr}$  (pāreja starp tecēšanu [Strömen] un straujošanu [Schiessen]), kas ir strāvas šķērsgrīzumā virs aizsprostojuma visaugstākā punkta, pēc nolīdzinājuma  $V_{gr} = \sqrt{gh}$  un attiecību  $V/V_{gr}$ . Saprotais, atsevišķus lielumus aplēsa tikai tiem pārgāžu stāvokļiem (pilnīgajai, nepilnīgajai pārgāzei un pāri plūšanai), kur varēja sagaidīt kādu skaitļu likumību.



Izmēritie un aplēstie lielumi sakopoti divās tabulās (I un II tabula). Studējot šās tabulas, dabū sekojošos slēdzienus:

1) Vidējā spiediena augstuma attiecība pret strāvas biezumu  $\frac{h_p}{h}$  (13. aile) pilnīgajā pārgāzē ir konstanta un mazāka par vienu. Ja lejas ūdens ceļas un rodas nepilnīgā pārgāzē un pāri plūšana, tad šī attiecība palielinās līdz vienam.

2) Attiecība  $\frac{h_E}{h}$  (14. aile) pilnīgajā pārgāzē arī konstanta un lielāka par vienu. Nepilnīgajā pārgāzē un pāri plūšanā šis lielums pazīnās un tuvojas lielumam viens.

3) Attiecību  $\frac{h_p}{h_u}$  un  $\frac{h}{h_u}$  (17. un 18. aile) skaitļi nepilnīgajā pārgāzē ir lielāki par vienu un, lejas ūdens līmenim paceļoties, tuvojas lielumam viens vai kļūst drusku mazāki par to. Par šo faktu nav ko brīnīties: tā kā virs aizsprostojuma virsotnes ūdens ātrums ir lielāks, tad šai vietā ir lielāks ātruma augstums nekā lejas ūdenī. Tādēļ virs aizsprostojuma ūdens virsmas atstatums no enerģijas līnijas ir lielāks nekā jebkādā lejas ūdens šķērsgrīzumā. Ja pāri plūšanas augstums ir diezgan liels un enerģijas līnijas kritums diezgan mazs, tad virs aizsprostojuma ūdens līmenis var būt zemāks par lejas ūdens līmeni.

4) Lielumi  $\frac{h_v}{h_p}$  un  $\frac{h_v}{h}$  (15. un 16. aile) pilnīgajā pārgāzē uzrāda zināmu pastāvību un tuvojas lielumam nulle, ja palielinās pāri plūšanas augstums.

5) Attiecība  $VV_{gr}$  pilnīgajā pārgāzē pastāvīga.

6) Attiecību skaitļu absolūtie lielumi ir dažādi un atkarājas no aizsprostojuma un pāri tekošās strāvas formas.

Pamatojoties uz faktiem, ko rāda tabulas, var noteikt jaunas pārgāžu formulas. Ar agrāk minētajiem apzīmējumiem pazīstamais enerģijas līnijas nolīdzinājums ir:

$$h_E = h_p + h_v = h_p + \frac{V^2}{2g} = h_p + \frac{Q^2}{b^3 h^2 2g},$$

kur  $b$  ir aizsprostojuma gaņums.

Ja attiecību  $\frac{h_p}{h}$  apzīmē ar  $K_1$  un  $\frac{h_E}{h}$  ar  $K_2$ , tad var rakstīt:

$$h_E = K_1 h + \frac{Q^2 K_2^2}{2g b^2 h_E^2} = K_1 / K_2 h_E + \frac{Q^2}{2g b^2} \cdot \frac{K_2^2}{h_E^2},$$

$$h_E^3 (1 - K_1 / K_2) = \frac{Q^2}{2g b^2} \cdot K_2^2 \quad \text{un}$$

$$h_E = \sqrt[3]{\frac{K_2^3}{K_2 - K_1}} \cdot \sqrt[3]{\frac{Q^2}{2g b^2}} = \frac{K_2}{\sqrt[3]{2(K_2 - K_1)}} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \dots (1)$$

Tā kā koeficienti  $K_1$  un  $K_2$  zināmai aizsprostojuma formai ir konstanti, tad 1. formula lietojama pilnīgas pārgāzes aplešanai, ja  $K_1$  un  $K_2$  noteic mēģinot. Pēc aprakstītajiem mēģinājumiem koeficientu lielumus var noteikt šā: kā redzams no pirmās tabulas 13. ailes (aizsprostojums ar noapaļotu virsotni),  $K_1 = \frac{h_p}{h} = 0,613$  kā vidējais lielums no mēģinājumiem Nr.Nr. 1, 2, 3, 11, 20, 30, 36, 37, 38, 39, 40, 50 un 53. Ja atmet tos lielumus, kas visvairāk atšķiras no aritmētiskā vidējā, proti — 0,67 (2. mēģinājums) un 0,54 (53. mēģinājums), tad iznāk vidējs lielums  $K_1 = 0,614$ . Pēc tiem pašiem mēģinājumiem dabū vidējo lielumu  $K_2 = \frac{h_E}{h} = 1,403$ . Ar  $K_1 = 0,614$  un  $K_2 = 1,403$

$$h_E = 1,21 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \dots (2).$$

Otras serijas aizsprostojuma formai — aizsprostojumam ar asu skaldni un ar apgaisoto strāvu lielumi  $K_1$  un  $K_2$  jānoteic pēc mēģinājumiem Nr.Nr. 60—65, 75, 76, 77, 89, 90, 91, 92 un 110. Aritmētiskais vidējais lielumam  $K_1$  ir  $\frac{h_p}{h} = 0,879$ . Atmetot lielumus 0,861 (60. mēģ.) un 0,905 (110. mēģ.), kas visvairāk atšķiras no vidējā, dabū paticami pareizāko lielumu  $K_1 = 0,878$ . Aritmētiskais vidējais lielumam  $K_2$  ir 1,19, kas nemainās arī tad, ja atmet no vidējā vistālākos lielumus. Ar  $K_1 = 0,878$  un  $K_2 = 1,19$  aizsprostojumam ar asu skaldni un apgaisoto strāvu

$$h_E = 1,40 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \dots (3).$$

Koeficientus  $K_1$  un  $K_2$  aizsprostojumam ar asu skaldni un neapgaisoto strāvu dabū pēc mēģinājumiem Nr.Nr. 101—109:  $K_1 = \frac{h_p}{h} =$

$=0,785$  un  $K_2 = \frac{h_E}{h} = 1,219$  jeb  $K_2 = 1,221$ , ja atkal atmet divus skaitļus, kas visvairāk atšķiras no vidējā. Ar  $K_1 = 0,785$  un  $K_2 = 1,221$  aizsprostojumam ar asu skaldni un neapgaisoto strāvu

$$h_E = 1,28 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots \dots \dots (4).$$

Formulās ietelp lielums  $\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ .

Kā zināms, šis lielums ir tā sauktais kritiskais dziļums (Grenztiefe), t. i. dziļums, kad taisnstūrainā gultnē ar platumu  $b$  ūdens daudzums  $Q$  tek ar kritisko ātrumu, kas rāda pāreju starp tekošo un straujoto ūdens kustību. Šis kritiskais dziļums tālāk apzīmēts ar

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}.$$

Lai dabūtu formulas nepilnīgajai pārgāzei un pāri plūšanai, izlietoti tabulu skaitļi  $\frac{h_p}{h_u}$  un  $\frac{h}{h_u}$  (17. un 18. ailē). 24. un 25. attēlā lielumu  $\frac{h_p}{h_u} = K_3$  un  $\frac{h}{h_u} = K_4$  atkarība no attiecības  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  attēlota likņu veidā un pie tam abās mēģinājumu serijās. Liknes rāda, ka lielumi  $K_3$  un  $K_4$  krit no  $\infty$ , ja  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 0$ , līdz  $K_3 = K_4 = 1,0$ , pie kam aizsprostojumā ar noapaļotu virsotni lielums viens ir sasniegts, ja  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,0$ ; aizsprostojumā ar asu skaldni tikai tad, ja  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$ .

26. attēlā parādītas vēl divi liknes, kas rāda  $\frac{h_E}{h_{gr}}$  attiecību pret  $\frac{h_u}{h_{gr}}$ . Arī šās liknes uzzīmētas abām mēģinājumu serijām. 26. attēlā attēloto likņu apakšējai daļai ir vispārīgs nolīdzinājums  $y = ax^2 + bx + c$ . Koeficientus  $a$ ,  $b$  un  $c$  var aplēst, izvēloties no mēģinājumu rezultātiem trīs liknes punktus. Tādā veidā dabūja nolīdzinājumus aizsprostojumam ar noapaļotu virsotni:

$$\frac{h_E}{h_{gr}} = 0,2 \left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2 + 0,05 \frac{h_u}{h_{gr}} + 1,21 \dots \dots \dots (5).$$

I tabula. 1. mēģinājuma serija: aizsprotojums ar noapaļotu virsotni kā 8. attēlā

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Nr.	Q 1/sec	h <sub>0</sub> cm	h cm	h <sub>u</sub> cm	t <sub>0</sub> cm	v <sub>0</sub> m/sec	v <sub>0</sub> <sup>2</sup> / 2g cm	h <sub>E</sub> cm	v m/sec	h <sub>v</sub> cm	h <sub>p</sub> cm	h <sub>p</sub> / h	h <sub>E</sub> / h
1	15,38	5,43	3,92	—	25,8	0,118	0,07	5,50	0,782	3,12	2,38	0,61	1,40
2	15,49	5,48	4,22	—	25,9	0,119	0,07	5,55	0,731	2,73	2,82	0,67	1,32
3	15,42	5,48	3,95	—	25,9	0,116	0,07	5,55	0,778	3,08	2,47	0,63	1,41
4	15,4	15,50	15,45	15,44	35,9	0,0855	0,04	15,54	0,198	0,20	15,34	0,993	—
5	15,37	8,20	8,58	8,66	28,6	0,1075	0,06	8,26	—	—	—	—	—
6	15,31	8,57	7,94	7,86	29,0	0,105	0,06	8,63	0,384	0,75	7,88	0,992	—
7	15,26	7,70	7,08	6,63	28,1	0,108	0,06	7,76	0,429	0,94	6,82	0,963	—
8	15,22	7,61	6,24	5,64	28,0	1,108	0,06	7,67	0,486	1,20	6,47	1,037	—
9	15,19	6,58	5,47	4,50	27,0	0,112	0,06	6,64	0,553	1,56	5,08	0,929	—
10	15,19	5,28	5,15	2,58	25,7	0,118	0,07	5,35	0,588	1,76	3,59	0,697	—
11	15,29	5,46	3,91	—	25,9	0,117	0,07	5,53	0,799	3,09	2,44	0,620	1,41
12	15,29	5,62	4,04	1,36	26,0	0,117	0,07	5,69	0,754	2,90	2,79	0,690	—
13	15,29	6,02	4,71	2,89	26,0	0,117	0,07	6,09	0,647	2,13	3,96	0,840	—
14	15,29	7,01	6,06	5,36	27,4	0,111	0,06	7,07	0,503	1,29	5,78	0,954	—
15	15,29	8,26	7,58	7,46	28,7	0,106	0,06	8,32	0,402	0,82	7,50	0,989	—
16	15,29	8,16	—	7,28	28,6	0,106	0,06	8,22	—	—	—	—	—
17	15,29	9,21	8,81	8,69	29,6	0,103	0,05	9,26	0,346	0,61	8,65	0,981	—
18	15,29	10,42	10,00	10,02	30,8	0,099	0,05	10,47	0,305	0,47	10,00	1,00	—
19	15,29	11,71	11,34	11,43	32,1	0,095	0,05	11,76	0,269	0,37	11,39	0,969	—
20	16,31	5,71	4,12	—	26,1	0,124	0,08	5,79	0,789	3,17	2,62	0,64	1,41
21	16,31	5,77	4,24	1,75	26,2	0,124	0,08	5,85	0,766	2,99	2,86	0,675	—
22	16,31	6,13	4,49	2,07	26,5	0,122	0,08	6,21	0,724	2,67	3,54	0,788	—
23	16,31	6,30	4,95	3,07	26,7	0,121	0,07	6,37	0,656	2,19	4,18	0,844	—
24	16,31	6,98	5,81	4,83	27,4	0,118	0,07	7,05	0,559	1,59	5,46	0,940	—
25	16,31	7,74	6,91	6,50	28,1	0,115	0,06	7,80	0,470	1,13	6,67	0,965	—
26	16,31	8,52	7,96	7,73	28,9	0,112	0,06	8,58	0,408	0,85	7,73	0,971	—
27	16,31	9,65	9,00	9,10	30,1	0,107	0,06	9,71	0,361	0,66	9,05	1,005	—
28	16,31	10,71	10,29	10,38	31,1	0,104	0,06	10,77	0,316	0,51	10,26	0,997	—
29	16,31	11,56	11,30	11,30	32,0	0,101	0,05	11,61	0,288	0,42	11,19	1,000	—
30	18,59	6,21	4,41	—	26,6	0,139	0,10	6,31	0,840	3,60	2,71	0,61	1,43
31	18,59	7,80	6,64	5,86	28,2	0,131	0,09	7,89	0,558	1,59	6,30	0,949	—
32	18,59	8,27	7,31	6,78	28,7	0,129	0,09	8,36	0,07	1,31	7,05	0,964	—
33	18,59	8,94	8,02	7,84	29,3	0,126	0,08	9,02	0,462	1,09	7,93	0,989	—
34	18,59	10,20	9,61	9,40	30,6	0,121	0,07	10,27	0,385	0,76	9,51	0,990	—
35	18,59	12,16	11,66	11,44	32,6	0,113	0,06	12,22	0,318	0,52	11,70	1,003	—
36	20,06	6,46	4,70	—	26,9	0,148	0,11	6,57	0,850	3,68	2,89	0,61	1,40
37	20,06	6,46	4,70	—	26,9	0,148	0,11	6,57	0,850	3,68	2,89	0,61	1,40
38	20,06	6,42	4,64	-3,24	26,8	0,149	0,11	6,53	0,861	3,78	2,75	0,59	1,41
39	20,06	6,44	4,61	-1,64	26,8	0,149	0,11	6,55	0,867	3,83	2,72	0,59	1,42
40	20,06	6,49	4,63	0,36	26,9	0,148	0,11	6,60	0,863	3,80	2,80	0,60	1,42
41	20,06	6,73	5,14	2,21	27,1	0,147	0,11	6,84	0,777	3,08	3,76	0,732	—
42	19,28	6,56	4,81	1,14	27,0	0,142	0,10	6,66	0,799	3,26	3,40	0,707	—
43	19,28	6,38	4,74	1,46	26,8	0,143	0,10	6,48	0,810	3,35	3,13	0,660	—
44	19,28	7,02	5,40	3,46	27,4	0,140	0,10	7,12	0,711	2,58	4,54	0,841	—
45	19,28	7,73	6,45	5,26	28,1	0,137	0,10	7,83	0,595	1,81	6,02	0,933	—
46	19,28	8,77	7,86	7,46	29,2	0,132	0,09	8,86	0,489	1,22	7,64	0,972	—
47	19,28	10,03	9,26	9,06	30,4	0,126	0,08	10,11	0,415	0,88	9,23	0,997	—
48	18,77	11,45	10,98	10,96	31,9	0,117	0,07	11,52	0,341	0,59	10,93	0,995	—
49	18,77	13,05	12,78	12,72	33,5	0,112	0,06	13,11	0,293	0,44	12,67	0,991	—
50	13,62	5,05	3,73	—	25,5	0,106	0,06	5,11	0,727	2,70	2,41	0,65	1,37
51	13,62	5,66	4,51	2,53	26,1	0,104	0,06	5,72	0,602	1,85	3,87	0,858	—
52	13,62	11,82	11,60	11,68	32,2	0,084	0,04	11,86	0,254	0,28	11,58	0,998	—
53	12,05	4,56	3,19	—	25,0	0,096	0,05	4,61	0,754	2,90	1,71	0,54	1,44

I Tab. 1. Versuchsreihe: Abfluss über ein Wehr mit abgerundeter Krone nach Abb. 8

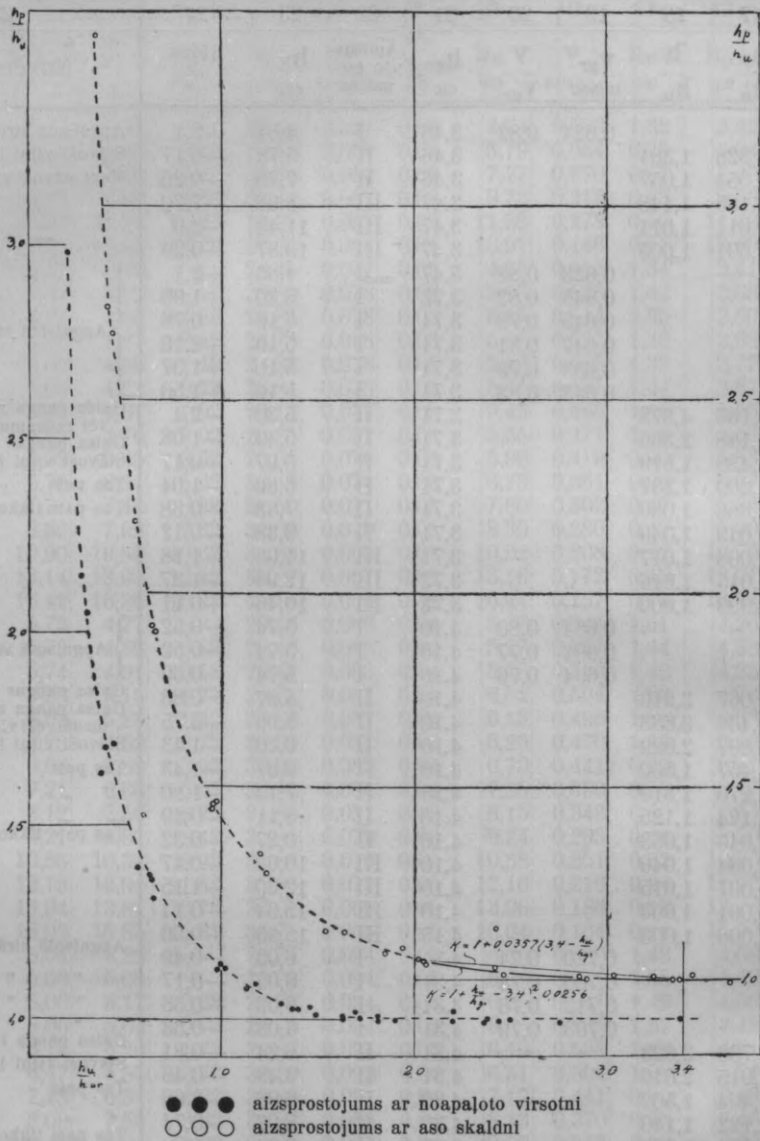
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$\frac{h_v}{h_p}$	$\frac{h_v}{h}$	$\frac{h_p}{h_u}$	$\frac{h}{h_u}$	$\frac{v_{gr}}{m/sec}$	$\frac{v}{V_{gr}}$	$\frac{h_{gr}}{cm}$	Aplēsts pēc formulas	$\frac{h_E}{cm}$	$\frac{Klūda}{\%}$	Novērojumi
1,31	0,80			0,620	1,26	4,57	I	5,53	+0,55	
0,97	0,65			0,643	1,14	4,60	I	5,57	+0,36	
1,25	0,78			0,622	1,25	4,58	I	5,54	-0,18	
		0,993	1,000			4,58	III	15,64	+0,64	Acīm redzama klūda
		1,002	1,010			4,56	II	8,62	-0,16	
		1,028	1,067			4,55	II	7,77	+0,13	
		1,147	1,106			4,55	II	7,18	-6,4	} Stāvoši viļņi lejas ūdenī
		1,128	1,215			4,54	II	6,61	-0,45	
		1,391	1,996	0,711	0,83	4,54	II	5,90	+10,3	
1,27	0,79			0,619	1,26	4,56	I	5,52	-0,18	
		2,050	2,971	0,630	1,19	4,56	II	5,67	-0,35	
		1,370	1,630	0,680	0,95	4,56	II	6,04	-0,82	
		1,078	1,130			4,56	II	7,05	-0,28	
		1,005	1,016			4,56	II	8,33	+0,12	Tikko manāmi viļņi lejas ūdenī
						4,56	II	8,20	-0,24	Trūkst h
		0,995	1,013			4,56	II	9,27	+0,11	
		0,998	1,000			4,56	II	10,42	-0,48	
		0,996	0,992			4,56	III	11,79	+0,25	
1,21	0,77			0,602	1,31	4,76	I	5,76	-0,52	
		1,634	2,423	0,644	1,19	4,76	II	5,97	+2,05	
		1,710	2,169	0,664	1,09	4,76	II	6,05	-2,58	
		1,361	1,612	0,697	0,94	4,76	II	6,32	-0,78	
		1,130	1,202			4,76	II	6,98	-1,00	
		1,026	1,063			4,76	II	7,86	+0,77	
		1,000	1,029			4,76	II	8,65	+0,82	
		0,994	0,988			4,76	II	9,70	-0,10	
		0,998	0,991			4,76	II	10,81	+0,37	
		0,990	1,000			4,76	II	11,68	+0,60	
1,32	0,82			0,658	1,28	5,19	I	6,28	-0,49	
		1,075	1,133	0,806	0,69	5,19	II	7,89	0	
		1,039	1,078			5,19	II	8,39	+0,36	
		1,011	1,022			5,19	II	9,04	+0,22	
		1,011	1,022			5,19	II	10,16	-1,07	
		1,022	1,019			5,19	II	11,89	-2,7	
1,27	0,78			0,679	1,25	5,46	I	6,61	+0,61	
1,27	0,78			0,679	1,25	5,46	I	6,61	+0,61	
1,37	0,81			0,675	1,28	5,46	I	6,61	+1,22	
1,40	0,83			0,673	1,29	5,46	I	6,61	+0,92	
1,36	0,82	7,778	12,860	0,674	1,28	5,46	II	6,63	+0,45	
		1,701	2,326			5,46	II	6,90	+0,88	
		2,982	4,218			5,32	II	6,55	-1,65	
		2,143	3,246			5,32	II	6,59	+1,70	
		1,312	1,560			5,32	II	7,06	-0,84	
		1,144	1,226			5,32	II	7,74	-1,16	Stāvoši viļņi lejas ūdenī
		1,024	1,053			5,32	II	8,90	+0,45	
		1,018	1,022			5,32	II	9,98	-1,29	
		0,997	1,022			5,22	II	11,47	-0,43	
		0,995	1,005			5,22	II	13,15	+0,30	
1,12	0,72			0,605	1,20	4,22	I	5,11	0	
		1,529	1,783	0,665	0,91	4,22	II	5,55	-2,98	
		0,991	0,993			4,22	III	11,95	+0,76	
1,70	0,91			0,559	1,35	3,89	I	4,71	+2,17	

II tabula. 2. mēģinājumu serija: aizsprotojums ar asu skaldni kā 9. attēlā

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Nr.	Q	h <sub>0</sub>	h	h <sub>u</sub>	t <sub>0</sub>	v <sub>0</sub>	$\frac{v^2_0}{2g}$	h <sub>E</sub>	v	h <sub>v</sub>	h <sub>p</sub>	$\frac{h_p}{h}$	$\frac{h_E}{h}$
	l/sec	cm	cm	cm	cm	m/sec	$\frac{cm}{cm}$	cm	m/sec	cm	cm		
54	10,14	4,71	3,97	—	28,44	0,071	0,03	4,74	0,509	1,32	3,42	0,859	1,19
55	10,14	5,77	5,25	3,80	29,50	0,068	0,02	5,79	0,384	0,75	5,04		
56	10,14	7,75	7,42	7,02	31,48	0,064	0,02	7,77	0,270	0,37	7,40		
57	10,18	9,71	9,57	8,37	33,44	0,061	0,02	9,73	0,212	0,23	9,50		
58	10,18	11,54	11,39	11,27	35,27	0,057	0,02	11,56	0,178	0,16	11,40		
59	10,18	13,90	13,84	13,76	37,63	0,054	0,01	13,91	0,146	0,11	13,80		
60	10,18	4,72	3,96	—	28,45	0,071	0,03	4,75	0,512	1,34	3,41	0,861	1,20
61	11,27	5,07	4,25	—	28,80	0,078	0,03	5,10	0,528	1,42	3,68	0,866	1,20
62	11,25	5,12	4,36	-4,63	28,85	0,078	0,03	5,15	0,514	1,35	3,80	0,872	1,18
63	11,25	5,05	4,27	-2,48	28,78	0,078	0,03	5,08	0,525	1,40	3,68	0,862	1,19
64	11,25	5,09	4,35	-1,48	28,82	0,078	0,03	5,12	0,515	1,35	3,77	0,867	1,18
65	11,25	5,08	4,22	-0,28	28,81	0,078	0,03	5,11	0,531	1,44	3,67	0,870	1,21
66	11,25	5,40	4,67	1,02	29,13	0,077	0,03	5,43	0,480	1,18	4,25		
67	11,25	5,52	4,76	2,02	29,25	0,077	0,03	5,55	0,471	1,13	4,42		
68	11,25	5,93	5,35	3,52	29,66	0,076	0,03	5,96	0,419	0,90	5,06		
69	11,25	6,70	6,21	5,02	30,43	0,074	0,03	6,73	0,361	0,66	6,07		
70	11,25	7,77	7,43	6,88	31,50	0,071	0,03	7,80	0,302	0,47	7,33		
71	11,25	8,36	7,99	7,62	32,09	0,070	0,03	8,39	0,280	0,40	7,99		
72	11,25	10,90	10,80	10,62	34,63	0,065	0,02	10,92	0,208	0,22	10,70		
73	11,27	13,14	13,03	12,82	36,87	0,061	0,02	13,16	0,172	0,15	13,01		
74	11,27	16,42	16,38	16,37	40,15	0,056	0,02	16,44	0,137	0,10	16,34		
75	13,03	5,73	4,77	—	29,46	0,088	0,04	5,77	0,544	1,51	4,26	0,893	1,21
76	13,03	5,73	4,89	-0,88	29,46	0,088	0,04	5,77	0,531	1,44	4,33	0,885	1,18
77	13,03	5,74	4,91	-0,18	29,47	0,088	0,04	5,78	0,529	1,43	4,35	0,886	1,18
78	13,03	5,98	5,15	1,77	29,71	0,087	0,04	6,02	0,504	1,30	4,72		
79	13,03	6,09	5,23	1,42	29,82	0,087	0,04	6,13	0,496	1,25	4,88		
80	13,03	6,25	5,52	2,72	29,98	0,087	0,04	6,29	0,470	1,13	5,16		
81	13,03	6,66	5,88	3,92	30,39	0,085	0,04	6,70	0,441	0,99	5,71		
82	13,03	7,21	6,66	5,07	30,94	0,084	0,04	7,25	0,390	0,78	6,47		
83	13,03	8,12	7,56	6,72	31,85	0,081	0,03	8,15	0,343	0,60	7,55		
84	13,03	9,21	8,87	8,42	32,94	0,079	0,03	9,24	0,293	0,44	8,80		
85	13,03	10,55	10,32	9,92	34,28	0,076	0,03	10,58	0,251	0,32	10,26		
86	13,03	12,13	12,02	11,84	35,86	0,072	0,03	12,16	0,216	0,24	11,92		
87	13,03	13,94	13,81	13,76	37,67	0,069	0,02	13,96	0,188	0,18	13,78		
88	13,03	16,02	15,85	15,81	39,75	0,065	0,02	16,04	0,164	0,14	15,90		
89	14,05	6,04	5,28	—	29,77	0,094	0,05	6,09	0,530	1,43	4,66	0,883	1,15
90	14,05	5,99	5,08	—	29,72	0,094	0,05	6,04	0,551	1,55	4,49	0,884	1,19
91	14,05	6,00	5,17	-2,68	29,73	0,094	0,05	6,05	0,541	1,49	4,56	0,882	1,17
92	14,05	6,00	5,04	-0,78	29,73	0,094	0,05	6,05	0,555	1,57	4,48	0,889	1,20
93	14,05	6,14	5,20	1,72	29,87	0,094	0,05	6,19	0,538	1,48	4,71		
94	14,05	6,47	5,55	2,72	30,20	0,093	0,04	6,51	0,504	1,30	5,21		
95	14,03	7,13	6,34	4,22	30,86	0,091	0,04	7,17	0,441	0,99	6,18		
96	14,03	8,09	7,55	6,62	31,82	0,088	0,04	8,13	0,370	0,70	7,43		
97	14,03	9,48	8,94	8,32	33,21	0,084	0,04	9,52	0,313	0,50	9,02		
98	14,03	11,04	10,86	10,58	34,77	0,080	0,03	11,07	0,257	0,34	10,73		
99	14,03	13,55	13,41	13,07	37,28	0,075	0,03	13,58	0,208	0,22	13,36		
100	14,03	15,71	15,70	15,66	39,44	0,071	0,03	15,74	0,178	0,16	15,58		
101	3,01	1,96	1,73	—	25,69	0,023		1,96	0,347	0,61	1,35	0,780	1,13
102	3,46	2,17	1,79	—	25,90	0,027		2,17	0,385	0,76	1,41	0,788	1,21
103	5,01	2,75	2,27	—	26,48	0,038	0,01	2,76	0,441	0,99	1,77	0,780	1,22
104	7,50	3,63	2,98	—	27,36	0,055	0,02	3,65	0,501	1,28	2,37	0,795	1,22
105	10,72	4,55	3,76	—	28,28	0,075	0,03	4,58	0,568	1,65	2,93	0,779	1,22
106	13,33	5,29	4,39	—	29,02	0,092	0,04	5,33	0,605	1,87	3,46	0,788	1,21
107	14,56	5,61	4,58	—	29,34	0,099	0,05	5,66	0,633	2,04	3,62	0,790	1,24
108	16,86	6,15	5,06	—	29,88	0,112	0,06	6,21	0,664	2,25	3,96	0,783	1,23
109	18,29	6,52	5,11	—	30,25	0,120	0,07	6,59	0,713	2,59	4,00	0,783	1,29
110	18,29	7,20	5,87	—	30,93	0,117	0,07	7,27	0,621	1,96	5,31	0,905	1,23

Tab. II. 2. Versuchsreihe: Abfluss über ein scharfkantiges Wehr nach Abb. 9

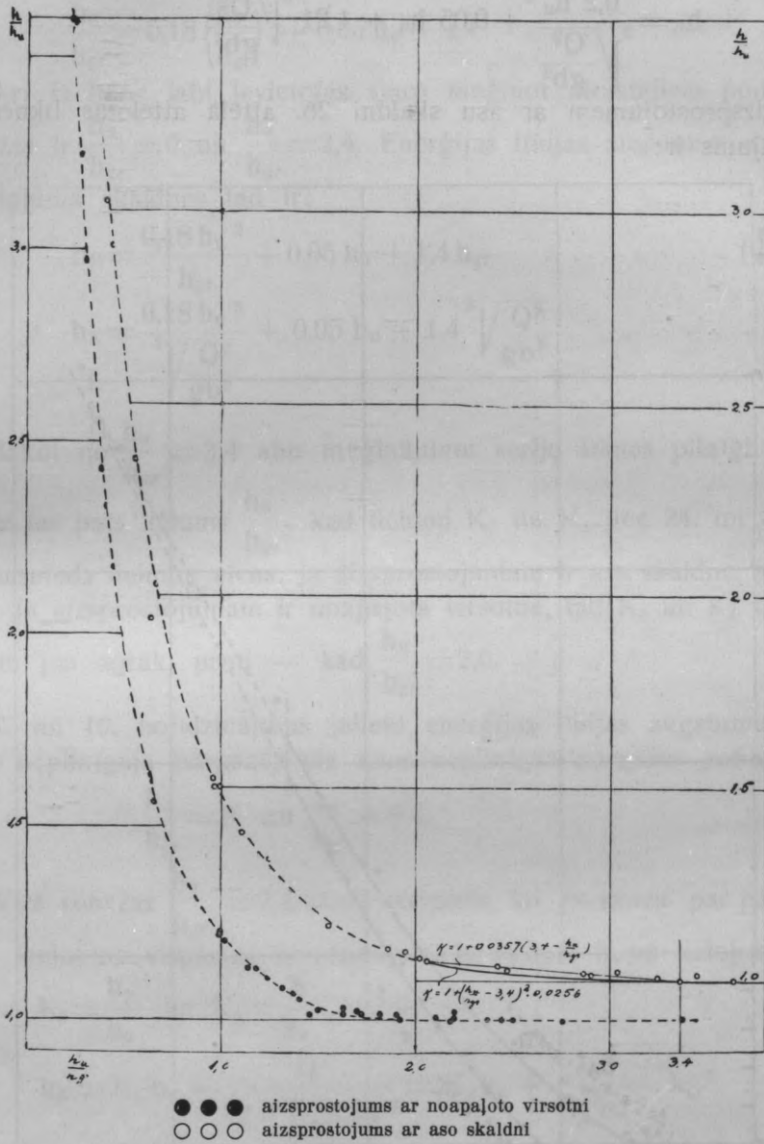
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$\frac{h_v}{h_p}$	$\frac{h_v}{h}$	$\frac{h_p}{h_u}$	$\frac{h}{h_u}$	$v_{gr}$ m/sec	$\frac{v}{v_{gr}}$	$h_{gr}$ cm	Aplēsts pēc for- mulas	$h_E$ cm	Kļūda %	Novērojumi
0,37	0,33			0,624	0,82	3,46	I	4,84	+2,1	Appaisotā strāva
		1,326	1,381			3,46	II	5,78	-0,17	Stāvoši vilpi lejas ūdenī
		1,054	1,057			3,46	II	7,75	-0,26	Mazi stāvoši vilpi lejas ūdenī
		1,135	1,143			3,47	III	8,98	-7,70	
		1,011	1,011			3,47	III	11,43	-2,0	
		1,001	1,005			3,47	III	13,87	-0,29	
0,39	0,34			0,623	0,82	3,47	I	4,85	+2,1	} Appaisotā strāva
0,37	0,33			0,645	0,82	3,72	I	5,20	+1,96	
0,36	0,31			0,645	0,79	3,71	I	5,19	+0,78	
0,38	0,33			0,647	0,81	3,71	I	5,19	+2,16	
0,36	0,31			0,653	0,79	3,71	I	5,19	+1,37	
0,39	0,34			0,643	0,83	3,71	I	5,19	+1,56	
		4,166	4,578			3,71	II	5,30	-2,4	
		2,188	2,356			3,71	II	5,49	-1,08	
		1,438	1,519			3,71	II	5,97	+0,17	
		1,209	1,237			3,71	II	6,66	-1,04	
		1,066	1,080			3,71	II	7,83	+0,38	
		1,049	1,049			3,71	II	8,38	-0,12	
		1,008	1,017			3,71	III	11,05	+1,18	
		1,015	1,016			3,72	III	12,98	-1,37	
		0,998	1,000			3,72	III	16,46	+0,11	
0,35	0,32			0,684	0,80	4,10	I	5,74	-0,52	} Appaisotā strāva
0,33	0,29			0,692	0,77	4,10	I	5,74	-0,52	
0,33	0,29			0,694	0,76	4,10	I	5,74	-0,69	
		2,667	2,910			4,10	II	5,97	-0,83	
		3,436	3,683			4,10	II	5,90	-3,75	
		1,897	2,029			4,10	II	6,20	-1,43	
		1,457	1,500			4,10	II	6,61	-1,43	
		1,276	1,313			4,10	II	7,12	-1,80	
		1,124	1,125			4,10	II	8,11	-0,49	
		1,045	1,053			4,10	II	9,27	+0,32	
		1,034	1,040			4,10	III	10,63	+0,47	
		1,007	1,015			4,10	III	12,30	+1,15	
		1,001	1,003			4,10	III	13,94	-0,14	
		1,006	1,003			4,10	III	15,95	-0,56	
0,31	0,27			0,720	0,74	4,31	I	6,03	-0,49	Appaisotā strāva
0,35	0,31			0,706	0,78	4,31	I	6,03	-0,17	" "
0,33	0,29			0,712	0,76	4,31	I	6,03	-0,33	" "
0,35	0,31			0,703	0,79	4,31	I	6,03	-0,33	" "
		2,738	3,023			4,31	II	6,24	+0,81	Gaisa panga izzūd
		1,915	2,040			4,31	II	6,48	-0,46	Stāvoši vilpi lejas ūdenī
		1,464	1,502			4,30	II	6,98	-2,66	Tas pats
		1,122	1,140			4,30	II	8,07	-0,74	" "
		1,084	1,074			4,30	II	9,34	-1,89	Tas pats tikko manāms
		1,014	1,026			4,30	III	11,23	+1,44	
		1,022	1,026			4,30	III	13,43	-1,1	
		0,994	1,003			4,30	III	15,82	+0,38	
0,45	0,35			0,412	0,84	1,54	I	1,97	+0,56	Neappaisotā piekļāvīgā strāva
0,54	0,42			0,419	0,92	1,69	I	2,16	-0,46	Tas pats
0,56	0,44			0,472	0,93	2,17	I	2,78	+0,73	" "
0,54	0,43			0,541	0,93	2,83	I	3,62	-0,82	" "
0,56	0,44			0,607	0,94	3,60	I	4,61	+0,65	" "
0,54	0,43			0,656	0,92	4,16	I	5,32	-0,19	" "
0,56	0,45			0,670	0,94	4,41	I	5,64	-0,35	" "
0,57	0,44			0,704	0,94	4,86	I	6,22	+0,16	" "
0,65	0,51			0,708	1,00	5,13	I	6,57	-0,30	" "
0,37	0,33			0,758	0,82	5,13	I	7,18	-1,24	Appaisotā strāva



24. attēls

Līkne, kas attēlo šo nolīdzinājumu, iezīmēta 26. attēlā un, kā redzams, labi ievietojas starp mēģinājumos atrastajiem punktiem robežās no  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 0$  līdz  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$ .





25. attēls

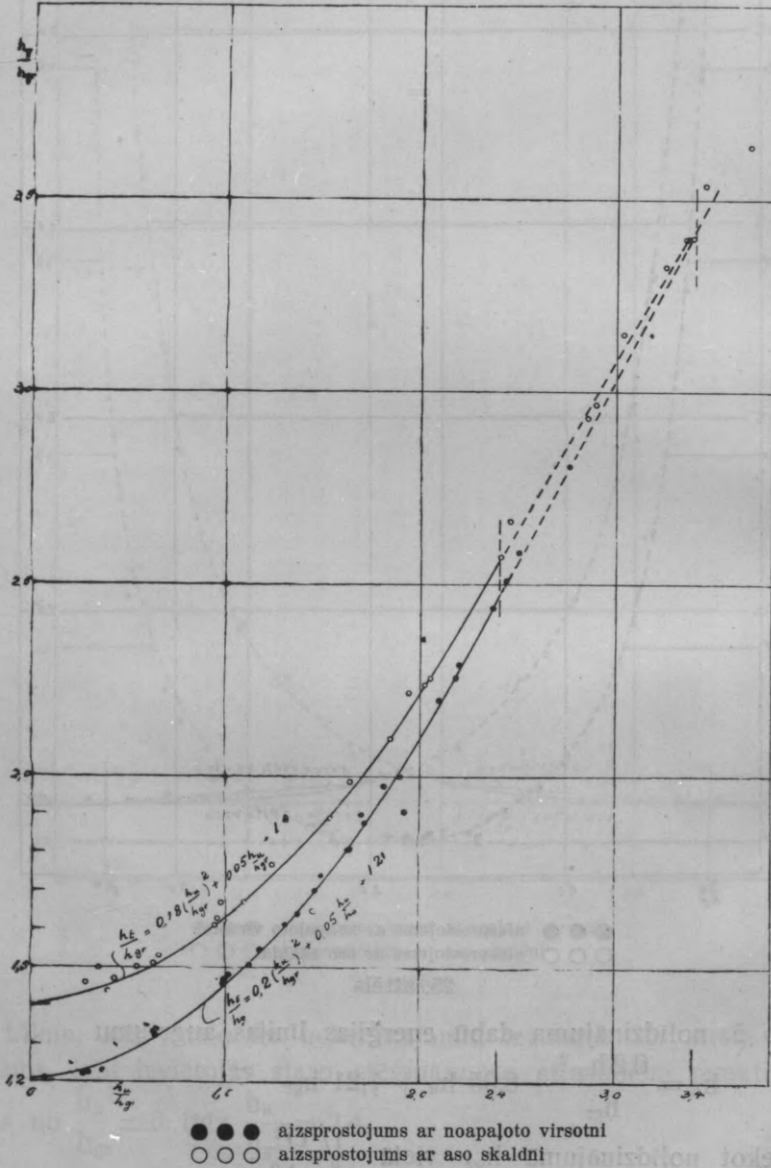
No 5. nolīdzinājuma dabū enerģijas līnijas augstumu

$$h_E = \frac{0,2 h_u^2}{h_{gr}} + 0,05 h_u + 1,21 h_{gr} \dots \dots \dots (6)$$

jeb, liekot nolīdzinājumā  $h_{gr}$  vietā  $\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ ,

$$h_E = \sqrt[3]{\frac{0,2 h_u^2}{Q^2}} + 0,05 h_u + 1,21 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots \dots \dots (7).$$

Aizsprostojumam ar asu skaldni 26. attēlā attēlotās liknes nolīdzinājums ir:



26. attēls

$$\frac{h_E}{h_{gr}} = 0,18 \left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2 + 0,05 h_u + 1,4 \quad \dots \quad (8).$$

Arī šī likne labi ievietojas starp mēģinot atrastajiem punktiem. Robežas ir  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 0$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$ . Enerģijas līnijas augstums virs aizsprostojuma skaldnes tad ir:

$$h_E = \frac{0,18 h_u^2}{h_{gr}} + 0,05 h_u + 1,4 h_{gr} \quad \dots \quad (9) \quad \text{jeb}$$

$$h_E = \frac{0,18 h_u^2}{\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}} + 0,05 h_u + 1,4 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \dots \quad (10).$$

Sākot no  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$  abu mēģinājumu seriju liknes pilnīgi sakrīt. Tas ir tas pats lielums  $\frac{h_u}{h_{gr}}$ , kad lielumi  $K_3$  un  $K_4$  pēc 24. un 25. attēla sasniedz lielumu viens, ja aizsprostojumam ir asa skaldne (sk. 20. lpp.). Ja aizsprostojumam ir noapaļota virsotne, tad  $K_3$  un  $K_4$  līdzinās vienam jau agrāk, proti — kad  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,0$ .

7. un 10. nolīdzinājums jālieto enerģijas līnijas augstuma aplēšanai nepilnīgajā pārgāzē, pie kam nepilnīgās pārgāzes robežas ir:

$$\frac{h_u}{h_{gr}} = 0 \quad \text{un} \quad \frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4.$$

Virs robežas  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$  sākas stāvoklis, ko es saucu par pāri plūšanu. Izejot no vispārīgā nolīdzinājuma  $h_E = h_p + h_v$  un lietojot koeficientus  $K_3 = \frac{h_p}{h_u}$  un  $K_4 = \frac{h}{h_u}$ , dabū:

$$h_E = K_3 h_u + \frac{Q^2}{2g b^2 K_4^2 \cdot h_u^2} = K_3 h_u + \frac{0,5}{K_4^2 h_u^2} \cdot h_{gr}^3 \quad \dots \quad (11).$$

Pirmajā mēģinājumu serijā (aizsprostojumā ar noapaļotu virsotni)  $K_3 = K_4 = 1$ , ja  $\frac{h_u}{h_{gr}} > 2$ . Tamdēļ pāri plūšanas formula aizsprostojumam ar noapaļotu virsotni ir:

$$h_E = h_u + \frac{0,5}{h_u^2} \cdot h_{gr}^3 = h_u + \frac{Q^2}{2gb^2 h_u} \quad \dots \quad (12).$$

Ja aizsprostojumam ir asa skaldne, tad starp  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$  koeficienti  $K_3$  un  $K_4$  ir drusku lielāki par vienu. 24. un 25. attēlā attiecīgajā vietā iezīmēta likne, ko vienkāršības dēļ var uzskatīt par parabolu, kuŗas virsotne atrodas punktā  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$  un kuŗa iet cauri punktam ar koordinātām  $K_3 = K_4 = 1$ . Šās parabolas nolīdzinājums ir:

$$K_3 = K_4 = 1 + \left( \frac{h_u}{h_{gr}} - 3,4 \right)^2 \cdot 0,0256 \quad \dots \quad (13)$$

Izmērītie punkti atrodas diezgan tuvu pie šās liknes. Gandrīz tikpat laba,  $K_4$  aplēšanai gan labāka par 13. likni, ir taisna līnija ar nolīdzinājumu  $K = 1 + 0,0357 \left( 3,4 - \frac{h_u}{h_{gr}} \right)$  (14), pie kam  $K = K_3 = K_4$ . Pāri plūšanas formula aizsprostojumam ar asu skaldni tad ir:

$$h_E = K h_u + \frac{Q^2}{2gb^2 K^2 h_u^2} \quad \dots \quad (15),$$

kur starp  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$ .  $K$  noteicams pēc 14. formulas. Ja  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$ , tad  $K = 1$  un 15. formula pāriet 12-ajā. Sekojošajā tabulā formulas pārskatāmi sakopotas šā:

Aizsprostojums pēc 8. attēla  
ar noapaļotu virsmu.

Aizsprostojums pēc 9. attēla  
ar asu skaldni.

$h_E$  — enerģijas līnijas augstums virs aizsprostojuma visaugstākā punkta,

$h_u$  — lejas ūdens līmeņa augstums . . . . .

$h_{gr}$  — kritiskais dziļums =  $\frac{\sqrt[3]{Q^2}}{gb^2}$  m,

$Q$  — ūdens daudzums  $m^3/sec$ ,

$b$  — pārgāzes platums jeb aizsprostojuma gaŗums metros,

$g$  — smaguma spēka paātrinājums =  $9,81 m/sec^2$ .

I formula: pilnīgā pārgāze.  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 0.$

$$h_E = 1,21 h_{gr}.$$

a) apgaisotajā strāvā

$$h_E = 1,40 h_{gr}.$$

b) neapgaisotajā strāvā (mainīga)

$$h_E = 1,28 h_{gr}.$$

II formula: nepilnīgā pārgāze.  $0 < \frac{h_u}{h_{gr}} < 2,4.$

$$h_E = \frac{0,2 h_u^2}{h_{gr}} + 0,05 h_u + 1,21 h_{gr}.$$

$$h_E = \frac{0,18 h_u^2}{h_{gr}} + 0,05 h_u + 1,40 h_{gr}.$$

III formula: pāri plūšana.  $\frac{h_u}{h_{gr}} > 2,4.$

$$h_E = h_u + \frac{0,5}{h_u^2} \cdot h_{gr}^3$$

$$h_E = K \cdot h_u + \frac{0,5}{K^2 h_u^2} h_{gr}^3, \text{ pie kam}$$

$$K = 1,0 + 0,0357 \left( 3,4 - \frac{h_u}{h_{gr}} \right) \text{ un}$$

$$K_{\min} = 1,0.$$

### Jauno un veco formulu salīdzināšana.

Jaunajās formulās, kas atvasinātas iepriekšējā nodalījumā, izšķirti trīs pārgāžu veidi: 1) pilnīgā pārgāze, 2) nepilnīgā pārgāze un 3) pāri plūšana. No visām līdz šim pazīstamajām formulām tikai Keutnera formulās (sk. piezīmi 93. lpp.) izšķir šos trīs stāvokļus; vecā, uz Veisbacha formulas pamatotā aplēšanas metode pazīst tikai divus stāvokļus: pilnīgo un nepilnīgo pārgāzi. Arī Bundšu (sk. piez. 93. lpp.) uz teorētisku atvasinājumu pamata izšķir tikai divus stāvokļus: (pilnīgo) pārgāzi un pāri plūšanu. Laboratorijas mēģinājumi spiež izšķirt agrāk nosauktos trīs pārgāžu stāvokļus. Arī mēģinājumi, ko Bundšu apraksta savā agrāk minētajā darbā, rāda, ka starp pilnīgo pārgāzi un pāri plūšanu ir pārejas stāvoklis. Bundšu raksta 19. attēlā likne, kas attēlo mēģinājumu rezultātu, ceļas vēl starp robežām  $h=H/3$  un  $h=H$  ( $h$  šeit nozīmē ūdens līmeņu starpību augšpus un lejpus aizsprostojuma,  $H$  — enerģijas horizonta augstumu virs aizsprostojuma virsotnes), kamēr vislielākais ūdens daudzums pēc formulas sa-

sniegts jau tad, kad  $h=H/3$ . Starp  $h=H/3$  un  $h=H$  tadā veidā neder ne Bundšu pārgāzes, ne pāri plūšanas formula, arī tad, ja ievestu koeficientus.

Pirmais stāvoklis — pilnīgā pārgāze — rodas tad, ja lejas ūdens nav augstāks par aizsprostojuma virsotni. Enerģijas līnijas augstums atkarājas no lieluma  $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ , t.i. no ūdens daudzuma attiecīnājumā uz pārgāzes gaŗuma vienību, un nav atkarīgs no lejas ūdens līmeņa, kamēr tas nepārsniedz aizsprostojuma virsotnes augstumu.

Ja 2. formulu (vai arī 3. un 4. formulu) atrisina attiecībā pret ūdens daudzumu  $Q$ , tad viņa pieņem vispārīgo formu:  $Q = m h_E^{3/2}$ , kur  $m$  ir koeficients. Tāda pati ir arī Bundšu pārgāzes formula (skat. minēto rakstu). Starpība ir tikai tā, ka koeficienta  $m$  lielumi ir dažādi un ka formulu derīguma robežas nesakrīt. Ja lieto šai darbā lietotos apzīmējumus, tad Veisbacha formulas vispārīgais veids būtu šāds:

$Q = m (h_E^{3/2} - h_{V_0}^{3/2})$ , kur  $h_{V_0}$  ir ātruma augstums augšpus aizsprostojuma. Jau sākumā (74. lpp.) ir aizrādīts uz to, ka Veisbacha pārgāzes formulas atvasinājumā integrācijas robežas ir nepareizas. Pieteikto ūdens ātruma augstuma ievērošana šai formulā liekas patvaļīga, un jaunā, kā arī Bundšu formula pareizāk atbilst faktiskajiem stāvokļiem.

Robeža starp pilnīgo un nepilnīgo pārgāzi ir  $h_u = 0$ . Tādā veidā nepilnīgā pārgāze sākas tad, ja lejas ūdens sasniedz aizsprostojuma virsotni. Šai gadījumā pēc abām, pilnīgās un nepilnīgās pārgāzes, formulām iznāk viens un tas pats lielums  $h_E$ . Tā šeit nav pārtraukuma, bet pilnīgās pārgāzes nolīdzinājums vienmērīgi pāriet nepilnīgās pārgāzes nolīdzinājumā. Jāpiezīmē, ka pārejas stāvoklis, ko es saucu par „nepilnīgo“, nesakrīt ar Keutnera „pārejas stāvokli no pilnīgās nepilnīgajā pārgāzē“. Pēc Keutnera šim stāvoklim ir raksturīgs fakts, ka virs aizsprostojuma strāva pazeminās kā pilnīgajā pārgāzē un lejpus aizsprostojuma vispirms krīt zemāk par aizsprostojuma virsotnes augstumu, turpretī lejas ūdens līmenis augstāks par virsotni („Die Bautechnik“, 1929, 578. lpp.).

Manos mēģinājumos šis stāvoklis arī novērots (mēģinājumos Nr.Nr. 12, 21, 40, 42, 43, 66, 78, 79, 93), bet nav uzskatāms par sevišķi raksturīgu. Turpretī arī šai stāvokli bez šaubām varēja konstatēt augšējā ūdens līmeņa atkarību no lejas ūdens augstuma. Tamdēļ formula, kuŗu šim gadījumam atvasināja Keutners un kuŗā lejas

ūdens augstums neietelp, liekas apšaubāma. Pārejas stāvokli, ko es apzīmēju ar „nepilnīgo pārgāzi“, ietveņas arī Keutnera „pārejas stāvoklis“. Ja lejas ūdeni vēl vairāk uzstādina, tad sākumā strāva savu formu nemaina un izskatās kā strāva, kas krit no augšējā ūdens kavēklī (aizsprostojumam) pāri lejas ūdenī, kaut gan ūdens pazemināšanās viszemākais punkts vairs nav zemāks par aizsprostojuma virsotni. Pēc tam rodas jau agrāk (93. lpp.) aprakstītie stāvošie viļņi lejas ūdenī. Kaut gan parādības, kas rodas nepilnīgajā pārgāzē, mainās pēc sava ārējā izskata, tā ka varētu izšķirt dažus un arīīgi dažādus stāvokļus, tomēr enerģijas līnijas augstuma  $h_u$ , kritiskā dziļuma  $h_{gr}$  un lejas ūdens augstuma  $h$  attiecību var izteikt viena vienīga formula, kas savieno visus šos arīīgi dažādos stāvokļus. Nepilnīgās pārgāzes un trešā stāvokļa — pāri plūšanas — matemātiskā robeža ir izteikta prasībā, lai  $h_u = 2,4 h_{gr}$ . Kā praktiska fiziskā robeža tai apmēram atbilst tas moments, kad viļņi lejas ūdeni zūd (sk. tabulas). Lai robežā  $h_u = 2,4 h_{gr}$  nebūtu pārtraukuma, pēc II un III formulas aplēstajiem lielumiem (sk. formulu sakopojumu 113. lpp.) jābūt viendabīgiem. Ja aizsprostojuma virsotne ir noapaļota, tad ar  $h_u = 2,4 h_{gr}$

pēc II formulas:  $h_E = 2,48 h_{gr}$  un

pēc III formulas:  $h_E = 2,48 h_{gr}$ , tā tad pārtraukuma šeit nav.

Ja aizsprostojums ir ar asu skaldni, tad

pēc II formulas:  $h_E = 2,55 h_{gr}$  un

pēc III formulas:  $h_E = 2,56 h_{gr}$ , kas ir diezgan liela sakrišana.

Robežas gadījumā, ja  $h = 3,4 h_{gr}$  III (pāri plūšanas formula ir vienāda aizsprostojumam ar noapaļotu virsotni un aizsprostojumam ar asu skaldni. Var sacīt, ka tik lielā pāri plūšanas augstumā aizsprostojuma formas ietekme, kas līdz šim vēl bija sajūtama, galīgi izzūd.

Ja III formulu  $h_E = h_u + \frac{0,5}{h_u^2} \cdot \frac{Q^2}{gb^2}$  atrisina pēc  $Q$ , tad

$$Q = bh_u \sqrt{2g(H_E - h_u)}.$$

Šī ir tā pati formula\*), ko Bundšu atvasinājis teorētiski. Starpība tikai tā, ka pēc Bundšu „pāri plūšana“ sākas jau ar  $h_u = 2/3 h_E$  jeb  $h_u = h_{gr}$ , kamēr pēc maniē mēģinājumiem aizsprostojumam ar noapaļotu virsotni šī formula der tikai, ja  $h_u = 2,4 h_{gr}$ , un neatkarīgi no aizsprostojuma formas, ja  $h = 3,4 h_{gr}$ . Šo faktu var izskaidrot „Q-laukums“ vai „V-līnija“, ar ko pamatots Bundšu formulas atvasi-

\*) Ar šai darbā lietotajiem apzīmējumiem.

nājums. Kā rāda Keutnera mēģinājumi, „V-linijas“ forma tikai lielākos pāri plūšanas augstumos tuvojas tai liknes formai, ko Bundšu lika par pamatu savam atvasinājumam.

I un II tabulas 23. ailē ierakstīti enerģijas līnijas augstumi, kas aplēsti pēc attiecīgās formulas, un 24. ailē aplēsto un izmērīto  $h_E$  starpības procentos no izmērītajiem. Visvairāk kļūdu ir mazākas par 1%, proti — 72 no 109 mēģinājumiem. 21 kļūdas lielums ir starp 1% un 2%, 10 gadījumos kļūda ir no 2% līdz 3%. Paliek 6 mēģinājumi, kur kļūda ir līdz 10,3%. Var jautāt: cik liela kļūda uzskatāma par pielaižamu un atbilst mērījumu noteiktības robežām? Ar līmeņu mērītāju izdarīto ūdens līmeņu mērījumu noteiktība agrāk (sk. 89. lpp.) novērtēta  $\mp 0,7$  mm augšējā ūdenī un  $\pm 1,0$  mm lejas ūdenī, kopā  $\pm 1,7$  mm. Ja iedomājas, ka, piemēram 43. mēģinājumā, aplēstā kļūda ir  $\pm 1,70\%$ ,  $h_u$  nebūtu 1,46 cm, bet par 1 mm mazāks, t. i. 1,36 cm, un tanī pašā laikā  $h_E$  būtu 0,7 mm lielāks par izmērīto — 6,48 cm, t. i. 6,55 cm, ka, tālāk, ūdens daudzums  $Q$  būtu 0,9% mazāks (skat. 91. lpp.) par tabulā ierakstīto lielumu, tad dabū pēc II formulas:  $h_E = 6,54$  cm. Tad kļūda, kas agrāk bija  $\pm 1,7\%$ , tagad ir tikai  $-0,15\%$  no izmērītā lieluma 6,55 cm. Uz šā piemēra pamata kļūdas starp 1% un 2% var uzskatīt par pielaižamām. Tamdēļ vislielākais mēģinājumu skaits runā par uzstādīto formulu lietderību, proti — 93 pret 16.

Pēc pazīstamā līdzības likuma un Rēboka\*) mēģinājumiem ir pierādīts, ka modeli atrastos rezultātus var pārnest dabā.

#### Kopsavilkums.

Šai darbā uz laboratorijas mēģinājumu pamata atvasinātas jaunas formulas aizsprostojuma aplēšanai. Izšķirti trīs stāvokļi: „pilnīgā pārgāze“, „nepilnīgā pārgāze“ un „pāri plūšana“. Ūdens daudzums  $Q$  un aizsprostojuma gaņums  $h$  ietelp formulās tā sauktā „kritiskā dziļuma“ veidā:  $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ . Aizsprostojuma formas ietekmi rāda koeficients, kā lielums jānoteic izpētījot dažādas formas aizsprostojumu modeļus. Aizsprostojumam ar asu skaldni šis koeficients ir noteikts kā 1,40. Aizsprostojumam ar noapaļotu virsotni un ar 1:1 slīpu priekšējo un pakāļējo sienu (8. attēls) koeficients ir 1,21. Nepilnīgajā pārgāzē lejas ūdens augstuma  $h_u$  ietekme uz enerģijas līnijas augstumu rāda divi lielumi, kas satur  $h$  pirmajā un otrajā pakāpē. Lielākos pāri plūšanas augstumos aizsprostojuma formas ietekme pilnīgi izzūd.

\*) Die Wasserbaulabororien Europas, VDJ Verlag, S. 179.



Izpētīti spiediena apstākļi pārgāzes strāvā, un pierādīts, ka vispār spiediena horizonts nesakrīt ar ūdens virsmu, bet atrodas zem tās \*). Tikai lielākos pāri plūšanas augstumos spiediena horizonts sakrīt ar ūdens virsmu \*\*).

Iesniegts fakultātei 1931. g. 13. janvārī.

## Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren

von Professor E. Jacoby

Für die Berechnung der über ein Wehr fließenden Wassermenge wird fast ausnahmslos die Weisbachsche Überfallformel

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}]$$

für den sogenannten „vollkommenen“ Überfall benutzt. Für den „unvollkommenen“ Überfall verwendet man die Gleichung

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2 (h_1 - h_2) b \sqrt{2g(h_2 + k)}.$$

Beide Gleichungen, insbesondere die zweite für den „unvollkommenen“ Überfall befriedigen nicht, weshalb in neuerer Zeit Versuche gemacht worden sind neue, bessere Formeln aufzustellen (Bundschu, Keutner). Verfasser hat im Wasserbaulaboratorium der Universität Lettlands Modellversuche ausgeführt, um daraus neue Überfallformeln abzuleiten. Statt der Stauhöhe bzw. Strahldicke ist die Höhe der Energielinie über der Wehrkrone eingeführt und die Frage so ge-

\*) Uz līdzīgu novērojumu aizrāda Dr. ing. Jozefs Einvachters savā nupat izdotā darbā „Wehre und Sohlenabstürze“, 20. lpp.

\*\*) Pēc šā darba nobeigšanas manuskriptā laikraksta „Wasserwirtschaft“ 1930. g. 21. numurā publicēts Dr. ing. Musterles darbs: „Abflussberechnungen bei Wehren mit breiter Krone mit Hilfe des Impulssatzes“. Autors izteic domu, ka „aizsprotojuma problēmas atrisinājumam jāiziet no pāri krītošā strāvā pazemināta spiediena (Unterdruck) noteikšanas.“ Ši pati doma ir par pamatu maniem mēģinājumiem. Mēģinājumi rāda, ka spiedienu diagramma nav taisna līnija. Tamdej pamats, no kā D. ing. P. Böss iziet matēmatiskā atvasinājuma vienkāršošanas dej, nav pielaižams. Ja ievēro, ka spiedienu sadalīšanās likne, kā arī pazeminātā spiediena lielums atkarājas no aizsprotojuma formas un tamdej nav izteicams bez koeficientiem, ko var dot tikai praktiski mēģinājumi, tad liekas labāk, izmēģinot dažādas aizsprotojuma formas, meklēt koeficientus pamatlieluma  $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^3}}$  labošanai nekā spiediena diagrammas noteikšanai. Tad aizsprotojuma formas ietekme būs tieši attiecināta uz ūdens daudzumu vai enerģijas līnijas augstumu.

stellt worden: Wie hoch hebt sich die Energielinie über die Krone eines in einen Wasserlauf eingebauten Wehres bei einer bestimmten Wasserführung des Flusses?

Für die Versuche stand die hydraulische Rinne des Wasserbau-laboratoriums zur Verfügung (Abb. 2 u. 3). Die Rinne ist 7,5 m lang, 0,5 m breit und 0,7 m tief. Die Längswände bestehen aus Spiegelglas-scheiben. Am unteren Ende der Rinne befindet sich die Ausfluss-öffnung, die durch ein Zilinderventil mit gezahnter Unterkante ver-schlossen werden kann. Dieses Ventil gestattet ein sehr feines Re-geln des Wasserstandes in der Versuchsrinne. Zum Einmessen des Druckes innerhalb des Überfallstrahls wurde ein eigens hierzu ent-worfener Druckmesser (Abb. 4) verwendet. Vor Beginn der Ver-suche wurden alle zur Verwendung gelangenden Einrichtungen und Apparate einer sorgfältigen Eichung unterzogen.

Das Wehrmodell wurde aus Beton hergestellt und in die Rinne zwischen den Glaswänden eingebaut. Alle Fugen zwischen dem Mo-dell, der Rinnensohle und den Glaswänden wurden mit Plastilin ver-kittet. Es wurden zwei Reihen von Versuchen durchgeführt. Bei der ersten hatte das Modell eine 1:1 geneigte Anlauf- und Abfallwand und eine abgerundete Krone (Abb. 8). Für die Versuche der zweiten Reihe wurde auf das vorhandene Betonmodell eine geschärfte Mes-singschneide (Abb. 9) aufgesetzt.

Bei den Versuchen wurde eine gewisse Wassermenge über das Wehr geschickt. Durch entsprechendes Einstellen des Zilinderventils liess sich dann der vollkommene Überfall über das Wehr oder auch ein beliebig hohes Überströmen der Wehrkrone erzielen. Mit dem Spitzenpegel wurden die Wasserspiegelhöhen 100 cm oberhalb der Wehrmitte ( $h_0$ ), genau über dem höchsten Punkt der Wehrkrone ( $h$ ) und 150 cm unterhalb des Wehres ( $h_0$ ) eingemessen. Ferner wurden die Drucke innerhalb des Überfallstrahles mit dem Druck-messer gemessen und zeichnerisch aufgetragen (Abb. 11, 12, 13, 17, 21). Bei einigen Versuchen wurde die Wasseroberfläche in dem ganzen Gebiet von 100 cm oberhalb bis 150 cm unterhalb des Wehres eingemessen (Abb. 10). Die Versuche der zweiten Reihe mit scharf-kantiger Wehrkrone wurden sowohl bei belüftetem wie auch unbe-lüftetem Strahl durchgeführt.

Bei den Versuchen mit einer bestimmten Wassermenge wurde zunächst der vollkommene Ueberfall hergestellt. Durch Anstauen des Unterwassers wurde der „vollkommene Überfall in den „unvollkom-

menen“ übergeführt. Es ergab sich, dass mit dem Augenblick, wo der 150 cm unterhalb gemessene Unterwasserspiegel die Höhe der Wehrkrone erreichte, der Oberwasserspiegel anfang zu steigen. Kurze Zeit darauf ging der Abfluss in den „welligen“ Abfluss über. Bei weiterem Steigen des Unterwassers wurde die Wasseroberfläche wieder glatt. Die Druckmessungen ergaben bei der ersten Versuchsreihe und beim vollkommenen Überfall Sog an der Wehrkrone, bei den Versuchen mit scharfkantiger Wehrkrone und belüftetem Strahl ein Absinken des Drucks im Strahl bis zu Null an der Wehrkante. Bei steigendem Unterwasser verringert sich der Sog bzw. wächst der Druck im unteren Teil des Überfallstrahls und die Druckverteilungslinie nähert sich allmählich der Druckverteilungslinie bei stehendem Wasser. Es ergibt sich, dass der Druckhorizont beim Überfallstrahl im allgemeinen nicht mit der Wasseroberfläche zusammenfällt, sondern tiefer als dieser liegt. Erst bei grösseren Überströmungshöhen kann der Druckhorizont in der Höhe des Wasserspiegels angenommen werden. Es wurden drei Zustände unterschieden: 1) der vollkommene Überfall, 2) der unvollkommene Überfall und 3) das Überströmen. Die Ergebnisse der Messungen sind in Tabellenform zusammengestellt. Berechnet wurden: die Höhe der Energieinie  $h_E$ , die Höhe des Druckhorizonts  $h_p$ , die Geschwindigkeitshöhe  $h_v$ , die Grenzgeschwindigkeit im Überfallquerschnitt  $V_{gr}$  und die Verhältnisse dieser und der gemessenen Werte zueinander (s. d. Tabellen). Für den vollkommenen Überfall sind die Verhältnisse  $\frac{h_p}{h}$  und  $\frac{h_E}{h}$  konstant. Die aus den übrigen Versuchen berechneten Verhältniszahlen  $\frac{h_p}{h_u}$  und  $\frac{h}{h_u}$  sind in Abhängigkeit von  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  \*) als Kurven dargestellt worden (Abb. 24 u. 25); ferner in derselben Weise die Abhängigkeit  $\frac{h_E}{h_{gr}}$  von  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  (Abb. 26). Aus den Gleichungen dieser Kurven ergeben sich dann Gleichungen für die Berechnung der Energieinienhöhe  $h$ . Für die zwei untersuchten Wehrformen (Abb. 8 und Abb. 9) wurden dann die nachstehend zusammengestellten Formeln für die Berechnung der Energieinienhöhe  $h_u$  gefunden.

\*)  $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^3}}$  ist die sog. Grenztiefe zwischen Strömen und Schiessen.

Wehr mit abgerundeter Krone  
nach Abb. 8.

Scharfkantiges Wehr  
nach Abb. 9.

Formel I. Vollkommener Überfall  $\frac{h_u}{h_{gr}} = \leq 0$ .

$$h_E = 1,21 h_{gr}$$

a) Belüfteter Strahl

$$h_E = 1,40 h_{gr}$$

b) Angeschmiegener unbelüfteter  
Strahl (unbeständig)

$$h_E = 1,28 h_{gr}$$

Formel II. Unvollkommener Überfall  $0 < \frac{h_u}{h_{gr}} < 2,4$ .

$$h_E = \frac{0,2 h_u^2}{h_{gr}} + 0,05 h_u + 1,21 h_{gr}$$

$$h_E = \frac{0,18 h_u^2}{h_{gr}} + 0,05 h_u + 1,40 h_{gr}$$

Formel III. Überströmen  $\frac{h_u}{h_{gr}} > 2,4$ .

$$h_E = h_u + \frac{0,5}{h_u^2} \cdot h_{gr}^3$$

$$h_E = K \cdot h_u + \frac{0,5}{K^2 h_u^2} \cdot h_{gr}^3 \text{ wobei}$$

$$K = 1,0 + 0,0357 \left( 3,4 - \frac{h_u}{h_{gr}} \right) \text{ und}$$

$$K_{min} = 1,0$$

Hierin bedeutet:

$h_E$  — die Höhe der Energielinie über dem höchsten Punkt der Wehrkrone,

$h_{gr}$  — die Grenztiefe =  $\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$  in m,

$Q$  — die sekundliche Wassermenge in  $m^3/sec.$ ,

$b$  — die Überfallbreite in m,

$g$  — die Schwerkraftbeschleunigung =  $9,81 m/sec^2$ .

Die erhaltenen Formeln leiten stetig aus einem Zustand in den folgenden über. Bei  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$  wird die Formel III für beide untersuchten Wehrformen gleich. Man kann daher sagen, dass bei so grosser Überströmungshöhe der Einfluss der Wehrform verschwindet. Die Formel fällt mit der Formel von Bundschu für Überströmen zusammen.



LATVIJAS UNIVERSITĀTES RAKSTI  
ACTA UNIVERSITATIS LATVIENSIS

INŽENIERZINĀTŅU FAKULTĀTES SERIJA I. 4.

Mēģinājums ar precīzu līmetņošanu mākslīgā  
apgaismojumā.

Prof. A. Buchholcs.

Pēdējā laikā precīzās līmetņošanas tehnikā ievesti dažādi jauninājumi un uzlabojumi. Ar to sasniegti ļoti ievērojami panākumi tēmēšanas un nolasīšanas noteiktības ziņā, un krietni samazinājusies attiecīgo kļūdu avotu ietekme. Toties kļūst vairāk manāmi un tā tad gūst relatīvi lielāku nozīmi pārējie kļūdu avoti.

Kā ļoti jūtams un grūti izslēdzams kļūdu avots uzskatāma zemes refrakcijas ietekme, sevišķi tad, kad vienas stacijas novērojumu laikā refrakcija nepaliek pastāvīga, bet nerēgulāri mainās.

Ja tālskata redzes laukā gaisa refrakcijas ziņā atrodas līdzsvarā, tad tālskatam stāvot nekustīgi, tai redzamā dabas aina arī nemaina savu stāvokli attiecībā pret tīkliņu. Turpretī, ja redzeslaukā notiek refrakcijas pārmaiņas, mainās arī dabas ainas un tīkliņa savstarpējais stāvoklis. Šīm refrakcijas maiņām var būt divējādi cēloņi.

Refrakcijas maiņas un tām atbilstošās ainas kustības var notikt it kā viļņveidīgi, lielākos laika intervalos lēnām vai piepeši svārstoties ar zināmu amplitūdu. Tas notiek parasti tad, ja lielākas gaisa masas ar nevienādu staru laušanas spēju, nesajaukušās lēnām pārvietojas, krustodamas tālskata redzes lauku.

Tāda refrakcijas „viļņošanās“ visbiežāk novērojama vietās ar pamīšus dažādu mitrumu un temperatūru, piem., ūdeņu tuvumā, purvainās vietās, mežmalās u. t. t., sevišķi lēniem vēja grūdieniem pastāvot. Vienmērīgam, pat stipram vējam pūšot, šī parādība retāk novērojama un mazāk sajūtama, kas laikam izskaidrojams ar to, ka vienmērīgs vējš, sajaucot gaisu, izlīdzina tā staru laušanas spēju lielākā laukumā. Refrakcijas viļņošanās var atgadīties tikpat labi dienā

kā naktī, un vispārīgi grūti noteikt sakaru starp dienas laiku un šīs parādības varbūtību.

Refrakcijas vilņošanās ietekme uz nolasījumu no lates parādās šādā veidā. Uz lati uzvestam tālskatam paliekot pastāvīgā stāvoklī, nolasījums no lates mainās, vai nu pamazām, vai piepeši ar lielāku lēcieni. Sasniedzis tādas maiņas maksimumu, nolasījums tad bieži paliek kādu laiku pastāvīgs, kamēr nesāk atkal mainīties.

Nolasījuma svārstības aiz refrakcijas vilņošanās, sevišķi pie garām vizūrām, var būt ļoti lielas; pie tam refrakcijas vilņošanās pēc savas dabas ir tāds kļūdu avots, kuŗa ietekme nepadodas kompensācijai vai noteikšanai. Tāpēc šīs kļūdu avots jāuzskata par vienu no bīstamākiem precīzā līmetņošanā.

Līmetņojot refrakcijas vilņošanās laikā, ar vizūru saīsināšanu var zināmā mērā samazināt šīs kļūdu avota ietekmi. Bet tāds līdzeklis, stipri samazinādams darba ražīgumu, apmierinošus rezultātus var dot tomēr tikai tad, ja refrakcijas vilņošanās nav liela. Pilnīgi no šīs kļūdu avota ietekmes var izvairīties tikai, pārtraucot novērojumus tādā ziņā nelabvēlīgos atmosfairas apstākļos.

Otrais zemes refrakcijas traucējumu veids ir pazīstamā gaisa trīcēšana. To izsauc gaisa virpuļi, kas rodas atmosfairas apakšējos slāņos, ja saules stariem sakarsētās zemes virsmas temperatūra ir augstāka par apkārtējā gaisa temperatūru. Novērojot, pat ja gaisa trīcēšana nav visai liela, tūlīņ duŗas acīs apstākļi, ka tālskatā redzamais lates resp. skatāmā priekšmeta attēls ir nemierīgs: tas svārstās un dēformējas visos virzienos.

Arī gaisa trīcēšana ir kļūdu avots, kuŗa ietekme, sevišķi pie garām vizūrām, var būt ļoti liela un nav kompensējama vai noteicama. Arī šīs kļūdu avota ietekmi var gan zināmā mērā samazināt, saīsinot vizūru garumu, bet izvairīties no šīs ietekmes var tikai, pārtraucot novērojumus gaisa trīcēšanas laikā.

Ja par refrakcijas vilņošanās jāsaka, ka nav iespējams noteikt laiku, kad šīs parādība nenotiks, tad ar gaisa trīcēšanu tas ir citādi.

Tā kā gaisa trīcēšanas tiešais cēlonis ir saules staru termiskā iedarbība uz zemes virsmu, gaisa trīcēšana nevar būt tādos laikos, kad saules staru tiešā iedarbība dabiski neiespējama, t. i. mākoņainās dienās un vispārīgi naktī. Bet arī saulainās dienās gaisa trīcēšana iesākas ne tūlīņ ar saules lēktu, bet dažas stundas vēlāk, kad zemes virsmas temperatūra pacēlusies augstāk par apkārtējā gaisa temperatūru. Tāpat vakaros gaisa trīcēšana izbeidzas jau dažas stundas

priekš saules rieta, kad zemes virsmas temperatūra nolaidusies zem apkārtējā gaisa temperatūras.

Tā tad gaisa trīcēšana notiek tikai saulainās dienās, zināmā laikā — ap pusdienu. Šis gaisa trīcēšanas laika ilgums atkarājas no zināmām zemes virsmas un atmosfāras fiziskām īpašībām, bet arī no dienas gaŗuma, rudenī un ziemā samazinoties līdz nullei, bet pavasarī un vasarā pieaugot līdz 10 stundām un pat vairāk.

Tā kā mērniecības lauka darbu sezonas lielākā daļa iekrīt pavasarī un vasarā, tā tad laikā, kad saulainās dienās gaisa trīcēšana sevišķi ilgstoša, liels lauka darbu sezonas dienas stundu procents nav izmantojams precīzai līmetņošanai. Un pat tās ne visai daudzās stundas, kas saulainās dienās paliek gaisa trīcēšanas netraucētas un tā tad ir derīgas precīzai līmetņošanai, nav izmantojamas ļoti produktīvi, jo no tām viena daļa ir agra rīta, bet otrā — vēla vakara stundas, un starp tām gaŗāks pārtraukums gaisa trīcēšanas laikā.

Tas, saprotams, stipri kavē un līdz ar to sadārdzina precīzās līmetņošanas darbus. Tāpēc paceļas jautājums, vai nebūtu iespējams iegūt precīzai līmetņošanai derīgu ilgāku nepārtrauktu darba laiku, izmantojot novērojumiem arī nakti. Nerunājot par nejaušiem traucējumiem, kā piem. lietu, miglu, vētru u. t. l., precīzai līmetņošanai tehniski derīgais laiks pat pavasarī un vasarā tad būtu ne mazāks kā apmēram no plkst. 18 nepārtrauki līdz nākošās dienas plkst. 7. Pilsētās līmetņošanas darbu pārnešana no dienas uz nakti izdevīga vēl tai ziņā, ka naktī traucējumi ielu kustības dēļ daudz mazāki nekā dienā.

Ka precīza līmetņošana naktī, tā tad mākslīgā apgaismojumā, tehniski iespējama un var dot arī noteiktības ziņā apmierinošus rezultātus, to pierāda jau tas fakts, ka tāds līmetņošanas veids ir parasts un tiek lietots ar labām sekām mērniecības darbos apakš zemes, raktuvēs un tuneļos. Tomēr jāapsveŗ, ka apakš zemes apstākļi nav pilnīgi tādi paši kā virs zemes. Tāpēc, lai noskaidrotu, cik precīzā līmetņošana mākslīgā apgaismojumā praktiski lietderīga tādos apstākļos, kādi ir virs zemes, jāizdara attiecīgi mēģinājumi.

Šeit būs runa par vienu tādu mēģinājumu, kādu 1930. g. pavasarī izdarījis L. U. Inženierzinātņu fakultātes Ģeodāizijas institūts.

Apsveŗot to, ka praksē var gadīties, ka dienas gaismā iesākts līmetņojums jāturpina naktī mākslīgā apgaismojumā un otrādi, šai mēģinājumā lietoja normālu, t. i. dienas gaismā derīgu precīzās līmetņošanas aparātūru, tikai papildinot to ar mākslīgai apgaismošanai

nepieciešamām ierīcēm. Lietotā aparātūra bija: Ceisa precīzais līmetnis mod. III-a ar ķīļstripu un plānparallēlu stikla plati № 5728 un Ceisa precīzās līmetņošanas lates ar puscentimetru skālu uz invara sloksnes Nr. 446 un 447 — no Ģeodaizijas institūta instrumentu kolekcijas.

### Mākslīgās apgaismošanas ierīces.

Attiecīgu praktisku mēģinājumu ceļā noskaidrojās, ka līmetņa tālskata tīkliņa mākslīga apgaismošana nav vajadzīga. Novērojot tīkliņš projicējas uz spilgti apgaismotā baltā lates pamata; tāpēc nolasīšanai vajadzīgās tīkliņa daļas arī neapgaismotas ļoti labi saredzamas.

Arī līmeņraža un mērijamās skrūves apgaismošanai speciāla ierīce pie instrumenta nav vajadzīga. Pietiek, ja novērotājs vai viņa palīgs apgaismo šīs daļas vajadzības gadījumā ar elektrisko kabatas spuldzi.

Sevišķa vērība jāpiegriež lietderīgai lates apgaismošanai, jo no tās galvenā kārtā atkarājas novērošanas ērtība un noteiktība. Apgaismojumam jābūt pietiekoši spilgtam un mierīgam. Nav vajadzīgs, lai late būtu apgaismota visā gaļumā; pietiek, ja apgaismo tikai zināma gaļuma lates nogriezni, kuļa vidū notiek nolasījums pie horizontālas vīzūras. Lai tas būtu iespējams pie ikkatra instrumenta un lates relatīvā augstumā, kāds līmetņojot var gadīties, nepieciešams lates apgaismošanu ierīkot tā, lai vienādi spilgti būtu iespējams apgaismot ikkatru lates vietu. Lates apgaismotam nogriežnim jābūt tik gaļam, lai nepārstādot apgaismošanas ierīci, varētu nolasīt ne tikai pret tīkliņa vidējo līmetņošanas svītriņu, bet arī pret abām tālmēra svītriņām. Tā kā parasti tālmēru konstantais skaitlis  $k=100$ , bet vīzūras var būt 70—80 m gaļas, tad lates apgaismotais nogrieznis nedrīkst būt īsāks par 0,80 m. Beidzot, apgaismošanas ierīcei jābūt tādai, lai viņa neapgrūtinātu lates turētāju un netraucētu lates nostādīšanu uz pamatnes, sevišķi uz sienās iemūrētām augstumu markām.

Lates mākslīgās apgaismošanas problēma pielaiž diezgan daudzus atrisinājumus, tomēr ne visi apmierina augšā minētās prasības.

Vispārīgi lates mākslīgai apgaismošanai lietojamās ierīces iedalāmas divās grupās: pie lates piestiprināmās un atsevišķi nostādāmās.



Pirmai apgaismošanas ierīču grupai pieskaitāmas dažādu veidu spuldzes, kas nostiprināmas lates priekšpusē mazliet sāniski, lai neaizsegtu vīzūru. Gaisma uz novērotāja pusi aizsedzama.

Ja lietu tikai vienu spuldzi, tad tai jābūt pārbīdāmai pa paralēli latei piestiprinātu vadošu stieni, jo atrodoties nelielā atstatumā no lates, viņa dotā stāvoklī apgaismotu tikai mazu lates galu. Nupat minētā iemesla dēļ tāda apgaismošanas ierīce neērta, noteicot vīzūras gaŗumu ar tālmēru.

Varētu lietot ne tikai vienu, bet vairākas, piemēram, trīs tādas spuldzes, nostādot tās pret tām lates vietām, kur jānolasa atsevišķās tīkliņa horizontālās svītriņas. Bet arī tas saistīts ar zināmām neērtībām, jo vīzūru gaŗumi var būt dažādi, un tā tad var gadīties, ka katrā stacijā par jaunu jārēgulē ne tikai visas lampu sistēmas stāvoklis pret lati, bet arī atstatumi starp atsevišķām lampām, kas var kavēt darbu. Bez tam apgaismošana ir nevienmērīga, kas, ja arī sevišķi nekaitē, tomēr novērošanā nav patikama.

Šai ziņā labāka apgaismošana ar kvēlspuldzēm, jo ar tām var apgaismot ļoti vienmērīgi gaŗaku lates gabalu, vai pat visu lati. Bet tās ļoti jūtīgas pret satricinājumiem un tāpēc viegli bojājas. Bez tam tās diezgan dārgas un prasa stipras elektriskas strāvas avota līdznešanu.

Visām pie lates piestiprināmām apgaismošanas ierīcēm ir arī tas trūkums, ka tās palielina lates svaru, pie tam — ja nelieto pretsvaru, kas vēl vairāk palielinātu kopsvaru — nelabvēlīgi pārvieto visas sistēmas smaguma centru. Bez tam tieši pie lates piestiprināta apgaismošanas ierīce var traucēt lates nostādīšanu uz sienās iemūrētām augstumu markām.

Kā atsevišķi nostādāmas apgaismošanas ierīces var noderēt dažādi prožektorī. Viņu statīviem jābūt iekārtotiem tā, lai ar prožektora gaismu varētu ērti un vienmērīgi apgaismot pietiekoši gaŗu lates gabalu vēlamā vietā. Tāpēc prožektoram jābūt griežamam ap vertikālu, gāžamam ap horizontālu asi un pārbīdāmam vērtikālā virzienā. Prožektora fiksēšanai vajadzīgā stāvoklī jābūt atbilstošām pieslēgu skrūvēm.

Stacijas pakaļējo un priekšējo lati varētu apgaismot ar vienu prožektoru, kas tad vislietderīgāk būtu nostādāms instrūmenta tuvumā.

Šai gadījumā prožektoram nav jābūt pārbīdāmam vertikāli, jo to vienmēr var nostādīt apmēram instrūmenta līmenī. Apgaismojums tad būs virzīts stateniski latei, un late būs vienmērīgi apgaismota.

Lai pie 70—80 m gaŗas vĳzūras lates būtu pietiekoŗi spilgti apgaismoŗas, proŗektoram jābūŗ gaŗsmas ziŗņā ļoti spējĳgam. Bet tādĳ proŗektorĳ smagi un dāŗgi. Bez tam tādai apgaŗsmoŗšanai ir vēļ ŗāds trūķums. Proŗektoram stāŗot netālu no instrūmenta un apmēŗam vienādā augstumā ar to, gaŗsmas iet apmēŗam parallēli vĳzūŗai. Var gadĳties, ka late, lĳdzĳgi spogulim, reflektē no proŗektora izejoŗos gaŗsmas starus tā, ka novēŗotājs redz lati kā spĳdoŗu plāķsni, uz kuŗas nav saredzamas skālas iedaļas.

Apgaŗsmojot katru lati ar atseŗviŗķu proŗektoru, ŗos proŗektorus var nostādĳt nelielā atstatumā no latēm; tamdēļ tie var būŗ ar mazāķu gaŗsmas spēķu, vienkāŗŗāķi, vieglāķi un lētāķi. Tikai ŗinĳ gadĳjumā statĳŗam jābūŗ tādāŗ, lai proŗektoru varētu pāŗbĳdĳt apmēŗam instrūmenta lĳmenĳ un, virzot gaŗsmu horizontāli, panāķt vienmēŗĳgi spilgtu apgaŗsmojumu vajadzĳgā vietā.

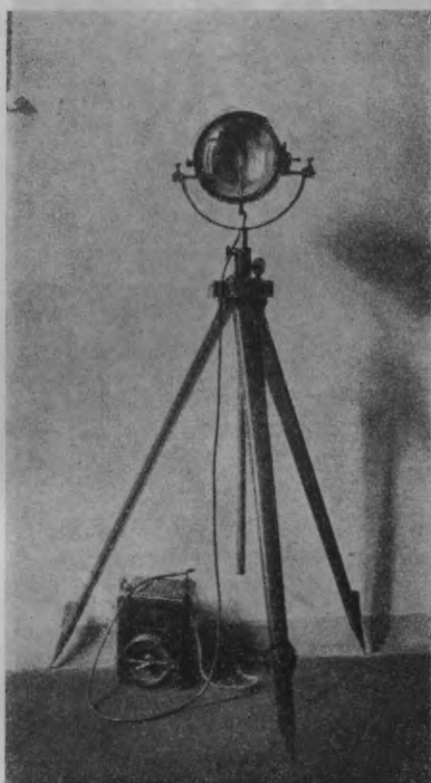
No saŗmnieciskā viedokļa pie lates piestĳprināŗas apgaŗsmoŗanas ierĳces izdevĳgāķas, jo tādu ierĳķu apkalpoŗšanai nav vajadzĳgi atseŗviŗķi strāŗdnieķi. Apgaŗsmojot ar proŗektoriem, pie katra proŗektora jābūŗ vienāŗ strāŗdnieķam. Tā tad no saŗmnieciskā viedokļa neizdevĳgāķais apgaŗsmoŗanas veids ir ar diviem proŗektoriem, pa vienāŗ pie katraŗ lates. Apsverot minēŗtos daŗādu apgaŗsmoŗanas veidu trūķumus un priekŗrocĳbas, Ģeodaŗzĳjas institūŗs savā mēŗĳināķjumā laŗu apgaŗsmoŗšanai lietoja divus proŗektorus, kā tehniski lietderĳgāķo apgaŗsmoŗanas ierĳci.

ŗim nolūķam tika izmantoti ģeodaŗzĳjas institūŗta instrūmentu kolekcĳjā esoŗi divi nelieli acēŗtilēna proŗektorĳ ar attiecĳgiem viegli pāŗnēsāŗjamiem gāŗzes ģenerāŗtoriem. Statĳŗi pēķ Ģeodaŗzĳjas institūŗta izstrāŗdāŗta projekta izgatavoti Mazdāŗvida mēķhaniskā darbnĳcā Rĳgā, izmantojot divus kuŗa laķkā uz Krievĳju aizvesto Gerlacha mēnsulu statĳŗus (1. un 2. att.).

Statĳŗa galviņa ietvēŗ cilindrisku dzelzs stieni, kas apmēŗam 1 m robeŗās pēķ vajadzĳibas pāŗbĳdāŗms vertikālā virzienā, grieŗams ap savu asi un pieslēdzāŗms ar attiecĳĳu skrūŗi. ŗā stieŗņa dakŗveidĳgā augŗķejā gala gultnēs grieŗzas horizontāla ass, ap kuŗu gāŗzāŗms pie tās pieskrūŗvēŗtais proŗektors. ŗĳ horizontālā ass pieslēdzāŗma ar divāŗm skrūŗvēm gultnēs. Atseŗviŗķi stāŗvoŗais gāŗzes ģenerāŗtors pievienojāŗms proŗektoram ar gumĳijas ŗļūŗteni.

Mazliet sānos no vĳzūŗas lĳnĳjas, apmēŗam 3 m atstatumā no lates nostādĳtais proŗektors pietiekoŗi spilgtĳ apgaŗsmo apmēŗam 1 m gaŗu lates gabalu.

Tā apgaismojot latī, pie lates mugurpuses piestiprinātais līmeņrādis paliek ēnā. To apgaismo lates turētājs ar elektrisku kabatas spuldzi.



1. attēls.



2. attēls.

### Mēģinājuma programma un gaita.

Mēģinājuma programmā bija paredzēts rajonā starp Brīvības un Kalpaka bulvāriem, Strēlnieku un Hanzas ielām noteikt augstumu starpības līmeņojuma tīklā (3. att.), kurā ietelp 11 Rīgas pilsētas Mērniecības nozares augstumu markas. No tām 6 (Nr. ⦿ 89, ⦿ 106, ⦿ 291, ⦿ 413, ⦿ 444, ⦿ 687) ir vecā tipa, bet pārējās 5 (Nr. ⦿ 753, ⦿ 754, ⦿ 755, ⦿ 756, ⦿ 757) — jaunā tipa. Abu tipu augstuma mar-

kām ir neliels izcilums, uz kā tieši uzliek līmetņošanas lati; tāpēc markas iemūrētas ēku sienās apmēram 0,5 m augstumā virs zemes.



3. attels.

Vecā tipa marku (4. att.) izciluma augšējā virsma izveidota cilindriski, un markas jāiemūrē tā, lai šīs cilindriskās virsmas veidules būtu horizontālas. Tā iemūrētas markas augstums attiecināms uz markas izciluma cilindriskās virsmas augstāko veiduli. Ja marku iemūrējot nav piegriezta vajadzīgā vērība cilindriskas virsmas pareizam stāvoklim, vai marka ar laiku nosēžoties sagāzusies, tad nav

noteikta punkta, uz kā līmetņojot jāliek late resp. uz ko attiecināms markas augstums, kas var būt diezgan nopietns kļūdu avots.

Tāda trūkuma nav jaunā tipa markām (5. att.), kas no vecā tipa markām atšķiras galvenā kārtā ar to, ka izciluma cilindriskā virsma atvietota ar sfairisku virsmu, uz kuŗas augstāko punktu uzliekama late resp. attiecināms markas augstums.



4. attēls.

Minētās jaunā tipa augstumu markas mēģinājuma rajonā iemūrētas tieši šā mēģinājuma vajadzībām dažas dienas priekš tā sākuma. Tā tad šo marku augstumi priekš mēģinājuma nebija zināmi. Vecā tipa marku augstumi bija noteikti agrāk veiktos pārcētos līmetņojumos. Bet šie līmetņojumi diezgan veci, tāpēc iespējams, ka ēku grimšanas vai citu iemeslu dēļ marku augstumi būtu mainījušies.

Spriežot pēc dažiem Rīgas pilsētā pēdējā laikā izdarītiem līmetņojumiem, pārmaiņas marku augstumos bijušas pat par vairākiem centimetriem. Tā tad uz vecu līmetņojumu pamata aplēstie veco marku augstumi jāuzskata par ļoti apšaubāmiem, un šos augstumus nevārēja izlietot līmetņojuma kontrolēšanai.

Starp minētām 11 augstuma markām līmetņoti — turp un atpakaļ — šādi gājieni:

1) ○ 753 — ○ 754 . . . . .	vidējais gājiena gārgums no „turp“ un „atpakaļ“	0,32 km
2) ○ 754 — ○ 444 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,57 „
3) ○ 444 — ○ 291 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,57 „
4) ○ 291 — ○ (687) — ○ 752	„ „ „ „ „ „ „	0,72 „
5) ○ 756 — ○ 106 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,26 „
6) ○ 106 — ○ 755 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,35 „
7) ○ 755 — ○ 753 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,52 „
8) ○ 754 — ○ 413 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,45 „
9) ○ 413 — ○ 757 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,26 „
10) ○ 757 — ○ 756 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,37 „
11) ○ 444 — ○ 89 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,55 „
12) ○ 89 — ○ 413 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,16 „
13) ○ 413 — ○ 755 . . . . .	„ „ „ „ „ „ „	0,21 „
turp un atpakaļ līmetņoto gājienu kopgarums . . . . .		5,31 km

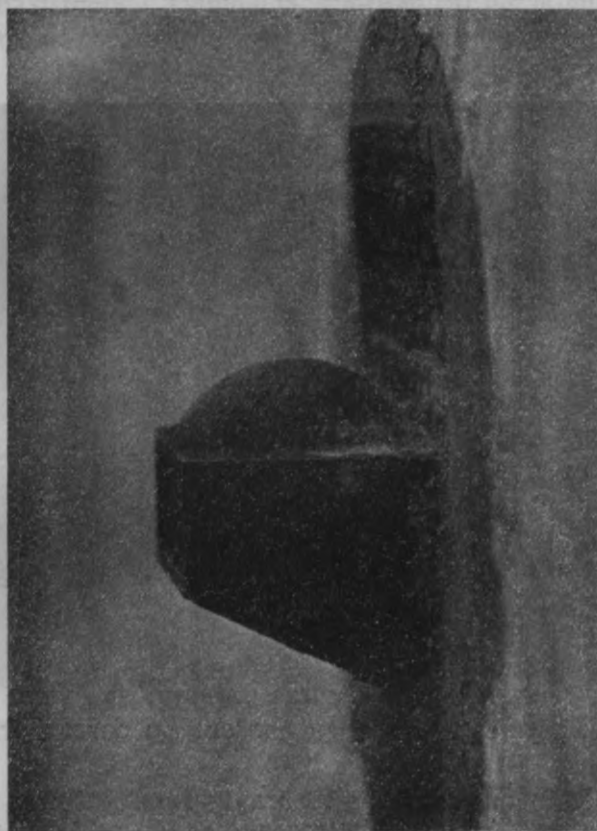
Par gājienu ○ 291 — (○ 687) — ○ 756 jāsakā sekojošais: Līmetņojot virzienā „atpakaļ“ gārgienus ○ 291 — ○ 687 un ○ 687 — ○ 756 pa Hanzas ielu, kas iet gar reti apbūvētām, dažās vietās mitrām pilsētas ganībām, sakarā ar vēja grūdieniem bija manāma viegla gaisa viļņošanās, un tāpēc jau novērošanas laikā — neskatoties uz pielaižamās robežas nepārsniedzošām staciju pretrunām — šie gārgieni atzīmēti kā apšaubāmi.

Vēlāk apļešot gārgienu gala punktu augstumu starpības no līmetņojumiem turp un atpakaļ un salīdzinot rezultātus, minētos divos gārgienos iznāca samērā lielas pretrunas 1,46 resp. 1,03 mm. Ievērojot augšā minēto līmetņojot novēroto refrakcijas traucējumu, vienreiz pārlīmetņoja virzienā no ○ 756 uz ○ 291, izlaižot Nr. ○ 687 augstuma marku, jo sīkāk apskatot šī vecā tipa marka izrādījās iemūrēta diezgan nepareizi.

Tā tad iepriekšējie divi atsevišķie gārgieni ○ 291 — ○ 687 un ○ 687 — ○ 756 apvienoti vienā gārgienā ○ 291 — ○ 756.

Šis bija visā mēģinājumā vienīgais gadījums, kad bija jāatkārto vesela gājiena līmetņojums, pie tam no lietotās novērošanas metodes neatkarīgu iemeslu dēļ.

Līmetņošanas darbi notika šādā kārtībā. Vienai latei stāvēt stacijas pakalējā punktā, šīs lates apgaismošanai nozīmēto prožektoru



5. attēls.

nostāda mazliet sāniski vīzūras līnijai, apmēram 3 m atstatumā no lates, un apgaismo lati pēc acumēra novērtētā vīzūras augstumā. Novērotājs un viņa palīgs tai laikā iet uz priekšu, izrauga nākošo stāvēšanas punktu un nostāda tur instrumentu. Stacijas priekšējo lati un attiecīgo prožektoru apkalpotāji strādnieki, ar soļiem noteikuši atstatumu no pakalējās lates līdz instrumentam un aizgājuši apmēram

tikpat tālu no instrūmenta, pakalējās lates un instrūmenta taisnās līnijas turpinājumā, izvēlas stacijas priekšējo punktu, nostāda tur savu lati un apgaismo to tāpat, kā pakalējo lati. Kamēr tiek nostādīta priekšējā late un prožektors, novērotājs, nostādījis instrūmentu, ņem horizontālu vīzūru uz pakalējo lati un dod aizrādījumus, kādā augstumā to apgaismot. Sekojot šiem aizrādījumiem, strādnieks nostāda prožektoru tā, lai būtu apgaismota vīzūras augstumam atbilstošā lates vieta (6. att.). Kad late vajadzīgā vietā apgaismota, novērotājs



6. attēls.

ar tālmēru nosaka pakalējās vīzūras garumu; tad virza tālskatu uz priekšējo lati, rēgulē arī tās apgaismošanu un nosaka priekšējās vīzūras garumu.

Ja priekšējās un pakalējās vīzūras garumi atšķirās vairāk par pusmetru, tad nepārvietoja priekšējo lati, bet pārvietoja instrūmentu par vīzūru garumu starpības pusi, pēc iespējas nemainot tā līmeni. Strādājot bruģētās ielās, kur instrūmenta kājas nebija jāierok, tas bija izdevīgāk, jo pārvietojot priekšējo lati, būtu jāpārvieto arī attiecīgais prožektors.

Pēc ēventuāli vajadzīgās instrūmenta pārvietošanas vīzūru garumus vēlreiz pārbaudīja, un ja tie tagad bija pietiekoši vienādi, pierakstīja tos līmetņošanas protokolā. Reizē ar to pārbaudīja un izlaboja arī lašu apgaismošanu.



Kad instrūments, lates un prožektori bija galīgi nostādīti, sākās līmetņošanas novērojumi ar Ceisa aparāturu parastā kārtībā. Katra lates nolasījuma puscentimetru daļas, atkārtoti uzvedot, nolasīja trīs reizes no mērījamās skrūves un ņēma aritmētisko vidējo (7. att.).

Līmetņošanas grupas sastāvs bija šāds: novērotājs — Ģeodai-  
zijas institūta jaun. asistents J. Biķis, novērotāja palīgs — Ģeodai-  
zijas institūta subasistents J. Baumanis, 2 strādnieki pie latēm un 2 strād-  
nieki pie prožektoriem — no Rīgas pilsētas mērniecības nozares.



7. attēls.

Aprīļa mēneša pirmās puses septiņās naktīs izdarītais līmetņo-  
šanas lauka darbs noritēja bez sevišķiem kavēkļiem un traucēju-  
miem\*). Izņemot jau minēto gadījumu gājienā  $\odot$  291 —  $\odot$  687 —  
 $\odot$  756, lates attēls tālskatā vienmēr bija ļoti mierīgs un novērošanas  
apstākļi vispārīgi patīkamāki nekā dienā.

\*) Citā gadījumā, 1930. g. jūnijā Vecākos un Milgrāvī, līmetņojot pār ūdeņiem, skaidrās un vēsās naktīs pēc ļoti tveicīgām dienām, stiprai rasai iestājoties, instrū-  
menta stiklu aprasošanas dēļ novērojumi bija jāpārtrauc.

Līdzīgos gadījumos varbūt derētu pārklāt instrumentu ar lietussargu, lai no-  
vērstu straujo siltuma izstarošanu, kas rada instrūmenta aprasošanu.

### Novērojumu rezultāti un noteiktība.

1. pielikumā sakopoti pa atsevišķiem gājieniem: staciju pakalējo un priekšējo vizūru gaļumu summas  $2l$ , no atkārtotiem novērojumiem aplēstie abu lašu skālu vidējie nolasījumi, pretrunas starp lates pirmās un otrās skālas nolasījumiem  $dr$  un  $dv$  skatiem uz pakalējām un priekšējām latēm, un atbilstošās staciju pretrunas  $\Delta = dv - dr$ . Turpat aplēstas arī atsevišķu gājienu gala punktu augstumu starpības  $'h''$  un  $''h''$  no līmetņošanas „turp“ resp. „atpakaļ“, par lašu metra gaļumu korekcijām  $'k''$  resp.  $''k''$  izlabotās atbilstošās augstumu starpības  $'h''$  un  $''h''$ , to vidējās vērtības  $h'$  un starpības  $d$ .

Korekciju  $k$  aplēšanai par pamatu ņemti pie lašu № 446 un № 447 etalonēšanas noteiktie lates metra gaļumi:

$$446^m = 1 \text{ m} + 0,17 \text{ mm}$$

$$447^m = 1 \text{ m} + 0,18 \text{ mm}$$

Vizūru gaļumi svārstījās starp 8 m un 67 m un caurmērā bija ap 41 m. Šādas samērā īsas vizūras izskaidrojamas ar šejienes apstākļiem: biežu pieslēgšanos pie augstuma markām, gājienu lūzumiem ielu krustojumos u. t. t., bet nevis ar nolasīšanas grūtībām pie gaļākām vizūrām. Pat pie visgaļākām vizūrām, kādas gadījās šai mēģinājumā, varēja nolasīt bez grūtībām; tāpēc jādomā, ka līmetņojot pēc šai mēģinājumā pielietotās metodes, nerastos nekādas tehniskas neērtības, ja labvēlīgos apstākļos lietotu 70 m un pat vēl gaļākas vizūras.

Staciju pretrunas uzskatīja par pielaižamām, ja tās nepārsniedza

$$\Delta = \frac{20}{3} \sqrt{2l},$$

kur  $l$  — vizūras gaļums metros, bet  $\Delta$  pusmilimetra simtās daļas (cmm/2). Gandrīz visās stacijās pretruna  $\Delta$  daudz mazāka par pielaižamo. Tikai gājienā  $\odot 757 - \odot 756$  „atpakaļ“ līmetņojuma vienā stacijā, pie 31 m gaļas vizūras ir  $96 \frac{\text{cmm}}{2}$  liela pretruna, kas lielā mērā pārsniedz pielaižamo  $\left(52 \frac{\text{cmm}}{2}\right)$  pretrunu. Tas tāpēc, ka aplešot stacijas pretrunu uz lauka, pierakstītājs kļūdījies, bet vēlāk, kad līmetņojumu galīgi aplešot kļūdu atrada, nebija iespējams izdarīt papildu novērojumus. Apsverot, ka šai absolūti tomēr ne pārāk lielai pretrunai atbilstošās novērojumu

kļūdas nevar atstāt kaut cik jūtamu ietekmi uz mēģinājuma galīgiem rezultātiem, attiecīgos novērojumus neizdarija otrreiz un ievada tālākos aplēsumos.

No atsevišķu staciju pretrunām  $\Delta$  aplēsa atsevišķu gājienu vidējo nejaušo kilometrisko kļūdu:

līmetņojumam vienā virzienā pēc izteiksmes:

$$m_{\Delta} = \pm \sqrt{\frac{1}{4n} \left[ \frac{\Delta\Delta}{l} \right]} \dots \dots \dots (1a),$$

dubultlīmetņojumam (turp un atpakaļ) pēc izteiksmes:

$$\mu_{\Delta} = \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{2n} \left[ \frac{\Delta\Delta}{l} \right]} \dots \dots \dots (1b),$$

kur  $n$  apzīmē staciju skaitu, bet  $l$  vīzūras garumu kilometros.

Dabūja šādus rezultātus:

Gājienos	$m_{\Delta}$	$\mu_{\Delta}$
⊙ 753 — ⊙ 754	$\pm 72 \frac{\text{cmm}}{2}$	$\pm 51 \frac{\text{cmm}}{2}$
⊙ 754 — ⊙ 444	$\pm 41$	$\pm 29$
⊙ 444 — ⊙ 291	$\pm 39$	$\pm 28$
⊙ 291 — ⊙ 756	$\pm 25$	$\pm 18$
⊙ 756 — ⊙ 106	$\pm 71$	$\pm 50$
⊙ 106 — ⊙ 755	$\pm 64$	$\pm 45$
⊙ 755 — ⊙ 753	$\pm 34$	$\pm 24$
⊙ 754 — ⊙ 413	$\pm 52$	$\pm 37$
⊙ 413 — ⊙ 757	$\pm 40$	$\pm 28$
⊙ 757 — ⊙ 756	$\pm 97$	$\pm 68$
⊙ 444 — ⊙ 89	$\pm 49$	$\pm 35$
⊙ 89 — ⊙ 413	$\pm 8$	$\pm 6$
⊙ 413 — ⊙ 755	$\pm 8$	$\pm 6$

un visā līmetņojumā:

$$m_{\Delta} = \pm 53 \frac{\text{cmm}}{2}, \mu_{\Delta} = \pm 37 \frac{\text{cmm}}{2}.$$

Bez tam no atsevišķu gājienu „turp“ un „atpakaļ“ līmetņojot dabūtajām paaugstinājumu starpībām jeb pretrunām  $d$ , aplēsta sistematiskā kilometriskā kļūda  $\sigma$  un vidējās nejaušās kilometriskās kļūdas līmetņojumam vienā virzienā —  $m_d$  un divkāršam līmetņojumam (turp un atpakaļ) —  $\mu_d$ .

Sistematisko kļūdu aplēsa pēc izteiksmes:

$$\sigma = \frac{1}{2} \left\{ \left[ \frac{d}{\sqrt{L}} \right] : \left[ \sqrt{L} \right] \right\} \dots \dots \dots (2),$$

kur  $L$  — gājienu gaŗumi kilometros.

Tā kā atsevišķu gājienu „turp“ un „atpakaļ“ līmetņojuma pretrunas  $d$  ir sistematiskās kļūdas ietekmes  $2\sigma L$  un nejaušās pretrunas summa, tad gājiena nejaušo pretrunu  $d'$  varam aplēst pēc izteiksmes:

$$(d') \dots \dots \dots d' = d - 2\sigma L \dots \dots \dots (3)$$

No nejaušām pretrunām  $d'$  vidējās nejaušās kilometriskās kļūdas  $m_d$  un  $\mu_d$  aplēšamas pēc izteiksmēm:

$$m_d = \pm \sqrt{\frac{1}{2N} \left[ \frac{d' d'}{L} \right]} \dots \dots \dots (4a)$$

un

$$\mu_d = \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{N} \left[ \frac{d' d'}{L} \right]} \dots \dots \dots (4b),$$

kur  $N$  apzīmē pretrunu  $d'$  vai atbilstošo gājienu skaitu.

Kā redzams no aplēsuma 2. pielikumā,

$$\sigma = -2 \frac{\text{cmm}}{2}$$

$$m_d = \pm 147 \frac{\text{cmm}}{2}$$

$$\mu_d = \pm 104 \frac{\text{cmm}}{2}.$$

Beidzot visā līmetņojuma tīklā no atsevišķu gājienu „turp“ un „atpakaļ“ līmetņojumiem dabūtās par lašu metra gaŗumu izlabotās vidējās augstumu starpības  $h'$  (sk. 1. pielikumu) izlīdzinātas parastā kārtībā pēc vismazāko kvadrātu metodes, kā tas rādīts 3. pielikumā.

Izlabojumi, ko šis izlīdzināšanas rezultātā dabūja atsevišķu gājienu augstumu starpības  $h'$  svārstās starp  $4 \frac{\text{cmm}}{2}$  un  $86 \frac{\text{cmm}}{2}$  pie atbilstošiem gājienu gaļumiem 0,21 km un 0,57 km.

No tīkla izlīdzināšanas dubultlīmetņojuma vidējā nejaušā kilometriskā kļūda iznāca

$$\mu_t = \pm 107 \frac{\text{cmm}}{2}.$$

Tā tad šī mēģinājuma līmetņojuma noteiktību raksturo šādi dati:

1) viena virziena līmetņojuma sistēmiskā kilometriskā kļūda

$$\sigma = -2 \frac{\text{cmm}}{2} = -0,01 \text{ mm};$$

2) viena virziena līmetņojuma vidējā nejaušā kilometriskā kļūda

a) no staciju pretrunām

$$m_{\Delta} = \pm 53 \frac{\text{cmm}}{2} = \pm 0,26 \text{ mm},$$

b) no gājienu pretrunām

$$m_d = \pm 147 \frac{\text{cmm}}{2} = \pm 0,74 \text{ mm};$$

3) dubultlīmetņojuma vidējā nejaušā kilometriskā kļūda

a) no staciju pretrunām

$$\mu_{\Delta} = \pm 37 \frac{\text{cmm}}{2} = \pm 0,19 \text{ mm},$$

b) no gājienu pretrunām

$$\mu_d = \pm 104 \frac{\text{cmm}}{2} = \pm 0,52 \text{ mm},$$

c) no tīkla izlīdzināšanas

$$\mu_t = \pm 107 \frac{\text{cmm}}{2} = \pm 0,54 \text{ mm}.$$

### Darba un materiāla aplēsums.

Turp un atpakaļ līmetņoto gājienu kopgarums ir 5,32 km. Bez tam, kā jau minēts, neatkarīgi no pielietotās darba metodes, bija jāatkārto gājiena:  $\odot 291 - \odot 687 - \odot 756$  līmetņojums „atpakaļ“ 0,72 km garumā. Tā tad vienā virzienā pavisam līmetņoti

$$2 \times 5,32 + 0,72 = 11,36 \text{ km.}$$

Šis darbs veikts 7 naktīs 33 darba stundu laikā, pie kam staciju kopskaits bija 137. Tā tad viena stacija prasīja caurmērā

$$\frac{33}{137} \approx 0,24 \text{ darba stundas} = 15 \text{ darba minūtes.}$$

Pieņemot vidējo vizūru garumu tādu, kāds bija šini mēģinājumā, t. i. 41 m, uz 1 km līmetņojuma vienā virzienā jāleš

$$\frac{1000}{2 \times 41} = 12,2 \text{ stacijas,}$$

resp.

$$12,2 \times 0,24 = 2,73 \text{ darba stundas.}$$

Tā tad tādos apstākļos 8 stundu darba dienā resp. naktī varētu nolīmetņot

$$\sim 3 \text{ km vienā virzienā}$$

$$\text{resp. } \sim 1,5 \text{ km turp un atpakaļ.}$$

Ja pieņemtu vizūru garumu caurmērā 50 m, tad šie skaitļi jāreizina ar 50:41, un 8 stundu darba dienā resp. naktī varētu nolīmetņot

$$\sim 3,7 \text{ km vienā virzienā}$$

$$\text{resp. } \sim 1,8 \text{ km turp un atpakaļ.}$$

Šeit aprakstītā mēģinājuma līmetņojumā patērētas pavisam

$$33 \times 1 = 33 \text{ novērotāja darba stundas}$$

$$33 \times 1 = 33 \text{ palīga " "}$$

$$33 \times 4 = 132 \text{ strādnieku " "}$$

Materiāla patēriņš visā darba laikā bija

$$\sim 9 \text{ kg karbida,}$$

$$32 \text{ elektrisku kabatas spuldžu baterijas „Hoka“.}$$

Staciju kopskaits, kā jau minēts, — 137.

1 stacijas un 1 km līmetņošanai vajadzīgais darba spēks un materiāla patēriņš sakopots tabulā:

Darba spēki un materiāli	Vienības	Uz 1 staciju	Uz vienā virzienā līmetņota 1 km	
			pie 41 m gaļām vīzūrām	pie 50 m gaļām vīzūrām
Novērotājs . . . . .	Darba stundas	0,24	2,73	2,23
Novērotāja palīgs . . . . .	" "	0,24	2,73	2,23
Strādnieki . . . . .	" "	0,96	10,92	8,95
Karbids . . . . .	kg	0,066	0,80	0,66
Elektr. kabatas spuldžu baterijas	Gabalu	0,23	2,82	2,31

### Slēdzieni.

Pēc šī nelielā mēģinājumā novērotām pielietotās metodes priekšrocībām un trūkumiem par metodes praktisko noderību varētu teikt sekojošo.

Noteiktības ziņā šī metode jāatzīst vismaz par līdzvērtīgu normālai precīzai līmetņošanai dienā.

Gandrīz tas pats jāsaka arī par efektīvā darba ražīgumu. Sakarā ar to jāpiezīmē, ka, līmetņojot mākslīgā apgaismojumā, iespējams novērošanai izmantot arī naktis, kad atmosfairas apstākļi vispārīgi labvēlīgāki nekā dienā un ir mazāk tādu ārīgu ietekmju, kas traucē novērotāju koncentrēt uzmanību novērojumiem. Bez tam, lietojot mākslīgo apgaismošanu, pat saulainos pavasaros un vasarās, kad dienā ir stipra gaisa trīcēšana, tehniski iespējams ieturēt normālu, vai pat daudz gaļāku, nepārtraukta darba laiku. Tā tad, lietojot tādu darba metodi, var diezgan ievērojami palielināt precīzās līmetņošanas grupas „derīgā darba koeficientu“, ja grupa atrodas darbā ilgāku laiku, piemēram, veselu sezonu.

Bet ja, strādājot ar mākslīgu apgaismošanu, palielinās līmetņošanas grupas vispārīgais ražīgums, tad, no otras puses, palielinās arī efektīvā darba izmaksa, jo, līmetņojot mākslīgā apgaismojumā, starp citu, vajadzīgi 2 strādnieki pie prožektoriem un apgaismošanas materiāli, kas līmetņojot dienā atkrīt. Bez tam darba spēku atalgojums par nakts darbu bez šaubām jāleš lielāks, nekā par normālu dienas darbu.

Visu to apsverot jādomā, ka atzīmētās priekšrocības un trūkumi, kādi ir prēcīzai līmetņošanai mākslīgā apgaismojumā, salīdzinot ar normālo darba metodi dienā, apmēram kompensējas, un tā tad no līmetņošanas mākslīgā apgaismojumā vispārīgi nav sagaidāmas sevišķas praktiskas priekšrocības, izņemot atsevišķus gadījumus, kad apstākļi sevišķi nelabvēlīgi darbam dienā.

Darbā laukos tādi apstākļi var iestāties, piemēram sevišķi saulainos pavasaros un vasarās. Bet arī neatkarīgi no tam novērošana naktīs var izrādīties ļoti noderīga visos tādos gadījumos, kad prēcīza līmetņošana jāpasteidzina.

Liela praktiska nozīme prēcīzai līmetņošanai mākslīgā apgaismojumā, bez šaubām, ir pilsētās, kur ielu kustība no agra rīta līdz vēlam vakaram ļoti traucē novērošanu, kas var ļoti nelabvēlīgi atsaukties uz prēcīzās līmetņošanas noteiktību un darba ražīgumu. Tāpēc jādomā, ka prēcīzai līmetņošanai pilsētās, novērojot mākslīgā apgaismojumā, jābūt izdevīgai kā tehniski, tā arī saimnieciski.

Iesniegts fakultātei 1931. g. 18. septembrī.



## Über einen Versuch mit Präzisionsnivellement bei künstlicher Beleuchtung.

Autoreferat.

Professor A. Buchholz.

Angesichts verschiedener technischer Neuerungen, die geeignet sind, die Genauigkeit des Zielens und Ablesens bei Präzisionsnivellements nicht unwesentlich zu steigern, gewinnen bei solchen Beobachtungen die recht oft auftretenden unregelmässigen Refraktionsstörungen als Fehlerquelle erhöhte Bedeutung.

Solche unregelmässige Refraktionsstörungen äussern sich am häufigsten in Form des bekannten sogen. Luftzitterns. Dasselbe kommt allerdings in der Regel nur an warmen sonnigen Tagen vor, hält dann aber oft vom frühen Vormittag bis in den späten Nachmittag hinein an. Da keine Möglichkeit besteht, den unter Umständen sehr beträchtlichen Einfluss des Luftzitterns durch entsprechende Anordnung oder Verbesserung der Beobachtungen unschädlich zu machen, so bleibt nichts anderes übrig, als bei vorhandenem Luftzittern mit den Beobachtungen auszusetzen. Solche erzwungenen unregelmässigen Unterbrechungen stören sehr unangenehm den normalen Verlauf der Arbeit; ausserdem wirken sie sich aber auch wirtschaftlich recht ungünstig aus.

Da das Luftzittern durch die Sonnenbestrahlung der Erdoberfläche verursacht wird, können die angedeuteten Unzuträglichkeiten durch Verlegung der Beobachtungen in die Nachtzeit vermieden werden.

Präzisionsnivellements bei künstlicher Beleuchtung sind im Markscheiderwesen bei Arbeiten unter Tag schon längst und mit gutem Erfolg üblich.

Immerhin darf nicht übersehen werden, dass bei Arbeiten über Tag die Verhältnisse doch in mancher Hinsicht anders sein mögen. Die Frage, ob auch unter solchen Verhältnissen Präzisionsnivelle-

ments bei Nacht in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht befriedigende Resultate zu ergeben vermögen, dürfte wohl nur im Wege diesbezüglicher praktischer Versuche zu klären sein. Ein solcher vom Geodätischen Institut der Universität Lettlands ausgeführter Versuch verfolgte den Zweck, einen Beitrag in dieser Hinsicht zu liefern.

Bei diesem Versuch sollte grundsätzlich eine bei Präzisionsnivelllements über Tag unter normalen Umständen übliche Apparatur benutzt werden, um gegebenenfalls ohne Wechsel der Apparatur von Beobachtungen bei Tageslicht zu solchen bei künstlicher Beleuchtung übergehen zu können und umgekehrt. Es wurden benutzt: ein Zeissches Präzisionsnivellierinstrument mit Keilstrich und planparalleler Glasplatte Nr. 5728 und ein Paar Zeisscher Präzisionsnivellierlatten mit Halbzentimeter-Strichteilung auf Invarband NNr. 446 und 447, — sämtlich aus der Instrumentensammlung des Geodätischen Instituts.

#### **Die Zusatzeinrichtung für künstliche Beleuchtung.**

Eine besondere Einrichtung für künstliche Beleuchtung des Fadenkreuzes erwies sich als unnötig, da auf dem hellen Hintergrund des im Fernrohr sichtbaren Lattenbildes die in Betracht kommenden Teile des Fadenkreuzes auch ohne solche Beleuchtung deutlich hervortreten.

Die Beleuchtung der Trommel an der Messschraube geschah vermittels einer im Bedarfsfall vom Beobachter freihändig benutzten elektrischen Taschenlampe. In ähnlicher Weise wurde auch die Libelle am Nivellierinstrument vom Beobachter oder dessen Gehilfen beleuchtet.

Das Problem der Lattenbeleuchtung wurde auf Grund verschiedener Erwägungen und Vorversuche in der Weise gelöst, dass jeder Latte ein besonderer kleiner Azethylen-Scheinwerfer zugeordnet wurde. Die Untergestelle dieser Scheinwerfer sind so eingerichtet, dass der eingehängte Scheinwerfer vertikal verschoben, um eine Vertikalachse geschwenkt und um eine Horizontalachse gekippt werden kann. Diese Einrichtung ermöglicht es, bei jeder beliebigen Zielhöhe den betreffenden Lattenabschnitt in annähernd horizontaler Richtung und demzufolge gleichmässig anzustrahlen.

Die Beleuchtung der an der Rückseite der Latte angebrachten Libelle erfolgte vermittels einer elektrischen Taschenlampe, die der Lattenträger in Brusthöhe an seiner Kleidung befestigte.

### **Das Programm und die allgemeine Anordnung des Versuchs.**

Es war beabsichtigt, in einem aus 4 Schleifen bestehenden Höhennetz im Rayon zwischen den Brīvības und Kalpaka Boulevards und den Strēlnieku und Hanzas Strassen in Riga (Abb. 3) die Höhenunterschiede von 11 Höhenmarken des städtischen Vermessungsamts durch Präzisionsnivellement bei künstlicher Beleuchtung zu bestimmen. Von diesen Höhenmarken sind 6 — NNr.  $\odot$  89,  $\odot$  106,  $\odot$  291,  $\odot$  413,  $\odot$  444,  $\odot$  687 — alten Typs (Abb. 4), der dadurch gekennzeichnet ist, dass der aus der Mauerwand hervorragende Teil der Marke eine Zylinderfläche aufweist, auf deren obere Erzeugende die Latte aufgesetzt wird. Diese Form der Höhenmarken kann zu Nivellementsfehlern Veranlassung geben, falls die Erzeugenden des zylindrischen Vorsprungs beim Verlegen der Marke nicht in streng horizontale Lage gebracht werden. Die übrigen 5 Höhenmarken — NNr.  $\odot$  753,  $\odot$  754,  $\odot$  755,  $\odot$  756,  $\odot$  757 — sind neuen Typs (Abb. 5), der sich vom alten dadurch unterscheidet, dass die erwähnte Zylinderfläche durch eine Kugelkalotte ersetzt ist.

Die Höhen der in das Versuchsnivellement einbezogenen Höhenmarken waren teils überhaupt unbekannt, teils aus älteren Nivellements abgeleitet und daher wenig zuverlässig, so dass sie zu Kontrollzwecken nicht in Betracht kommen konnten.

Die Beobachtungen auf den Stationen geschahen in folgender Ordnung.

Zunächst wurde der eine Scheinwerfer in etwa 3 m Abstand vor der im Rückblick befindlichen Latte ein wenig seitlich von der Zielinie aufgestellt und durch Vertikalverschiebung ungefähr in den Instrumentenhorizont gebracht. Während der Beobachter und sein Gehilfe mit dem Aufstellen des Instruments beschäftigt waren, wurde vom vorderen Lattenträger die Zielweite im Rückblick nach Schrittmass bestimmt und jenseits des Instruments abgescritten, worauf die im Vorblick zu beobachtende Latte gleich endgültig aufgestellt und in der angedeuteten Weise mit dem anderen Scheinwerfer angestrahlt wurde.

Dann wurden die Abstände der Latten vom Instrument durch optische Distanzmessung bestimmt und etwaige Unterschiede durch Verschieben des Instruments beseitigt. Schliesslich wurden die Scheinwerfer endgültig entsprechend der Zielhöhe eingewiesen.

Nach Erledigung dieser Vorarbeiten erfolgten dann die eigentlichen Beobachtungen in üblicher Weise.

Das Arbeitspersonal bestand aus: 1 Beobachter (Assistent B i k i s), 1 Gehilfen (Subassistent B a u m a n i s), 2 Lattenträgern und 2 Bedienungsmannschaften für die Scheinwerfer.

Die Beobachtungen wurden in der ersten Hälfte des April 1936 ausgeführt und verliefen ohne irgendwelche störenden Zwischenfälle.

### Die Ergebnisse und die Genauigkeit der Beobachtungen.

Anlage 1 enthält, nach den einzelnen Zügen und deren Stationen geordnet, Angaben über die doppelten Zielweiten  $2l$ , die aus den mittleren Ablesungen abgeleiteten Zieldifferenzen  $dr$  und  $dv$  für die Beobachtungen im Rück- bzw. Vorblick, und die entsprechenden Stationsdifferenzen  $\Delta = dv - dr$ .  $'h''$  bzw.  $''h''$  bezeichnet die aus den Nivellements im Hin- und Rückgang berechneten Höhenunterschiede für die einzelnen Züge,  $'k'$  bzw.  $''k''$  — die entsprechenden Verbesserungen zur Berücksichtigung des Lattenmeters,  $'h'$  bzw.  $''h''$  — die um diese Beträge verbesserten Höhenunterschiede, und  $h'$  und  $d$  — deren Mittelwerte bzw. Differenzen.

Die Zielweiten schwankten zwischen 8 und 67 m bei einem Durchschnittswert von 41 m. Die geringe Länge der Zielweiten war übrigens nicht durch Eigentümlichkeiten des angewandten Verfahrens, sondern durch andere Umstände bedingt.

Die Stationsdifferenzen blieben in den meisten Fällen weit unter dem als zulässig erachteten Betrag.

$$\Delta = \frac{20}{3} \sqrt{2l},$$

wobei  $\Delta$  in  $\text{cmm}/2$ , die Zielweite  $l$  in m zu verstehen ist. Der dieser Formel entsprechende Grenzwert wurde nur in einem einzigen Fall, auf einer Station im Rückgang des Zuges  $\odot 757 - \odot 756$  überschritten, wo bei einer Zielweite von 31 m die Stationsdifferenz 96

cmm/2 beträgt, was wegen eines Versehens bei der vorläufigen Kontrolle im Felde erst bei der endgültigen Bearbeitung der Beobachtungen entdeckt wurde, als es nicht mehr möglich war, die betreffenden Beobachtungen zurechtzustellen.

Die nach den Formeln (1a) und (1b) aus den Stationsdifferenzen abgeleiteten mittleren zufälligen km-Fehler des einfachen und des Doppelnivellements  $m_{\Delta}$  bzw.  $\mu_{\Delta}$  bewegen sich für die einzelnen Züge zwischen den Grenzen

$$\begin{aligned} & \pm 8 \text{ und } \pm 97 \text{ cmm}/2 \\ & \text{bzw. } \pm 6 \text{ und } \pm 68 \text{ cmm}/2 \end{aligned}$$

und betragen für die Gesamtheit aller nivellierten Züge

$$m_{\Delta} = \pm 53 \text{ cmm}/2 \text{ und } \mu_{\Delta} = \pm 37 \text{ cmm}/2.$$

Ferner wurden aus den Widersprüchen  $d$  nach den Formeln (2)—(4b) berechnet: der mittlere systematische km-Fehler  $\sigma$  und die mittleren zufälligen km-Fehler  $m_d$  und  $\mu_d$  des einfachen bzw. Doppelnivellements. Wie aus Anlage 2 ersichtlich, sind die betreffenden Beträge

$$\sigma = -2 \text{ cmm}/2, m_d = \pm 147 \text{ cmm}/2, \mu_d = \pm 104 \text{ cmm}/2.$$

Schliesslich wurde eine Netzausgleichung nach der Methode der kl. Quadrate ausgeführt, wobei sich für die gemessenen Höhenunterschiede Verbesserungen ergaben, die sich zwischen 4 und 86 cmm/2 bewegen. Der aus der Netzausgleichung errechnete mittlere zufällige km-Fehler des Doppelnivellements ist

$$\mu_t = \pm 107 \text{ cmm}/2.$$

Die Genauigkeitswerte des Nivellements sind also, in mm ausgedrückt, folgende:

- 1) mittl. systematischer km-Fehler

$$\sigma = -0,01 \text{ mm},$$

- 2) mittl. zufälliger km-Fehler des einfachen Nivellements

$$m_{\Delta} = \pm 0,26 \text{ mm}, m_d = \pm 0,74 \text{ mm},$$

- 3) mittl. zufälliger km-Fehler des Doppelnivellements

$$\mu_{\Delta} = \pm 0,19 \text{ mm}, \mu_d = \pm 0,52 \text{ mm}, \mu_t = \pm 0,54 \text{ mm}.$$

### Der Arbeitsaufwand und Materialverbrauch.

Die Gesamtlänge des einfachen Nivellements betrug 11,36 km, wobei Beobachtungen auf 137 Stationen stattfanden. Die Beobachtungen wurden in 7 Nächten in insgesamt 33 Arbeitsstunden erledigt, was einem mittleren Zeitaufwand von rund 15 Minuten pro Station entspricht. Bei durchschnittlich 41 m langen Zielweiten ergibt sich dementsprechend für eine 8-stündige tägliche Arbeitszeit eine Leistung von

ca. 3 km Nivellement in einer Richtung, oder  
ca. 1,5 km Doppelnivellement.

Nimmt man die Zielweiten mit durchschnittlich 50 m an, so ergeben sich als entsprechende Beträge 3,7 bzw. 1,8 km.

Während der ganzen Dauer der Nivellementsarbeiten waren bei denselben beschäftigt: 1 Beobachter, 1 Gehilfe und 4 Arbeiter. An Materialien wurden im ganzen verbraucht: ca. 9 kg Karbid und 32 Stück Taschenlampenbatterien „Hoka“.

Auf Grund dieser Daten ergibt sich also folgender Arbeitsaufwand und Materialverbrauch pro Station bzw. 1 km Nivellement:

Arbeitskräfte und Materialien	Einheiten	Pro Station	Pro 1 km Nivellement	
			Zielweite 41 m	Zielweite 50 m
Beobachter . . . . .	Arbeitsst.	0,24	2,73	2,23
Gehilfe . . . . .	"	0,24	2,73	2,23
Arbeiter . . . . .	"	0,96	10,92	8,95
Karbid . . . . .	kg	0,066	0,80	0,66
Elektr. Batterien . . . . .	Stück	0,23	2,82	2,31

### Schlussfolgerungen.

Soweit sich auf Grund eines so kleinen Versuchs beurteilen lässt, ist das Präzisionsnivellement bei künstlicher Beleuchtung demjenigen bei Tageslicht sowohl hinsichtlich der Genauigkeit, als auch der effektiven Arbeitsleistung annähernd gleichwertig.

Gegenüber dem normalen Verfahren bietet das Nivellement bei Nacht den Vorteil, dass es eine nicht unwesentliche Steigerung der

„nützlichen Arbeitsleistung“ einer Nivellementsgruppe ermöglicht. Auch spricht zu gunsten des Verfahrens, dass bei Nacht die Aufmerksamkeit des Beobachters durch äussere Einflüsse weniger abgelenkt wird, als bei Tag.

Dem steht als Nachteil gegenüber, dass bei Präzisionsnivellements bei Nacht besondere Bedienungsmannschaften für die Scheinwerfer nötig sind, und dass überhaupt die Arbeit teurer ist, als beim normalen Arbeitsvorgang.

Die angedeuteten Vorteile und Nachteile dürften sich wohl ungefähr die Wage halten. Es scheint daher kein Grund vorzuliegen, das Präzisionsnivellement bei Nacht gegenüber dem normalerweise üblichen Verfahren im allgemeinen zu bevorzugen. Immerhin dürfte sich die Ausführung der Beobachtungen bei künstlicher Beleuchtung in gewissen Fällen wohl als zweckmässig erweisen, besonders bei Präzisionsnivellements in Städten, wo es von grossem Wert sein dürfte, die Beobachtungen in der verkehrsstillen Nachtzeit ausführen zu können.

„künstlichen Arbeitsleistung“ einer Nachleuchtungs-Gruppe ermöglicht. Auch spricht zu Gunsten des Verfahrens des Versuchs, dass bei Nacht die Aufmerksamkeit des Beobachters durch bessere Einflüsse weniger abgelenkt wird, als bei Tag. ...  
 ... steht als Nachteil gegenüber, dass bei Präzisionsnivele-  
 ... besondere Bedingungen hinsichtlich für die Schein-  
 ... und dass überhaupt die Arbeit leichter ist, als beim  
 normalen Arbeitsvorgang.

Die angegebenen Vorteile und Nachteile dürften sich wohl im-  
 ... Es scheint daher kein Grund vorzuliegen,  
 das Präzisionsnivelement bei Nacht gegenüber dem normalerweise  
 üblichen Verfahren im allgemeinen zu bevorzugen. Immerhin  
 dürfte sich die Anwendung der Beobachtungen bei künstlicher Be-  
 leuchtung in gewissen Fällen wohl als zweckmäßig erweisen,  
 besonders bei Präzisionsnivelementen in Städten, wo es von grossem  
 Wert sein dürfte, die Beobachtungen in der verkehrsmässigen Nachtzeit  
 durchführen zu können.

Arbeitsaufwand bei der Beobachtung ...  
 ...

Beobachtungsgegenstand	Einheit	Gewicht	Zeit in Minuten	
			Nachtzeit	Tageszeit
Stochprobe	Arbeitst.	0,24	2,73	2,23
Gehalt	"	0,24	2,73	2,23
Arbeiter	"	0,06	10,92	8,95
Kartell	kg	0,06	0,80	0,66
Exakte Batterien	Stück	0,23	2,82	2,31

**Schlussfolgerungen.**

Soweit sich auf Grund eines so kleinen Versuchs beurteilen lässt, ist das Präzisionsnivelement bei künstlicher Beleuchtung demjenigen bei Tageslicht sowohl hinsichtlich der Genauigkeit, als auch der effektiven Arbeitsleistung annähernd gleichwertig.

Gegenüber dem normalen Verfahren bietet das Nivelement bei Nacht den Vorteil, dass es eine nicht unwesentliche Steigerung der



№	Pozīcija	1998. gada dati		1999. gada dati		Izmaiņ.	Piez.
		Plūme	Veikums	Plūme	Veikums		
11	103	240396	3	39296	+	3	240396
10	20	901309	3	901309	+	3	901309
9	46	52259	0	52259	-	0	52259
8	105	52259	1	26129	-	1	26129
7	108	31013	13	31013	+	13	31013
6	104	341800	1	341800	+	1	341800
5	101	9981	30	9981	-	30	9981
4	102	140350	1	140350	+	1	140350
3	105	140350	1	140350	+	1	140350
2	107	240396	3	240396	+	3	240396
1	106	140350	1	140350	+	1	140350
Summa		3240396	30	3240396			

**Pielikumi.**  
**Novērojuši un aplēsuši**  
 jaun. asistents J. Biķis un  
 subasistents J. Baumanis.

№	Pozīcija	1998. gada dati		1999. gada dati		Izmaiņ.	Piez.
		Plūme	Veikums	Plūme	Veikums		
11	103	240396	3	39296	+	3	240396
10	20	901309	3	901309	+	3	901309
9	46	52259	0	52259	-	0	52259
8	105	52259	1	26129	-	1	26129
7	108	31013	13	31013	+	13	31013
6	104	341800	1	341800	+	1	341800
5	101	9981	30	9981	-	30	9981
4	102	140350	1	140350	+	1	140350
3	105	140350	1	140350	+	1	140350
2	107	240396	3	240396	+	3	240396
1	106	140350	1	140350	+	1	140350
Summa		3240396	30	3240396			

A. Bretteville

147/6/analģ. 1. šķīrtis

1414

1. pietikums.

1. gājļens 754 → 444.  
Turp.

Staciju №	Skats atpakaļ		Skats uz priekšu		Δ				
	2l	kreisā skāla	labā skāla	dv		labā skāla			
		446	447			446	447		
	m	1/2 cmm							
5	82	88971	— 36	681435	386733	— 20	979213	938210	+ 16
6	104	149389	+ 1	741890	340259	— 3	932761	935650	— 4
7	106	215157	+ 15	807672	845584	+ 2	920239	837731	— 13
8	102	253055	— 7	855785	327740	+ 2	849697		+ 9
9	46	263291	— 6	851706	251206	— 1			+ 5
10	80	259203	+ 3	862089	131938	— 8			— 11
11	32	269586	+ 3	837005	934100	— 9			— 12
	552	661647	— 27	2439144	3206981	— 37	3681910	2711591	— 10
				1777500	2370000		2370000	1777500	
		≈ 6,62 $\frac{m}{2}$		661644	836981		≈ 13,12 $\frac{m}{2}$	1311910	934091
				661647	837005		≈ 9,34 $\frac{m}{2}$	1311938	934100
				— 3	— 24		— 28	— 9	
		(Σ 446 + Σ 447)kr		1498652	1498652		(Σ 446 + Σ 447)kr	2246038	
		(Σ 446 + Σ 447)l		1498625	1498625		(Σ 446 + Σ 447)l	2246001	
		Uz priekšu vidējais		1498638	1498638		Uz priekšu vidējais	2246020	
		Uz priekšu vidējais		2246020	2246020				

$h_1'' = -747382$   
 $'K = (6,62 - 13,12) \times 17 + (8,37 - 9,34) \times 18 = -128$   
 $h_1' = -747510$

Atpakai.

Staciju Nr.	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ	
	2l	kreisā skala		labā skala		dv	labā skala			
		446	447	446	447		446	447		
m	$\frac{1}{2}$ cmm									
72	50	268600	- 13	861087	293377	216001	- 7	885870	808523	6
73	106	339963	+ 20	932483		216001	+ 22	885870	808523	2
74	104	316160	+ 10	908670	216687	247977	- 7	809180	840463	17
75	102	345433	+ 27	937960	137023	247977	- 14	729510	840463	41
76	94	409612	+ 1	1002113	152546	246633	- 13	729510	839113	14
77	82	286280	+ 7	878787		246633	- 20	745059	839113	27
78	52	291467	- 3	883964	799633	246633	+ 13	745059	839113	16
	590	971676	+ 49	2749230	799633	710611	- 26	3169619	2488099	75
		1285839		1777500				2370000	1777500	
		$\approx 9,72 \frac{m}{2}$		971730	$\approx 8,00 \frac{m}{2}$	$\approx 7,11 \frac{m}{2}$		799619	710599	
		$\approx 12,86 \frac{m}{2}$		971676				799633	710611	
				+ 54	- 5			- 14	- 12	
$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr} \dots = 2257515$ $(\Sigma 446 + \Sigma 447)_l - 7 \times 592500 \dots = 2257564$ $(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr} \dots = 2257515$ $(\Sigma 446 + \Sigma 447)_l - 7 \times 592500 \dots = 2257564$										
Atpakaļ vidējais $\dots = 2257540$ Uz priekšu vidējais $\dots = 1510231$										
Uz priekšu vidējais $\dots = 1510231$										
${}^l h_1' = - 747510$ ${}^l h_1' = - 747442$ $h_1' = - 747476 \frac{cmm}{2}$ $d_1 = - 68 \frac{cmm}{2}$										

${}^l K = (9,72 - 8,00) \times 17 + (12,86 - 7,11) \times 18 \dots = 133$   
 ${}^l h_1' = + 747309$   
 ${}^l h_1' = + 747442$



Atpakaļ.

Staciju №№	Skats atpakaļ			Skats uz priekšu			Δ	
	2l	kreisā skāla		labā skāla	kreisā skāla			labā skāla
		446	447		446	447		
m		1/2 cmm		1/2 cmm				
66	24	168908	— 8	761400	281846	— 6	874330	
67	108	316850	0	909360	257466	— 9	849957	
68	108	316850	+ 10	909360	247847	+ 6	840353	
69	102	264107	— 4	856607	290550	+ 3	883053	
70	104	264107	0	856607	301300	+ 7	893801	
71	110	266597	+ 30	859127	222622	— 3	815119	
556	749865	841591	+ 28	2527367 1777500	770638	— 12	2548129 1777500	
	≈ 7,50 $\frac{m}{2}$	8,42 $\frac{m}{2}$	+ 2	749867 749865	≈ 7,71 $\frac{m}{2}$	+ 3	770629 770638	
		+ 2	+ 26		≈ 8,31 $\frac{m}{2}$	— 9	— 3	
(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>				1591456	(Σ 446 — Σ 477) <sub>kr</sub>		1601631	
(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub>				1591484	(Σ 446 — Σ 447) <sub>l</sub>		1601619	
Atpakaļ videjais				1591470	Uz priekšu videjais		1601625	
Uz priekšu videjais				1601625	$h_2' = + 10259$			
					— $h_2' = + 10157$			
					$h_2'' = + 10208 \frac{cmm}{2}$			
					$d_2 = + 102 \frac{cmm}{2}$			
"K = (7,50 — 7,71) × 17 + (8,42 — 8,31) × 18								
"h <sub>2</sub> <sup>o</sup> = — 10155								
"h <sub>2</sub> <sup>o</sup> = — 10157								

### 3. gājiens 291. → 756. Turp.

Stacijas №	Skats atpakaļ						Skats uz priekšu						
	2 l		1/2 cmm		labā skāļa		kreisā skāļa		dv		labā skāļa		Δ
	kreisā skāļa	dr	labā skāļa	446	447	kreisā skāļa	447	446	447	446	447		
19	40	188269	0	780769	302540	0	895040	0	895040	839096	0	0	0
20	90	309585	+	902086	255731	0	848240	0	848240	882258	+	9	+
21	106	357896	+	950406	850776	+	825613	+	825613	791640	+	5	+
22	106	325941	-	918452	124156	+	716678	+	716678	659207	+	3	+
23	102	409120	+	1103973	52713	+	645216	+	645216		+	3	+
24	36	511480	-	1158463		+		+			+	3	+
25	100		-			+		+			+	3	+
26	78		-			+		+			+	3	+
27	74		-			+		+			+	3	+
	732	1504902	+	3874917	4691090	+	3930787	+	3930787	3172201	+	22	+
		≈ 15,05 m/2		2370000	2962500		2962500		2962500	2370000			
				1504917	1728590		968287		968287	802201			
				1504902	1728579		968250		968250	802216			
				+	15	+	+		+	15			
$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr} \dots \dots \dots = 3233481$ $(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{l} - 9 \times 592500 \dots \dots \dots = 3233507$													
Atpakaļ videjais $\dots \dots \dots = 3233494$ Uz priekšu videjais $\dots \dots \dots = 1770477$													
$'K = (15,05 - 9,68) \times 17 + (17,29 - 8,02) \times 18$ $'h_3'' = + 1463017$ $'h_3' = + 1463275$													

Atpakaļ.

Stacijas №	Skats atpakaļ					Skats uz priekšu					Δ
	kreisā skāla		dr	labā skāla		kreisā skāla		dv	labā skāla		
	446	447		446	447	446	447		446	447	
m	1/2 cmm										
131	80	15545	—	5	608040	550337	—	7	1142830	—	2
132	79	20507	—	2	613005	429683	—	3	1049690	—	1
133	111	69663	—	7	793832	314147	+	6	1022177	—	1
134	108	201343	—	11	921267	313710	+	6	906653	—	17
135	108	328770	—	3	795000	299833	—	0	906210	—	3
136	134	202507	—	7	830661	174307	—	5	892328	—	2
137	78	238160	+	1	—	—	—	0	766807	—	1
698	424357	652138	—	34	2201837 1777500	1468037	—	15	3838024 2370000	—	19
	$\approx 4,24 \frac{m}{2}$	$\approx 6,52 \frac{m}{2}$			424337 424357	$\approx 14,86 \frac{m}{2}$			1468024 1468037		
					— 20	$\approx 10,71 \frac{m}{2}$			— 13		
$(\Sigma 446 + 447)_{kr} \dots$											
$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{l} - 7 \times 592500 \dots$											
$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr} \dots$											
$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{l} - 7 \times 592500 \dots$											
Atpakaļ videjais $\dots$											
Uz priekšu videjais $\dots$											
$h_3' = + 1463275$ $h_3'' = + 1462977$ $h_3' = + 1463126 \frac{cmm}{2}$ $d_3 = + 298 \frac{cmm}{2}$											
$K = (4,24 - 14,68) \times 17 + (6,52 - 10,71) \times 18 \dots$											
$h_3' = + 1462977$											

4. gājiens 756 → 106.  
Turp.

Staciju №№	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla		
	446	447	dr	1/2 cmm	446	447	dν	1/2 cmm	
28	261973	—	14	854459	222561	+	6	015067	+ 20
29	196795	+	28	789323	311655	+	5	904160	— 23
30	413010		0	1005510	181410	+	3	773913	+ 3
31	321653	—	13	914140	107700	—	3	700197	+ 10
256	674983	518448	+	1859969	419355	+	11	1604357	+ 10
				1185000	403971			1185000	
	≈ 6,75 $\frac{m}{2}$	≈ 5,18 $\frac{m}{2}$		674969	≈ 4,19 $\frac{m}{2}$			419357	403980
				674983	4,04 $\frac{m}{2}$			419355	403971
				—	14	+	15	+	2
								+	9
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>			1193431	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>				823326
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub> — 4 × 592500			1193432	(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub> — 4 × 592500				823337
	Atpakaļ vidējais			1193432	Uz priekšu vidējais				823332
	Uz priekšu vidējais			823332					
				'h <sub>4</sub> ' = + 370100					
	'K = (6,75 — 4,19) × 17 + (5,18 — 4,04) × 18								
				'h <sub>4</sub> ' = + 370164					



Atpakaļ.

Stacijas Nr.	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ
	2l	kreisā skāla		labā skāla		d <sub>v</sub>	labā skāla		
		446	447	446	447		446	447	
m		1/2 cmm				1/2 cmm			
53	20	99650	0	692150	314353	— 23	906820	— 33	
54	44	206383	0	798883	437273	— 7	1029766	— 7	
55	100	313520	— 10	906010	197016	+ 14	789530	+ 24	
56	92	223183	— 23	815660	264080	— 1	856579	+ 22	
	256	429566	— 33	1614543	511369	— 27	1696350	+ 6	
				1185000			1185000		
		≈ 4,30 $\frac{m}{2}$		429543	≈ 5,11 $\frac{m}{2}$		511350	701345	
				429566	≈ 7,01 $\frac{m}{2}$		511369	701353	
				— 23			— 19	— 8	
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>			842736	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>			1212722	
	(Σ 446 + Σ 147) <sub>l</sub> — 4 × 592500			842703	(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub> — 4 × 592500			1212695	

Atpakaļ vidējais . . . . . = 842720 Uz priekšu vidējais . . . . . = 1212708

Uz priekšu vidējais . . . . . = 1212708

"h<sub>4</sub>" = — 369988  
 "K = (4,30 — 5,11) × 17 + (4,13 — 7,01) × 18 . . . . . = 66  
 "h<sub>4</sub>" = — 370054  
 "h<sub>4</sub>' = + 370164  
 — "h<sub>4</sub>' = + 370054  
 h<sub>4</sub>' = + 370109  $\frac{cmm}{2}$   
 d<sub>4</sub> = + 110  $\frac{cmm}{2}$

5. gājiens  $\odot 106 \rightarrow \odot 755$ .

## Turp.

Stacijas №	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla		
	446	447	dr	446	447	446	447	d <sub>v</sub>	
m	1/2 cmm								
32	107700		3	700197		321653	13	914140	- 10
33	109020		6	889497	701526	274327	5	1070675	- 11
34	296999		2	783093		336653	0	866827	+ 2
35	190587		6	787873		259203	6	929147	- 12
36	195397		24				13	851690	+ 11
354	600096	299607	17	2377567	1484619	814833	37	1999822	- 20
		1777500		1185000		855183		1185000	
	$\approx 6,00 \frac{m}{2}$	$\approx 3,00 \frac{m}{2}$		600067	299619	$\approx 8,15 \frac{m}{2}$		814822	
				600096	299607	$8,55 \frac{m}{2}$		814833	
				- 29	+ 12			- 11	26
$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr}$					899703				1670016
$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{l}$	$5 \times 592500$				899686				1669979
Atpakaļ vidējais					899694				1669998
Uz priekšu vidējais					1669998				
'K	$(6,00 - 8,15) \times 17 + (3,00 + 8,55) \times 18$				770304				
'h <sub>5</sub> '					770441				

Atpakaļ.

Staciju №	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				d
	kreisā skala		labā skala		kreisā skala		labā skala		
	446	447	446	447	446	447	446	447	
2l	1/2 cmm		1/2 cmm		1/2 cmm		1/2 cmm		
m									
48	104	294099	7	886606	946726	199253	3	791756	4
49	100	354246	20	873753	226480	292826	54	818926	34
50	76	281246	7	1058426	121243	99650	4	885330	3
51	48	465926	0	906820			17	713726	17
52	20	314353	33				0	692150	33
348	889698	820172	39	2667179	2005152	347723	64	1532652	25
				1777500	1185000			1185000	
		≈ 8,90 m/2		889679	820152	≈ 3,48 m/2		347652	
				889698	820172			347723	
				19	20			71	7
(Σ 446 + Σ 447)kr					1709870	(Σ 446 + Σ 447)kr			939452
(Σ 446 + Σ 447)l		5 × 592500			1709831	(Σ 446 + Σ 447)l		5 × 592500	939388
Atpakaļ vidējais					1709850	Uz priekšu vidējais			939420
Uz priekšu vidējais					939420	h <sub>5</sub> '		770441	
					770430	" h <sub>5</sub> '		770563	
"K = (8,90 - 3,48) × 17 + (8,20 - 5,92) × 18					133	h <sub>5</sub> "		770502	
" h <sub>5</sub> "					770563	d <sub>5</sub>		122	



Atpakaļ.

Staciju №	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla		
	446	447	dr	1/2 cmm	446	447	dv	1/2 cmm	
43	102	100007	- 4	692503	307533	- 10	900023	875527	6
44	104	275423	+ 23	867946	245577	+ 7	838067	875527	16
45	110	379197	- 4	971693	245577	- 10	838067	728143	6
46	120	388370	+ 3	980873	235097	- 19	827600	728143	22
47	16	295940	- 3	888437	235097	+ 3	827600	728143	6
452	452	663793	+ 15	1848819	788207	- 29	2565690	1603670	44
		≈ 6,64 m/2		1185000	≈ 7,88 m/2		1777500	1185000	
		≈ 7,75 m/2		663819	≈ 4,19 m/2		788190	418670	
				663793			788207	418682	
				+ 26			- 17	- 12	
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>			1438937	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>			1206889	
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub>	5 × 592500		1438952	(Σ 446 + Σ 347) <sub>l</sub>	5 × 592500		1206860	
Atpakaļ vidējais . . . . . = 1438944									
Uz priekšu vidējais . . . . . = 1206874									
"h <sub>6</sub> " = + 232070									
"K" = (6,64 - 7,88) × 17 + (7,75 - 4,19) × 18 . . . . . = 43									
"h <sub>6</sub> '" = + 232113									
"h <sub>6</sub> '" = - 232122									
"h <sub>6</sub> '" = - 232113									
h <sub>6</sub> ' = - 232118 <sup>cmm</sup> / <sub>2</sub>									
d <sub>6</sub> = - 9 <sup>cmm</sup> / <sub>2</sub>									

Latv. Universitātes  
Inženierzinātņu fakultāte  
Bibliotēka

7. gājiens  $\odot 753 \rightarrow \odot 754$ .

Turp.

Stacijas №	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				$\Delta$
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla		
	446	447	446	447	446	447	446	447	
	$\frac{1}{2}$ cmm		$\frac{1}{2}$ cmm		$\frac{1}{2}$ cmm		$\frac{1}{2}$ cmm		
1	102	99915	+ 79	692494	330208		+ 15	922723	- 64
2	102	296657	- 54	889103	276723		- 38	869185	+ 16
3	90	252062	+ 33	844595	288938		- 9	881429	- 42
4	30	304506	- 1	897005	151020		+ 3	743523	+ 4
324	601163	351977	+ 57	1786108	619146	427743	- 29	1804152	- 86
				1185000				1185000	
	$\approx 6,01 \frac{m}{2}$	$\approx 3,52 \frac{m}{2}$		601108	$\approx 6,19 \frac{m}{2}$	$\approx 4,28 \frac{m}{2}$		619152	427708
				601163	351977			619146	427743
			- 55	+ 112				+ 6	- 35
	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr}$			953140	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr}$				1046889
	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{l}$	$- 4 \times 592500$		953197	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{l}$	$- 4 \times 592500$			1046860
Atpakaļ vidējais . . . . . = 953168									
Uz priekšu vidējais . . . . . = 1046874									
$'K = (6,01 - 6,19) \times 17 + (3,52 - 4,28) \times 18$									
$'h_2' = - 93706$									
$'h_2'' = - 93706$									
$'h_2''' = - 93723$									

Atpakal.

Staciju №№	Skats atpakal				Skats uz priekšu				Δ
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla		
	446	447	dr	1/2 cmm	446	447	dv	1/2 cmm	
79	152546	293083	+ 13	745059	885572	291467	- 3	883964	- 16
80	104		- 11				- 11	855892	0
81	102	257427	+ 18	849945		275818	+ 3	868321	- 15
82	68	331360	- 26		923834		+ 3	702533	+ 29
326	409973	624443	- 6	1595004	1809406	567285	- 8	1558425	- 2
				1185000	1185000			1185000	
	≈ 4,10 $\frac{m}{2}$	≈ 6,24 $\frac{m}{2}$		410004	624406	≈ 3,73 $\frac{m}{2}$		373425	
				400973	624443			373433	
				+ 31	- 37			- 8	0
(Σ 446 + Σ 447)kr					1034416	(Σ 446 + Σ 447)kr			940718
(Σ 446 + Σ 447)l	4 × 592500				1034410	(Σ 446 + Σ 447)l	4 × 592500		940710

Atpakal vidējais . . . . . = 1034413 Uz priekšu vidējais . . . . . = 940714

Uz priekšu vidējais . . . . . = 940714

"K = (4,10 - 3,73) × 17 + (6,24 - 5,67) × 18 . . . . . = 17

"h<sub>1</sub>' = 93723  
 "h<sub>2</sub>' = 93716  
 h<sub>1</sub>' = 93720  $\frac{cmm}{2}$   
 d<sub>1</sub>' = 7  $\frac{cmm}{2}$

8. gājiens  $\odot 754 \rightarrow \odot 413$ .

Turp.

Stacijas Nr.	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				$\Delta$
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla		
	446	447	dr	446	447	446	447	dv	
	$\frac{1}{2}$ cmm								
83	104	154760	+ 33	747293	329515	— 2	922013	— 2	35
84	108	264438	+ 5	856943	257400	0	849900	0	5
85	78	292198	+ 9	884707	278236	+ 1	870737	+ 1	8
86	110	277690	— 5	870185	226727	— 34	819193	— 34	29
87	44	312025	— 15	904510	160512	+ 3	753015	+ 3	+ 18
444	542128	758983	+ 27	1727128	768263	— 32	2545765	— 32	— 59
	$\approx 5,42 \frac{m}{2}$	$\approx 7,59 \frac{m}{2}$		1185000	484127		1777500		
				542128	$\approx 7,68 \frac{m}{2}$		768265		
				542128	$\approx 4,84 \frac{m}{2}$		768263		
				0			+ 2		
				+ 27			— 34		
	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr}$			1301111	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{pr}$				
	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_l - 5 \times 592500$			1301138	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_l - 5 \times 592500$				
Atpakaļ vidējais . . . . . = 1301124									
Uz priekšu vidējais . . . . . = 1252374									
$'h_s'' = + 48750$									
$'K = (5,42 - 7,68) + (7,59 - 4,84) \times 18$ . . . . . = + 11									
$'h_s' = + 48761$									



Atpakaļ.

Stacijas №	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ		
	2l	kreisā skāla		labā skāla		d <sub>r</sub>	kreisā skāla			labā skāla	
		446	447	446	447		446	447		d <sub>v</sub>	446
m		1/2 cmm									
104	44	162601	+ 2	755103	817743	312040	0	904540	— 2		
105	110		+ 30		286873		— 10	879363	— 40		
106	108	284597	+ 6	877103	295917	295917	+ 10	888427	+ 4		
107	104	276833	— 11	869322	279482	152473	+ 7	871989	+ 18		
108	82	328518	+ 15	921033			— 10	744963	— 25		
448		775716	+ 42	2553239 1777500	1687065 1185000	760430	— 3	1751352 1185000	— 45		
		≈ 7,76 $\frac{m}{2}$		775739 775716	502065 502046	≈ 7,60 $\frac{m}{2}$		566352 566355			
			+ 23	+ 19				— 3	0		
		(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>				(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>					
		(Σ 446 + Σ 447) <sub>v</sub> — 5 × 592500				(Σ 446 + Σ 447) <sub>v</sub> — 5 × 592500					
		Atpakaļ vidējais				Uz priekšu vidējais					
		Uz priekšu vidējais				Uz priekšu vidējais					
		"h <sub>s</sub> ' = + 48761				"h <sub>s</sub> ' = + 48761					
		— "h <sub>s</sub> ' = + 49012				— "h <sub>s</sub> ' = + 49012					
		h <sub>s</sub> ' = + 48886 $\frac{cmm}{2}$				h <sub>s</sub> ' = + 48886 $\frac{cmm}{2}$					
		d <sub>s</sub> = — 251 $\frac{cmm}{2}$				d <sub>s</sub> = — 251 $\frac{cmm}{2}$					
		"K = (7,76 — 5,66) × 17 + (5,02 — 7,06) × 18				"K = (7,76 — 5,66) × 17 + (5,02 — 7,06) × 18					
		"h <sub>s</sub> " = — 49001				"h <sub>s</sub> " = — 49001					
		— "h <sub>s</sub> " = — 11				— "h <sub>s</sub> " = — 11					

9. gājiens 413 → 757.

Turp.

Staciju №	2l	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ	
		kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla			
		446	447	dr	1/2 cmm	446	447	dv	1/2 cmm		
88	44	160512		+ 3	753015			312025	- 15	904510	- 18
89	106	301420		+ 23	893943			315941	+ 6	908447	- 17
90	112	295967		+ 36	888503			179950	+ 7	772457	- 29
262		456479		+ 62	1641518			315941	- 2	908447	- 64
					1185000					592500	
		≈ 4,56 $\frac{m}{2}$			456518			≈ 3,16 $\frac{m}{2}$		315947	
					456479			≈ 4,92 $\frac{m}{2}$		315941	
				+ 39	+ 23					+ 6	8
		(Σ 446 + Σ 447)kr			757899			(Σ 446 + Σ 447)kr			807916
		(Σ 446 + Σ 447)l - 3 × 592500			757961			(Σ 446 + Σ 447)l - 3 × 592500			807914
		Atpakaļ vidējais			757930			Uz priekšu vidējais			807915
		Uz priekšu vidējais			807915						

$K = (4,56 - 3,16) \times 17 + (3,01 - 4,92) \times 18$   
 $h_9'' = 49985$   
 $h_9' = 49996$

## Atpakaļ.

Stacijas Nr.	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				$\Delta$
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla		
	446	447	dr	1/2 cmm	446	447	dv	1/2 cmm	
2/	191833	0	784333	295483	289440	6	887989	6	+
101	293608	24	886084	162601	289440	13	881927	11	+
102	312040	0	904540	458084	289440	2	755103	2	+
103	503873	24	1688873	458084	289440	5	1643092	19	+
261	503873	24	1185000	$\approx 4,58 \frac{m}{2}$	$\approx 2,89 \frac{m}{2}$		1185000		
	$\approx 2,94 \frac{m}{2}$	$\approx 5,04 \frac{m}{2}$	503873	503873			458092	289427	
			503873	503873			458084	289440	
			— 24	0			+	8	— 13
	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr}$		797481	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr}$				747524	
	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_l - 3 \times 592500$		797457	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_l - 3 \times 592500$				747519	
	Atpakaļ vidējais		797469	Uz priekšu vidējais				747522	
	Uz priekšu vidējais		747522						
	$'h_g'' = + 49947$		$'h_g'' = + 49947$						
	$'K = (2,94 - 4,58) \times 17 - (5,04 - 2,89) \times 18$		$'K = (2,94 - 4,58) \times 17 - (5,04 - 2,89) \times 18$						
			$'h_g' = - 49977 \frac{cmm}{2}$						
			$d_g = - 38 \frac{cmm}{2}$						

10. gājiena 757 → 756.  
Turp.

Staciju Nr.	Zl	Skats atpakaļ		Skats uz priekšu		Δ
		kreisā skāla	laba skāla	kreisā skāla	laba skāla	
m		446	447	446	447	
		1/2 cmm		1/2 cmm		
91	110	64123	0	290325	882826	+ 1
92	108	301706	- 3	223621	816118	0
93	42	323793	0	203270	795770	0
94	62	498240	+ 13	55167	647663	- 17
95	52	407250	- 15	95730	688217	+ 2
374		799946	- 5	589325	2366813	- 14
		≈ 8,00 $\frac{m}{2}$		≈ 5,89 $\frac{m}{2}$	1777500	
				≈ 2,79 $\frac{m}{2}$	589313	
					589325	
					12	
					7	
				(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>	868113	
				(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub> - 5 × 592500	868094	
				Uz priekšu videjais	868104	

Uz priekšu videjais . . . . . = 868104

$h_{10}^n = + 727006$

$K = (8,00 - 5,89) \times 17 + (7,95 - 2,79) \times 18 = + 129$

$h_{10}^l = + 727135$

Atpakaļ.

Stacijas №	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla		
	446	447	dr	1/2 cmm	446	447	dv	1/2 cmm	
96	95730		- 13	688217	407250		- 15	999735	- 2
97	191767	56106	+ 46	648652	499981		- 50	1092431	- 96
98			- 7	784260	311943		- 6	904437	+ 1
99		225360	+ 16	817876	302360		- 20	894840	- 36
100	287840		+ 19	880359	62620		- 30	655090	- 49
374	575337	281466	+ 61	2352836 1777500	802341	781813	- 121	1987271 1185000	- 182
	≈ 5,75 $\frac{m}{2}$	≈ 2,81 $\frac{m}{2}$		575336 575337	≈ 8,02 $\frac{m}{2}$	7,82 $\frac{m}{2}$		802271 802341	781768 781813
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>			- 1 + 62	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>			- 70	51
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub> - 5 × 592500				(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>				1584154
					(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub> - 5 × 59200				1584033

Uz priekšu vidējais . . . . . = 1584094

Atpakaļ vidējais . . . . . = 856834

Uz priekšu vidējais . . . . . = 1584094

$${}^1h_{10}' = + 727135$$

$${}^2h_{10}' = + 727289$$

$$h_{10}'' = + 727212 \frac{cmm}{2}$$

$$d_{10} = - 154 \frac{cmm}{2}$$

$${}^1h_{10}'' = - 727160$$

$${}^2h_{10}'' = - 129$$

$${}^3h_{10}'' = - 727289$$

$${}^4K = (5,75 - 8,02) \times 17 + (2,81 - 7,82) \times 18$$

Latv. Universitātes  
Inženierzinātņu Fakultāte  
Bibliotēka.

11. gājiena 444 → 89.  
Turp.

Staciju №	2l	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ		
		kreisā skāla		dr	labā skāla		kreisā skāla		dv		labā skāla	
		446	447		446	447	446	447			446	447
m		1/3 cmm										
109	45	274117	+	6	866623	318580	—	3	911077	848940	—	9
110	108	320703	+	7	913210	256437	+	3	849747	844837	+	4
111	106	299043	0		891543	257243	+	4	849747	844837	+	4
112	52	292483	+	30	885013	252340	—	3	897018	879159	—	33
113	106	267663	0	0	860163	304517	+	1	897018	879159	+	1
114	38	264217	0	0	856717	286660	—	1	639950	879159	—	7
115	92	392103	+	37	984640	47450	+	0	639950	879159	—	7
547		877403	+	80	2654940	927790	+	1	3297792	2572936	—	79
		1232926			1777500	2370000			2370000	1777500		
		≈ 8,77 m/2			877440	≈ 9,28 m/2			927792	795436		
		≈ 12,33 m/2			877403	≈ 7,95 m/2			927790	795437		
					+	37			+	2		1
(Σ 446 + Σ 447)kr		Σ 446 + Σ 447)kr . . . . . = 2110329										
(Σ 446 + Σ 447)l		Σ 446 + Σ 447)l — 7 × 592500 . . . . . = 1732227										
Atpakaļ vidējais . . . . .		Uz priekšu vidējais . . . . . = 2110369										
Uz priekšu vidējais . . . . .		Uz priekšu vidējais . . . . . = 1732228										

'h<sub>11</sub>' = + 387141  
 'K = (8,77 — 9,28) × 17 + (12,33 — 7,95) × 18 . . . . . = + 70  
 'h<sub>11</sub>' = + 387211



12. gājiens  $\odot 89 \rightarrow \odot 413$ .

Turp.

Staciju №№	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				$\Delta$		
	kreisā skāla		labā skāla		kreisā skāla		labā skāla				
	446	447	$dr$	446	447	446	447				
$m$	$\frac{1}{2}$ cmm										
123	104	296853	- 6		889347	107970	170100	- 1	700469	762610	+ 5
124	56	390063	+ 7	982570				+ 10		762610	+ 3
	160	390063	+ 1	982570 592500	889347 592500	107970	170100	+ 9	700469 592500	762610 592500	+ 8
		$\approx 3,90 \frac{m}{2}$	$\approx 2,97 \frac{m}{2}$	390070 390063	296847 296853	$\approx 1,08 \frac{m}{2}$	$\approx 1,70 \frac{m}{2}$		107969 107970	170110 170100	
				+ 7 - 6					- 1 + 10		
		$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr}$			686916	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{pr}$				278070	
		$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_l - 2 \times 592500$			686917	$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_l - 2 \times 592500$				278079	
		Atpakaļ vidējais			686916	Uz priekšu vidējais				278074	
		Uz priekšu vidējais			278074						

$${}^1h_{12}'' = + 408842$$

$${}^1K = (3,90 - 1,08) \times 17 + (2,97 - 1,70) \times 18$$

$$= + 71$$

$${}^1h_{12}' = + 408913$$



Atpakal.

Stacijas №№	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ
	2l	kreisā skāla		labā skāla		dv	labā skāla		
		446	447	446	447		446	447	
m	1/2 cmm								
125	56	170100	+ 10	762610	390063	+ 7	982570	891383	- 3
126	104	110017	+ 3	702520	298880	+ 3		891383	0
160	160	110017	+ 13	702520	390063	+ 10	982570	891383	- 3
		≈ 1,10 $\frac{m}{2}$		592500	≈ 3,90 $\frac{m}{2}$		592500	592500	
		≈ 1,70 $\frac{m}{2}$		110020	≈ 2,99 $\frac{m}{2}$		390070	298883	
				110017			390063	298880	
				+ 3 + 10			+ 7 + 3		
		(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>		280117	(Σ 446 + Σ 447) <sub>pr</sub>		688943	688943	
		(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub> - 2 × 592500		280130	(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub> - 2 × 592500		688953	688953	
		Atpakal videjais		280124	Uz priekšu videjais		688948	688948	

Uz priekšu videjais . . . . . = 688948

"K = (1,10 - 3,90) × 17 + (1,70 - 2,99) × 18 . . . . . = 71

$$\begin{aligned}
 &h_{12}' = + 408913 \\
 &\text{--- } h_{12}' = + 408895 \\
 &h_{12}' = + 408904 \frac{\text{cmm}}{2} \\
 &d_{12} = + 18 \frac{\text{cmm}}{2}
 \end{aligned}$$

13. gājiens 413 → 755.  
Turp.

Staciju №	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ		
	2l	kreisā skāla		labā skāla		dv	kreisā skāla			labā skāla	
		446	447	446	447		446	447		446	447
m		1/2 cmm				1/2 cmm					
127	108	211263	- 3	803760	164013	0	756513	+	3		
128	98	388009	+ 1	980510	158397	+ 1	750898	0	0		
	206	388009	- 2	980510 592500	164013	+ 1	756513 592500	+	3		
		≈ 3,88 <sup>m</sup> / <sub>2</sub>	≈ 2,11 <sup>m</sup> / <sub>2</sub>	388010 388009	≈ 1,64 <sup>m</sup> / <sub>2</sub>	≈ 1,58 <sup>m</sup> / <sub>2</sub>	164013 164013				
			+ 1	- 3			0	+ 1			
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>					(Σ 446 + Σ 447) <sub>kr</sub>					
	(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub>					(Σ 446 + Σ 447) <sub>l</sub>					
	Atpakaļ vidējais					Uz priekšu vidējais					
	Uz priekšu vidējais					Uz priekšu vidējais					
	'K = (3,88 - 1,64) × 17 + (2,11 - 1,58) × 18					'h <sub>13</sub> ' = + 276861					
	'h <sub>13</sub> ' = + 276909					'h <sub>13</sub> ' = + 276909					

**Atpakai.**

Stacijas №	Skats atpakaļ				Skats uz priekšu				Δ			
	2l m	kreisā skāla		labā skāla		dr	kreisā skāla			labā skāla		
		446	447	446	447		446	447		dv	446	447
1/2 cmm												
129	98	158397	+	1	750898	388009	213093	+	1	980510	805593	0
130	108	165907	-	7	758400	388009	213093	+	1	980510	805593	+
206	206	165907	-	6	758400	388009	213093	+	1	980510	805593	+
		≈ 1,66 $\frac{m}{2}$		≈ 1,58 $\frac{m}{2}$	165900	≈ 3,88 $\frac{m}{2}$	≈ 2,13 $\frac{m}{2}$			388010	213093	
					165907					388009	213093	
					-	7	+	1		+	1	0
$(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{kr} \dots = 324304$ $(\Sigma 446 + \Sigma 447)_{l} - 2 \times 592500 \dots = 324298$												
Atpakaļ vidējais . . . . . = 324301 Uz priekšu vidējais . . . . . = 601102												
$h_{13}'' = -726801$ $h_{13}' = +276849$ $h_{13}' = +276879 \frac{cmm}{2}$ $d_{13} = +60 \frac{cmm}{2}$												
$"K = (1,66 - 3,88) \times 17 + (1,58 - 2,13) \times 18$												

## 2. pielikums.

Gājieni	$d$	$L$	$\sqrt{L}$	$\frac{d}{\sqrt{L}}$	$2\sigma L$	$d'$	$d'd'$	$\frac{d'd'}{L}$
	$^{1/2}$ cmm	km	$\sqrt{\text{km}}$	$^{1/2}$ cmm	$^{1/2}$ cmm	$^{1/2}$ cmm	$(^{1/2}\text{cmm})^2$	$(^{1/2}\text{cmm})^2$
⊙ 753 → ⊙ 754	— 7	0,32	0,57	— 12	— 1	— 6	36	112
⊙ 754 → ⊙ 444	— 68	0,57	0,75	— 91	— 2	— 66	4356	7642
⊙ 444 → ⊙ 291	+ 102	0,57	0,75	+ 136	— 2	+ 104	10816	18975
⊙ 291 → ⊙ 756	+ 298	0,72	0,85	+ 350	— 3	+ 301	90601	126251
⊙ 756 → ⊙ 106	+ 110	0,26	0,51	+ 216	— 1	+ 111	12321	47388
⊙ 106 → ⊙ 755	+ 122	0,35	0,59	+ 207	— 1	+ 123	15129	43226
⊙ 755 → ⊙ 753	— 9	0,52	0,72	— 12	— 2	— 7	49	94
⊙ 754 → ⊙ 413	— 251	0,45	0,67	— 375	— 2	— 249	62001	137780
⊙ 413 → ⊙ 757	— 38	0,26	0,51	— 75	— 1	— 37	1369	5265
⊙ 757 → ⊙ 756	— 154	0,37	0,61	— 252	— 1	— 153	23409	63268
⊙ 444 → ⊙ 89	— 225	0,55	0,74	— 304	— 2	— 223	49729	90416
⊙ 89 → ⊙ 413	+ 18	0,16	0,40	+ 45	— 1	+ 19	361	2256
⊙ 413 → ⊙ 755	+ 60	0,21	0,46	+ 130	— 1	+ 61	3721	17719
				+ 1084		+ 719		
				— 1121		— 741		
		5,31	8,13	— 37		— 22		560392

$$\sigma = -\frac{1}{2} \cdot \frac{37}{8,13} = -2 \frac{\text{cmm}}{2}$$

$$m = \pm \sqrt{\frac{560392}{2 \times 13}} = \pm 147 \frac{\text{cmm}}{2}$$

$$\mu = \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{560392}{13}} = \pm 104 \frac{\text{cmm}}{2}$$

## Līmetņojuma tīkla izlīdzināšana.

Gājieni	Mērītās augstumu starpības $h' \frac{\text{cmm}}{2}$	Garumi $L$ km	Svari $p = \frac{1}{L}$
1: ⊙ 754 → ⊙ 444	$h'_1 = - 747476$	$L_1 = 0,57$	$p_1 = 1,75$
2: ⊙ 444 → ⊙ 291	$h'_2 = + 10208$	$L_2 = 0,57$	
3: ⊙ 291 → ⊙ 756	$h'_3 = + 1463126$	$L_3 = 0,72$	
2.3: ⊙ 444 → ⊙ 756	$h'_{2.3} = + 1473334$	$L_{2.3} = 1,29$	$p_{2.3} = 0,78$
4: ⊙ 756 → ⊙ 106	$h'_4 = + 370109$	$L_4 = 0,26$	
5: ⊙ 106 → ⊙ 755	$h'_5 = - 770502$	$L_5 = 0,35$	
4.5: ⊙ 756 → ⊙ 755	$h'_{4.5} = - 400393$	$L_{4.5} = 0,61$	$p_{4.5} = 1,64$
6: ⊙ 755 → ⊙ 753	$h'_6 = - 232118$	$L_6 = 0,52$	
7: ⊙ 753 → ⊙ 754	$h'_7 = - 93720$	$L_7 = 0,32$	
6.7: ⊙ 755 → ⊙ 754	$h'_{6.7} = - 325830$	$L_{6.7} = 0,84$	$p_{6.7} = 1,19$
8: ⊙ 754 → ⊙ 413	$h'_8 = + 48886$	$L_8 = 0,45$	$p_8 = 2,22$
9: ⊙ 413 → ⊙ 757	$h'_9 = - 49977$	$L_9 = 0,26$	
10: ⊙ 757 → ⊙ 756	$h'_{10} = + 727212$	$L_{10} = 0,37$	
9.10: ⊙ 413 → ⊙ 756	$h'_{9.10} = + 677235$	$L_{9.10} = 0,63$	$p_{9.10} = 1,59$
11: ⊙ 444 → ⊙ 89	$h'_{11} = + 387324$	$L_{11} = 0,55$	
12: ⊙ 89 → ⊙ 413	$h'_{12} = + 408904$	$L_{12} = 0,16$	
11.12: ⊙ 444 → ⊙ 413	$h'_{11.12} = + 796228$	$L_{11.12} = 0,71$	$p_{11.12} = 1,41$
13: ⊙ 413 → ⊙ 755	$h'_{13} = + 276879$	$L_{13} = 0,21$	$p_{13} = 4,76$

## Noteikumu nolīdzinājumu sastādīšana.

## Cilpa I.

$$\begin{aligned}
 h' + V_1 &= -747476 + V_1 \\
 h'_{11.12} + V_{11.12} &= +796228 + V_{11.12} \\
 -(h'_8 + V_8) &= -48886 - V_8 \\
 \hline
 &= 134 + V_1 + V_{11.12} - V_8 = 0
 \end{aligned}$$

## Cilpa II.

$$\begin{aligned}
 h'_{2.3} + V_{2.3} &= +1473334 + V_{2.3} \\
 -(h'_{9.10} + V_{9.10}) &= -677235 - V_{9.10} \\
 -(h'_{11.12} + V_{11.12}) &= -796228 - V_{11.12} \\
 \hline
 &= 129 + V_{2.3} - V_{9.10} - V_{11.12} = 0
 \end{aligned}$$

## Cilpa III.

$$\begin{aligned}
 h'_{4.5} + V_{4.5} &= -400393 + V_{4.5} \\
 -(h'_{13} + V_{13}) &= -276879 - V_{13} \\
 h'_{9.10} + V_{9.10} &= +677235 + V_{9.10} \\
 \hline
 &= 37 + V_{4.5} - V_{13} + V_{9.10} = 0
 \end{aligned}$$

## Cilpa IV.

$$\begin{aligned}
 h'_{6.7} + V_{6.7} &= -325838 + V_{6.7} \\
 h'_8 + V_8 &= +48886 + V_8 \\
 h'_{13} + V_{13} &= +276879 + V_{13} \\
 \hline
 &= 73 + V_{6.7} + V_8 + V_{13} = 0
 \end{aligned}$$

## Noteikumu nolīdzinājumi.

Nº		$V_1$	$V_{2.3}$	$V_{4.5}$	$V_{6.7}$	$V_8$	$V_{9.10}$	$V_{11.12}$	$V_{13}$	Briv. loc. W
1.	$a =$	+ 1				- 1		+ 1		- 134
2.	$b =$		+ 1				- 1	- 1		- 129
3.	$c =$			+ 1			+ 1		- 1	- 37
4.	$d =$				+ 1	+ 1			+ 1	- 73
	$\frac{I}{p} =$	0,57	1,29	0,61	0,84	0,45	0,63	0,71	0,21	

## Korrelātu normālolīdzinājumi.

$$\begin{aligned}
 +1.73 K_1 - 0.71 K_2 - 0.45 K_4 - 134 &= 0 \\
 +2.63 K_2 - 0.63 K_3 - 129 &= 0 \\
 +1.45 K_3 - 0.21 K_4 - 37 &= 0 \\
 +1.50 K_4 - 73 &= 0
 \end{aligned}$$

$$K_1 = +150.7; \quad K_2 = +111.1; \quad K_3 = +89.2; \quad K_4 = +106.4$$

## Izlabojumu aplēšana.

№	$aK_1$	$bK_2$	$cK_3$	$dK_4$	$\Sigma$	$\frac{1}{p} = L$	$v$	$vv$	$p$	$pvv$
1	+150,7				+150,7	0,57	+86	7396	1,75	12943
2.3		+111,1			+111,1	1,29	+143	20449	0,78	15950
4.5			+89,2		+89,2	0,61	+54	2916	1,64	4782
6.7				+106,4	+106,4	0,84	+89	7921	1,19	9426
8	-150,7			+106,4	-44,3	0,45	-20	400	2,22	888
9.10		-111,1	+89,2		-21,9	0,63	-14	196	1,59	311
11.12	+150,7	-111,1			+39,6	0,71	+28	784	1,41	1105
13			-89,2	+106,4	+17,2	0,21	+4	16	4,76	76
										45481 = [pvv]

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{45481}{4}} = \pm 107 \frac{\text{cmm}}{2}$$

$$W_1 K_1 = -20193$$

$$W_2 K_2 = -14332$$

$$W_3 K_3 = -3300$$

$$W_4 K_4 = -7767$$

$$-45592 = [WK]$$

№	Gājieni	$\frac{v}{\sum L} L$	Augstumu starpības			
			$v'$	Mērītās $h'$		Izlīdzinātās $h = h' + v'$
				$\frac{\text{cmm}}{2}$	$\frac{\text{cmm}}{2}$	
1	⊙ 754 → ⊙ 444		+ 86	- 747476	- 747390	- 3,736 <sub>95</sub>
2	⊙ 444 → ⊙ 291	143	+ 63	+ 10208	+ 10271	+ 0,051 <sub>36</sub>
3	⊙ 291 → ⊙ 756	+ 1,29 ×	+ 80	+ 1463126	+ 1463206	+ 7,316 <sub>03</sub>
4	⊙ 756 → ⊙ 106	54	+ 23	+ 370109	+ 370132	+ 1,850 <sub>66</sub>
5	⊙ 106 → ⊙ 755	+ 0,61 ×	+ 31	- 770502	- 770471	- 3,852 <sub>35</sub>
6	⊙ 755 → ⊙ 753	89	+ 55	- 232118	- 232063	- 1,160 <sub>32</sub>
7	⊙ 753 → ⊙ 754	+ 0,84 ×	+ 34	- 93720	- 93686	- 0,468 <sub>43</sub>
8	⊙ 754 → ⊙ 413		- 20	+ 48886	+ 48866	+ 0,244 <sub>33</sub>
9	⊙ 413 → ⊙ 757	14	- 6	- 49977	- 49983	- 0,249 <sub>91</sub>
10	⊙ 757 → ⊙ 756	- 0,63 ×	- 8	+ 727212	+ 727204	+ 3,636 <sub>02</sub>
11	⊙ 444 → ⊙ 89	28	+ 22	+ 387324	+ 387346	+ 1,936 <sub>73</sub>
12	⊙ 89 → ⊙ 413	+ 0,71 ×	+ 6	+ 408904	+ 408910	+ 2,044 <sub>55</sub>
13	⊙ 413 → ⊙ 755		+ 4	+ 276879	+ 276883	+ 1,384 <sub>42</sub>

## Izlīdzināto augstumu starpību kontrole.

## Cilpa I.

$$\begin{aligned}
 h_1 &= - 3,736_{95} \\
 h_{11} &= + 1,936_{73} \\
 h_{12} &= + 2,044_{55} \\
 - h_8 &= - 0,244_{33} \\
 &= 0,000_{00}
 \end{aligned}$$

## Cilpa II.

$$\begin{aligned}
 h_2 &= + 0,051_{36} \\
 h_3 &= + 7,316_{03} \\
 - h_{10} &= - 3,636_{02} \\
 - h_9 &= + 0,249_{91} \\
 - h_{12} &= - 2,044_{55} \\
 - h_{11} &= - 1,936_{73} \\
 &= 0,000_{00}
 \end{aligned}$$

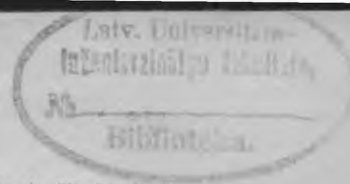
## Cilpa III.

$$\begin{aligned}
 h_4 &= + 1,850_{66} \\
 h_5 &= - 3,852_{35} \\
 - h_{13} &= - 1,384_{42} \\
 h_9 &= - 0,249_{91} \\
 h_{10} &= + 3,636_{02} \\
 &= 0,000_{00}
 \end{aligned}$$

## Cilpa IV.

$$\begin{aligned}
 h_6 &= - 1,160_{32} \\
 h_7 &= - 0,468_{43} \\
 h_8 &= + 0,244_{33} \\
 h_{13} &= + 1,384_{42} \\
 &= 0,000_{00}
 \end{aligned}$$





LATVIJAS ŪNIVERSITĀTES RAKSTI  
ACTA UNIVERSITATIS LATVIENSIS

INŽENIERZINĀTŅU FAKULTĀTES SERIJA I. 5.

Technika kā kultūras faktors.

*M. Bīmanis.*

(Rektora akadēmiskais priekšnesums Universitātes gada aktā 1931. g. 28. sept.)

Mēs dzīvojam augsti attīstītā tehnikas laikmetā, un ar tehniskiem panākumiem esam pārvarējuši laiku, attālumu un telpu. Mēs noklausāmies, ērti savā istabā sēžot, mūzikas vai citus priekšnesumus un runas no Ņujorkas vai Sanfranciskas. Ar gaisa kuģiem pārlidojam īsā laikā nevien zemes, bet arī jūras, pat tādas, kas senāk nebija sasniedzamas, kā piem. ledus jūras. Ar zemledus braucieniem pētījām polārjūras. Mūsu tehniskām vajadzībām nepieciešamos spēkus sagādājam nevien ar kurināmiem materiāliem, vai no ūdens avotiem; mēs mākam arī izmantot jūras paisumu un bēgumu un jau zinām, kā spēkus var iegūt tieši no saules stariem, vai izmantojot siltuma starpību dažādā jūras dziļumā vai zemes iekšienes siltumu. Mēs domājam arī pieiet pie atomu saskaldīšanas un atraisīt tur ieslēgtos spēkus.

Līdz ar tehnikas augsto attīstību arī cilvēka gara attīstība, cilvēces kultūra, sasniegusi augstu pakāpi, augstāku, kā tas agrākos laikos novērots. Itin dabiski, ka rodas doma, vai starp abām šīm parādībām, tehniku un kultūru, nepastāv noteikti sakari. Ir bijuši laiki, kad tehnisku domu neuzskatīja par līdzvērtīgu, teiksim, kādai filozofiskai domai, un uzskatīja par apgrēcību nostādīt inženieri līdzīgu dzejniekam vai filosofam. Daži saskatīja teknikā kādu subordinētu palīglīdzekli, kuŗa uzdevums — izveidot konkrētā veidojumā cilvēka gara ražojumus, piem. iekārtot dabas zinātņu atradumus pielietojamā veidā.

Tamlīdzīgi uzskati izrādījās par stipri maldīgiem un grozījās līdz ar 19. gs. tehnikas uzvaras gājienu. Šobrīd gan reti, bet tomēr vēl atradisim cilvēkus, kas piem. kāda romāna sarakstīšanu uzskata par

svarīgāku un vērtīgāku kultūras darbu nekā lidmašīnas vai zemūdes konstruēšanu. Tagad ir atzīts, ka tehnika ir patstāvīga zinātne, ir patstāvīgs ļoti ievērojams kultūras faktors, kas gan atrodas zināmā sakarībā ar citām zinātnes nozarēm, ar citiem kultūras faktoriem, bet savu attīstību veido ar patstāvīgu sevišķu domu gājienu, kas lielā mērā ietekmē citus kultūras faktoros.

Vispirms apstāsimies pie jautājuma, ko mēs saprotam ar vārdu **kultūra**. Ikdienišķā dzīvē mēs runājam par kultūras stādiem, par kultivētu zemi, un saprotam ar to sevišķi izkoptus, līdz pilnībai izveidotus stādus vai zemes gabalus. Tāpat arī kā cilvēka kultūru mēs saprotam viņa prāta un dvēseles augstāko izveidojumu, kad cilvēks nedzenas vairs pakal saviem dabiskiem, zvēriskiem dzinekļiem, bet prot sevi ierobežot vārdos un darbos, savā apgērbā, savās ierašanās. Cilvēka kultūras sasniegumi parādās nevien tādā ārējā veidā, bet aptver arī visas prāta zinātnes, tehniku, mākslu, reliģiju, un parādās arī valstiskā veidojumā, saimnieciskā iekārtā u. t. t. Var izšķirt tādus cilvēces sasniegumus, kas noder tikai dzīves ērtībai un omulībai, kurus var nosaukt par **cīvilizācijas mantām**, un tādus sasniegumus, kas veido īsto cilvēka garīgās dzīves nozīmi un iezīmē **kultūru šaurākā nozīmē**. Izejot no šāda viedokļa, mēs saprotam ar **atsevišķa cilvēka kultūru** to, ka viņā apvienoti harmoniskā saskaņā viņa laikmeta cīvilizācijas sasniegumi, un miesas, gara un prāta izkopšanas panākumi, līdz ar to sasniedzot augstākās tikumības stāvokli. Ar **kādas tautas vai zināma laikmeta kultūru** var saprast to, cik tālu tautas masā ir iemiesojušies atsevišķu tautas locekļu kultūrālie sasniegumi.

Pieejot tuvāk jautājumam, kāda loma teknikai mūsdienu kultūrā, mēģināsim noskaidrot, kas ar tehniku kultūrālā ziņā saprotams. Vecie grieķi apzīmējuši ar vārdu „**Τέχνη**“ vispārīgā nozīmē zināmu apzinīgu, radošu cilvēka darbību, kā arī līdzekļus un ceļus zināma nodoma izvešanai. Tā tad varēja runāt tikpat par mākslinieku vai amatnieka tehniku, kā arī par tirgotāja, runātāja, ārsta u. t. t. tehniku. Mūsu modernās zinātniskas tehnikas jēdzienu varbūt vislabāk raksturo filosofis Šneiders\*): „Tehnika ir dabisku veidu un vielu izveidošana ar mākslīgu iedarbību zināmiem cilvēciskiem mērķiem“. Tā tad tehnika ir zināma darbība ar noteiktu mērķi, un tas ir: da-

\*) M. Schneider — Ueber Technik, technisches Denken und technische Wirkungen. Nürnberg, 1912.

bisku vielu un dabas spēku pārveidošana tādā ziņā, lai cilvēks varētu tos padarīt sev pakalpīgus. **T e c h n i ķ a** uzdevums ir ar savu gara spēju izmantot un ražot vielas un spēkus, ar mērķi — padarīt tos lietderīgi lietojamus cilvēciskiem nolūkiem. Tehniķa gara darbība aptver visu šādu darinājumu pārdomāšanu, projektēšanu, izpilddarbu iekārtošanu, vadīšanu un darītā darba pārbaudīšanu. Pie visa tā jāievēro vislielākais saimnieciskums, neizšķēržot vielas un neatstājot neizmantotus katrā gadījumā pieejamos dabas spēkus.

Savu uzdevumu sekmīgai veikšanai tehniķim jāņem palīgā dažādu citu zinātnes nozaļu panākumi, galvenā kārtā matemātikas, mēchanikas, dabas zinātņu, dažreiz arī medicīnas (piem. ūdens tīrības novērtēšanai, vai darba aizsarglīdzekļu noskaidrošanai) u. t. t. Saskaņā ar citu zinātņu panākumiem un ņemot vērā saimnieciskas prasības, tehniķis tad nu rada ar izdomāšanu, aprēķināšanu, konstruēšanu un izvešanu dabā tos veidus, kuriem jābūt spējīgiem vislabāk apmierināt cilvēka dzīves prasības.

Kā redzams, tehnika zinātniski izveidotam objektam par pamatu ir vispirms zināms *izdomājums* vai *izgudrojums*. Tā cēlonis ir zināma gara dziņa radīt ko jaunu, sagaidot prieku un gandarījumu, ko cilvēks sajūt, kad viņam tas izdevies. Izgudrojumi un atradumi izceļami tehniskās darbības visaugstākajā vietā. Konstrukcija ir tehniska izgudrojuma fiksējums uz papīra, un tālāks attīstījums tā praktiskai pielietošanai. Tehniska izgudrojuma praktiskā izveidošanā, vai tas ir architekta, būvinženiera, mēchanika, ēlektriķa, ķīmiķa u. t. t. darbs, ņem dalību zināmi palīgspēki, tā ka inženiera darinājums galīgā veidā parasti ir kolektīvas dabas darba panākums. Viens palīgs nodarbojas ar izzīmēšanu, cits atkal ar darba izvešanas organizēšanu, un citi ar vajadzīgā fiziskā darba padarīšanu, pie tam, kur vajadzīgs, izlietojot mēchanisku spēku, mašīnu darbu. Bez roku vai mašīnu darba nav izvedama radoša ideja tehniskam darinājumam, un otrādi, bez radošas idejas roku un mašīnu darbs būtu nevajadzīgs. Katrs no inženiera palīgspēkiem ar savu gara iedarbību var ienest tehniskā veidojumā kaut kādu uzlabojumu vai jauninājumu, tā padarot darinājumu par pilnīgāku. No tam redzams, ka tehniski darbinieki, katrs sava uzdevuma robežās, var būt izgudrotājs un sprautās idejas kopīgā mērķa sasniegšanas veicinātājs.

Strādājot pie kopīga darba, darba darītāji mīcās cienīt viens otru, un tikpat inženieris, kā arī fiziska darba darītājs mīcās novērtēt viens otra uzdevumu un cienīt viens otra darbu. Katrs darba darītājs pie

tam var attīstīt savas individuālās spējas un tās parādīt darba veikšanā, — pat nodarbinot mašīnas mēchaniska darba izpildīšanai, jo arī pie tam vajadzīgs garīgs darbs mašīnas pareizai nodarbināšanai. No tam var nākt pie slēdziena, ka tehniska darba darīšanā, zināmā mērā pat arī mašīnas darba izmantošanā, lielākā loma personībai, darba darītāja vai mašīnas vadītāja personīgām īpašībām. Personība parādās atrodot tehniskas idejas, izveidojot tās un organizējot un izpildot to izvešanu praktiskā dzīvē. Personība vajadzīga arī masu produktu izgatavošanas procesā. Izgudrotājs atrod kādu tēlu, kas, izveidots kā vairuma produkts, var cilvēcei būt no liela labuma. Tādam veidam vajaga būt lietderīgam. Priekšmeta ražošana vairumā prasa organizātora personību, jo viņam jāatrod ceļi, kā priekšmets varētu iznākt nevien labs, bet arī lēts, lai to varētu iegūt pēc iespējas lielāks cilvēku skaits.

No visa redzam, ka tehniska doma, zināma veida izdomāšana un veida darināšana prasa no tehniska darba darītāja ļoti augstu gara attīstību, prasa augstāko kultūras stāvokli, kāds šobrīd sasniegts ar dažādu zinātnes nozaļu kopdarbību. Dažādu zinātnes nozaļu iegūtie panākumi ietekmē tehnisku domu, tehnisku darbību, bet arī otrādi, dažādas citas zinātnes nozares saņem arī ierosinājumus no tehnikas. No tādas dažādu faktoru kopdarbības izveidojas mūsdienu kultūra. Pie tādas kultūras faktoru kopdarbības ir mazu brīdi jāpakavējas.

Pirmā vietā minama tehnikas sadarbība ar dabas zinātnēm. Bet tehnika nav „pielietota dabas zinātne“, un to uzdevumi ir dažādi. Dabas zinātne pēti notikumus un dabas likumus pašus par sevi, un uzmeklē likumus, ar kuriem var izskaidrot notikumus dabā. Tā tad dabas zinātņu pētījumu mērķis virzīts uz dabas parādību atrašanu un viņu izpētīšanu. Tas notiek pa daļai uz novērojumu, pa daļai uz eksperimenta pamata. Tehnika turpretim meklē ceļus, kā vislielākās vajadzības apmierināt ar tehniski un saimnieciski vislabāk attīstītiem izgudrojumiem. Pie tam gan nereti tehnika izmanto dabas zinātnes atrastos likumus, bet izveido tos, piemērojoties savām atsevišķām vajadzībām un praktiskiem mērķiem. Tā tad tehnikas mērķis ir izmantot dabas parādības praktiski, tā sakot piespiest dabu būt pakalpīgai praktiskiem mērķiem. Pie tam teknikai nereti ir gadījums uzrādīt uz jaunu vēl nepazīstamu dabas likumu iespējamību, līdz ar to ierosinot dabas pētniekiem jaunus uzdevumus. Dabas zinātnieks pieturas pie dabas likumiem, kamēr tehniķis ne

arvien padodas dabas likumiem, bet pūlas tos iedarbināt saviem uzdevumiem par labu.

Techniķis nereti arī sekmē dabas pētnieku darbu, izgatavojot pētīšanai vajadzīgos instrumentus un aparātus vairumā, pie tam uzlabojot un palētinot tos, un tā dodot iespēju ar pētījumiem nodarboties lielākam zinātnieku skaitam. Arī citādi tehnika un dabas zinātnes pabalsta viena otru. Piem. ķīmija augstskolas laborātorijā un ķīmija lielrūpniecības laborātorijā pabalsta viena otru ar saviem novērojumiem un pētījumu panākumiem, un dod jaunus ierosinājumus. Tāpat tas ir elektrības un citu nozaļu laukā. Pilsētu un dzīvokļu higiēna dibinās uz tehniskām mērauklām ūdens apgādāšanā, notekūdeņu novadīšanā un tīrīšanā, ielu aptīrīšanā, vēdināšanas ietaisēs u. t. t.

Tāpat atzīstama tehnikas kopdarbība ar tā sauktām gara zinātnēm: matemātiku, tautsaimniecību, tiesību zinātnēm, vēsturi, valodniecību un filosofiju.

Matemātikas zināšana techniķim nepieciešama. Pa daļai techniķis izmanto tīras matemātikas pētījumu sasniegumus, pa daļai izveido tos tā, lai viņi būtu piemērotāki viņa vajadzībām. Pie tam tehnika ir ierosinājusi daudz uzdevumus matemātikai dažādās nozarēs, it īpaši mēchanikā, hidraulikā, termodinamikā, elektrotehnikā un daudz citās. Tā piem. uz tehnikas ierosinājumu ir attīstījusies potenciālteorija, Furjē (Fourier) rindas un citas matemātiskas problēmas. Inženiera izglītībai vajadzīga augstākā matemātika, bet matemātikai jāievēro arī inženiera vajadzības, proti kādas metodes praktiskās pielietošanas iespēja.

Tautsaimniecības attiecības ar tehniskiem uzdevumiem attīstījušās jaunākā laikā, sevišķi sakarā ar lielrūpniecības tehnikas attīstību. Būvtehnikai un sanitārtehnikai attiecības ar tautas saimniecības principiem ir mazāk attīstītas. Rūpniecībā atrisināmas ļoti svarīgas tautsaimnieciskas problēmas, kas pacēlušās mūsu tagadējā mašīnu laikmētā. Mašīna iespiēdusies ļoti dziļi cilvēku dzīves nosacījumos, un daudz gadījumos mašīna atvieto cilvēka darba spēku. Līdz ar to radusies svarīga problēma, kā nokārtot cilvēku dzīves un labklājības jautājumus, nesamazinot pie tam mašīnas nozīmi cilvēku kopdzīvē. Pie šā jautājuma nāksies vēl turpmāk pieskarties.

Arī tiesību problēmas skar sevišķi rūpniecību un izpaužas likumdošanas veidā. Ar likumu jāaizsarga jaunizgudrojumi (patenšu institūts), kā arī rūpniecības attīstības iespēja (aizsardzība ar muitu), un jānokārto valsts ienākumi no rūpniecības (nodokļu sis-

tēma). Parasti likumdošana šinīs jautājumos seko tehnisku problēmu attīstības gaitai. Papriekš izveidojas tehnisks pasākums, un tad likumdošana nokārto viņa attiecības ar valsti un privāto dzīvi. Bet ir arī tādi likumi, kas tieši ietekmē tehnikas attīstības gaitu, kā piem. uzņēmuma drošības vai strādnieku aizsardzības jautājumos. Tamlīdzīgos jautājumos daudzreiz jāņem vērā, ka attiecīgs likums nedrīkst prasīt no tehnikas vairāk, nekā tās tagadējais attīstības stāvoklis spēj uzrādīt, citādi tehnikas attīstība tiktu kavēta un varētu pat zināmā virzienā apstāties. Lai šādus jautājumus pareizi nosvērtu, likumdevējam un jūristam jāsaprot tehniķa domāšanas veids, un nav jāprasa vairāk, nekā tehniska doma spēj izpildīt. Bet arī inženierim daudz jautājumos jāpiesavinās jūridisks domāšanas veids, lai saskaņotu savu darbību ar jūridiskām prasībām.

Ar dažām citām gara zinātnēm tehnikas attiecības ir mazāk attīstītas. Vispārīgai vēsturei, kurai jāpētī un jāraksturo visi zināma laikmeta dzīves apstākļi, lielu pabalstu sniegtu vispusīga tehnikas vēsture. Tāda tomēr, kas apmierinātu visas prasības, vēl nav sastādīta, lai gan ir atsevišķu tehnisku posmu un parādību vēstures. Izskaidrojams tas gan pa lielai daļai ar to, ka tehnikas attīstība gājusi un iet tik strauju gaitu, ka vēsture ar saviem eksaktiem pētījumiem un slēdzieniem nav spējusi sekot. Tomēr tehnikas vēsture būtu vēlama arī pašai teknikai, lai izsargātos dažreiz no nepareiza ceļa un dabūtu jaunus ierosinājumus.

Valodniecībai tehnika devusi daudz jaunu vārdu, kas atvasināti pa daļai no jau pastāvošiem darbības apzīmējumiem, bet pa daļai arī izdomāti jauni, ja attiecīgu lietu un darbības apzīmējumu tauta nepazīna.

Valodu pētīšanai tehnika sniedz lielus pakalpojumus ar dažādiem aparātiem un instrumentiem, kas tiek lietoti valodas skaņu uzglabāšanai un pētīšanai. Fōnografs dod iespēju uzglabāt skaņas no dažādām valodām un dažādiem dialektiem, tāpat arī skaņas no ievērojamiem runātājiem un dziedoņiem.

Ar filosofiju teknikai ir ievērojamas attiecības, jo filosofija tak arī daudzreiz aizkar ikdienišķas parādības un nenodarbojas vien ar tīrām prāta izkropšanas teorijām. Jaunākā laikā ir parādījušies daudz rakstu par tehnikas filosofiju, ko sarakstījuši filosofi. Kā jaunākos te varētu minēt Osv. Špenglera rakstus: „Der Untergang des Abendlandes“ un „Der Mensch und die Technik“. Jaunāko laiku filosofi uzskata tehniku par „kultūras attīstības lielā fainomena orga-

nisku dalparādību“\*) un no šā viedokļa iztirzā jautājumus, kas saistīti ar tehnikas garīgo nozīmi. Tādu tehnikas garīgo pazīmju un principu ir daudz, no kuŗiem kā piemērus varētu minēt: lietderības principu; darba dališanas principu; tehnisko sintezi un kombināciju, kuŗas iemiesotas starp citu arī mašīnā; pašas mašīnas ideju un nozīmi cilvēces gara attīstībā; radošo domu gājienu tehniskā darinājumā; satiksmes jautājumu cilvēku un tautu starpā; saimnieciskos iespaidus u. t. t. Filosofija varētu arī ietekmēt tehniku zināmos sociālos jautājumos, nostādot pareizā gaismā cilvēka vērtību un cieņu, ņemot arī vērā viņa garīgu un miesīgu aizsardzību. Te ietilpst piem. tādi jautājumi, kā darba laika ilgums, sieviešu un bērnu nodarbināšana un citi, kā arī vispārīgi tie jautājumi, kas prasa, lai cilvēks būtu gan mašīnas vadītājs, bet nebūtu mašīnas vergs.

Nevar pievienoties tiem jaunāko laiku filosofiem, kā Špengleram, kas domā, ka tehnika ir jau sasniegusi savu mērķi, līdz ar to kultūra ir sasniegusi savu kulminācijas punktu un turpmāk var būt tikai tagadējās Eiropas kultūras bojā iešana. Tehnika ir sasniegusi tagad tādu tik vispusīgu un augstu stāvokli, un iemiesojusies tik dziļi mūs-laiku cilvēka dzīvē, ka viņas bojā iešana nemaz nevarētu notikt. Tehnika nav vēl arī sasniegusi savu mērķi, jo vēl arvienu atrod kādu jauninājumu, kādu uzlabojumu un papildinājumu jau pazīstamo dabas spēku izmantošanā cilvēces kultūrāliem mērķiem. Bet arī dabas zinātne atrod vēl arvienu jaunus dabas spēkus, kuŗu izmantošanas attīstība jāatrisina teknikai. Tehnikas tālākai attīstībai tā tad vēl ir priekšā plašs darba lauks, un nevar būt runa par kāda galīga mērķa sasniegšanu. Ja tagad ir radušās saimnieciskas grūtības sevišķi lielrūpniecības attīstībā, tad te nav vainojama ne tehnika, ne kultūra, bet gan kādu saimniecisku iekārtu nepareiza novērtēšana. Tamdēļ nav jāpareģo ne tehnikas, ne kultūras bojā iešana, bet gan jāsaliek prāti kopā filosofiem ar tautsaimniekiem un, bez šaubām, arī ar tehniķiem, lai ievirzītu pareizās sliedēs tehnikas pielietošanu, kā rūpniecības attīstību, tā arī rūpniecības ražojumu izmantošanu. Turpmāk vēl šis jautājums būs jāaizķer.

Tehnikai un tēlotājai mākslai ir daudz kas kopā. Radošais dvēseles process tehniķim ir tas pats, kas māksliniekam, tikai mērķi ir dažādi. Māksliniekam galvenais gribas virziens ir skaistums, kamēr tehniķim tas ir lietderība. Bet vienam un otram

\*) Zschimmer. — Philosophie der Technik. 1920.

gala mērķis ir piedot nedzīvai vielai dzīvību, iemiesot garu; radīt savu gara bērnu ar vislielāko mīlestību un sevišķu lepnumu. Arī tehniķis labi apzinās, ka viņa gara bērnam jābūt mākslinieciski izveidotam, un viņam jāatstāj māksliniecisks iespaids uz visu apkārtni. Vajadzīgs daudz gara un prāta darbības, lai to sasniegtu. Apskatīsim kādu piemēru. Jātaisa tilts lielā pilsētā. Nepietiek ar to vien, ka inženieris uzskicē kādu tiltu un izdara nepieciešamos statiskos aprēķinus. Vajadzīgs iepriekš vēl noskaidrot, kādu māksliniecisku iespaidu apkārtņē atstās balstu attālums. Tā tad saskaņā ar apkārtni jānoskaidro tilta elementu garums, augstums, fermas izveidojums u. t. t. Tikai tad, kad skaidrība panākta visos šādos jautājumos, varēs galīgi izveidot tilta projektu.

Nav gandrīz neviena dabas stūrīša, kurā inženieris nebūtu iespieties ar savām būvēm: tiltiem, dzelzceļiem, elektriskiem vadiem u. t. t. Nedrīkst piemirst, ka dabai jāpieskaņas ar māksliniecisku gaumi, un nedrīkst maitāt jaukus dabas skatus, bet gan otrādi: būves jāizveido tā, lai tās papildinātu dabas skatus ar jauniem pievilcīgiem priekšmetiem.

Technika ir mākslu pabalstījusi un devusi daudz jaunu ierosinājumu mākslas darbiem, sevišķi glezniecībai. Arī ar dažādiem darba rīkiem tehnika ir veicinājusi makslinieka darbu. Jāmin arī tie aparāti, kas noder mākslas darbu izplatīšanai un populārizēšanai: gleznu reprodukcija, radiofons mūzikā u. t. t. Māksliniekam ērtā veidā iepazīstoties ar citu mākslas darbiem, iespējams gūt jaunus ierosinājumus. Bet arī tehniski darbi kā tādi ir devuši pamatu daudziem mākslas darinājumiem. Būves pilsētās: modernās mājas, ielu ainas, tilti u. t. l., arī dažādas rūpniecības ietaises un darba paņēmieni, dod vielu māksliniekam. Daudz darbu glezniecībā attēlo tādus tehnisku darinājumu skatus. Piemēram, ievērojama glezna ir Menjē (Meunier)\*) „Kalējs“, par kuŗu pats mākslinieks saka šā: „Daudz gadu novērojot un daudz zīmējot, man izdevies atrast vienu tipu. Es sniedzu tipisku vienas šķiras ainu un nevis vienas vai otras personas attēlu“. Pazīstama ir Kaulbacha karikatūra\*\*): „Tvaika dzimšana“. Daudz tamlīdzīgu mākslas darbu var redzēt Minchenes „Deutsches Museum“. kuŗā vispārīgi var iepazīties ar tehnikas attīstības gaitu un lielo kultūrālo nozīmi.

\*) Attēlota: Geitel — Der Siegeslauf der Technik. I.

\*\* ) E. Fuchs — Das erotische Element in der Karikatur. Wien, 1906.



Arī dzejniekiem tehniskie darbi devuši daudz ierosinājumus. Atmetot vecos liriskos motīvus par mīlestību, pavasari, puķu valodu u. t. l., daudz dzejnieku savos gara ražojumos piegriezušies dzīves īstenībai ar tās tehniskiem darbiem un parādībām. Tā piem. vācu dzejnieks Dēmels apdzied lidmašīnas, italiešu dzejniece Ada Negri apdzied strādnieka un strādnieces dzīvi, kā arī fabrikas darbību, un varētu minēt vēl arī daudz citu piemēru.

No visa minētā redzams, ka nav nevienas mākslas nozares, ka arī nav nevienas zinātnes nozares, kam nebūtu zināmas attiecības, zināmas sakarības ar tehniku un tās parādībām. Līdz ar tādu atzišanu varētu pacelties arī jautājums, kāda ietekme ir tehnikai tieši uz mūsu tagadējo kultūras dzīvi. Īsta kultūra, kā jau augšā minēts, aptver arī visus zināma laikmeta civilizācijas sasniegumus. Tie pa lielākai daļai dibinās uz tehnikas sasniegumiem. Tehnika deva iespēju pielietot civilizācijas mantu sagādāšanai dabas dotus materiālus un dabas spēkus, un tos iekārtot nolūkam visnoderīgākā veidā. Cīvilizācijas mantu sagādāšanā liela loma lielrūpniecībai. Pie civilizācijas ieguvumiem pieskaitāmi ātrā satiksme pa zemi, ūdeni un gaisu, bezdrāts tēlegrāfija un tēlefōnija, radiofōnija u. t. t. Lielrūpniecība ar savu masu produkciju palētina ražojumus, līdz ar ko civilizācijas mantas nepaliek vairs pieejamas tikai dažiem izvēlētiem vien, bet top pieejamas arī lielajām tautas masām, un ir tām pat palikušas par nepieciešamām.

Līdzīgs panākums novērojams dzīvokļu jautājumā. Lielās dzīvokļu ērtības: ūdensvadi, kanālizācija, ēlektriska apgaismošana u. t. t. pieejami visiem. Bieži apdzīvotu vietu, pilsētu, veselības apstākļu uzlabošana ar sanitārtechniskām labierīcībām, ar bezputekļainām, bezdūmainām, beztrokšņainām ielām, ir kļuvusi par nepieciešamu vajadzību. Šādi civilizācijas sasniegumi dzīvokļu jautājumā ir tautas veselības kopšanas ziņā visai svarīgi. Lielpilsētās mirstība, kas senāk bija kādu 40 no 1000 iedzīvotājiem gadā, tagad ir vairs tikai kādi 12 līdz 15 no 1000 iedzīvotājiem gadā. Cilvēki dzīvo un darbojas veselīgākos apstākļos, darba ražīgums ar to uzlabojas, cilvēki nodzīvo gaŗāku mūžu un ir ilgāku laiku darba spējīgi. Visu to sniedz tehnikas panākumi.

Arī izglītības līdzekļi ir vairojušies līdz ar tehnikas augstāku attīstību. Tos izgatavo masu veidā, ar to viņi kļūst lētāki un tautas plašām aprindām pieejamāki. Visiem zināma rakstāmu un

zīmēšanas materiālu, projekciju aparātu, epidiaskopu, kīnofilmu u. t. t. lielā nozīme izglītības laukā.

Tā mēs redzam, ka tehnika apgādā daudzus ar civilizācijas mantām. Daudziem atkrīt rūpes par izglītības un citu civilizācijas līdzekļu izgatavošanu pašiem. Līdz ar to daudzi iegūst iespēju nodarboties ar sava gara izkopšanu un tā arī pacelties kultūrālā ziņā uz augstāku līmeni.

Civilizācijas mantu izgatavošanā liela loma mašīnai. Kultūrālā ziņā mašīnas uzdevums ir atbrīvot cilvēku no fiziska darba, atstājot viņam gara nodarbināšanu, mašīnu vadot. Līdz ar to cilvēks iegūst arī brīvu laiku tīrai garīgai darbībai. Tāpat arī cilvēks, izgudrodams mašīnas sava fiziska darba atvietošanai, nodarbina un attīsta savas gara spējas un pielieto tās lietderīgāk.

Tā mēs visur redzam tehnikas attīstības lielo ietekmi uz kultūrālo dzīvi un uz kultūras sasniegumiem. Bet nu diemžēl lieliem panākumiem ir pievienojušās klāt dažas nevēlamas parādības. Lai panāktu civilizācijas mantu produkciju lielumā, lielā mērogā, bija jāattīstās lieli rūpniecībai, bet līdz ar to bija arī vajadzīgs sakopot lielus kapitālus. No kapitāla izlietošanas sagaida peļņu. Te nu varēja viegli rasties tieksme iegūt lielus personīgus labumus. Tas arī notika, un līdz ar to attīstījās mūsu modernais sociālais strādnieku jautājums, kas uzskatāms kā negatīva parādība mūslaiku tehnikas augstā attīstības stāvoklī. Nav mans nolūks iedziļināties šā jautājuma atrisināšanā, tikai gribētu izteikt domas, ka šā jautājuma nokārtošana nepieciešama, un cerības, ka tā ir iespējama.

Grūtības radušās tāpēc, ka rūpniecības attīstība produktu masu izgatavošanā gājusi uz priekšu ātrāk, nekā tas būtu bijis vajadzīgs tautu apgādāšanai ar civilizācijas mantām. Sevišķi pasaules karš veicināja pārmērīgu rūpniecības attīstību no vienas puses, bet no otras puses karš un revolūcijas samazināja tautu bagātību, un samazināja viņu pirkšanas spējas. Notikās tas, ka uzkrājās liels ražojumu daudzums, kas spieda dažas rūpniecības nozares sašaurināt un līdz ar to samazināt darbinieku skaitu. Bet kara sekas nav vienīgais ļaunuma cēlonis. Ļaunuma pirmcēlonis ir meklējams jau priekš pasaules kara. Lielās rūpniecības valstis: Anglija, Vācija, Francija, Amerika, — attīstīja savu rūpniecību ar to nolūku, lai apgādātu ar ražojumiem visas pārējās pasaules tautas, kuŗu tehnika nebija attīstīta. To starpā bija kā Krievijas valsts, tā arī lielais skaits kolōniju dažādās pasaules daļās. Notika tas pa lielai daļai nevis ar to nolūku, lai

šīm tautām atvieglinātu ceļu uz cīvilizāciju, uz kultūru, bet gan, lai paceltu savas valsts bagātību. Bet nu arī apgādājamās tautas iemācījās baudīt cīvilizācijas labumus, un mācījās pašas sev sagādāt cīvilizācijas līdzekļus. Līdz ar to lielrūpniecības valstīm samazinājās viņu ražojumu noņēmēju daudzums, un uzkrājās plaši izveidojušās rūpniecības ražojumu pārpalikums. Neatliek vairs citas izejas, ka sašaurināt savas rūpniecības robežas. Bet līdz ar to jāpiemērojas jauniem apstākļiem visā valsts dzīvē. Visam tam galvenā kārtā ir saimnieciskais raksturs. Vai ar to varētu būt apturēta tehnikas gara attīstība, un vai būtu apdraudēta kultūra? Domāju gan nē! Drīzāk gan jādomā, ka tas tehnikas attīstībai nāks par labu un tā pieņems veselīgāku virzienu, kad visās valstīs un tautās tehnika būs iespiedusies ar savu uzvaras gājienu un visiem būs iespējams sekmēt tās attīstību. Valšķu saimnieciskā dzīvē gan sagaidāmi lielāki pārgrozījumi un pārgrupējumi, sakarā ar tagadējās saimnieciskās krīzes apstākļu norisināšanos.

Arī bezdarbnieku jautājums visumā ir saimnieciskais jautājums, un visiem kultūras spēkiem kopā šis jautājums ir jāatrisina. Jāatrod līdzsvars starp ražotāju un patērētāju. Pie tam nebūtu jāsamazina cīvilizācijas mantu ražošana, bet pati ražošanas kārtība jānostāda tā, lai būtu apmierināma īstā vajadzība, un lai pie tam ņemtu dalību vislielākais iespējamais darbinieku skaits. Tā ir grūta problēma, pie kuŗas atrisināšanas, kā jau minēju, jāņem dalība visiem, arī tehniskiem, kultūras spēkiem. No tagadējā stāvokļa izeja ir jāatrod, un nav šaubu, ka būs iespējams to atrast.

Piegriežoties atkal jautājumam par tehnikas ietekmi uz kultūru, jāmin, ka tehnika ir arī miera idejas veicinātāja. Pēc tehniķu domām līdz ar turpmāko tehnikas attīstību jāizbeidzas arī karš, vismaz starp kultūras tautām. No vienas puses tehnika varēs sagādāt tādas iznīcināšanas līdzekļus, kas darīs karu par neiespējamu, ja nebūs gribas iznīcināt lielas ļaužu masas, kas karā nemaz tiešu dalību neņem. No otras puses tehnika piekopi tautu apvienošanas idejas. Tādu tieksmi var novērot piem. elektriskās enerģijas ražošanā un izdalīšanā, starptautiskā satiksmē u. t. t. Pasaules spēka konferencē Berlīnē 1930. g. bija sevišķs referāts par apvienotu Eiropas elektriskās enerģijas sadalīšanas tīklu. Idejas, kas tuvina tautas vienu otrai, līdz ar to iznīcina naida cēloņus, un tas ir kultūras sasniegums, kas ļoti augstu vērtējams.

Techniska darbība ikdieniskā dzīvē, tā sakot darba tech-

nika, protams vēl nav pati par sevi kultūra. Bet redzot un izmantojot tehnikas sasniegumus, cilvēka gars nemanot sāk iedziļināties parādībās, kādas izriet no tehniskiem sasniegumiem, iedziļinās tehnisku parādību būtībā. Līdz ar to cilvēka dvēsele piesavinās to tikumības pamatu, kas viņam kā kultūrālam cilvēkam vajadzīgs dzīves kārtīšanai. Cilvēks savai darbībai iegūst augstu ētisku novērtējumu, neatkarīgi no tam, vai tas darbs, ko viņš dara, ir augstu, vai zemu kvalificējams, vai tas prasa lielākas garīgas zināšanas pielietošanu, vai mazākas. Tādu novērtējumu iegūstot, nodarbošanās tehnikas laukā attīsta cilvēka pienākumu un atbildības sajūtu, un lielā mērā arī pašizliedzību. Tehniskais darbs visumā ir kolektīvs darbs un kā tāds rāda darbiniekiem, ka mērķa sasniegšanai jāiet kopējs ceļš, pieliekot katram savas spējas un zināšanas. Līdz ar to tehniķis neatzīst un pat apkaļo lieku un neražīgu formālismu darba organizācijā un vispār sabiedriskā dzīvē.

Diemžēl jāatzīst, ka ar tehnikas strauju attīstību saistījušās dažas nevēlamas saimnieciskas dabas parādības, kas nesekmē kultūru. Tehniskie darinājumi sagādā dzīvei daudz ērtības, kuŗas daudzreiz sasniedzamas bez lielām pūlēm. Ar to no vienas puses var novājināties cilvēka darba griba. No otras puses, redzot, ka ar tehniskiem darinājumiem var iegūt, daudzreiz uz viegla ceļa, mantu un bagātību, var rasties iedzīves un baudas kāre. Tādā ceļā garīgi vājākas personas var viegli novirzīties no kultūras ceļa. Tas nav īstais tehnikas virziens, nav tas, ko tehnika grib un spēj cilvēkiem dot. Īstais tehnikas mērķis ir novest cilvēci pie īstas kultūras, pie īstas laimības. Tas ir īstais ideāls, pēc kā jādzenas. Lai viņa sasniegšanu veicinātu, jāpiegriež vērība vispirms mūsu jaunatnes sagatavošanai kultūrālam darbam. Jaunatnei jārod iespēja iedziļināties mūsaiiku kultūras prasībās, kas saistītas pa lielai daļai ar tehnikas attīstību. Jāieaudzina tas gars, kas spēj attīstīt vadītāju lomu visos mūsu dzīves apstākļos. Nepietiek ar daudz zināšanu iegūšanu, jānāk arī pie apziņas, kādi ir tie augstie mērķi, tie augstie ideāli, kas dzīvei dod garīgu baudījumu un līdz ar to dzīves apmierinātību un laimību. Jāiegaumē, ka dziņa pēc laicīgiem labumiem nevar sniegt īstu dzīves laimi.

Tāpat jāpiegriež pienācīga vērība strādnieku šķirai. Ar tehniskiem līdzekļiem no nogurdinoša fiziska darba atbrīvotam strādniekam jānodod iespēja attīstīt savas gara īpašības. Līdz ar to arī fiziska darba strādniekam vajaga nākt pie apziņas, ka darbs nav nekāds slogs, bet ka tas ir tikumisks pienākums un ka tas ietilpst kul-

tūras uzdevumos. Attīstot savas gara prasības, strādniekam jāatbrīvojas no kultūrai naidīgām politiskām dogmām, un pašam jāmacās izvēlēties īstus pie kultūras vedošus ceļus. Jāprot izšķirt dažādi darba uzdevumi, un jānāk pie atziņas, ka cilvēku spējas ir dažādas, tā tad arī katra spējām piemērots darbs ir dažāds, un katram jāizvēlas un jāstrādā tas darbs, kas viņa spējām ir piemērots. Bet līdz ar to arī jāatzīst, ka tas darbs, kas prasa augstākas spējas un lielākas zināšanas, ieskaitot arī organizatorisku darbu, ka tāds darbs prasa arī apzinīgāku izpildīšanu, un ir arī augstāk jāatlīdzina.

Inženierim jāapzinās, ka viņš ir atbildīgs darba organizators un vadītājs, un viņam jāizvēlas katra darba īpatnējām prasībām atbilstošs darba izpildītājs. Viņam kvalitatīvi pareizi jānovērtē katra darbnieka spējas, ja vajadzīgs, ņemot palīgā modernos psiholoģijas novērtēšanas paņēmienus, izlietojot psihotehnikas analīzi ar tās rīcībā esošiem aparātiem. Pie tam neviens tehniķis nedrīkst novirzīties no apziņas, ka cilvēces augstākais mērķis ir sasniegt garīgu dzīves apmierinātību, un ka privātkapitālistiskais domu gājiens no šā mērķa attālinā.

Apzinīgi apsverot izteiktās domas, varam būt pārliecināti, ka mūsdienu tehnika, ejot kopēju ceļu ar citām zinātnes nozarēm, ved cilvēci pie augsta kultūras stāvokļa. Mūsu universitātei šai ziņā ceļš ir viegls, jo viņā apvienotas kopējā pajumtē tūras gara, jeb kā mēs sakām, hūmānītārās zinātnes, ar tehniskām zinātnēm. Tāds ceļš ir pareizs un veicina saprašanas kopmērķa sasniegšanai. Mūsu universitāte, bez šaubām, apzinās šo savu augsto uzdevumu, un arvienu centīsies, kalpojot vispārī cilvēces augstākiem mērķiem, palīdzēt sasniegt mūsu tautai un valstij augstāko kultūras stāvokli.

## Die Technik als Kulturfaktor.

*M. Bimanis.*

Autoreferat.

Wir leben in einem Zeitalter hochentwickelter Technik, und mit den technischen Errungenschaften haben wir Raum und Zeit überwunden. Die für die Technik nötigen Kräfte verschaffen wir uns nicht allein mit Brennstoffen und Wasser, wir haben gelernt auch Ebbe und Flut, Sonnenstrahlen und Temperaturunterschiede in der Tiefe des Meeres uns nützlich zu machen, und sind daran, eine Spaltung der Atome zu erzielen und die dort verborgenen Kräfte frei zu machen. Zu gleicher Zeit hat auch die Geisteskultur eine bis jetzt unbekannte Höhe erreicht. Es fragt sich, ob nicht zwischen diesen 2 Faktoren ein gewisser Zusammenhang besteht.

Man hat früher die Technik als eine den sogenannten Geisteswissenschaften untergeordnete Hilfswissenschaft angesehen. Gegenwärtig dürfte sich wohl niemand finden, der z. B. eine Romanverfassung höher stellen würde als die Konstruktion einer Flugmaschine oder eines Unterseebootes. Die Technik ist eine selbständige Wissenschaft, mit einem selbständigen Gedankengange, die in Zusammenarbeit mit anderen Kulturfaktoren die grösste Entwicklung der Kultur eines Volkes, eines Landes, zustande bringt. Die Technik ist eine Geistestätigkeit mit einem bestimmten Zwecke, und zwar mit dem Zwecke, die Naturstoffe und Naturkräfte so auszunutzen, event. auszugestalten, dass der Mensch sie zweckmässig seinen Absichten dienstlich machen kann. Die Geistestätigkeit des Technikers umfasst das Ausdenken, das Projektieren, die Organisation der Ausführung und die Prüfung des ausgeführten Objektes. Dabei nimmt der Techniker die grösste Wirtschaftlichkeit in Betracht, um einerseits Naturstoffe nicht zu vergeuden, und andererseits im gegebenen Falle die zugänglichen Naturkräfte nicht unbenutzt zu lassen. Zu seiner erfolgreichen Tätigkeit benutzt der Techniker auch die Errungenschaften anderer Wissenschaftszweige, der Mathematik, Mecha-

nik, Naturwissenschaft, auch Medizin usw. Im Resultat wird ein Objekt geschaffen, das am besten den Anforderungen des menschlichen Wohlergehens entspricht.

Es ist nun als Grundlage eines vom Techniker wissenschaftlich ausgestalteten Objektes die *Erfindung* oder das *Ausdenken* an erster Stelle. Die Ausarbeitung der gefassten Idee ist schon mehr eine kollektive Arbeit, da hiezu der Techniker Gehilfen nötig hat, die wieder ihrerseits in ihrem Arbeitsfelde eigene subjektive Verbesserungen und Erfindungen hineinbringen können. Es ist also beim technischen Gestalten die *Persönlichkeit*, die persönlichen Eigenschaften eines jeden von Teilnehmern von grossem Einfluss auf das Endresultat. Die Persönlichkeit spielt auch eine Rolle in der Massenproduktion, denn hier muss das erfundene Objekt im Einzelnen gut gestaltet und billig gemacht werden, damit es einer möglichst grossen Menschenzahl zu Nutzen kommt. Der Organisator der Massenproduktion muss aber an erster Stelle das Allgemeinwohl im Auge behalten, das dahinzielt, die Menschheit mit guten und billigen Zivilisationsgütern zu versorgen, und darf sich dabei nicht von egoistischen Trieben leiten lassen, um sich zu bereichern. Im andern Falle wäre seine Tätigkeit nicht kulturfördernd.

So wird durch den technischen Erfindungsgeist und durch die Anwendung der Maschine der Mensch von physischer Anstrengung befreit, und kann Zeit und Gelegenheit zu seiner geistlichen Ausbildung haben.

Die Technik fördert auch die *Friedensidee*. Nach dem technischen Gedankengange muss mit einer noch grösseren Entwicklung der Technik der Krieg unmöglich werden. Die Technik wird solche Vernichtungsmittel schaffen können, dass ein Krieg gleichbedeutend wäre mit dem absichtlichen Vernichtungstrieb eines grossen Teiles der Menschheit. Andererseits macht die Technik die Annäherung der Völker aneinander möglich. Dazu tragen die Verkehrsmittel, die elektrische Kraftübertragung und Kraftverteilungsmöglichkeit und drgl. bei. Es ist schon von Seiten der Techniker die Idee aufgenommen, z. B. ein gemeinschaftliches europäisches Elektrizitätsverteilungsnetz zu schaffen.

Es ist noch viel zu tun, und ist dazu noch viel Zeit nötig, um die friedliche Zusammenarbeit der Völker der Erde zum gemeinschaftlichen Wohle zu verwirklichen. Um dieses ideale Ziel zu erreichen,

muss man besondere Aufmerksamkeit der kulturellen Ausbildung unserer Jugend zuwenden, aber auch Alle, die im praktischen Leben tätig sind, sowohl Arbeiter wie Ingenieure, und Vertreter anderer Berufs- und Wissenschaftszweige müssen bewusst sein, dass nur eine unselbstsüchtige Zusammenarbeit Aller die Menschheit zu einer hohen Kultur und zu einem glücklichen Leben führen kann.



Latv. Universitātes  
Inženierzinātņu fakultāte  
Nr. 102  
Bibliotēka.

## Über einige Probleme der Radialtriangulation.

Prof. A. Buchholtz.

Die in der Luftphotogrammetrie üblichen Entzerrungsverfahren beruhen bekanntlich auf gewissen perspektiven Beziehungen, die zwischen Bild und Plan eines ebenen Geländes bestehen. Diese Beziehungen sind durch die innere und äussere Orientierung des Bildes bestimmt, können aber auch aus Passpunkten abgeleitet werden, falls solche im Bilde in genügender Anzahl und geeigneter Lage vorhanden sind.

Die unmittelbare Bestimmung der äusseren Orientierungselemente begegnet in der Luftphotogrammetrie einstweilen noch recht bedeutenden Schwierigkeiten, namentlich was die Genauigkeit anbelangt. Man pflegt daher bei der Entzerrung von Luftbildern in der Regel von Passpunkten auszugehen.

Für Entzerrungszwecke kommen in der Regel Steilaufnahmen in Betracht, die nur verhältnismässig kleine Ausschnitte des Geländes decken. Im Fall eines Aufnahmegebietes von grösserer Ausdehnung ist man daher genötigt, dasselbe stückweise auf mehreren Einzelbildern zur Darstellung zu bringen, wobei für eine gewisse Überdeckung der einzelnen Aufnahmen Sorge zu tragen ist. Es ergibt sich also, auf die Flächeneinheit bezogen, eine recht beträchtliche Anzahl der zu Entzerrungszwecken erforderlichen Passpunkte.

Dementsprechend entfällt bei der nach dem sog. Einzelbildverfahren bewirkten photogrammetrischen Vermessung ein recht beträchtlicher Teil der Gesamtkosten auf die Bestimmung der Passpunkte. Es ist daher sehr verständlich, dass in der modernen Luftphotogrammetrie diesem Problem ein sehr reges Interesse entgegengebracht wird.

Bei der Beurteilung der verschiedenen Verfahren, die für die Passpunktbestimmung in Betracht kommen, sind u. a. die Genauigkeitsansprüche zu berücksichtigen, die durch den Zweck dieser Arbeit gerechtfertigt erscheinen.

Der Endzweck der Luftvermessung nach dem Entzerrungsverfahren besteht in der Regel in der Herstellung eines Luftbildplanes. Die Genauigkeit eines solchen Luftbildplanes ist durch den Einfluss einer Reihe von Fehlerquellen bedingt, zu denen natürlich auch Mängel der Passpunktbestimmung gehören. Es darf aber nicht übersehen werden, dass die übrigen Fehlerquellen — Einfluss von Unebenheiten des Geländes, Mängel des Aufnahme- und Entzerrungsgeräts, Verziehung der entzerrten Einzelbilder u. s. w. — allein auch schon eine recht beträchtliche Ungenauigkeit des Luftbildplans verursachen können. Der Gesamteinfluss dieser Fehlerquellen mag in einem nach fehlerfrei bestimmten Passpunkten und im übrigen unter normalen Umständen angefertigten Luftbildplan sehr wohl Lagefehler bis 0,5 mm und sogar darüber verursachen. Der entsprechende Lagefehler im Gelände erscheint im Massstab des Luftbildplans vergrössert, kann also bei kleinmassstäblichen Plänen sehr bedeutende Beträge erreichen. Aber sogar in dem oft für Luftbildpläne gewählten verhältnismässig grossen Massstab 1:5000 dürfte dieser Lagefehler kaum weniger als 2—3 m ausmachen. Demgegenüber kommen den benutzten Passpunkten anhaftende Lagefehler bis zu einigen wenigen Metern praktisch nicht sehr merklich zur Geltung, zumal wenn es sich um kleinmassstäbliche Luftbildpläne handelt.

Erfolgt die Einstellung des Entzerrungsgeräts nach Passpunkten, so werden die übrigen im Bilde dargestellten Punkte gewissermassen durch Interpolation bzw. Extrapolation bestimmt. Es liegt auf der Hand, dass hierbei etwaige den Passpunkten anhaftende Fehler sich bei Extrapolation in grösserem Mass auswirken, als bei Interpolation. Es erscheint daher angezeigt, die Passpunkte so zu wählen, dass sie möglichst ausserhalb des in den Gesamtplan eingehenden Ausschnitts des betreffenden Bildes fallen. In solchem Falle darf wohl angenommen werden, dass der durch Ungenauigkeit der Passpunktbestimmung verursachte mittlere Lagefehler im entzerrten Bild innerhalb des mittleren Fehlers der Passpunktbestimmung liegt. Man kann also unter Umständen mit etwas ungenauer bestimmten aber vorteilhaft im Bilde gelegenen Passpunkten im Endresultat ungefähr

dieselbe Genauigkeit erzielen, wie mit genauer bestimmten, aber im Bilde ungünstig gelegenen Passpunkten.

Beim gegenwärtigen Stand der Luftphotogrammetrie werden die Passpunkte wohl am genauesten nach den klassischen Vermessungsmethoden, etwa trigonometrisch oder polygonometrisch, zu bestimmen sein. Im Hinblick auf die mässigen Genauigkeitsansprüche können auch unmittelbar eingemessene Detailpunkte des Geländes als Passpunkte benutzt werden. Jedenfalls ist es selbstverständlich, dass zu diesem Zweck nur solche terrestrisch bestimmten Punkte in Betracht kommen, die in den Bildern unmissverständlich identifizierbar sind. Erforderlichenfalls sind also terrestrisch bestimmte Passpunkte vor dem Bildflug in geeigneter Weise zu signalisieren.

Betrifft die luftphotogrammetrische Aufnahme ein Gelände, in dem mit genügender Genauigkeit terrestrisch bestimmte Passpunkte sich bereits in genügender Anzahl vorfinden, so kommt die Passpunktbestimmung als integrierender Bestandteil der eigentlichen photogrammetrischen Vermessung natürlich in Fortfall. Allenfalls mag die künstliche Signalisierung einiger gegebener Passpunkte sich als notwendig erweisen.

Derartige besonders günstige Umstände liegen z. B. bei der luftphotogrammetrischen Revision bezw. Berichtigung und Ergänzung älterer Pläne oder Karten vor. In solchen Fällen kann in der Regel die alte Karte als mehr oder weniger brauchbare Entzerrungsunterlage dienen.

Recht günstig gestaltet sich die Passpunktbestimmung auch dann, wenn das Aufnahmegelände bereits mit einem gut entwickelten trigonometrisch-polygonometrischen Netz überzogen ist. Selbst wenn in solchem Fall die vorhandenen Festpunkte nicht als Entzerrungsunterlagen genügen sollten, so können doch die erforderlichen Passpunkte leicht durch ergänzende terrestrische Vermessungen bestimmt werden.

Solche ergänzende Passpunktbestimmungen können sowohl vor als nach dem Bildflug ausgeführt werden, und man wird bei der Wahl des einen oder des anderen Verfahrens die vorliegenden Umstände berücksichtigen müssen. Im allgemeinen erscheint aber die Passpunktbestimmung nach dem Bildflug insofern vorteilhafter, als man dann an Hand des Bildmaterials die zu bestimmenden Passpunkte so wählen kann, dass sie in den betreffenden Bildern in günstiger Lage erscheinen. Andererseits kommen in solchem Fall als

Passpunkte natürlich nur solche Geländepunkte in Betracht, die ohne künstliche Signalisierung in den Bildern scharf markiert und zuverlässig erkennbar sind.

Am ungünstigsten sind die Umstände dann, wenn im Aufnahmegebiet keine oder doch nur sehr wenig solche Punkte vorhanden sind, die unmittelbar als Entzerrungsunterlagen<sup>1</sup> oder als Ausgangspunkte für die Beschaffung solcher Unterlagen dienen können. In solchen Fällen, die in besonders krasser Form in unerforschten Ländern, in einiger Milderung aber auch in Gebieten mit wenig entwickeltem trigonometrisch-polygonometrischem Netz vorkommen, erscheint die Passpunktbestimmung nach terrestrischen Verfahren wirtschaftlich unvorteilhaft, selbst wenn man von der den Umständen entsprechenden Toleranz weitestgehenden Gebrauch macht.

Unter solchen Umständen mag es wirtschaftlich vorteilhafter sein, die Passpunktbestimmung ebenfalls auf photogrammetrischem Wege zu bewirken, und zwar bei Benutzung desselben Bildermaterials, welches nach erfolgter Entzerrung für den Luftbildplan verwendet werden soll. Als praktisch brauchbar kommen natürlich nur solche Verfahren in Betracht, die einerseits eine ihrem Zweck entsprechende Genauigkeit gewährleisten, andererseits in der Ausführung bequemer und billiger sind, als ähnlichen Zwecken dienende terrestrische Verfahren.

In den letzten Jahren sind in dieser Hinsicht einige Vorschläge und praktische Versuche gemacht worden. Soweit es sich hierbei um die Anwendung des Prinzips der Einzelbildphotogrammetrie handelt, geben diese Verfahren im allgemeinen umso bessere Resultate, je ebener das Aufnahmegelände ist. Das gilt besonders von dem „Absteckverfahren“<sup>1)</sup> und dem „Transformationsverfahren“<sup>2)</sup>. Weniger, unter gewissen Umständen sogar überhaupt nicht dem Einfluss von Höhenunterschieden des Geländes unterworfen und auch sonst in mancher Hinsicht vorteilhafter ist die auf dem Prinzip der trigonometrischen Punktbestimmung begründete Radial- (Bild-) Triangulation. Wie aus mehreren mit

<sup>1)</sup> E. Rudel u. S. Finsterwalder, Darstellung eines nahezu ebenen Geländes nach Fliegeraufnahmen... Sitzungsbericht d. bayr. Akademie d. Wissensch., Mat.-Phys. Kl. 1921, S. 9.

<sup>2)</sup> A. Buchholtz, Photogrammetrie in Lettland, Int. Archiv f. Photogrammetrie, VII/1, 1930.

diesem Verfahren angestellten Versuchen hervorgeht, ist die Radialtriangulation in ihrem gegenwärtigen Stande im allgemeinen solchen Genauigkeitsansprüchen gewachsen, die der heute für Luftbildpläne geltenden Toleranz entsprechen. Zudem erscheint dieses Verfahren sowohl in methodischer wie in technischer Hinsicht noch durchaus entwicklungsfähig. Es dürfte daher u. a. auch hinsichtlich der Genauigkeit wohl noch keineswegs an der Grenze des praktisch erreichbaren angelangt sein.

Es ist daher verständlich, dass die Radialtriangulation gegenwärtig in der modernen Photogrammetrie im Brennpunkt des Interesses steht, wovon die bereits recht stattlich angewachsene Spezialliteratur über diesen Zweig der Einzelbildphotogrammetrie beredtes Zeugnis ablegt.

Im folgenden soll zunächst eine allgemein informierende Übersicht über das Wesen der Radialtriangulation gegeben werden, um darauf ausführlicher bei gewissen Problemen zu verweilen, deren zweckmässige Lösung von wesentlicher Bedeutung für die noch anzustrebende Vervollkommnung des Verfahrens sein dürfte. Hierbei sollen einige diesbezügliche im Geodätischen Institut der Universität Lettlands ausgeführte Arbeiten und Versuche, über die z. T. auch schon an anderer Stelle berichtet worden ist, besondere Berücksichtigung erfahren.

### 1. Allgemeines über die Radialtriangulation.

Die der Radialtriangulation zu Grunde liegende Idee ist bereits vor geraumer Zeit von Scheimpflug<sup>3)</sup> angegeben worden, dann aber wieder in Vergessenheit geraten. Erst in der Nachkriegszeit wurde das Verfahren dann durch S. Finsterwalder neu entdeckt, worauf es im Lauf des letzten Jahrzehnts eine im allgemeinen recht erfolgreiche Entwicklung durchgemacht und sich schon in seinem gegenwärtigen Stande als praktisch wertvoll erwiesen hat.

Bei der Radialtriangulation werden Steilaufnahmen benutzt, deren Überdeckung in allen Richtungen normalerweise eine mehr als 50%-ge sein soll. In jedem solchen Einzelbild wird ein mehr oder

<sup>3)</sup> Th. Scheimpflug, Abänderung des Verfahrens zur Herstellung richtiger Pläne und Schichtenkarten aus Photographien. D. R. P. 228 590, vom 14. 8. 1909.

weniger zentral gelegener Punkt  $P$  gewählt, der auch in jedem benachbarten Bild enthalten ist. Jeder solche Punkt wird in sämtlichen Nachbarbildern identifiziert. Im Fall mehrerer übergreifender Bildreihen lassen sich diese Punkte zu einem Dreiecksnetz zusammenfügen, das im folgenden als Hauptnetz der Radialtriangulation bezeichnet wird (Abb. 1). An dieses Hauptnetz werden nach Bedarf Hilfspunkte und terrestrisch bestimmte Festpunkte  $T$

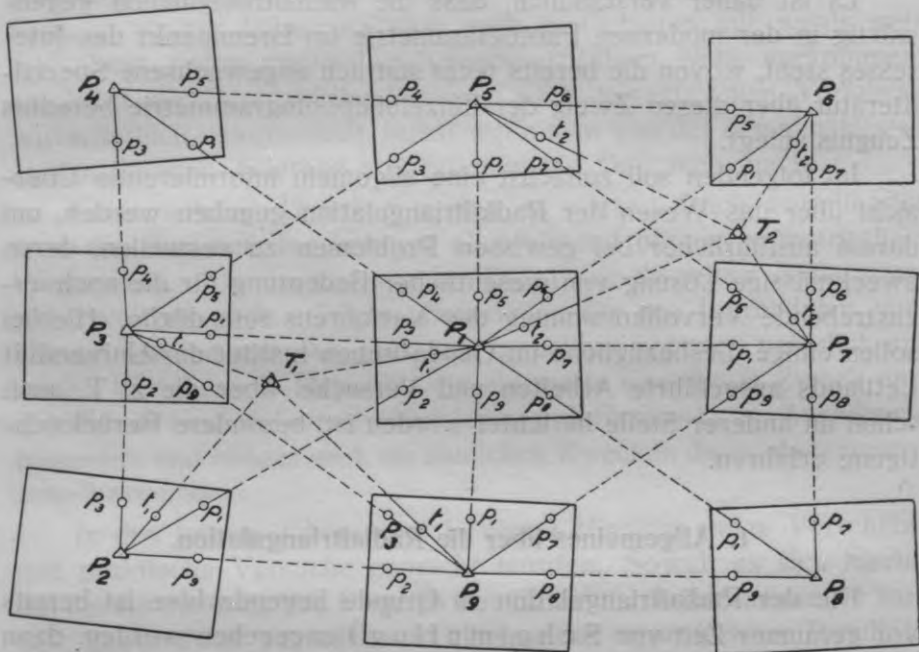


Abb. 1.

durch Vorwärtseinschneiden angeschlossen. Alle zur Bestimmung dieses trigonometrischen Netzes erforderlichen Richtungen oder Winkel werden nicht im Gelände sondern in den Bildern gemessen, wobei die Messungen in jedem Bild nur in dem dort zentral gelegenen Punkt des Hauptnetzes erfolgen. Zwecks Bestimmung der Längen sind mindestens zwei terrestrisch bestimmte Festpunkte in der angedeuteten Weise in das trigonometrische Netz einzubeziehen.

Im wichtigen Sonderfall einer einzigen Reihe von Steilaufnahmen lässt sich ein trigonometrisches Netz in der Weise entwickeln,

dass man die in den einzelnen Bildern in zentraler Lage gewählten Punkte  $P$  zu einem Polygonzug zusammenfasst (Abb. 2). Ferner werden in jedem Bild in dem Streifen, den dasselbe mit dem vorhergehenden und dem folgenden gemeinsam hat, je zwei Hilfspunkte  $H$  gewählt und — ebenso wie die Punkte des Polygonzugs — in den Nachbarbildern identifiziert. Diese Hilfspunkte wer-

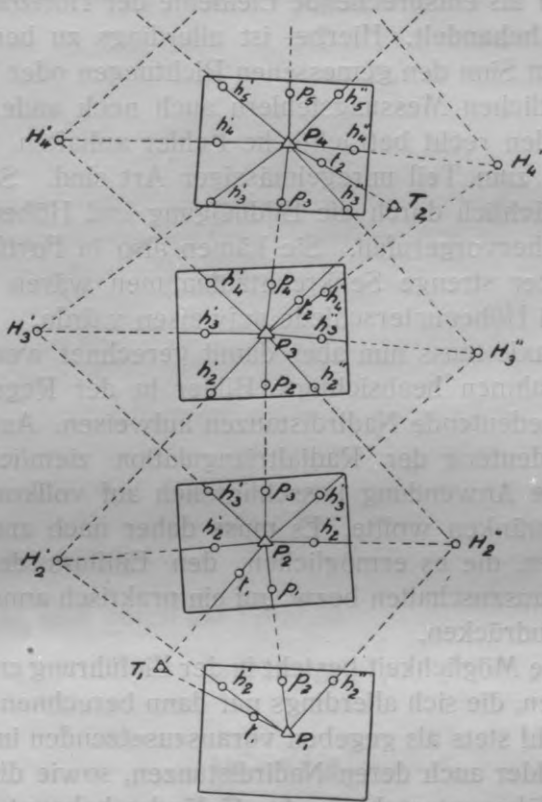


Abb. 2.

den durch Vorwärtseinschneiden an den Polygonzug angeschlossen, ebenso wie die Anschluss- oder Kontrollzwecken dienenden terrestrisch bestimmten Festpunkte  $T$ . Die Richtungs- bzw. Winkelmessung erfolgt in der üblichen Weise.

Normalerweise werden die erwähnten Hilfspunkte so gewählt, dass in jedem Bild einer derselben links, der andere rechts vom Po-

lygonzug liegt. Unter solchen Umständen erscheint das trigonometrische Netz in Form einer Kette rautenähnlicher Elemente, von denen je zwei aufeinander folgende durch eine gemeinsame Seite des erwähnten Polygonzugs zusammenhängen. Ein solches Dreiecksnetz wird deswegen oft als *Rautenzug* oder *Rautenkette* bezeichnet.

Die in den Bildern gemessenen Richtungen oder Winkel werden im allgemeinen als entsprechende Elemente der Horizontalprojektion des Geländes behandelt. Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, dass in solchem Sinn den gemessenen Richtungen oder Winkeln ausser den eigentlichen Messungsfehlern auch noch andere, und zwar unter Umständen recht beträchtliche Fehler anhaften, die zum Teil regelmässiger, zum Teil unregelmässiger Art sind. Solche Fehler werden hauptsächlich durch die Bildneigung und Höhenunterschiede des Geländes hervorgerufen. Sie kämen also in Fortfall, wenn die benutzten Bilder strenge Senkrechtaufnahmen wären und das Gelände keinerlei Höhenunterschiede aufweisen würde.

In der Praxis muss nun aber damit gerechnet werden, dass als Senkrechtaufnahmen beabsichtigte Bilder in der Regel ungewollte nicht ganz unbedeutende Nadirdistanzen aufweisen. Auch würde die praktische Bedeutung der Radialtriangulation ziemlich illusorisch, wenn man ihre Anwendung ausschliesslich auf vollkommen ebenes Gelände beschränken wollte. Es muss daher nach anderen Mitteln gesucht werden, die es ermöglichen, den Einfluss der erwähnten Fehlerquellen auszuschalten bzw. auf ein praktisch annehmbares Minimum herabzudrücken.

Eine solche Möglichkeit besteht in der Einführung entsprechender Verbesserungen, die sich allerdings nur dann berechnen lassen, wenn ausser der wohl stets als gegeben vorauszusetzenden inneren Orientierung der Bilder auch deren Nadirdistanzen, sowie die in Betracht kommenden Höhenunterschiede des Geländes bekannt sind.

Auf anderem Wege lässt sich der Einfluss der Bildneigung bzw. der Höhenunterschiede des Geländes sozusagen automatisch durch zweckentsprechende Auswahl der Punkte ausschalten, in denen die Richtungsmessung in den einzelnen Bildern erfolgt.

In dieser Hinsicht spielt der *Nadirpunkt* und der ungefähr in der Mitte zwischen diesem und dem Bildhauptpunkt gelegene *Fokuspunkt* eine wichtige Rolle. Vom Nadirpunkt ausgehende Richtungen sind unabhängig von etwaigen Höhenunterschieden der



diese Richtungen bestimmenden Geländepunkte. Dagegen sind solche Richtungen dem Einfluss der Bildneigung im allgemeinen wohl unterworfen. Umgekehrt sind vom Fokalkpunkt ausgehende Richtungen frei vom Einfluss der Bildneigung, ohne jedoch vom Einfluss der Höhenunterschiede unabhängig zu sein.

Der Nadirpunkt  $N$  und der Fokalkpunkt  $C$  liegen beide in der durch den Bildhauptpunkt  $\Omega$  senkrecht zum Bildhorizont  $H_0H_0$  verlaufenden sog. Blickrichtung  $B$  des Bildes (Abb. 3). Ihre Abstände vom

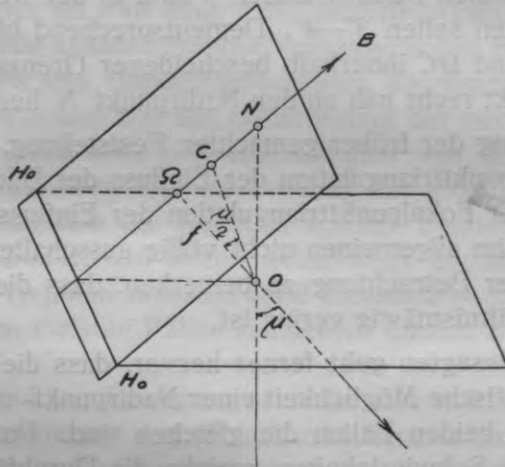


Abb. 3.

Bildhauptpunkt sind durch die Formeln

$$\Omega N = f \operatorname{tg} \mu \dots \dots \dots (1)$$

und

$$\Omega C = f \operatorname{tg} \frac{\mu}{2} \dots \dots \dots (2)$$

bestimmt, in denen  $f$  die Bildweite und  $\mu$  die Nadirdistanz des Bildes bedeutet. Setzt man wiederum die inneren Orientierungselemente  $\Omega$  und  $f$  als gegeben voraus, so ist also auch bei Anwendung dieses Verfahrens immerhin die Kenntnis der Nadirdistanz und der Richtung des Bildhorizonts zur Ermittlung des Nadir- bzw. Fokalkpunkts erforderlich.

Sofern  $\mu \neq 0$  ist, es sich also nicht um strenge Senkrechtaufnahmen handelt, fallen Nadirpunkt und Fokalkpunkt nicht zusammen; mit-

hin lässt sich im allgemeinen auch auf diesem Wege eine gleichzeitige Ausschaltung der Einflüsse der Bildneigung und der Höhenunterschiede nicht erzielen. Immerhin ist es ein nicht unwesentlicher Vorteil, dass man auf solche Weise wenigstens einen dieser Einflüsse ausschalten kann, indem man die Radialtriangulation entweder als Nadirpunkttriangulation (mit Benutzung der Nadirpunkte) oder als Fokalkpunkttriangulation (mit Benutzung der Fokalkpunkte) durchführt.

Die ungewollten Nadirdistanzen  $\mu$  sind in der Regel recht klein und überschreiten selten  $3^{\circ}$ — $4^{\circ}$ . Dementsprechend bleiben auch die Abstände  $\Omega N$  und  $\Omega C$  innerhalb bescheidener Grenzen und der Fokalkpunkt  $C$  rückt recht nah an den Nadirpunkt  $N$  heran.

In Ergänzung der früher gemachten Feststellung, dass einerseits bei einer Nadirpunkttriangulation der Einfluss der Bildneigung, andererseits bei einer Fokalkpunkttriangulation der Einfluss der Höhenunterschiede sich im allgemeinen nicht völlig ausschalten lässt, ist also auf Grund dieser Betrachtung zu bemerken, dass dieser Einfluss in der Regel verhältnismässig gering ist.

Aus dem Gesagten geht ferner hervor, dass die Voraussetzungen für die praktische Möglichkeit einer Nadirpunkt- und Fokalkpunkttriangulation in beiden Fällen die gleichen sind. Dasselbe gilt von den technischen Schwierigkeiten, welche die Durchführung der Radialtriangulation im einen und im anderen Fall bereitet, falls auf die Einführung besonderer Verbesserungen wegen der Bildneigung bzw. der Höhenunterschiede verzichtet wird. Man braucht also in dieser Hinsicht keine Rücksichten zu nehmen, wenn die sonstigen Umstände das eine oder das andere Verfahren vorteilhafter erscheinen lassen. Im Fall ebenen Geländes, wo kein nennenswerter Einfluss der Höhenunterschiede zu erwarten ist, wird man wohl der Fokalkpunkttriangulation den Vorzug geben, zumal bei grösseren Nadirdistanzen der Bilder. Umgekehrt dürfte sich die Nadirpunkttriangulation als vorteilhafter erweisen, wenn die Nadirdistanzen nicht übermässig gross sind, das Gelände aber beträchtliche Höhenunterschiede aufweist.

Sollen zwecks Steigerung der Genauigkeit besondere Verbesserungen wegen der Bildneigung bzw. der Höhenunterschiede eingeführt werden, so sind die Vorzüge und Nachteile beider Verfahren nach einem anderen Gesichtspunkt gegeneinander abzuwägen.

Im Fall einer Nadirpunkttriangulation kommen solche Verbesserungen nur wegen der Bildneigung in Frage. Der Einfluss der Bildneigung ercheint aber als recht einfach zu berechnende Funktion der Nadirdistanz des Bildes und der Orientierung der betreffenden Richtung in Bezug auf den Bildhorizont. Da eine Nadirpunkttriangulation die Kenntnis der Nadirdistanzen und der Richtungen der Bildhorizonte ohnehin zur notwendigen Voraussetzung hat, lassen sich also die entsprechenden Verbesserungen ohne sonderliche Mühe berechnen.

Bezüglich der im Fall einer Fokalpunkttriangulation wegen der Höhenunterschiede anzubringenden Verbesserungen ist zu bemerken, dass der Einfluss von Höhenunterschieden allerdings auch von der Nadirdistanz des Bildes und der Orientierung der betreffenden Richtung, in erster Linie aber selbstverständlich von den Höhenunterschieden selbst abhängt. Die Berechnung der entsprechenden Verbesserungen setzt also die Kenntnis solcher Elemente voraus, die bei einer Fokalpunkttriangulation keineswegs als ohnehin bekannt gelten können; vielmehr müssten diese Elemente — die Höhenunterschiede — in den meisten Fällen speziell zu diesem Zweck bestimmt werden.

Auf Grund solcher Erwägungen dürfte also wohl die Nadirpunkttriangulation gegenüber der Fokalpunkttriangulation den Vorzug verdienen, falls die Einführung besonderer Verbesserungen wegen der durch das Verfahren selbst nicht kompensierbaren Fehlereinflüsse beabsichtigt wird. Es mag daher vielleicht kein blosser Zufall sein, dass das jetzt als Radialtriangulation bezeichnete Verfahren ursprünglich gerade als Nadirpunkttriangulation in Vorschlag gebracht worden ist.

Wie bereits erwähnt, erscheint die Durchführung einer Radialtriangulation als Nadirpunkt- oder Fokalpunkttriangulation nur dann möglich, wenn ausser der inneren Orientierung der Bilder auch deren Nadirdistanzen nach Grösse und Richtung bekannt sind.

Sind die letztgenannten äusseren Orientierungselemente garnicht oder nicht mit genügender Genauigkeit bekannt, so ist man genötigt, anstatt der Nadir- oder Fokalpunkte mehr oder weniger frei zu wählende Bildpunkte zu benutzen. In solchem Fall muss man natürlich auf die Vorteile verzichten, die eine Nadirpunkt- oder Fokalpunkttriangulation bietet. Übrigens sind die unter solchen Umständen zu gewärtigenden Einflüsse der Bildneigung und der Höhenunterschiede

des Geländes umso geringer, je kleiner die Abstände der gewählten Bildpunkte von den Nadir- bzw. Fokalkpunkten der betreffenden Bilder sind. Da in dem für Radialtriangulationen ausschliesslich in Betracht kommenden Fall von Steilaufnahmen der Nadirpunkt und besonders der Fokalpunkt fast stets in der Nähe des Bildhauptpunkts liegt, so pflegt man Radialtriangulationen nicht selten als Bildhauptpunkttriangulationen mit Benutzung der Bildhauptpunkte durchzuführen. Übrigens sind die Bildhauptpunkte prinzipiell keineswegs als im Sinn der Radialtriangulation besonders ausgezeichnete Bildpunkte zu bewerten. Sie bieten allenfalls den Vorteil, dass die Bestimmung der wegen der Bildneigung und der Höhenunterschiede anzubringenden Verbesserungen sich verhältnismässig einfach gestaltet, wenn die Richtungen im Bildhauptpunkt gemessen sind. Ein mehr äusserlicher Vorteil ist ferner der, dass bei grundsätzlicher Benutzung der Bildhauptpunkte sich eine gewisse Ordnungsmässigkeit für die Auswahl der Hauptpunkte der Radialtriangulation ergibt.

Auch die Benutzung der Bildhauptpunkte ist natürlich nur dann möglich, wenn die zur Aufnahme der Bilder benutzte Kammer mit einer Vorrichtung zur automatischen Festlegung des Bildhauptpunkts versehen ist. Anderenfalls mag der geometrische Mittelpunkt des Bildrechtecks näherungsweise als Bildhauptpunkt gelten können. Auch aus anderen Gründen erweist es sich mitunter als notwendig, anstatt der Nadir-, Fokal- oder Bildhauptpunkte nach anderen Gesichtspunkten gewählte Bildpunkte zu benutzen. Auch in diesem allgemeinsten Fall der Radialtriangulation ist aber jedenfalls die Regel zu beobachten, dass in jedem Bild der als Scheitel der Richtungsmessung benutzte Punkt möglichst zentral gelegen sei. In diesem Sinn mag der zuletzt erwähnte allgemeinste Fall der Radialtriangulation als Zentralpunkttriangulation bezeichnet werden.

## II. Allgemeines über die Identifizierung.

Nach erfolgter Wahl der in das trigonometrische Netz einzubeziehenden Punkte müssen die in den einzelnen Bildern zu messenden Richtungen dort ermittelt und erforderlichen Falls bezeichnet werden. Im betreffenden Bild ist zunächst nur der Scheitelpunkt des zu messenden Richtungssatzes unmittelbar gegeben, während die für

die einzelnen Richtungen massgebenden Punkte in den Nachbarbildern gewählt und bezeichnet sind. Es handelt sich also darum, die entsprechenden Punkte in dem Bilde aufzufinden, in welchem die Richtungsmessung vorgenommen werden soll. Darin besteht die Aufgabe der Identifizierung, die je nach den Umständen vor oder zugleich mit der eigentlichen Richtungsmessung besorgt wird.

Es handelt sich bei der Identifizierung stets um die Lösung des folgenden Problems. In den einander bis zu einem gewissen Grad überdeckenden Nachbarbildern  $B_1$  und  $B_2$  (Abb. 4) sind die gewissen

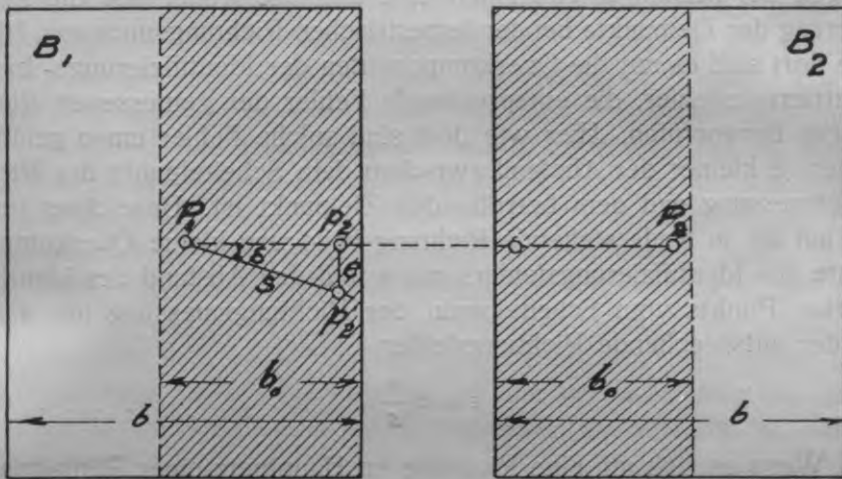


Abb. 4.

Geländepunkten  $P_1$  bzw.  $P_2$  entsprechenden Bildpunkte gegeben. Es soll im Bild  $B_1$  die der Geraden  $P_1 P_2$  entsprechende Richtung ermittelt und angegeben werden.

Die gesuchte Richtung verläuft im Bilde  $B_1$  von dem hier unmittelbar gegebenen Punkt  $P_1$  durch einen gewissen Punkt  $p_2$ , der dem in  $B_2$  unmittelbar gegebenen Punkt  $P_2$  entspricht. Hierbei sind zwei Fälle zu unterscheiden: 1) der Punkt  $p_2$  befindet sich innerhalb des Bildfeldes  $B_1$ , und 2) der Punkt  $p_2$  befindet sich ausserhalb dieses Bildfeldes. Im ersten Fall, der bei Radialtriangulationen normalerweise vorliegt, lässt sich die gesuchte Richtung durch unmittelbare Ermittlung des Punktes  $p_2$  bestimmen. Im zweiten Fall sind anstatt des Endpunktes  $p_2$  Zwischenpunkte der gesuchten Geraden  $P_1 p_2$  im Bilde  $B_1$  zu ermitteln.

Sind beide Aufnahmen hinsichtlich der Richtung ihrer Begrenzungslinien annähernd gleich orientiert, so weist ihre Überdeckungszone in beiden Bildern eine mehr oder weniger rechteckige Form auf. Die Breite dieser Zone ist

$$b_0 = \frac{U}{100} b \dots \dots \dots (3),$$

wenn  $U$  den Prozentsatz der Überdeckung und  $b$  die entsprechende Seitenlänge des Bildrechtecks bezeichnet.

Im allgemeinen spielt die Identifizierung der Punkte bzw. Richtungen bei Radialtriangulationen eine ähnliche Rolle, wie die Zentrierung der Zielpunkte bei der terrestrischen Richtungsmessung. Hier wie dort sind es nur die Querkomponenten der Identifizierungs- bzw. Zentrierungsfehler, die entsprechende Fehler der gemessenen Richtungen hervorrufen. Hier wie dort sind solche Fehler umso gefährlicher, je kleiner der Abstand zwischen dem Scheitelpunkt der Richtungsmessung und dem betreffenden Zielpunkt ist. Bezeichnet man die auf die in Rede stehende Richtung bezogene kleine Querkomponente des Identifizierungsfehlers mit  $e$  und den Abstand des identifizierten Punktes vom Scheitelpunkt der Richtungsmessung mit  $s$ , so ist der entsprechende Richtungsfehler

$$\varepsilon = \rho \frac{e}{s} \dots \dots \dots (4).$$

Wenn es sich um eine Richtung im Hauptnetz einer Radialtriangulation handelt, so befinden sich die eine solche Richtung bestimmenden Punkte ungefähr im Mittelpunkt der betreffenden Nachbarbilder. Weisen diese Bilder die bei Radialtriangulationen übliche 65%-ge Überdeckung auf und haben sie das Format  $13 \times 18$  cm, so ergeben sich, je nach der gegenseitigen Lage beider Bilder, für  $s$  Werte, die zwischen 52 und 89 mm liegen und im arithmetischen Mittel rund 70 mm betragen. Wie aus Formel (4) hervorgeht, genügt unter solchen Umständen eine bloss 0,02 mm betragende Querkomponente des Identifizierungsfehlers, um in der Richtung den nicht unbeträchtlichen Fehler von  $1'$  hervorzurufen.

Hierzu ist noch zu bemerken, dass diese Kalkulation sich auf normale Überdeckungsverhältnisse bezieht, dass aber die Bilder nicht selten eine erheblich grössere Überdeckung aufweisen. Bei grösserer Überdeckung werden die Abstände  $s$  natürlich kleiner. Es ist also klar, dass unter solchen Umständen Ungenauigkeiten der Identi-

fizierung sich bei der Richtungsbestimmung als besonders gefährliche Fehlerquellen auswirken müssen. Deswegen ist also bei Radialtriangulationen eine über das erforderliche Mass erheblich hinausgehende Überdeckung der Bilder auch aus diesem Grunde tunlichst zu vermeiden.

Jedenfalls ist die exakte Identifizierung der Punkte bzw. Richtungen von recht ausschlaggebender Bedeutung für die Genauigkeit einer Bildtriangulation.

Muss die Identifizierung ohne Benutzung irgendwelcher spezieller Hilfsmittel, durch einfachen Vergleich der betreffenden Bilder erfolgen, so kann eine einigermaßen befriedigende Genauigkeit wohl nur dann erzielt werden, wenn die betreffenden Punkte in den Bildern zuverlässig erkennbar und scharf markiert sind. Nadir-, Fokal- und Bildhauptpunkte, die ja als abstrakte Punkte in keiner Beziehung zum eigentlichen Inhalt des Bildes stehen, erweisen sich in dieser Hinsicht im allgemeinen als recht ungeeignet. Es dürfte sich daher wohl kaum empfehlen, eine Radialtriangulation als Nadirpunkt-, Fokalkpunkt- oder Bildhauptpunkttriangulation anzulegen, wenn man nicht in der Lage ist, die Identifizierung mit geeigneten Spezialgeräten auszuführen. Dagegen kann unter solchen Umständen eine sorgfältig durchgeführte Zentralpunkttriangulation immerhin eine recht annehmbare Genauigkeit ergeben. Auf einige diesbezügliche im Geodätischen Institut der Universität Lettlands ausgeführte Versuche soll später ausführlicher eingegangen werden. Einstweilen sei nur erwähnt, dass im Ergebnis dieser Versuche die durch einfachen Vergleich der Bilder bewirkte Identifizierung die ermittelten Richtungen mit einem mittleren Fehler von  $\pm 2,2'$  belastet hatte. Da hierbei der arithmetische Mittelwert der Abstände  $s$  etwa 47 mm ausmachte, ist die Querkomponente des mittleren Identifizierungsfehlers mit etwa  $\pm 0,03$  mm zu veranschlagen.

Tritt der zweite Fall ein, dass der dem in  $B_2$  (Abb. 4) gegebenen Punkt  $P_2$  entsprechende Punkt  $p_2$  im Bild  $B_1$  nicht enthalten ist, so besteht unter gewissen Umständen immerhin die Möglichkeit, die gesuchte Richtung zu ermitteln. Das in solchem Fall übliche Verfahren beruht auf der Annahme, dass Punkten, die in einem der beiden Bilder  $B_1$  und  $B_2$  auf einer Geraden liegen, im anderen Bild ebenfalls auf einer Geraden liegende Punkte entsprechen. Diese Annahme trifft allgemein nur dann zu, wenn die entsprechenden Geländepunkte ebenfalls auf einer Geraden liegen. Deswegen ist das

erwähnte, in seiner ursprünglichen Form von Rudel<sup>1)</sup> in Vorschlag gebrachte Absteckverfahren im allgemeinen nur in ebenem oder nahezu ebenem Gelände mit gutem Erfolg anwendbar. Diese Beschränkung fällt aber fort, wenn es sich um die Identifizierung solcher Richtungen handelt, die durch die Nadirpunkte von Nachbarbildern verlaufen. In solchem Fall erfolgen die durch Höhenunterschiede des Geländes verursachten Verschiebungen der Bildpunkte in der Richtung der beide Nadirpunkte verbindenden Geraden, so dass die dem Verfahren zu Grunde liegende Voraussetzung ungeachtet etwaiger Höhenunterschiede erfüllt erscheint. Auch in dieser Hinsicht bietet also die Nadirpunkttriangulation gegenüber den anderen Arten der Radialtriangulation gewisse Vorteile.

Bei Verzicht auf die Benutzung entsprechender Spezialgeräte geschieht die Richtungsidentifizierung nach dem erwähnten Absteckverfahren in folgender Weise. Man legt die beiden Bilder  $B_1$  und  $B_2$ , von denen eines den Punkt  $P_1$ , das andere den Punkt  $P_2$  enthält, auf einer gemeinsamen Unterlage so nebeneinander, dass genügender Spielraum zum Drehen der Bilder um die Punkte  $P_1$  bzw.  $P_2$  vorhanden ist, und legt über beide Bilder ein Lineal  $L$  so, dass dessen Kante durch  $P_1$  und  $P_2$  geht (Abb. 5). Dann bringt man die Bilder durch Drehen um die Punkte  $P_1$  und  $P_2$  in eine solche gegenseitige Lage, dass die an diese Punkte angelegte Kante des Lineals in beiden Bildern durch identische Bildpunkte verläuft. Ist dieses erreicht, so gibt die Linealkante in beiden Bildern die Richtung der Verbindungslinie der Punkte  $P_1$  und  $P_2$  an. Die Identifizierung nach diesem Verfahren erfolgt augenscheinlich umso zuverlässiger, je mehr identische Punkte an der Linealkante nachgewiesen werden können, und je grösser die Abstände zwischen diesen Punkten sind. Reichliche Überdeckung der Bilder und das Vorhandensein zahlreicher zuverlässig erkennbarer markanter Bildpunkte in der zu identifizierenden Richtung ist also eine unerlässliche Vorbedingung für den befriedigenden Erfolg eines solchen Absteckverfahrens.

Benutzt man anstatt der Originalnegative Papierabzüge, so lässt sich das geschilderte Verfahren — allerdings auf Kosten der Genauigkeit — in der praktischen Anwendung dadurch bequemer gestalten,

<sup>1)</sup> E. Rudel u. S. Finsterwalder, Darstellung eines nahezu ebenen Geländes nach Fliegeraufnahmen bei spärlich vorhandenen Festpunkten. Sitzungsber. d. bayr. Akad. d. Wissensch., Math.-Phys. Kl., 1921, S. 9.



dass man die Bilder in den Punkten  $P_1$  bzw.  $P_2$  mit feinen Nadeln an die Unterlage ansteckt und die Kante des Lineals  $L$  während des Drehens der Bilder ständig an diese Nadeln angelegt hält.

Bei der Richtungsidentifizierung nach dem Absteckverfahren kommt es augenscheinlich nicht darauf an, dass  $P_1$  und  $P_2$  selbst markante Bildpunkte sind. Wohl aber ist es, wie bereits erwähnt, erforderlich, dass solche markante Bildpunkte im beiden Bildern gemeinsamen Teil der zu identifizierenden Geraden möglichst zahlreich vorhanden sind.

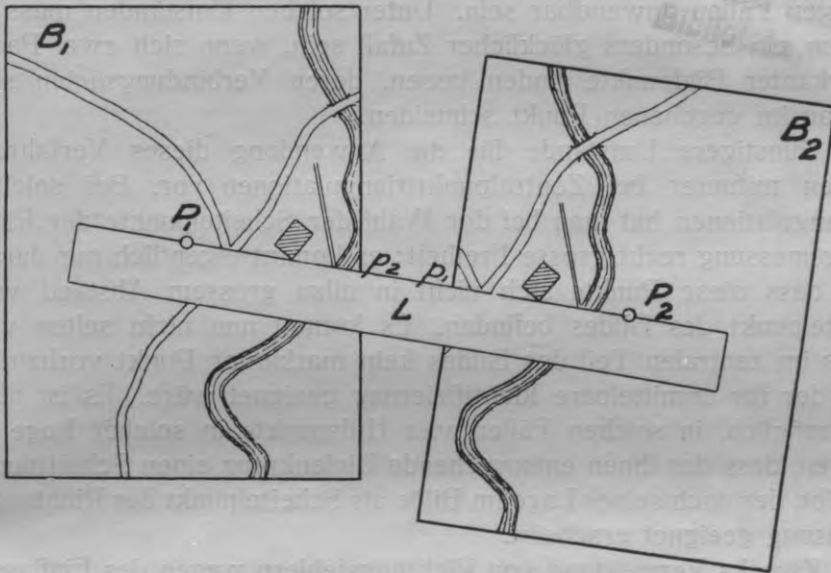


Abb. 5.

Im allgemeinen erfolgt die Richtungsidentifizierung nach dem Absteckverfahren weniger genau als die Identifizierung nach Endpunkten, zumal bei geringer Überdeckung der Bilder und nennenswerten Höhenunterschieden des Geländes.

Die Identifizierung durch einfaches Vergleichen der Bilder muss natürlich versagen, wenn die in Betracht kommenden mathematischen Punkte nicht zugleich markante Bildpunkte sind. Unter gewissen Umständen kann man allerdings auch in solchen ungünstigen

Fällen indirekt zum Ziel gelangen, nämlich wenn es sich als möglich erweist, durch den zu identifizierenden Punkt ein Linienkreuz so zu legen, dass dessen Linien durch je zwei markante Bildpunkte hindurchgehen. Man kann dann diese vier im einen Bilde gewählten Hilfspunkte im anderen Bilde in üblicher Weise identifizieren und die entsprechenden Verbindungslinien ziehen, deren Schnittpunkt den gesuchten Punkt angibt.

Ist der zu identifizierende Punkt völlig unabhängig vom eigentlichen Bildinhalt fest gegeben, wie das bei Nadirpunkt-, Fokalkpunkt- oder Bildhauptpunkttriangulationen der Fall ist, so dürfte dieses indirekte Verfahren nach Hilfspunkten allerdings wohl nur in den seltensten Fällen anwendbar sein. Unter solchen Umständen muss es schon ein besonders glücklicher Zufall sein, wenn sich zwei Paare markanter Bildpunkte finden lassen, deren Verbindungslinien sich genau im gegebenen Punkt schneiden.

Günstigere Umstände für die Anwendung dieses Verfahrens liegen mitunter bei Zentralpunkttriangulationen vor. Bei solchen Triangulationen hat man bei der Wahl der Scheitelpunkte der Richtungsmessung recht grosse Freiheit; es kommt eigentlich nur darauf an, dass diese Punkte sich nicht in allzu grossem Abstand vom Mittelpunkt des Bildes befinden. Es kommt nun nicht selten vor, dass im zentralen Teil des Bildes kein markanter Punkt vorhanden ist, der für unmittelbare Identifizierung geeignet wäre. Es ist aber oft möglich, in solchen Fällen vier Hilfspunkte in solcher Lage zu finden, dass das ihnen entsprechende Linienkreuz einen Schnittpunkt ergibt, der nach seiner Lage im Bilde als Scheitelpunkt der Richtungsmessung geeignet erscheint.

Zwecks Vermeidung von Richtungsfehlern wegen des Einflusses von Höhenunterschieden des Geländes empfiehlt es sich jedenfalls, das durch die Hilfspunkte bestimmte Linienkreuz so zu wählen, dass eine Linie desselben annähernd in die zu identifizierende Richtung fällt.

Bei den bereits erwähnten im Geodätischen Institut der Universität Lettlands angestellten Versuchen wurden einige Scheitelpunkte der Richtungsmessung in der angedeuteten Weise nach Hilfspunkten identifiziert. Hierbei ergab sich annähernd dieselbe Genauigkeit, wie bei unmittelbarer Identifizierung der Scheitelpunkte.

### III. Die stereoskopische Identifizierung.

Ein wesentlicher Nachteil der Identifizierung durch einfaches Vergleichen der Bilder besteht darin, dass man bei der Anlage des Dreiecksnetzes an die Benutzung markanter Bildpunkte gebunden ist. Man geht also der Vorteile verlustig, welche die Benutzung der Nadirpunkte oder der Fokalphunkte gewährt. Dieser Übelstand lässt sich durch die Anwendung stereoskopischer Identifizierungsverfahren vermeiden.

Bei stereoskopischer Betrachtung zweier Bilder mit identischem Inhalt werden bekanntlich Parallaxen in der Richtung der Betrachtungsbasis als Tiefenunterschiede im stereoskopischen Bilde wahrgenommen. Denkt man sich nun identische Punkte der Bilder durch vollkommen gleiche künstliche Marken bezeichnet, so muss das stereoskopische Bild dieser Marken in räumlicher Koinzidenz mit dem betreffenden Geländepunkt erscheinen. Ist dagegen die eine Marke auf einen gewissen Punkt des einen Bildes eingestellt, während die andere Marke nicht genau mit dem entsprechenden Punkt des anderen Bildes koinzidiert, so tritt dieses bei stereoskopischer Betrachtung als Tiefenunterschied zwischen der Marke und dem betreffenden Geländepunkt zu Tage. Auf solche Weise lässt sich aber ein kleiner Einstellungsfehler der zweiten Marke nur dann feststellen, wenn dieser Fehler in der Richtung der Betrachtungsbasis liegt. Quer zu dieser Richtung orientierte Fehler werden nicht als Tiefenunterschiede erkannt. Grössere Fehler dieser Art bewirken lediglich eine gewisse Störung des stereoskopischen Effekts, während kleinere Fehler überhaupt nicht wahrgenommen werden. Um die Einstellung der zweiten Marke auch in Bezug auf solche Querfehler zu kontrollieren, ist die Orientierung beider Bilder um  $90^\circ$  zu verändern. Die früheren Querfehler erscheinen dann als Längsfehler in der Richtung der Betrachtungsbasis und werden demgemäss als Tiefenunterschiede wahrgenommen.

Ist in einem Bild ein Punkt gegeben und im zweiten Bild der mutmasslich entsprechende Punkt auf irgendeine Weise — etwa durch einfaches Vergleichen der Bilder — ermittelt, und sind beide Punkte gleichmässig markiert, so kann die Identifizierung in der angedeuteten Weise kontrolliert werden. Hierbei kann als Betrachtungsgerät ein gewöhnliches für die Betrachtung von Fliegerbildern geeignetes Stereoskop benutzt werden.

Man kann aber auch einen Schritt weiter gehen, indem man den betreffenden Punkt im zweiten Bilde unmittelbar nach dem ange-deuteten stereoskopischen Verfahren aufsucht. Zu diesem Zweck genügt es grundsätzlich das Verfahren in dem Sinn abzuändern, dass man die im zweiten Bild einzustellende Marke in Bezug auf dieses Bild verschiebbar anordnet.

Bevor auf eine ausführlichere Behandlung der stereoskopischen Identifizierung eingegangen wird, mögen einige allgemeine diesbezügliche Bemerkungen vorausgeschickt werden.

Bekanntlich wird bei stereoskopischer Betrachtung von Bildern das Optimum des plastischen Effekts dann erzielt, wenn die Bilder so orientiert sind, dass die Verbindungslinie der Bildhauptpunkte parallel der Betrachtungsbasis gerichtet ist. Bei solcher Orientierung der Bilder werden also im Fall von Senkrechtaufnahmen Höhenunterschiede des Geländes am schärfsten wahrgenommen. Im übrigen ist die Möglichkeit der stereoskopischen Betrachtung überhaupt keineswegs an eine solche Orientierung der Bilder gebunden. Es genügt im allgemeinen, wenn beide Bilder gleichmässig orientiert sind, so dass die Verbindungslinien identischer Bildpunkte annähernd parallel der Betrachtungsbasis gerichtet sind. Ist diese Bedingung erfüllt, so ist damit der stereoskopische Effekt sozusagen qualitativ gewährleistet. Quantitativ, in Bezug auf das mehr oder minder plastische Hervortreten von Höhenunterschieden des Geländes, hängt dieser Effekt allerdings vom Richtungsunterschied zwischen der Aufnahmebasis der Bilder und der Betrachtungsbasis des Stereoskops ab. Je grösser dieser Richtungsunterschied ist, umso mehr schwindet die Plastik des stereoskopischen Bildes, um schliesslich ganz zu erlöschen, wenn Aufnahmebasis und Betrachtungsbasis senkrecht aufeinander stehen.

Man ist also mehr oder weniger an eine eindeutig bestimmte Orientierung der Bilder gebunden, wenn es sich bei der stereoskopischen Betrachtung von Senkrechtaufnahmen hauptsächlich um die scharfe Wahrnehmung von Höhenunterschieden des Geländes handelt. Erfolgt die stereoskopische Betrachtung von Senkrechtaufnahmen aber zu Identifizierungszwecken, so liegen die Verhältnisse in dieser Hinsicht wesentlich anders. Es kommt dann mehr oder weniger ausschliesslich darauf an, Einstellungsfehler der Marke als Tiefenunterschiede dieser Marke in Bezug auf das Gelände wahrnehmbar zu machen; dagegen ist es von untergeordneter Bedeutung,

in welchem Mass dabei das Gelände selbst der Tiefe nach gegliedert erscheint. Deswegen braucht also bei stereoskopischer Betrachtung von Bildern zu Identifizierungszwecken die Erzielung des Optimums des plastischen Effekts keineswegs als unerlässliche Bedingung zu gelten.

Bekanntlich ist bei den meisten Menschen das stereoskopische Sehvermögen zu ausserordentlicher Schärfe entwickelt, so dass sogar ein in dieser Hinsicht nur normal befähigter Beobachter stereoskopisch wirksame Parallaxen etwa bis 0,01 mm abwärts in recht zuverlässig wahrnehmbare Tiefenunterschiede umzusetzen vermag. Es ist daher einleuchtend, dass die stereoskopische Identifizierung gegenüber dem auf einfachem Vergleichen der Bilder beruhenden Verfahren auch hinsichtlich der Genauigkeit recht wesentliche Vorteile zu bieten vermag.

Die stereoskopische Identifizierung setzt die Benutzung besonderer Geräte voraus, die im allgemeinen als Stereoskope mit besonderen Einrichtungen für die Einstellung der Bilder und Marken und eventuell auch für die Markierung der identifizierten Punkte erscheinen. Diese Einrichtungen können übrigens so angeordnet werden, dass die Einstellung der Marken ohne Berührung der Bilder auf optischem Wege erfolgt, was zweifellos auch als sehr wesentlicher Vorteil zu bewerten ist.

Die nach dem gegenwärtigen Stand der photogrammetrischen Technik vollkommensten Geräte dieser Art sind so ausgebildet, dass sie neben der Identifizierung zugleich auch der Messung der identifizierten Richtungen dienen können. Auf solche Geräte soll später zurückgekommen werden, wenn von der Richtungsmessung die Rede sein wird. Einstweilen soll hier das ausschliesslich Identifizierungszwecken dienende Identifizierungsgerät des Geodätischen Instituts der Universität Lettlands beschrieben werden.

In diesem Identifizierungsgerät (Abb. 6) sind zwei Bildhalter  $B_1$  und  $B_2$  so angebracht, dass jeder derselben vermittels der Handräder  $H'_1$  und  $H''_1$  bzw.  $H'_2$  und  $H''_2$  in zwei aufeinander senkrechten Richtungen verschoben werden kann; die entsprechenden Verschiebungsrichtungen beider Bildhalter sind untereinander parallel. Die der Verschiebung der Bildhalter dienende Kreuzschlittenführung ist auf einer durchbrochenen Grundplatte  $G$  befestigt, an deren Rückseite die Beleuchtungsvorrichtung angebracht ist. Dieselbe besteht aus zwei gegen die Bildhalter mit Mattglas abgedeckten Blechzylindern,

die verschiebbare elektrische Lampen enthalten. Auf solche Weise ist die Möglichkeit geboten, etwaige Unterschiede in der Dichte der in die Bildhalter eingelegten Negative durch entsprechende Einstellung der Beleuchtungsvorrichtung auszugleichen. Ferner sind an der Grundplatte zwei kräftige gebogene Arme  $A_1$  und  $A_2$  befestigt, die über die Vorderseite der Bildhalter hinausragen und niederklappbare Bügel tragen, die mit Pikiernadeln  $N_1$  und  $N_2$  versehen sind. Die Verschiebungsamplitude der Bildhalter ist so bemessen, dass

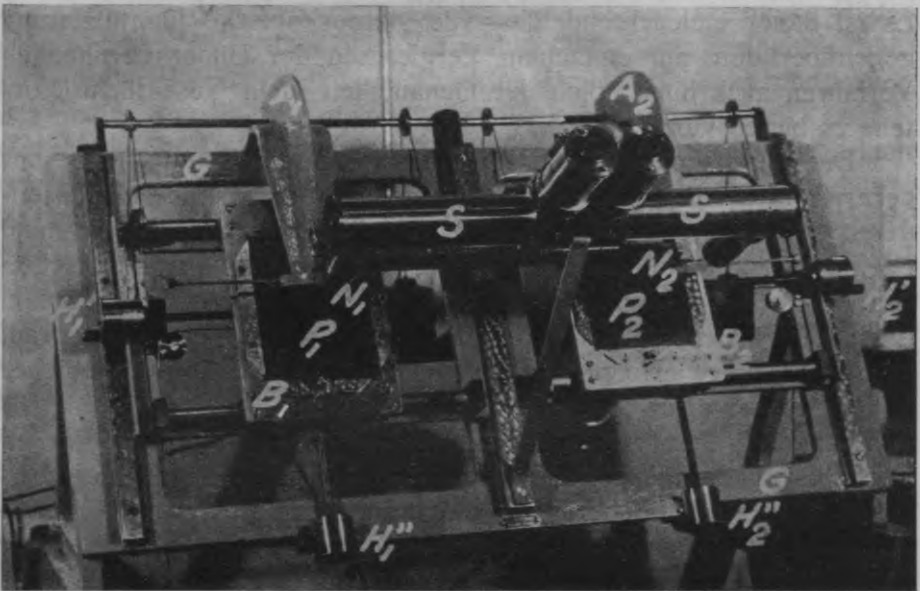


Abb. 6.

jeder beliebige Punkt des in den Bildhalter eingelegten Negativs unter die betreffende Pikiernadel gebracht werden kann.

Das Betrachtungssystem des Geräts besteht aus einem mit der Grundplatte fest verbundenen Stereomikroskop  $S$  mit 4-facher Vergrößerung. Die Zielachsen dieses Stereomikroskops sind durch zwei kreisförmige Marken bestimmt. Diese Marken sind vermittels entsprechender Justierschraubchen so einzustellen, dass die Zielachsen des Stereomikroskops durch die entsprechenden Pikiernadeln hindurchgehen, wenn dieselben auf die in die Bildhalter eingelegten

Negative herabgelassen sind. Die zu Orientierungszwecken erforderliche Drehung der Bilder erfolgt vermittelt zweier in das Stereomikroskop eingebauter Amici-Prismen ausschliesslich auf optischem Wege; eine mechanische Drehung der Negative selbst ist nicht vorgesehen.

Die Identifizierung vermittelt dieses Geräts geschieht in folgender Weise. Das eine Originalnegativ, in dem ein gewisser Punkt  $P_1$  durch einen feinen Nadelstich markiert sein möge, wird in einen Bildhalter, z. B. den linken  $B_1$ , eingelegt, und dort durch eine einfache Klemmvorrichtung zuverlässig befestigt. Das andere Originalnegativ, in dem der  $P_1$  entsprechende Punkt  $P_2$  ermittelt werden soll, wird im anderen, rechten Bildhalter  $B_2$  befestigt. Hierbei werden beide Bilder so eingelegt, dass sie mit der Schichtseite zum Betrachtungssystem gekehrt sind. Die Pikiernadeln bleiben einstweilen zurückgeklappt in Ruhestellung. Die Amici-Prismen befinden sich zunächst in ihrer Nullstellung, bei welcher die im Stereomikroskop gesehenen Bilder der Originalnegative in gleicher Orientierung wie die Originalnegative selbst erscheinen. Alsdann wird der Bildhalter  $B_1$  mit den Handrädern  $H'_1$  und  $H''_1$  so eingestellt, dass der gegebene Bildpunkt  $P_1$  genau unter der linken Kreismarke erscheint. Auch der andere Bildhalter  $B_2$  wird mittels der Handräder  $H'_2$  und  $H''_2$  so eingestellt, dass der  $P_1$  mutmasslich entsprechende Punkt des zweiten Bildes ungefähr unter der rechten Kreismarke erscheint. Mit diesen Einstellungen, bei denen das Stereomikroskop monokular benutzt wird, sind dann die vorbereitenden Arbeiten abgeschlossen.

Zwecks Erzielung stereoskopischen Effekts wird nun das Bild des linken Originalnegativs, in welchem der Punkt  $P_1$  gegeben ist, vermittelt des linken Amici-Prismas so gedreht, dass seine Orientierung der des rechten Bildes entspricht. Falls sich bei der nunmehr möglichen stereoskopischen Betrachtung der im Stereomikroskop sichtbaren Ausschnitte der Originalnegative etwaige ungleiche Dichte dieser Bilder störend bemerkbar macht, so ist dem durch entsprechende Einstellung der Lampen abzuhelpfen.

Hierauf wird das in den Bildhalter  $B_2$  eingelegte Originalnegativ mit dem Handrad  $H'_2$  in der Richtung der Betrachtungsbasis so verschoben, dass im stereoskopischen Bild die Kreismarke mit dem im linken Bilde markierten Geländepunkt zu räumlicher Koinzidenz gelangt. Damit ist dann die richtige Einstellung des Bildhalters  $B_2$  in der Bewegungsrichtung des Handrades  $H'_2$  erzielt.

Alsdann werden beide Bilder vermittle der Amici-Prismen in gleichem Sinn um  $90^\circ$  gedreht und hierauf ein etwa wahrnehmbarer Tiefenunterschied der Marke und des im linken Bilde markierten Geländepunkts durch Verschiebung des Bildhalters  $B_2$  vermittle des Handrades  $H''_2$  beseitigt.

Damit ist dann der dem Punkt  $P_1$  des linken Bildes im rechten Bild entsprechende Punkt in die rechte Ziellinie des Stereomikroskops eingerückt. Er befindet sich also unter der auf das betreffende Originalnegativ herabgelassenen Pikiernadel  $N_2$ , vermittle welcher schliesslich die Markierung des stereoskopisch identifizierten Punkts  $P_2$  besorgt wird.

Das nach Angaben des Verfassers in der optisch-mechanischen Werkstatt von H. E. Weckmann in Anneniki (Lettland) gebaute Gerät ist als Hilfsmittel für graphisch durchzuführende Radialtriangulationen gedacht. Dementsprechend ist eine Vorrichtung zur numerischen Bestimmung der identifizierten Richtungen nicht vorgesehen. Andererseits macht der erwähnte Zweck des Geräts die mechanische Markierung der optisch identifizierten Punkte notwendig, weswegen die Pikiervorrichtung angebracht ist. Es lässt sich nicht leugnen, dass die mechanische Markierung eines optisch bestimmten Punkts sich bei unzulänglicher Justierung bzw. Konstruktion des Geräts als recht wesentliche Fehlerquelle auswirken kann. Inwiefern das Identifizierungsgerät des Geodätischen Instituts der U. L. in dieser Hinsicht und überhaupt befriedigt, soll demnächst durch eingehende Untersuchungen festgestellt werden. Einstweilen lässt sich darüber noch nichts aussagen, da zur Zeit der Niederschrift dieser Abhandlung das Gerät noch nicht in endgültiger Ausführung gebrauchsfertig vorlag.

Die mechanische Markierung der identifizierten Punkte lässt sich vermeiden, wenn man Geräte benutzt, welche neben der stereoskopischen Identifizierung auch der numerischen Messung der identifizierten Richtungen dienen können. Solche vollkommeneren, zugleich aber auch kompliziertere Geräte sind das Aschenbrennersche Übertragungsgerät und namentlich der v. Grubersche Radialtriangulator, von denen später die Rede sein wird.



#### IV. Die Richtungsmessung mit gewöhnlichen Hilfsmitteln.

Im Hinblick auf ihre recht mässige Genauigkeit werden Radialtriangulationen nicht selten graphisch durchgeführt. In solchem Fall werden die erforderlichen Richtungen zweckmässig auch unmittelbar in graphischer Form aus den Bildern entnommen.

Dieses geschieht am einfachsten in der Weise, dass man das von der Rückseite beleuchtete Originalnegativ mit Pauspapier überdeckt, auf welches die für die Richtungsmessung in Betracht kommenden zuvor identifizierten und markierten Punkte übertragen werden. Auf solche Weise erhält man einen graphischen „Richtungsauszug“, der unmittelbar zur Konstruktion des trigonometrischen Netzes verwendet werden kann.

Soll die Radialtriangulation rechnerisch durchgeführt werden, so sind dementsprechend die Richtungen oder Winkel ebenfalls numerisch aus den Originalbildern zu entnehmen. Für eine solche Richtungsentnahme, die sowohl mittelbar als unmittelbar erfolgen kann, kommen mehrere verschiedene Verfahren in Betracht.

Man kann z. B. in den Bildern die Koordinaten der die Richtungen bestimmenden Punkte messen, und aus diesen Koordinaten die entsprechenden Richtungen rechnerisch ableiten. Die erforderlichen Messungen sind natürlich am genauesten am Originalnegativ selbst vorzunehmen. Um hierbei etwaigen Beschädigungen der wertvollen Originalnegative vorzubeugen, erscheint es notwendig, diese Messungen so auszuführen, dass eine Berührung der Schichtseite des Bildes mit dem Messgerät vermieden wird. Ausserdem muss die Koordinatenmessung, mit Rücksicht auf die geringen Seitenlängen, mit grosser Genauigkeit erfolgen. Deswegen dürfte ein solches Verfahren wohl nur dann in Betracht kommen, wenn die Koordinatenmessung vermittels eines geeigneten optischen Spezialgeräts durchgeführt werden kann. Auch verursacht die Berechnung der Richtungen aus den gemessenen Koordinaten eine nicht unbeträchtliche zusätzliche Arbeit.

Man zieht es daher gewöhnlich vor, die Richtungen bzw. Winkel selbst aus den Bildern zu entnehmen. Auch solche Messungen werden natürlich am besten unmittelbar an den Originalnegativen vorgenommen, was jedoch wiederum nur bei Benutzung mehr oder weniger komplizierter Spezialgeräte unbedenklich erscheint. Man sieht sich aber nicht selten in der Lage, auf die Benutzung solcher

Geräte verzichten und die Messungen vermittlems gewöhnlicher Winkeltransporteure ausführen zu müssen.

Unter solchen Umständen bleibt wohl nichts anderes übrig, als die Richtungsmessung auf dem Umweg über die bereits erwähnten Richtungsauszüge durchzuführen. Da in solchem Fall der Richtungsauszug nicht zu graphischen Konstruktionen Verwendung finden, sondern als Unterlage für Messungen mit dem Winkeltransporteur dienen soll, braucht er natürlich nicht notwendig auf Pauspapier oder sonst einem durchsichtigen Blatt angefertigt zu werden. Demzufolge kommen unter solchen Umständen für die Anfertigung des Richtungsauszugs, ausser dem bereits erwähnten, auch noch andere Verfahren in Betracht.

So sind z. B. vor einigen Jahren im Geodätischen Institut der Universität Lettlands Versuche mit Richtungsmessungen auf photographischen Papierkopien der Originalnegative gemacht worden. Wie von vornherein zu erwarten war, erwiesen sich hierbei Kopien auf Entwicklungspapier wegen der unvermeidlichen recht beträchtlichen Verziehmngen als für solche Zwecke wenig geeignet. Dagegen wurden recht befriedigende Ergebnisse mit Auskopierpapier erzielt, indem die Richtungen auf ungetonten und unfixierten Kopien gemessen wurden. Die Verwendung solcher unfixierter Bilder verursacht keine besonderen Schwierigkeiten, wenn die Ausmessung bei künstlicher Beleuchtung erfolgt. Sowohl auf solche, wie auch in der früher angeedeuteten Weise werden die Richtungsauszüge sozusagen nach einem Kontaktverfahren gewonnen.

Nach einem anderen, ebenfalls im Geodät. Inst. d. U. L. angewandten Verfahren wird das Originalnegativ optisch auf Zeichenpapier projiziert, auf welchem dann die für die Richtungsmessung in Betracht kommenden Punkte durch Nadelstiche markiert werden. Im Wege eines solchen Projektionsverfahrens entsteht ein „Ersatzbild“ des betreffenden Richtungsbüschels, wobei es allerdings vorkommen kann, dass die Perspektive dieses Ersatzbildes eine andere als die des Originalnegativs ist. Dieser Umstand bedeutet jedoch bei sinngemässer Anwendung des Verfahrens keineswegs einen Nachteil, falls zu Projektionszwecken ein Entzerrungsgerät benutzt wird, welches das projizierte Bild so erzeugt, dass dasselbe als richtige Perspektive des im Originalbild dargestellten Geländes erscheint.

In der Praxis muss nämlich in der Regel damit gerechnet werden, dass auch das Originalbild selbst keine strenge Senkrechtaufnahme

ist, sondern eine gewisse — oft unbekannte — Nadirdistanz aufweist. Im Hinblick darauf erscheint es ziemlich belanglos, ob das bei der Richtungsmessung unmittelbar benutzte Ersatzbild mit dem Originalnegativ in perspektiver Hinsicht identisch ist, oder einer imaginären Aufnahme mit veränderter Nadirdistanz entspricht, sofern die Veränderung der Nadirdistanz nicht eine nennenswerte Vergrößerung der entsprechenden Richtungsfehler verursacht. Letzteres ist wohl kaum zu befürchten, wenn die Perspektive des Ersatzbildes nur wenig von derjenigen des Originalnegativs abweicht. Solches ist leicht zu erreichen, wenn man den Projektionsschirm annähernd parallel dem Originalbild einstellt.

Eine solche Einstellung des Projektionsgeräts ist immer zu empfehlen, wenn die Nadirdistanz des Originalbildes unbekannt ist. Sie ist aber unter allen Umständen notwendig, wenn das benutzte Projektionsgerät die sog. Perspektivitätsbedingung nicht erfüllt.

Andererseits kann es unter gewissen Umständen sogar von wesentlichem Vorteil sein, dass das Projektionsverfahren die Möglichkeit bietet, das Ersatzbild in einer von der des Originalnegativs abweichenden Perspektive herzustellen. Dieser Fall tritt dann ein, wenn die Nadirdistanz des Originalbildes von vornherein wenigstens annähernd bekannt ist. Unter solchen Umständen lässt sich durch entsprechende Einstellung des Projektionsgeräts erzielen, dass das Ersatzbild gegenüber dem Originalnegativ hinsichtlich der Nadirdistanz bzw. deren Einfluss auf die Richtungen mehr oder weniger verbessert erscheint. Selbstverständlich lässt sich durch eine solche Transformation der Perspektive eine wirkliche Verbesserung der Richtungen nur dann erzielen, wenn das benutzte Projektionsgerät der Perspektivitätsbedingung genügt.

Ein gewisser Vorzug des Projektionsverfahrens ist wohl auch darin zu erblicken, dass nach diesem Verfahren das Ersatzbild nicht nur auf Pauspapier, sondern auch auf beliebigem anderen Material, z. B. gewöhnlichem Zeichenpapier angefertigt werden kann. Dieser Umstand dürfte dann von Bedeutung sein, wenn die Ersatzbilder nicht unmittelbar als graphische Richtungsauszüge, sondern als Unterlage für die numerische Bestimmung der Richtungen benutzt werden. Diesbezügliche Versuche, auf die später ausführlicher eingegangen werden soll, haben nämlich gezeigt, dass die Richtungsmessung vermittels eines Winkeltransporteurs auf Zeichenpapier mit grösserer Genauigkeit erfolgt als auf Pauspapier.

Der Massstab des Ersatzbildes kann, nach Massgabe der entsprechenden Einrichtung des Projektionsgeräts, im allgemeinen mehr oder weniger beliebig gewählt werden. Immerhin ist zu bemerken, dass ein grösserer Massstab gewisse Vorteile bietet. Im Originalnegativ scharf markierte Punkte kommen nämlich auch bei stärkerer Vergrösserung noch hinlänglich scharf heraus, um die Lage des betreffenden Punkts im Ersatzbild zuverlässig anzugeben. Andererseits werden durch ungenaue Markierung der Punkte im Ersatzbild die entsprechenden Richtungen umso weniger beeinflusst, je grösser die Abstände dieser Punkte vom Scheitelpunkt der Richtungsmessung sind.

Um das im vorstehenden angedeutete Projektionsverfahren praktisch zu erproben und seine Genauigkeit im Vergleich zum Kontaktverfahren festzustellen, wurden im Geod. Inst. d. U. L. vergleichende Versuche mit beiden Verfahren angestellt. Als Unterlage für diese Versuche wurden 10 Originalnegative von Senkrechtaufnahmen benutzt, in denen gewisse für eine Radialtriangulation ausgewählte Richtungen durch scharf markierte Punkte bezeichnet waren. Die Anzahl solcher Richtungen betrug in den einzelnen Bildern 8—12.

Die Untersuchung bezweckte, für das eine und das andere Verfahren die wichtigsten Einzelfehler festzustellen, aus denen sich der einer numerisch bestimmten Richtung anhaftende Gesamtfehler zusammensetzt, wenn die Richtungsmessung auf dem Umwege über einen Richtungsauszug bzw. ein Ersatzbild vermittelt eines Rolltransporteurs erfolgt.

Von solchen Einzelfehlern kommen hauptsächlich in Betracht: der Übertragungsfehler  $\mu_u$ , mit welchem eine Richtung aus dem Originalnegativ in den Richtungsauszug bzw. das Ersatzbild übertragen wird, und der eigentliche Messungsfehler  $\mu_m$ , mit dem die übertragene Richtung gemessen wird.

Um die entsprechenden mittleren Fehler aus Doppelbeobachtungen ableiten zu können, wurden nach dem einen und dem anderen Verfahren von jedem Originalbild je zwei Richtungsauszüge bzw. Ersatzbilder angefertigt und jede solche Richtungskopie wurde wiederum in zwei vollen Sätzen gemessen.

Die nach dem Kontaktverfahren erzeugten Richtungsauszüge wurden auf Pauspapier angefertigt. Bei früher ausgeführten Versuchen mit der Ausmessung solcher Richtungsauszüge vermittelt eines Rolltransporteurs liessen gewisse Anzeichen darauf schliessen,

dass bei der gewöhnlich üblichen Benutzungsweise des Messgeräts Verziehungen des wenig widerstandsfähigen Pauspapiers entstehen, welche die Messungsgenauigkeit ungünstig beeinflussen. Deswegen wurden bei den hier in Rede stehenden Versuchen bei der Richtungsmessung folgende Massnahmen zur Beseitigung bzw. Milderung dieses Übelstandes getroffen.

Als Unterlage für den auf Pauspapier angefertigten Richtungsauszug wurde ein Reissbrett benutzt, auf welchem ein gewöhnliches

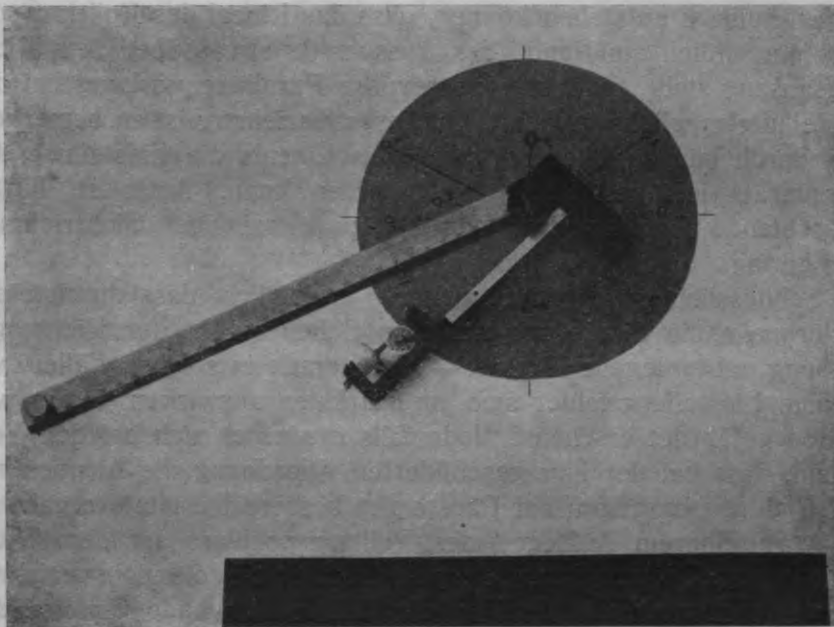


Abb. 7.

Zeichenpapier an drei Rändern befestigt war, während der dritte Rand offen blieb. Das ganze bildete also eine Art Tasche, in welche der auszumessende Richtungsauszug hineingeschoben wurde. Das erwähnte Zeichenpapier war mit einem kreisrunden Ausschnitt versehen, dessen Grösse so bemessen war, dass einerseits sämtliche für die Messung in Betracht kommenden Punkte des Richtungsauszugs gleichzeitig in den Bereich des Ausschnitts gebracht werden konnten, während andererseits die Laufrolle des Transporteurs sich ausschliesslich auf dem Zeichenpapier bewegte, wenn der Pol sich ungefähr im Mittelpunkt des Ausschnitts befand (Abb. 7). Bei solcher

Anordnung der Messung findet eine Berührung des Pauspapiers des Richtungsauszugs durch den Rolltransporteur nur in unmittelbarer Nähe von dessen Pol statt. Die Möglichkeit des Verziehens oder Mitschleppens des Richtungsauszugs erscheint also unter solchen Umständen ziemlich gering. Tatsächlich wurden bei den Versuchen solche Erscheinungen auch nicht beobachtet, obgleich der in die „Tasche“ eingelegte Richtungsauszug dort nur durch Reibung festgehalten wurde.

Andererseits mögen bei Benutzung einer solchen Vorrichtung Fehler dadurch entstehen können, dass das Lineal des Rolltransporteurs namentlich am Rande des Ausschnitts etwas über dem Richtungsauszug steht, so dass eine gewisse Parallaxenwirkung bei der Einstellung möglich erscheint. In dieser Beziehung ist zu bemerken, dass durch leichtes Niederdrücken des Lineals die Einstellung des Messgeräts jederzeit kontrolliert werden kann. Auch ist die zu befürchtende Parallaxenwirkung bei zweckmässiger Sichtichtung sehr gering.

Schliesslich ist es ohne weiteres ersichtlich, dass durch diese Fehlerquelle die Einstellung auf dem Scheitelpunkt der Richtungsmessung nahegelegene Punkte — also gerade in solchen Fällen, wo etwaige Einstellungsfehler sich am stärksten auswirken — am wenigsten gefährdet erscheint. Jedenfalls erwies es sich bei den Versuchen, dass bei der hier geschilderten Anordnung die Ausmessung von Richtungsauszügen auf Pauspapier bessere Resultate ergab, als bei unmittelbarem Aufliegen des Rolltransporteurs auf dem Richtungsauszug. Bei der Ausmessung der nach dem Projektionsverfahren erzeugten Ersatzbilder erschien die übliche Anwendungsweise des Rolltransporteurs unbedenklich, da diese Ersatzbilder auf dickem Zeichenpapier angefertigt waren, das mechanischen Einwirkungen des Messgeräts genügenden Widerstand zu leisten vermag.

Bei der Anfertigung der Ersatzbilder wurde ein Hugershoffsches A. T. G. Entzerrungsgerät benutzt. Da Entzerrungsgeräte dieses Typs bekanntlich die Perspektivitätsbedingung nicht erfüllen, wurde dafür Sorge getragen, das Ersatzbild möglichst in der Perspektive des Originalnegativs zu erhalten. Zu diesem Zweck wurde der Projektionstisch des Geräts vermittels einer Dosenlibelle in annähernd horizontale Lage gebracht, was übrigens auch im Hinblick auf die unbekannte Nadirdistanz der Originalbilder zweckmässig erschien. Die Ersatzbilder wurden im 2,6-fachen Massstab der Originalbilder

angefertigt, wobei die in den Originalnegativen durch feine Nadelstiche markierten Punkte noch als scharf umrissene kleine Kreisscheibchen erschienen.

Aus den Beobachtungsergebnissen wurde zunächst für jedes Verfahren der mittlere Messungsfehler  $\mu_m$  aus den Widersprüchen  $d$  der Doppelmessungen identischer Richtungen für die einzelnen Übertragungen und deren Gesamtheit abgeleitet. Hierbei wurde in einer Weise verfahren, die im wesentlichen auf das bei der Ausgleichung vollständiger Richtungssätze übliche Verfahren zurückgeht.

Da im vorliegenden Fall jede Übertragung in zwei vollständigen Richtungssätzen ausgemessen war, wurde aus den betreffenden Widersprüchen  $d$  deren arithmetisches Mittel  $d_0$  gebildet und von den einzelnen  $d$  abgezogen. Die auf solche Weise erhaltenen „reduzierten Widersprüche“  $D = d - d_0$  entsprechen den Widersprüchen, die man nach dem sonst üblichen Verfahren durch Vergleich der verschobenen Richtungssätze erhält.

Da in die reduzierten Widersprüche  $D$  das als Bestimmungsgröße zu wertende arithmetische Mittel  $d_0$  eingeht, ergibt sich für den mittleren Messungsfehler die Formel

$$(\mu_m) = \pm \sqrt{\frac{[DD]}{2(n-1)}} \dots \dots \dots (5),$$

in der  $n$  die Anzahl der in der betreffenden Übertragung doppelt gemessenen Richtungen bedeutet. Die entsprechende Formel für den allgemeinen Wert des mittleren Messungsfehlers aus  $i$  einzelnen Übertragungen lautet

$$\mu_m = \pm \sqrt{\frac{[(\mu_m)(\mu_m)]}{i}} \dots \dots \dots (6).$$

Alsdann wurde in ähnlicher Weise der Gesamtfehler  $\mu$  ermittelt, welcher einer einfach übertragenen aber doppelt gemessenen Richtung anhaftet. Hierbei treten an die Stelle von  $d$  die Widersprüche  $\delta$ , die zwischen den mittleren Ergebnissen aus Doppelmessungen identischer Richtungen in der ersten und zweiten Übertragung des betreffenden Originalnegativs bestehen. Auch aus diesen Widersprüchen wurde für jedes Originalnegativ das arithm. Mittel  $\delta_0$  gebildet und zur Berechnung der „reduzierten Widersprüche“  $\Delta = \delta - \delta_0$  benutzt. Entsprechend (5) und (6) hat man dann

$$(\mu) = \pm \sqrt{\frac{[\Delta\Delta]}{2(n-1)}} \dots \dots \dots (7)$$

und

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{[(\mu)(\mu)]}{r}} \dots \dots \dots (8),$$

wobei in (8)  $r$  die Anzahl der berücksichtigten Originalnegative bedeutet.

Tabelle 1.

## Übertragung nach dem Kontaktverfahren.

Original-negativ	Anzahl der Richtungen	Richtungs-auszug	$(\mu_m)$	$\mu_m$	$(\mu)$	$(\mu_u)$
270	8	1 2	$\pm 0,5'$ $\pm 1,1$	$\pm 0,9'$	$\pm 1,0'$	$\pm 0,8'$
270a	11	1 2	$\pm 0,7$ $\pm 0,6$	$\pm 0,7$	$\pm 1,1$	$\pm 1,0$
271	10	1 2	$\pm 0,9$ $\pm 0,9$	$\pm 0,9$	$\pm 2,1$	$\pm 2,0$
271a	11	1 2	$\pm 0,9$ $\pm 1,0$	$\pm 1,0$	$\pm 0,9$	$\pm 0,6$
272	9	1 2	$\pm 1,1$ $\pm 0,8$	$\pm 1,0$	$\pm 0,8$	$\pm 0,4$
273	9	1 2	$\pm 0,4$ $\pm 1,1$	$\pm 0,8$	$\pm 1,5$	$\pm 1,4$
274	8	1 2	$\pm 0,6$ $\pm 0,7$	$\pm 0,6$	$\pm 1,3$	$\pm 1,2$
275	11	1 2	$\pm 0,8$ $\pm 0,9$	$\pm 0,8$	$\pm 0,6$	$\pm 0,2$
276	12	1 2	$\pm 1,0$ $\pm 1,3$	$\pm 1,2$	$\pm 1,2$	$\pm 0,8$
277	9	1 2	$\pm 0,7$ $\pm 2,2$	$\pm 1,6$	$\pm 1,7$	$\pm 1,3$

Für die Gesamtheit aller Bilder:

$$\mu_u = \pm 1,1'; \quad \mu_m = \pm 1,0';$$

$$\mu = \pm 1,3'.$$



Auf dem Umweg über den Gesamtfehler  $\mu$  lässt sich dann schliesslich auch der Übertragungsfehler  $\mu_u$  berechnen, wenn man annimmt, dass der Gesamtfehler sich ausschliesslich aus dem Übertragungsfehler und dem Messungsfehler zusammensetzt. Im Hinblick darauf, dass der nach (5) bzw. (6) berechnete Messungsfehler für eine einzelne Messung gilt, der nach (7) bzw. (8) berechnete Gesamt-

Tabelle 2.

## Übertragung nach dem Projektionsverfahren.

Original-negativ	Anzahl der Richtungen	Ersatz-bild	$(\mu_m)$	$\mu_m$	$(\mu)$	$(\mu_u)$
270	8	1	$\pm 0,3'$	$\pm 0,7'$	$\pm 2,0'$	$\pm 2,0'$
		2	$\pm 1,0$			
270a	11	1	$\pm 0,6$	$\pm 0,6$	$\pm 0,7$	$\pm 0,6$
		2	$\pm 0,6$			
271	10	1	$\pm 0,5$	$\pm 0,6$	$\pm 0,8$	$\pm 0,7$
		2	$\pm 0,7$			
271a	11	1	$\pm 0,5$	$\pm 0,5$	$\pm 0,7$	$\pm 0,6$
		2	$\pm 0,5$			
272	9	1	$\pm 0,8$	$\pm 0,9$	$\pm 1,7$	$\pm 1,6$
		2	$\pm 1,0$			
273	9	1	$\pm 0,2$	$\pm 0,3$	$\pm 1,1$	$\pm 1,0$
		2	$\pm 0,3$			
274	8	1	$\pm 0,5$	$\pm 0,6$	$\pm 0,6$	$\pm 0,4$
		2	$\pm 0,7$			
275	11	1	$\pm 0,5$	$\pm 0,5$	$\pm 0,5$	$\pm 0,3$
		2	$\pm 0,6$			
276	12	1	$\pm 0,8$	$\pm 0,7$	$\pm 1,4$	$\pm 1,3$
		2	$\pm 0,7$			
277	9	1	$\pm 0,4$	$\pm 0,4$	$\pm 0,8$	$\pm 0,7$
		2	$\pm 0,4$			

Für die Gesamtheit aller Bilder:

$$\mu_u = \pm 1,0'; \quad \mu_m = \pm 0,6';$$

$$\mu = \pm 1,1'.$$

fehler sich aber auf das arithmetische Mittel zweier Einzelmessungen einer übertragenen Richtung bezieht, hat man

$$(\mu_u) = \pm \sqrt{(\mu)^2 - \frac{\mu_m^2}{2}} \dots \dots \dots (9)^*$$

und

$$\mu_u = \pm \sqrt{\frac{[(\mu_u)(\mu_u)]}{r}} \dots \dots \dots (10).$$

Die Ergebnisse der in solcher Weise sowohl für das Kontaktverfahren wie für das Projektionsverfahren durchgeführten Fehleruntersuchung sind in den Tabellen 1 und 2 zusammengestellt.

Wie aus diesen Angaben ersichtlich, ist das Projektionsverfahren dem Kontaktverfahren hinsichtlich der Genauigkeit etwas überlegen, besonders in Bezug auf den Messungsfehler. Deswegen dürfte die Anwendung des Projektionsverfahrens besonders dann zu empfehlen sein, wenn die Richtungen numerisch bestimmt werden sollen.

Kommt dagegen bei graphischer Durchführung der Radialtriangulation ausschliesslich die Übertragung der Richtungen, nicht aber deren numerische Messung in Frage, so erscheinen wegen des annähernd gleichen Übertragungsfehlers beide Verfahren gleich geeignet. Selbstverständlich sind in einem solchen Fall bei Anwendung des Projektionsverfahrens die Ersatzbilder auf Pauspapier oder sonst einem durchsichtigen Material anzufertigen. Obgleich bei den hier erwähnten Versuchen die Ersatzbilder auf Zeichenpapier angefertigt wurden, liegt doch kein Grund zur Annahme vor, dass bei Verwendung eines durchsichtigen Materials irgendwelche technischen Schwierigkeiten bzw. eine Einbusse an Genauigkeit zu gewärtigen wäre.

## V. Die Richtungsmessung mit Spezialgeräten.

Die Notwendigkeit der Benutzung von Richtungsauszügen bzw. Ersatzbildern bedeutet zweifellos einen nicht unwesentlichen Nachteil der Richtungsbestimmung mit gewöhnlichen Messgeräten.

\*)  $\mu_m$  bezieht sich hier auf die Gesamtheit beider Übertragungen des betreffenden Originalnegativs.

Einerseits verursacht die Übertragung der Richtungen einen gewissen Mehraufwand an Arbeit, andererseits wirkt sich der nicht unbedeutliche Übertragungsfehler ungünstig auf die Genauigkeit der Richtungsbestimmung aus. Als Nachteil des Verfahrens erscheint auch der bereits früher erwähnte Umstand, dass die Richtungsübertragung die Markierung der in den Originalbildern identifizierten Punkte notwendig macht, was wiederum zusätzliche Arbeit und Fehler verursacht.

Diese Unzulänglichkeiten lassen sich vermeiden, wenn für die Richtungsbestimmung geeignete Spezialgeräte benutzt werden, vermittlels welcher die Richtungsmessung in unmittelbarem Anschluss

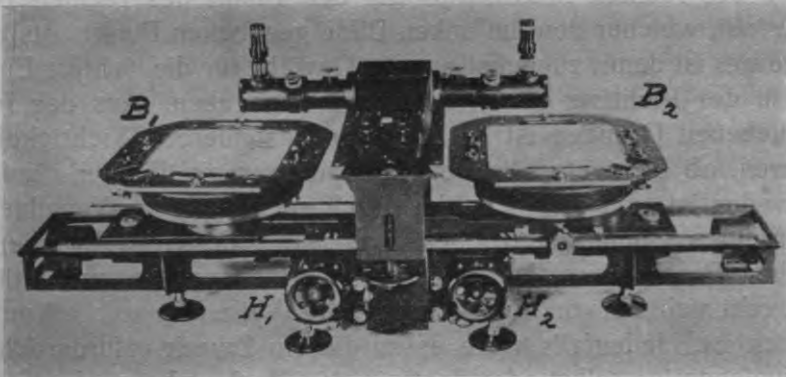


Abb. 8.

an die Identifizierung ohne mechanische Berührung der Bildschicht des Originalnegativs erfolgt. Solche Spezialgeräte sind: das Abschenbrennersche Übertragungsgerät und der v. Grubersche Radialtrianulator.

Das Abschenbrennersche Übertragungsgerät (Abb. 8) enthält in seinem unteren Teil zwei drehbare und vermittlels der Handräder  $H_1$  und  $H_2$  in gleicher Richtung verschiebbare Bildhalter  $B_1$  und  $B_2$ , in denen die in Betracht kommenden Originalnegative mit der Bildschicht nach oben befestigt werden. Das der Betrachtung der Bilder dienende Stereomikroskop ist senkrecht zur Verschiebungsrichtung der Bildhalter verschiebbar, wobei die Betrachtungsbasis stets der Verschiebungsrichtung der Bildhalter parallel bleibt.

Die Bildhalter werden so gedreht, dass die Verbindungslinie der Bildhauptpunkte in beiden Bildern annähernd in die Verschiebungsrichtung der Bildhalter fällt, also in Parallelstellung zur Betrachtungsbasis gelangt. Alsdann wird der im linken Bilde gegebene Punkt mit der Marke des entsprechenden Mikroskops zur Deckung gebracht, und darauf das andere Bild so verschoben, dass bei stereoskopischer Betrachtung die Marke des Stereomikroskops mit dem im ersten Bild gegebenen Punkt räumlich koinzidiert. Die hierzu erforderlichen Einstellungen werden vermittels der Handräder  $H_1$  und  $H_2$  und entsprechender anderer hier nicht näher geschilderter Vorrichtungen bewirkt.

Damit ist dann die optische Identifizierung erfolgt, d. h. die Marke des rechten Mikroskops auf den Punkt des rechten Bildes eingestellt, welcher dem im linken Bilde gegebenen Punkt entspricht. Allerdings ist damit zunächst nur die Gewähr für die richtige Einstellung in der Richtung der Aufnahmebasis gegeben. Aus den früher angegebenen Gründen ist es aber von besonderer Wichtigkeit zu erfahren, ob nicht etwa in der Querrichtung ein Einstellungsfehler vorhanden ist, und diesen Fehler durch entsprechende Verschiebung des rechten Bildhalters zu beseitigen. Aus der vom Erfinder gegebenen Beschreibung<sup>5)</sup>, der diese Darstellung im wesentlichen folgt, geht nicht hervor, ob und auf welche Weise eine solche Kontrolle möglich ist. Jedenfalls wäre es zu diesem Zweck erforderlich, die Originalnegative selbst oder deren in den Markenebenen des Stereomikroskops erzeugten Bilder um  $90^\circ$  zu verschwenken. Im Aschenbrennerschen Gerät ist eine Vorrichtung zum optischen Verschwenken der Bilder nicht vorhanden, dagegen sind die Bildhalter, wie bereits erwähnt, drehbar angeordnet. Sollte die dadurch gebotene Möglichkeit des mechanischen Verschwenkens der Bilder zur erwähnten Kontrolle der Einstellung benutzt werden, so wären die betreffenden Bildpunkte in die Drehpunkte der Bildhalter und diese in die Zielachsen des Stereomikroskops zu bringen.

Nachdem in der angedeuteten Weise die optische Identifizierung erfolgt ist, muss der im rechten Bilde ermittelte Punkt dort markiert werden. Zu diesem Zweck ist an den Objektivenden des

<sup>5)</sup> C. Aschenbrenner, Bericht über die Durchführung und die Ergebnisse einer Bildtriangulierung mit den neuen Geräten der Photogrammetrie G. m. b. H. Bildmessung u. Luftbildwesen 1929, H. 4.

Stereomikroskops eine herunterklappbare Markiervorrichtung angebracht, vermittels welcher im Originalnegativ ein Punkt bzw. Punkt mit Ring genau an der Stelle markiert werden kann, auf welche die betreffende Marke des Stereomikroskops eingestellt war.

Auf solche Weise benutzt, dient das Übertragungsgerät zunächst nur Identifizierungszwecken. Es kann aber auch zur unmittelbaren Messung der durch die zuvor identifizierten und markierten Punkte bestimmten Richtungen verwendet werden.

Zu diesem Zweck wird das auszumessende Originalnegativ in einem der beiden Bildhalter mit Hilfe besonderer Justierschrauben so eingestellt, dass der Scheitelpunkt der Richtungsmessung genau in die Drehachse des Bildhalters fällt. Darauf wird durch Verschiebung in der Richtung der Betrachtungsbasis und durch Verschwenkung des Bildhalters der betreffende Zielpunkt mit der entsprechenden Marke des Stereomikroskops zur Koinzidenz gebracht und die auf solche Weise eingestellte Richtung am Teilkreis des Bildhalters unmittelbar abgelesen.

Wie aus dieser Beschreibung hervorgeht, kann die Richtungsmessung allerdings vermittels desselben Geräts, aber erst nach erfolgter Identifizierung und mechanischer Markierung sämtlicher Zielpunkte des betreffenden Bildes bewirkt werden. Wie bereits früher ausgeführt wurde, ist das Gebundensein an eine solche Markierung bei der numerischen Bestimmung der Richtungen als gewisser Nachteil zu bewerten. Andererseits macht das Vorhandensein einer Markierungsvorrichtung das Gerät auch zur Verwendung bei graphisch durchzuführenden Radialtriangulationen geeignet.

Über die mit dem Aschenbrennerschen Gerät erzielbare Genauigkeit der Identifizierung bzw. Richtungsmessung sind dem Verfasser ausführlichere auf diesbezüglichen Untersuchungen begründete Angaben nicht bekannt geworden. Wohl aber erwähnt Aschenbrenner, dass bei einer u. a. vermittels des Übertragungsgeräts im Masstab 1:100000 durchgeführten Bildhauptpunkttriangulation der aus 12 Kontrollpunkten bestimmte mittlere Koordinatenfehler im Plan gemessen  $\pm 0,25$  bzw.  $\pm 0,35$  mm betragen habe. Über die Grösse der durch Identifizierungsfehler bzw. Fehler der eigentlichen Richtungsmessung verursachten Komponenten dieser Gesamtfehler ist aus der erwähnten Mitteilung nichts ersichtlich. Im Vergleich zu den Genauigkeitsergebnissen von Radialtriangulationen, die ohne Benutzung besonderer Identifizierungs- bzw. Messgeräte durchgeführt

wurden, sind die erwähnten Koordinatenfehler jedenfalls als recht gering zu bezeichnen.

Der v. Grubersche Radialtriangulator<sup>9)</sup> enthält ebenfalls zwei drehbare mit Teilkreisen versehene Bildhalter  $B_1$  und  $B_2$  und ein Betrachtungszwecken dienendes Stereomikroskop  $S$  mit Marken (Abb. 9). Vermittels des Handrades  $H$  werden beide Bildhalter gleichzeitig, also ohne Veränderung des Abstandes zwischen

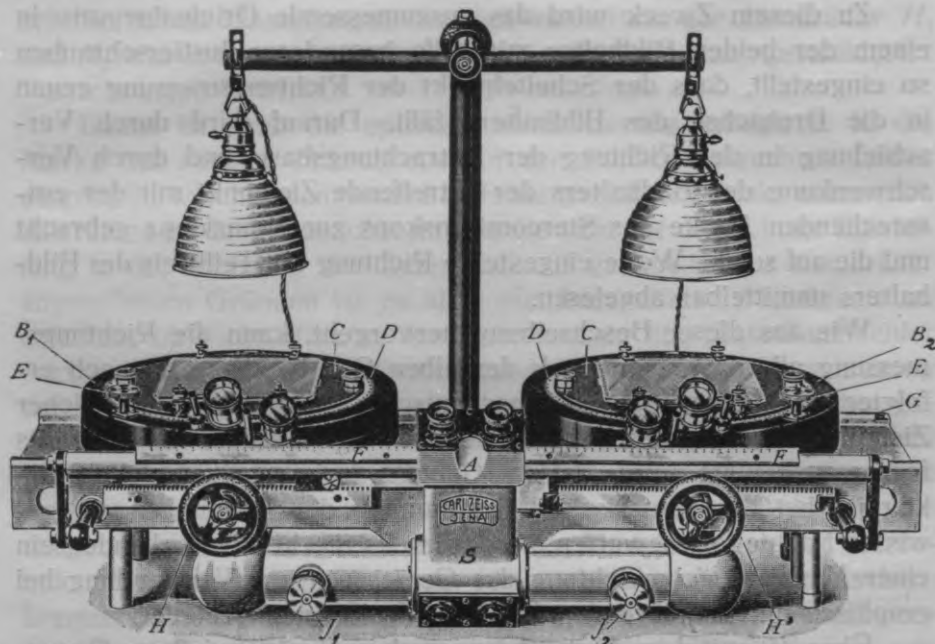


Abb. 9.

ihren Drehachsen, in der Richtung der Betrachtungsbasis verschoben. Im Übrigen kann der Abstand zwischen diesen Drehachsen mittels des Handrades  $H'$  reguliert werden, dessen Drehung die Verschiebung des rechten Bildhalters allein in der Richtung der Betrachtungsbasis bewirkt.

Das Stereomikroskop ist so angeordnet, dass die Betrachtung der in die Bildhalter eingelegten Originalnegative von unten erfolgt,

<sup>9)</sup> O. v. Gruber, Ferienkurs in Photogrammetrie, S. 318 u. f. Konrad Wittwer, Stuttgart, 1930.

dementsprechend ist die Beleuchtungsvorrichtung über den Bildhalter angebracht. Zwischen den Markenebenen und den entsprechenden Okularen des Stereomikroskops befinden sich mittels der Triebknöpfe  $J_1$  und  $J_2$  drehbare Amici-Prismen, so dass die zur Erzielung stereoskopischen Effekts erforderliche Orientierung der im Stereomikroskop sichtbaren Bilder unabhängig von der Orientierung der Bildhalter bzw. der in dieselben eingelegten Originalnegative erfolgen kann.

Die Originalnegative werden mittels einer besonderen Hilfsvorrichtung so in die Bildrahmen eingepasst, dass die als Scheitelpunkte der Richtungsmessung vorgemerkten Punkte in die Drehachsen der entsprechenden Bildhalter fallen. Hierauf werden die Bilder durch entsprechende Drehung ihrer Halter so orientiert, dass die Verbindungslinie der Scheitelpunkte der Richtungsmessung in beiden Bildern parallel der Betrachtungsbasis verläuft. Zu diesem Zweck wird durch Verschiebung des Bildhalters  $B_1$  der Scheitelpunkt der Richtungsmessung des linken Bildes zur optischen Koinzidenz mit der linken Marke des Stereomikroskops gebracht, worauf durch Benutzung des Handrades  $H'$  und Drehung des rechten Bildhalters der entsprechende Punkt des rechten Bildes in die rechte Zielachse des Stereomikroskops eingerückt wird. In ähnlicher Weise wird durch Benutzung der Handräder  $H$  und  $H'$  und durch Drehung des linken Bildhalters bewirkt, dass bei Koinzidenz des Scheitelpunkts der Richtungsmessung des rechten Bildes mit der rechten Marke des Stereomikroskops der entsprechende Punkt des linken Bildes unter der linken Marke erscheint. Durch diese vorläufigen Einstellungen, die bei monokularer Benutzung des Betrachtungsgeräts erfolgen, wird die Verbindungslinie der Scheitelpunkte der Richtungsmessung in beiden Bildern zunächst annähernd in eine der Betrachtungsbasis parallele Richtung gebracht.

Die feinere Kontrolle und Verbesserung dieser Einstellung erfolgt dann auf stereoskopischem Wege. Durch seitliche Verschiebung beider Bilder mit dem Handrad  $H$  wird der Scheitelpunkt der Richtungsmessung des linken Bildes zur Koinzidenz mit der linken Marke des Stereomikroskops gebracht. Hierauf wird der rechte Bildhalter mit dem Handrad  $H'$  so verschoben, dass bei stereoskopischer Betrachtung die Marke in räumlicher Koinzidenz mit dem im linken Bild angezielten Punkt erscheint. Als dann werden beide Bilder mittels der Amici-Prismen optisch in gleichem Sinn um  $90^\circ$

gedreht. Erweist es sich, dass bei solcherweise veränderter Orientierung der Bilder die räumliche Koinzidenz der Marke mit dem erwähnten Geländepunkt nicht mehr vorhanden ist, so wird diese Koinzidenz wieder hergestellt, indem man die Orientierung des rechten Bildes durch Drehung seines Halters verbessert. In ähnlicher Weise wird die stereoskopische Kontrolle und Verbesserung der Einstellung auch für den Scheitelpunkt der Richtungsmessung des rechten Bildes ausgeführt.

Hiermit ist dann die Verbindungslinie der Scheitelpunkte der Richtungsmessung in beiden Bildern genau parallel der Betrachtungsbasis eingestellt, und es werden nun an den Teilkreisen der Bildhalter die für die Richtungsmessung erforderlichen Ablesungen gemacht.

Darauf werden durch seitliche Verschiebung und Drehung der Bildhalter die in der Überdeckungszone beider Bilder liegenden Zielpunkte nacheinander in derselben angedeuteten Weise eingestellt, wobei die Einstellung jedesmal stereoskopisch überprüft und verbessert wird. Falls sich hierbei eine den stereoskopischen Effekt störende Orientierung der Bilder ergibt, so kann vermittels der Amici-Prismen Abhilfe geschaffen werden. Nach endgültiger Einstellung auf einen Zielpunkt wird jedesmal an den Teilkreisen abgelesen. Durch die erhaltenen Ablesungen werden die betreffenden Richtungen unmittelbar numerisch bestimmt.

Wie aus dieser Darstellung ersichtlich, erfolgt bei Benutzung des Radialtriangulators die Richtungsmessung in unmittelbarem Anschluss an die Identifizierung, und zwar in einer Weise, welche die künstliche Markierung der die Richtungen bestimmenden Punkte unnötig erscheinen lässt. Aus früher angeführten Gründen ist dieser Umstand bei numerischer Richtungsbestimmung als nicht unwesentlicher Vorzug des Geräts zu bewerten.

Über die mit dem Radialtriangulator erzielbare Genauigkeit gibt u. a. die von G. Schweizer<sup>7)</sup> durchgeführte Untersuchung einer Radialtriangulation interessanten Aufschluss. Diese Untersuchung bezieht sich auf zwei Triangulationsnetze mit 27 bzw. 25 Dreiecken, in denen sämtliche Winkel durch Richtungsmessung vermittels des Radialtriangulators bestimmt waren. Der Dreieckswider-

<sup>7)</sup> G. Schweizer, Untersuchung und praktische Durchführung einer Radialtriangulation im Hügelland. Dissertation der Techn. Hochschule Stuttgart, 1931.



spruch betrug im Mittel  $\pm 1,4'$ ; als mittlerer Richtungsfehler wurde  $\pm 0,6'$  erhalten. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass in den Dreiecks- widersprüchen neben solchen Fehlern, die der Identifizierung und Richtungsmessung zur Last zu legen sind, auch die Einflüsse anderer Fehlerquellen zum Ausdruck gelangen. Da es sich um Fokalkpunkt- triangulationen handelte, kam die Nadirdistanz der Aufnahmen aller- dings nicht als Fehlerquelle in Betracht. Dagegen muss wohl mit einem gewissen Fehlereinfluss von Höhenunterschieden des Gelän- des gerechnet werden, da es sich um Radialtriangulationen im Hügel- land handelte.

#### **VI. Allgemeine Gesichtspunkte für die Ausgleichung und Berechnung von Radialtriangulationen.**

Für die Ausgleichung und Berechnung kommen bei Radialtrian- gulationen in gewisser Hinsicht andere Gesichtspunkte in Betracht, als bei terrestrischen Triangulationen.

Bei terrestrischen Triangulationen lassen sich grosse festpunkt- lose Gebiete mit einem weitmaschigen und entsprechend wenig ge- gliederten Hauptnetz überspannen, in welches dann nach Bedarf Dreiecksnetze niederer Ordnung mit geringeren Seitenlängen ein- gefügt werden. Eine solche Gliederung gewährt die bekannten Vor- teile sowohl hinsichtlich der Fehlerfortpflanzung, als auch bezüg- lich der Bequemlichkeit der Ausgleichung. Infolgedessen bereitet die Ausgleichung nach strengen Methoden verhältnismässig wenig Mühe. Ausserdem erscheint der Arbeitsaufwand, den eine strenge Ausgleichung erfordert, namentlich im Fall von Netzen höherer Ordnung, durch die zu erwartende Genauigkeit der Ergebnisse gerechtfertigt.

Bei Radialtriangulationen sind die Seitenlängen im Hauptnetz im wesentlichen durch die Abstände zwischen den Standorten der einzelnen Aufnahmen bestimmt. Diese Abstände sind ihrerseits durch das Format, den Massstab und die Überdeckung der Bilder bedingt. Unter solchen Umständen, die normalerweise in Betracht kommen, ergeben sich im Hauptnetz einer Radialtriangulation sehr geringe Seitenlängen, die etwa einer terrestrischen Triangulation 5. Ord- nung entsprechen. Man muss also bei Radialtriangulationen in der Regel mit engmaschigen Hauptnetzen rechnen, die ausgleichungs- technisch recht unbequem zu behandeln sind. Die strenge Ausglei-

chung solcher Dreiecksnetze würde einen Arbeitsaufwand erfordern, der zu der geringen Genauigkeit der Radialtriangulation in keinem annehmbaren Verhältnis steht.

Angesichts dieser Umstände erscheint es verständlich, dass Radialtriangulationen nicht selten rein graphisch durchgeführt werden. Dagegen muss es einige Bedenken erregen, wenn solches mit Verzicht auf eine systematische Ausgleichung geschieht. Im folgenden wird aufgezeigt werden, dass die bei einer Radialtriangulation zu erwartenden Widersprüche keineswegs so gering sind, dass sie bei graphischer Konstruktion des Dreiecksnetzes in nicht sehr kleinem Massstab einfach vernachlässigt werden könnten. Dass man bei rechnerischer Behandlung der Radialtriangulation nicht ohne Ausgleichung auskommen kann, bedarf natürlich keiner besonderen Motivierung. Andererseits ist es selbstverständlich, dass man, den Genauigkeitsverhältnissen Rechnung tragend, namentlich bei graphisch durchgeführten Radialtriangulationen, auf die Anwendung strenger Ausgleichungsverfahren verzichten kann und soll. Also bietet die Radialtriangulation ein besonders geeignetes Feld für die Anwendung vereinfachter Ausgleichungsverfahren.

Ehe auf solche Verfahren ausführlicher eingegangen wird, soll untersucht werden, welcher Grössenordnung die bei einer Radialtriangulation mutmasslich zu gewärtigenden Widersprüche sind. Es genügt wohl, eine solche Untersuchung auf das einfachste Element eines Dreiecksnetzes — das einzelne Dreieck zu beschränken, da entsprechende Schlüsse auf mehr oder weniger komplizierte Dreieckssysteme sich dann leicht ziehen lassen.

Es handelt sich also um die Frage, welche linearen Unterschiede bei der Berechnung oder graphischen Konstruktion eines Dreiecks im Hauptnetz einer Radialtriangulation zu erwarten sind, wenn man anstatt der ausgeglichenen Winkel die unausgeglichenen benutzt. Die Grösse dieser Unterschiede ist einerseits durch die Form des Dreiecks, andererseits durch den Dreieckswiderspruch bzw. die zwecks dessen Tilgung anzubringenden Winkelverbesserungen bedingt.

Was die Form der Dreiecke im Hauptnetz einer Radialtriangulation anbelangt, so ist dieselbe durch die gegenseitige Lage der Aufnahmestandorte der betreffenden Bilder bestimmt, die ihrerseits bis zu einem gewissen Grade vom Bildformat und der Überdeckung abhängig ist.

Es mögen  $A$  und  $C$  zwei aufeinander folgende Bilder einer Bildreihe sein, die innerhalb der Figur  $t-u-f-e$  wegen der Überdeckung identischen Bildinhalt haben (Abb. 10). Der Teil  $h-u-f-i$  dieser Figur möge wiederum auch in der benachbarten Bildreihe  $B$  dargestellt sein.

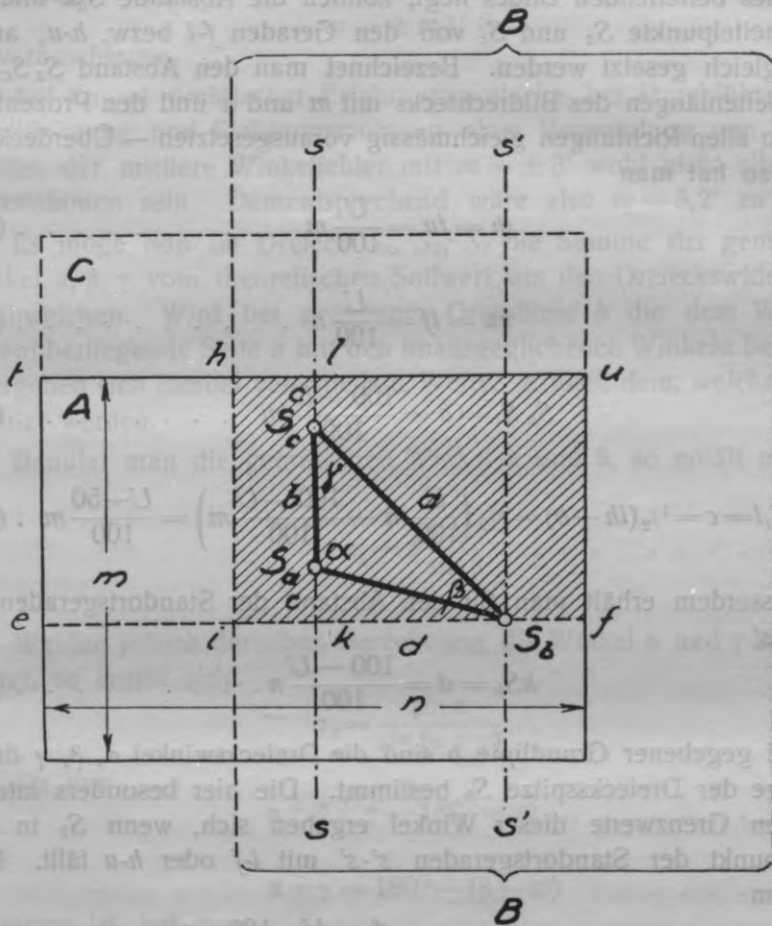


Abb. 10.

Setzt man ideale Durchführung des Bildfluges voraus, so kann angenommen werden, dass die Aufnahmestandorte der erwähnten Bildreihen in einander parallelen Geraden  $s-s$  und  $s'-s'$  liegen. Unter solcher Voraussetzung erscheint also die Figur  $h-u-f-i$  als Rechteck.

Wenn es sich um ein Dreieck des Hauptnetzes handelt, das von den Scheitelpunkten der Richtungsmessung in den Bildern  $A$  und  $C$

und einem Bilde der Reihe  $B$  gebildet wird, so müssen diese Scheitelpunkte  $S_a, S_c, S_b$  innerhalb des Rechtecks  $h-u-f-i$  liegen, und zwar  $S_a$  und  $S_c$  ungefähr auf der Geraden  $s-s$  und  $S_b$  — auf der Geraden  $s'-s'$ .

Da jeder dieser Scheitelpunkte annähernd im geometrischen Mittelpunkt des betreffenden Bildes liegt, können die Abstände  $S_{ak}$  und  $S_{cl}$  der Scheitelpunkte  $S_a$  und  $S_c$  von den Geraden  $f-i$  bzw.  $h-u$ , annähernd gleich gesetzt werden. Bezeichnet man den Abstand  $S_a S_c$  mit  $b$ , die Seitenlängen des Bildrechtecks mit  $m$  und  $n$  und den Prozentsatz der — in allen Richtungen gleichmässig vorausgesetzten — Überdeckung mit  $U$ , so hat man

$$ih = fu = \frac{U}{100} m \dots \dots \dots (11),$$

$$hu = if = \frac{U}{100} n \dots \dots \dots (12),$$

$$S_a S_c = b = \frac{100 - U}{100} m \dots \dots \dots (13),$$

$$S_{ak} = S_{cl} = c = \frac{1}{2}(ih - b) = \frac{1}{2} \left( \frac{U}{100} m - \frac{100 - U}{100} m \right) = \frac{U - 50}{100} m \dots (14).$$

Ausserdem erhält man für den Abstand der Standortsgersten  $s-s$  und  $s'-s'$

$$kS_b = d = \frac{100 - U}{100} n \dots \dots \dots (15).$$

Bei gegebener Grundlinie  $b$  sind die Dreieckswinkel  $\alpha, \beta, \gamma$  durch die Lage der Dreiecksspitze  $S_b$  bestimmt. Die hier besonders interessierenden Grenzwerte dieser Winkel ergeben sich, wenn  $S_b$  in den Schnittpunkt der Standortsgersten  $s'-s'$  mit  $i-f$  oder  $h-u$  fällt. Man hat dann

$$\text{tg } \alpha \text{ bzw. } \text{tg } \gamma = -\frac{d}{c} = \frac{U - 100}{U - 50} \cdot \frac{n}{m} \dots \dots \dots (16)$$

und entsprechend

$$\text{tg } \gamma \text{ bzw. } \text{tg } \alpha = \frac{d}{b + c} = \frac{100 - U}{50} \cdot \frac{n}{m} \dots \dots \dots (17).$$

Für den dritten Winkel ergibt sich

$$\beta = 180^\circ - (\alpha + \gamma) \dots \dots \dots (18).$$

Was den mutmasslichen mittleren Dreieckswiderspruch anbelangt, so ist derselbe entsprechend der Genauigkeit der Winkel- bzw. Richtungsmessung anzunehmen. Sind die einzelnen Winkel mit dem mittleren Fehler  $\pm m$  bestimmt, so ist der entsprechende Dreieckswiderspruch im Betrage von

$$w = \pm m \sqrt{3} \dots \dots \dots (19)$$

zu veranschlagen.

Auf Grund praktischer Erfahrungen dürfte bei Durchführung der Identifizierung und Richtungsmessung ohne Verwendung von Spezialgeräten der mittlere Winkelfehler mit  $m = \pm 3'$  wohl nicht allzu hoch angenommen sein. Dementsprechend wäre also  $w = 5,2'$  zu setzen.

Es möge nun im Dreieck  $S_a, S_b, S_c$  die Summe der gemessenen Winkel  $\alpha, \beta, \gamma$  vom theoretischen Sollwert um den Dreieckswiderspruch  $w$  abweichen. Wird bei gegebener Grundlinie  $b$  die dem Winkel  $\alpha$  gegenüberliegende Seite  $a$  mit den unausgeglichenen Winkeln berechnet, so ergeben sich hierbei verschiedene Werte, je nach dem, welche Winkel benutzt werden.

Benutzt man die gemessenen Winkel  $\alpha$  und  $\beta$ , so erhält man

$$a_1 = b \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \dots \dots \dots (20).$$

Werden jedoch derselben Berechnung die Winkel  $\alpha$  und  $\gamma$  zu Grund gelegt, so ergibt sich

$$a_2 = \frac{\sin \alpha}{\sin (\alpha + \gamma)} \dots \dots \dots (21).$$

Da nun

$$\alpha + \beta + \gamma - 180^\circ = w \dots \dots \dots (22),$$

also

$$\alpha + \gamma = 180^\circ - (\beta - w) \dots \dots \dots (23)$$

zu setzen ist, hat man

$$a_2 = \frac{\sin \alpha}{\sin (\beta - w)} \dots \dots \dots (24).$$

Der bei solcher Doppelberechnung in linearer Form zu Tage tretende Widerspruch  $\Delta a = a_2 - a_1$  kann also als Veränderung der Funktion (20) infolge der Veränderung des Arguments  $\beta$  um den Betrag  $-w$  aufgefasst werden. Nimmt man zunächst an, dass es sich

statt dessen um entsprechende unendlich kleine Veränderungen  $da$  und  $d\beta$  handle, so hat man

$$da = -b \frac{\sin \alpha}{\sin^2 \beta} \cos \beta d\beta = -b \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \operatorname{ctg} \beta d\beta = -a_1 \operatorname{ctg} \beta d\beta \quad (25).$$

Die praktische Gültigkeit dieser Formel bleibt wohl auch dann bestehen, wenn an Stelle von  $da$  und  $d\beta$  die früher erwähnten endlichen aber kleinen Veränderungen  $\Delta a$  und  $-\omega$  treten. Entsprechend (25) hat man dann

$$\Delta a = a_1 \operatorname{ctg} \beta \omega \dots \dots \dots (26).$$

Aus dieser Formel ist ersichtlich, dass bei gegebenem  $\omega$  der lineare Widerspruch  $\Delta a$  um so grösser wird, je grösser die betreffende Seitenlänge  $a$  ist und je mehr sich der Winkel  $\beta$  den Werten  $0$  oder  $180^\circ$  nähert.

Der für diese Untersuchung in Betracht kommende Minimalwert des Winkels  $\beta$  ist durch die Formeln (16)–(18) bestimmt. Setzt man in diesen Formeln — entsprechend den in der Praxis der Radialtriangulation als mehr oder weniger normal geltenden Umständen —  $m = 13$  cm,  $n = 18$  cm,  $U = 65$ , so ergibt sich rund

$$\beta = 29^\circ,$$

wobei gleichzeitig die übrigen Dreieckswinkel die Grenzwerte

$$\alpha = 107^\circ \text{ und } \gamma = 44^\circ$$

bzw.

$$\alpha = 44^\circ \text{ und } \gamma = 107^\circ$$

erreichen. Ausserdem ergibt sich aus (13)

$$b = 45 \text{ mm.}$$

Betrachtet man das Dreieck, in dem der Winkel  $\alpha$  seinen Maximalwert  $\alpha = 107^\circ$  aufweist, so ergibt sich für die gegenüberliegende Seite die entsprechende Länge  $a = 91$  mm. Nimmt man ferner  $\omega = 5,2'$  bzw.  $\omega \sim = 0,00151$  an, so erhält man nach (26)

$$\Delta a = 0,25 \text{ mm.}$$

Ein solcher an sich keineswegs unmerklicher Widerspruch ist unter den erwähnten Umständen bei Konstruktion des Dreiecks im Massstab der Originalbilder zu erwarten.

Es ist aber keineswegs ausgeschlossen, dass bei graphisch durchgeführten Radialtriangulationen die Konstruktion des Dreiecksnetzes in vergrössertem Massstab erfolgt. Unter solchen Umständen treten die linearen Widersprüche natürlich in entsprechender Vergrösserung in Erscheinung. Ausserdem ist zu berücksichtigen, dass auch in anderer Hinsicht die Verhältnisse in der Praxis nicht selten erheblich ungünstiger liegen, als hier angenommen wurde.

Wenn also durch diese Ausführungen aufgezeigt werden konnte, dass sogar unter normalen Umständen schon in den einzelnen Dreiecken nicht unbeträchtliche lineare Widersprüche zu erwarten sind, so muss wohl damit gerechnet werden, dass solche Widersprüche in komplizierteren Dreieckssystemen entsprechend höhere, unter Umständen sehr ansehnliche Beträge erreichen können. Man wird daher auch bei graphischer Durchführung einer Radialtriangulation wohl kaum auf eine systematische Ausgleichung verzichten dürfen, und zwar mag es sich mitunter als notwendig erweisen, mit einer solchen Ausgleichung schon bei der Konstruktion der einfachsten Elemente — der einzelnen Dreiecke — einzusetzen.

Wird die Richtungsbestimmung vermittels entsprechender Spezialgeräte ausgeführt, so dürften die im Dreiecksnetz auftretenden linearen Widersprüche wohl erheblich geringer ausfallen und nicht selten an oder sogar unter der Grenze der Zeichengenauigkeit liegen. Immerhin sind auch unter solchen Umständen bei graphischer Durchführung der Radialtriangulation wahrnehmbare lineare Widersprüche nicht zu vermeiden. Allerdings ist anzunehmen, dass dieselben dann wohl erst in komplizierteren Dreieckssystemen Beträge erreichen könnten, deren systematische Ausgleichung notwendig und praktisch durchführbar erscheint. Übrigens wird man sich unter solchen Umständen aus naheliegenden Gründen wohl für die rechnerische Durchführung der Radialtriangulation entscheiden.

Eine Vereinfachung der Ausgleichungsarbeit kann vor allem dadurch erzielt werden, dass man das Gesamtnetz nicht im Ganzen behandelt, sondern nach Massgabe der einbezogenen Anschlusspunkte in Felder zerlegt, die mehr oder weniger unabhängig voneinander ausgeglichen werden. Wegen der geringen Ausmasse der Dreiecke können aber auch solche Netzfelder — namentlich bei spärlich vorhandenen terrestrisch bestimmten Anschlusspunkten — noch so komplizierte Dreieckssysteme bilden, dass sie ausgleichungstechnisch im Ganzen schwer zu behandeln sind. In solchen Fällen dürfte es

sich als zweckmässig erweisen, innerhalb der einzelnen Netzfelder möglichst einfach und klar gegliederte Dreieckszüge, die sich auf die betreffenden Anschlusspunkte stützen, als Systeme höherer Ordnung auszuwählen und unabhängig von den übrigen Teilen des Netzfeldes auszugleichen und zu berechnen bzw. zu konstruieren. Die übrigen Teile des Netzfeldes können dann als Elemente niederer Ordnung zwischen diese zuvor endgültig bestimmten Systeme höherer Ordnung eingeschaltet werden.

Die erwähnten Systeme höherer Ordnung können je nach den Umständen verschiedene Gestalt aufweisen. Sie dürften sich im allgemeinen aus Elementen in Form von einzelnen Dreiecken, Diagonalenvierecken, rautenähnlich oder allgemeiner gestalteten Zentralsystemen u. dergl. aufbauen. Da jedes solche System sich auf terrestrisch bestimmte Anschlusspunkte stützt, sind bei seiner Ausgleichung einerseits die Bedingungen zu berücksichtigen, die sich aus dem inneren geometrischen Aufbau des Systems ergeben; andererseits jene Bedingungen, die durch den Anschlusszwang an die einbezogenen Festpunkte entstehen. Dementsprechend kann die innere und die äussere Ausgleichung des Systems unterschieden werden.

Unter gewissen Umständen mag es zweckdienlich erscheinen, sämtliche in Betracht kommenden Bedingungen zugleich zu berücksichtigen, also die innere Ausgleichung nicht von der äusseren zu trennen. In vielen Fällen lässt sich aber eine recht wesentliche Vereinfachung erzielen, wenn man zunächst nur die innere Ausgleichung durchführt, um dann durch zusätzliche, im Wege der äusseren Ausgleichung zu ermittelnde Verbesserungen auch dem Anschlusszwang an die gegebenen Festpunkte zu genügen. Eine solche getrennte Durchführung der inneren und äusseren Ausgleichung erscheint besonders vorteilhaft, wenn das betreffende System so gegliedert ist, dass es bei der inneren Ausgleichung in unabhängig von einander zu behandelnde Teile zerlegt werden kann.

Bei Anwendung graphischer Verfahren ist eine gesonderte Ausgleichung der aus den Bildern entnommenen Richtungen bzw. Winkel vor der Konstruktion des Dreiecksnetzes kaum möglich. Vielmehr läuft die Ausgleichung dann auf Verbesserungen hinaus, die sich unmittelbar auf das zunächst mit unausgeglichenen Richtungen oder Winkeln konstruierte Dreieckssystem beziehen.



Bei rechnerischer Durchführung einer Radialtriangulation steht einer Trennung der eigentlichen Ausgleichung von der Berechnung des Dreiecksnetzes grundsätzlich nichts im Wege. Immerhin kann auch in solchen Fällen eine Verquickung der beiden Operationen sich unter gewissen Umständen als zweckmässig erweisen.

Gewisse, namentlich bei Anwendung graphischer Verfahren recht wesentliche Vereinfachungen der Ausgleichungsarbeit lassen sich erzielen, wenn man die benutzten Winkel als unabhängige Beobachtungen behandelt. Es entsteht also die Frage, ob solches bei Radialtriangulationen berechtigt oder wenigstens praktisch zulässig erscheint.

Hierzu ist zu bemerken, dass bei Radialtriangulationen normalerweise nicht unmittelbar einzelne Winkel, sondern Richtungssätze

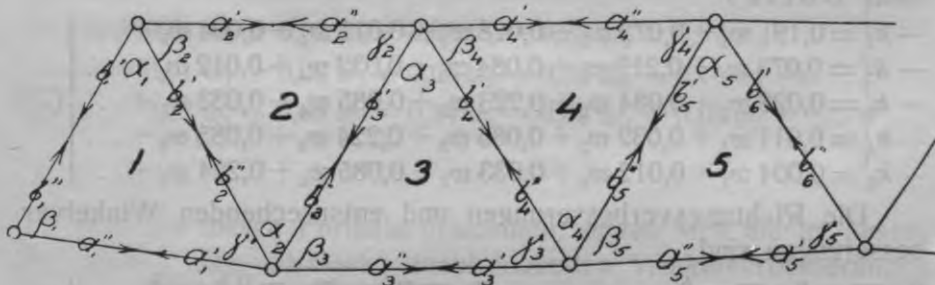


Abb. 11.

gemessen werden, aus denen die Dreieckswinkel als Differenzen der entsprechenden Richtungen gebildet werden können. Daraus folgt aber, dass in einem gegebenen Dreieckssystem die auf solche Weise erhaltenen Winkel eines einzelnen Dreiecks in einem gewissen Zusammenhang mit den Winkeln der übrigen Dreiecke stehen. Man muss also eigentlich sogar in solchen Dreieckssystemen, wo ausser den Summenbedingungen in den einzelnen Dreiecken keine sonstigen Bedingungen für die innere Ausgleichung bestehen, bei der Ausgleichung eines Einzeldreiecks nicht nur dessen Widerspruch, sondern auch die Widersprüche der übrigen Dreiecke berücksichtigen.

Es mögen in einer Dreieckskette (Abb. 11) die gemessenen Richtungen in den einzelnen Dreiecken die Widersprüche  $w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, \dots$  ergeben. Bezeichnet man die zu Ausgleichungszwecken einzuführenden Richtungsverbesserungen mit  $v$  mit entsprechenden Indizes, so erhält man die Bedingungsgleichungen

$$\left. \begin{aligned}
 v_{\beta'_2} - v_{\alpha'_1} + v_{\alpha''_1} - v_{\beta'_1} + v_{\beta_1} - v_{\beta_2} + \omega_1 &= 0 \\
 v_{\beta'_3} - v_{\beta'_2} + v_{\beta_2} - v_{\alpha'_2} + v_{\alpha''_2} - v_{\beta'_3} + \omega_2 &= 0 \\
 v_{\beta'_4} - v_{\alpha'_3} + v_{\alpha''_3} - v_{\beta'_3} + v_{\beta_3} - v_{\beta'_4} + \omega_3 &= 0 \\
 v_{\beta'_5} - v_{\beta'_4} + v_{\beta_4} - v_{\alpha'_4} + v_{\alpha''_4} - v_{\beta'_5} + \omega_4 &= 0 \\
 v_{\beta'_6} - v_{\alpha'_5} + v_{\alpha''_5} - v_{\beta'_5} + v_{\beta_5} - v_{\beta'_6} + \omega_5 &= 0 \\
 \dots &\dots
 \end{aligned} \right\} \dots (27).$$

Die entsprechenden Korrelatengleichungen sind

$$\left. \begin{aligned}
 6 k_1 - 2 k_2 + \omega_1 &= 0 \\
 6 k_2 - 2 k_1 - 2 k_3 + \omega_2 &= 0 \\
 6 k_3 - 2 k_2 - 2 k_4 + \omega_3 &= 0 \\
 6 k_4 - 2 k_3 - 2 k_5 + \omega_4 &= 0 \\
 6 k_5 - 2 k_4 - 2 k_6 + \omega_5 &= 0
 \end{aligned} \right\} \dots (28).$$

Die unbestimmte Auflösung dieser Korrelatengleichungen ergibt nach Boltz<sup>8)</sup>

$$\left. \begin{aligned}
 -k_1 &= 0,191 \omega_1 + 0,073 \omega_2 + 0,028 \omega_3 + 0,011 \omega_4 + 0,004 \omega_5 + \dots \\
 -k_2 &= 0,073 \omega_1 + 0,219 \omega_2 + 0,084 \omega_3 + 0,032 \omega_4 + 0,012 \omega_5 + \dots \\
 -k_3 &= 0,028 \omega_1 + 0,084 \omega_2 + 0,223 \omega_3 + 0,085 \omega_4 + 0,033 \omega_5 + \dots \\
 -k_4 &= 0,011 \omega_1 + 0,032 \omega_2 + 0,085 \omega_3 + 0,224 \omega_4 + 0,085 \omega_5 + \dots \\
 -k_5 &= 0,004 \omega_1 + 0,012 \omega_2 + 0,033 \omega_3 + 0,085 \omega_4 + 0,224 \omega_5 + \dots
 \end{aligned} \right\} (29).$$

Die Richtungsverbesserungen und entsprechenden Winkelverbesserungen sind

$$\left. \begin{aligned}
 v_{\alpha'_1} = -v_{\alpha''_1} = -k_1 & & v_{\alpha_1} = v_{\beta_1} - v_{\beta'_1} = 2 k_1 - k_2 \\
 v_{\beta_1} = -v_{\beta'_1} = +k_1 & & v_{\beta_1} = v_{\alpha'_1} - v_{\beta'_1} = 2 k_1 \\
 v_{\beta_2} = -v_{\beta'_2} = -k_1 + k_2 & & v_{\gamma_1} = v_{\beta'_2} - v_{\alpha'_1} = 2 k_1 - k_2 \\
 v_{\alpha'_2} = -v_{\alpha''_2} = -k_2 & & v_{\alpha_2} = v_{\beta'_3} - v_{\beta'_2} = 2 k_2 - k_1 - k_3 \\
 v_{\beta_2} = -v_{\beta'_2} = +k_2 - k_1 & & v_{\beta_2} = v_{\beta_2} - v_{\alpha'_2} = 2 k_2 - k_1 \\
 v_{\beta_3} = -v_{\beta'_3} = -k_2 + k_3 & & v_{\gamma_2} = v_{\alpha''_2} - v_{\beta'_3} = 2 k_2 - k_3 \\
 v_{\alpha'_3} = -v_{\alpha''_3} = -k_3 & & v_{\alpha_3} = v_{\beta_3} - v_{\beta'_4} = 2 k_3 - k_2 - k_4 \\
 v_{\beta_3} = -v_{\beta'_3} = +k_3 - k_2 & & v_{\beta_3} = v_{\alpha'_3} - v_{\beta'_3} = 2 k_3 - k_2 \\
 v_{\beta_4} = -v_{\beta'_4} = -k_3 + k_4 & & v_{\gamma_3} = v_{\beta'_4} - v_{\alpha'_3} = 2 k_3 - k_4 \\
 v_{\alpha'_4} = -v_{\alpha''_4} = -k_4 & & v_{\alpha_4} = v_{\beta'_5} - v_{\beta'_4} = 2 k_4 - k_3 - k_5 \\
 v_{\beta_4} = -v_{\beta'_4} = +k_4 - k_3 & & v_{\beta_4} = v_{\beta_4} - v_{\alpha'_4} = 2 k_4 - k_3 \\
 v_{\beta_5} = -v_{\beta'_5} = -k_4 + k_5 & & v_{\gamma_4} = v_{\alpha''_4} - v_{\beta'_5} = 2 k_4 - k_5
 \end{aligned} \right\} (30).$$

<sup>8)</sup> H. Boltz, Entwicklungsverfahren zum Ausgleich geodätischer Netze nach der M. d. kl. Q. Veröffentlichung d. preuss. geod. Instituts, Neue Folge 90. Berlin 1923.

Führt man die Ausdrücke (29) ein, so erhält man mit auf zwei Dezimalstellen abgerundeten Koeffizienten

$$\begin{array}{l}
 v_{\alpha_1} = -0,31 w_1 - 0,07 w_2 - 0,03 w_3 - 0,01 w_4 - 0,00 w_5 - \dots \\
 v_{\beta_1} = -0,38 w_1 + 0,14 w_2 + 0,06 w_3 + 0,02 w_4 + 0,00 w_5 + \dots \\
 v_{\gamma_1} = -0,31 w_1 + 0,07 w_2 + 0,03 w_3 + 0,01 w_4 + 0,00 w_5 + \dots \\
 v_{\alpha_2} = +0,07 w_1 - 0,28 w_2 + 0,08 w_3 + 0,03 w_4 + 0,01 w_5 + \dots \\
 v_{\beta_2} = +0,05 w_1 - 0,37 w_2 - 0,14 w_3 - 0,05 w_4 - 0,02 w_5 - \dots \\
 v_{\gamma_2} = -0,12 w_1 - 0,35 w_2 + 0,06 w_3 + 0,02 w_4 + 0,01 w_5 + \dots \\
 v_{\alpha_3} = +0,03 w_1 + 0,08 w_2 - 0,28 w_3 + 0,09 w_4 + 0,03 w_5 + \dots \\
 v_{\beta_3} = +0,02 w_1 + 0,05 w_2 - 0,36 w_3 - 0,14 w_4 - 0,05 w_5 - \dots \\
 v_{\gamma_3} = -0,05 w_1 - 0,13 w_2 - 0,36 w_3 + 0,05 w_4 + 0,02 w_5 + \dots \\
 v_{\alpha_4} = +0,01 w_1 + 0,03 w_2 + 0,09 w_3 - 0,28 w_4 + 0,09 w_5 + \dots \\
 v_{\beta_4} = +0,01 w_1 + 0,02 w_2 + 0,05 w_3 - 0,36 w_4 - 0,14 w_5 - \dots \\
 v_{\gamma_4} = -0,02 w_1 - 0,05 w_2 - 0,14 w_3 - 0,36 w_4 + 0,05 w_5 + \dots \\
 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots
 \end{array} \quad (31).$$

Wie aus diesen Formeln ersichtlich, setzen sich die im auszugleichenden „Hauptdreieck“ anzubringenden Winkelverbesserungen aus den Einflüssen der Widersprüche sämtlicher Dreiecke zusammen. Hierbei übt jedoch der Widerspruch des Hauptdreiecks selbst den weitaus grössten Einfluss aus, und zwar verteilt sich dieser Einfluss annähernd gleichmässig auf die einzelnen Winkel. Der Einfluss der übrigen Dreiecke ist umso geringer, je weiter dieselben vom Hauptdreieck entfernt sind. Im allgemeinen ist er verhältnismässig nicht sehr beträchtlich. Im Vergleich mit den betreffenden Widersprüchen macht dieser Einfluss schon für das vorhergehende und das folgende Dreieck im schlimmsten Fall nicht viel mehr als ein Drittel des Einflusses des Hauptdreiecks selbst aus.

Auf Grund dieser Betrachtung lässt sich einigermaßen beurteilen, inwiefern es bei der inneren Ausgleichung von Dreieckssystemen zulässig erscheint, die als Differenzen unmittelbar gemessener Richtungen erhaltenen Winkel als unabhängige Beobachtungen zu behandeln.

Bei graphischer Durchführung der Ausgleichung ist wohl anzunehmen, dass die einzelnen Dreieckswidersprüche nicht nur durch

Fehler der Richtungsmessung, sondern zu recht grossem Teil auch durch Zeichenfehler verursacht werden, die wohl als untereinander unabhängige Komponenten der Gesamtfehler bzw. Widersprüche zu werten sind. Daher dürfte es zulässig erscheinen, bei graphischer Durchführung der inneren Ausgleichung die aus gemessenen Richtungen abgeleiteten Winkel als unabhängige Beobachtungen zu behandeln.

Wird die Ausgleichung rechnerisch durchgeführt, so erscheint eine solche Handlungsweise weniger begründet. Immerhin wird man sie auch unter solchen Umständen im Hinblick auf die geringe Genauigkeit der Radialtriangulation nicht als unbedingt unstatthaft bezeichnen können. Übrigens gestaltet sich die rechnerische innere Ausgleichung eines Dreieckssystems bei Anwendung eines geeigneten Verfahrens nicht sehr viel schwieriger, wenn man die in den Bildern gemessenen Richtungen unmittelbar als Objekt der Ausgleichung behandelt.

## VII. Die graphische innere Ausgleichung der einfachsten Elemente des Dreiecksnetzes.

Im folgenden sollen einige bereits an anderer Stelle veröffentlichte Vorschläge des Verfassers zur graphischen Ausgleichung von Radialtriangulationen<sup>9)</sup>, in teilweise abgeänderter Form, dargelegt werden.

Wie bereits aufgezeigt wurde, sind bei einer mit einfachen Hilfsmitteln durchgeführten Radialtriangulation unter Umständen nicht unbeträchtliche Widersprüche schon in den einfachsten Elementen des Dreiecksnetzes zu gewärtigen. Als solche Elemente wären zu erwähnen: das einfache Dreieck, das Diagonalenviereck, das aus vier Dreiecken bestehende rautenähnliche Zentralsystem und das Zentralsystem in allgemeiner Form. Man hat sich also vor allem mit der Ausgleichung dieser Elemente auseinanderzusetzen. Hierbei soll zunächst ausschliesslich von der inneren Ausgleichung solcher Elemente die Rede sein; demgemäss

<sup>9)</sup> A. Buchholtz, Sur la compensation des triangulations aériennes. Sborník Masarykovy Akademie Práce, Praha, ročník III, č. 20, 1929.

A. Buchholtz, Über die Ausgleichung von Bildtriangulationen. Bildmessung und Luftbildwesen, 1930, Heft 1.

A. Buchholtz, Compensación grafica de algunos sistemas simples de triángulos. El Auxiliar de la Ingeniería y Arquitectura, Madrid, 1930, núm. 215 y 216.

soll jedesmal ausser den gemessenen Winkeln nur eine Grundlinie als gegeben vorausgesetzt werden.

Was die Ausgleichung eines einzelnen Dreiecks anbelangt, so kommt dieselbe nur bei solchen Radialtriangulationen in Frage, die sich auf zwei oder mehr einander überdeckende Bildreihen beziehen, da es sich anderenfalls nur um einen Rautenzug handeln kann, in dessen einzelnen Dreiecken nur je zwei Winkel gemessen werden.

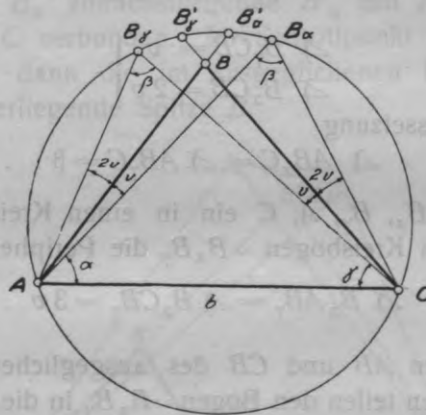


Abb. 12.

Es mögen im Dreieck ABC (Abb. 12) die unmittelbar gemessenen Winkel  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  den Dreiecks widerspruch  $w$  ergeben. In der Annahme, dass sämtliche Winkel mit gleicher Genauigkeit gemessen sind, ist dieser Widerspruch gleichmässig auf die einzelnen Winkel zu verteilen. Die entsprechenden Verbesserungen sind also

$$v = -\frac{1}{3}w \dots \dots \dots (32),$$

so dass sich die ausgeglichenen Winkel

$$\alpha' = \alpha + v, \beta' = \beta + v, \gamma' = \gamma + v \dots \dots \dots (33)$$

ergeben.

Es möge ABC das den ausgeglichenen Winkeln entsprechende Dreieck sein, während bei Benutzung der unausgeglichenen Winkel  $\alpha$  und  $\beta$  einerseits und  $\gamma$  und  $\beta$  andererseits sich über derselben Grundlinie  $AC = b$  die Dreiecke  $AB_{\alpha}C$  bzw.  $AB_{\gamma}C$  ergeben. Man hat nun

$$\left. \begin{aligned} \sphericalangle B_\alpha AC = \alpha = \sphericalangle BAC - v \\ \sphericalangle B_\alpha CA = \sphericalangle BCA + 2v \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (34)$$

bzw.

$$\left. \begin{aligned} \sphericalangle B_\gamma CA = \gamma = \sphericalangle BCA - v \\ \sphericalangle B_\gamma AC = \sphericalangle BAC + 2v \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (35).$$

Hieraus ergibt sich

$$\left. \begin{aligned} \sphericalangle B_\alpha AB = v \\ \sphericalangle B_\gamma AB = 2v \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (36)$$

und

$$\left. \begin{aligned} \sphericalangle B_\gamma CB = v \\ \sphericalangle B_\alpha CB = 2v \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (37).$$

Da laut Voraussetzung

$$\sphericalangle AB_\alpha C = \sphericalangle AB_\gamma C = \beta \dots \dots \dots (38),$$

bilden die Punkte  $B_\alpha, B_\gamma, A, C$  ein in einen Kreis eingeschriebenes Viereck, wobei dem Kreisbogen  $\cup B_\alpha B_\gamma$  die Peripheriewinkel

$$\sphericalangle B_\alpha AB_\gamma = \sphericalangle B_\alpha CB_\gamma = 3v \dots \dots \dots (39)$$

entsprechen.

Die den Seiten  $AB$  und  $CB$  des ausgeglichenen Dreiecks entsprechenden Geraden teilen den Bogen  $\cup B_\alpha B_\gamma$  in die Abschnitte  $\cup B_\alpha B'_\alpha$  und  $\cup B'_\alpha B_\gamma$  bzw.  $\cup B_\gamma B'_\gamma$  und  $\cup B'_\gamma B_\alpha$ , die im Verhältnis

$$\frac{\cup B_\alpha B'_\alpha}{\cup B'_\alpha B_\gamma} = \frac{\sphericalangle B_\alpha AB}{\sphericalangle B_\gamma AB} = \frac{v}{2v} = \frac{1}{2} \dots \dots \dots (40)$$

bzw.

$$\frac{\cup B_\gamma B'_\gamma}{\cup B'_\gamma B_\alpha} = \frac{\sphericalangle B_\gamma CB}{\sphericalangle B_\alpha CB} = \frac{v}{2v} = \frac{1}{2} \dots \dots \dots (41)$$

stehen.

Man hat also

$$\left. \begin{aligned} \cup B_\alpha B'_\alpha = \frac{1}{3}(\cup B_\alpha B'_\alpha + \cup B'_\alpha B_\gamma) = \frac{\cup B_\alpha B_\gamma}{3} \\ \cup B_\gamma B'_\gamma = \frac{1}{3}(\cup B_\gamma B'_\gamma + \cup B'_\gamma B_\alpha) = \frac{\cup B_\alpha B_\gamma}{3} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (42)$$

und folglich

$$\cup B_\alpha B'_\alpha = \cup B'_\alpha B'_\gamma = \cup B'_\gamma B_\gamma \dots \dots \dots (43).$$

Da selbst bei Konstruktion des Dreiecks in sehr grossem Massstab der Abstand zwischen den Punkten  $B_\alpha$  und  $B_\gamma$  wohl stets recht gering ist, kann der Bogen  $\cup B_\alpha B_\gamma$  durch die entsprechende Sehne ersetzt werden.

Auf Grund dieser Ausführungen gelangt man also zu folgendem Ausgleichungsverfahren.

Über der gegebenen Grundlinie  $AC$  wird das Dreieck mit den un-  
ausgeglichenen Winkeln zweimal konstruiert, und zwar: das eine Mal —  
mit den Winkeln  $\alpha$  und  $\beta$ , das andere Mal — mit den Winkeln  $\gamma$  und  $\beta$ .  
Auf solche Weise erhält man im allgemeinen zwei verschiedene Lagen  
der dritten Dreiecksspitze:  $B_\alpha$  und  $B_\gamma$ . Die Verbindungsstrecke  $B_\alpha B_\gamma$   
wird dann in drei gleiche Teile geteilt. Von den hierbei erhaltenen  
Punkten wird der  $B_\alpha$  zunächstliegende  $B'_\alpha$  mit  $A$ , der  $B_\gamma$  zunächst-  
liegende  $B'_\gamma$  mit  $C$  verbunden. Im Schnittpunkt dieser Verbindungs-  
linien ergibt sich dann die im ausgeglichenen Dreieck der Grund-  
linie  $AC$  gegenüberliegende Spitze  $B$ .

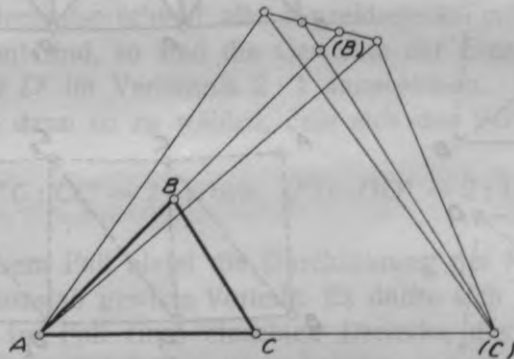


Abb. 13.

Die entsprechenden graphischen Konstruktionen lassen sich natür-  
lich umso bequemer und genauer durchführen, je grösser der Massstab  
ist. Es dürfte sich daher empfehlen, die Ausgleichung zunächst in  
vergrössertem Massstab auszuführen und dann das erhaltene ausge-  
glichene Dreieck auf den erforderlichen Massstab zu reduzieren.

Dieses geschieht am einfachsten in der Weise, dass man die im  
Plan gegebene Grundlinie  $AC$  durch Verlängerung über einen End-  
punkt  $C$  hinaus beliebig vergrössert, um dann das den gegebenen  
Winkeln entsprechende ausgeglichene Dreieck über der vergrösserten  
Grundlinie  $A(C)$  in entsprechender Vergrösserung zu konstruieren. Das  
erhaltene Dreieck  $A(B)(C)$  ist dann im Plan richtig orientiert, und  
man braucht nur durch  $C$  eine Parallele zu  $(C)(B)$  zu ziehen, um das  
der Grundlinie  $AC$  entsprechende ausgeglichene Dreieck  $ABC$  im Mass-  
stab des Plans zu erhalten (Abb. 13).

Damit ist zugleich alles erforderliche über die graphische innere Ausgleichung von Dreiecksketten gesagt, da dieselbe auf die Ausgleichung der einzelnen Dreiecke hinausläuft, von denen jedes vorhergehende die Grundlinie für das folgende liefert.

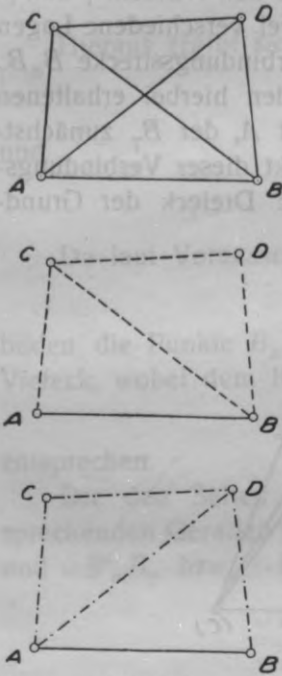


Abb. 14.

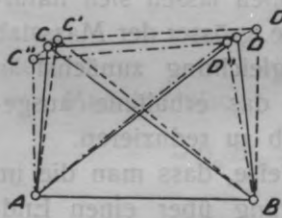


Abb. 15.

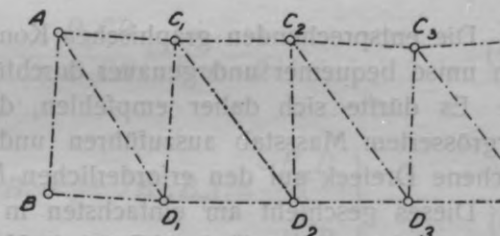
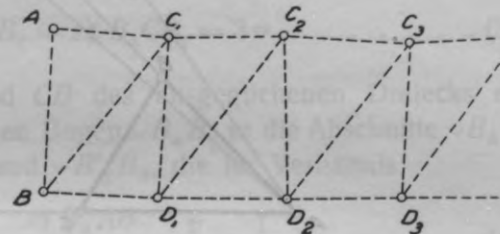
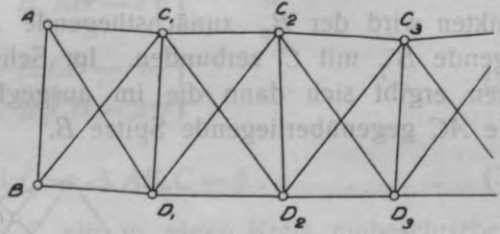


Abb. 16.

Ein Diagonalenviereck  $ABCD$  (Abb. 14), in dem sämtliche Winkel gegeben sind, kann man sich zu Ausgleichungszwecken in die beiden Dreiecksketten  $ABC-BCD$  und  $ABD-ADC$  mit der gemeinsamen Basis  $AB$  aufgelöst vorstellen.



Man kann nun jede dieser Dreiecksketten, von der gemeinsamen Basis ausgehend, konstruieren und hierbei die innere Ausglei- chung in der angegebenen Weise besorgen. Hierbei ergeben sich für die Punkte  $C$  und  $D$  je zwei verschiedene Lagen, von denen  $C'$  und  $D'$  über die Diagonale  $BC$ ,  $C''$  und  $D''$  über die Diagonale  $AD$  konstruiert sein mögen (Abb. 15). Aus diesen im allgemeinen verschiedenen Einzellagen ist dann die ausgeglichene Lage der betreffenden Punkte nach dem Prinzip des arithmetischen Mittels abzuleiten. Die ausgeglichenen Punkte  $C$  und  $D$  befinden sich also auf den Verbindungslinien  $C'C''$  bzw.  $D'D''$ , wobei die Abstände des Punktes  $C$  von  $C'$  und  $C''$ , bzw.  $D$  von  $D'$  und  $D''$ , im umgekehrten Gewichtsverhältnis der betreffenden Einzellagen  $C'$  und  $C''$ , bzw.  $D'$  und  $D''$  zu wählen sind.

Nimmt man an, dass sämtliche Winkel mit gleicher Genauigkeit gemessen und dementsprechend alle Einzeldreiecke mit gleicher Genauigkeit bestimmt sind, so sind die Gewichte der Einzellagen  $C'$  und  $C''$  bzw.  $D'$  und  $D''$  im Verhältnis 2 : 1 anzunehmen. Die Punkte  $C$  und  $D$  sind also dann so zu wählen, dass sich das Verhältnis

$$C''C : CC' = 2 : 1 \text{ bzw. } D''D : DD' = 2 : 1 \dots (44)$$

ergibt.

Auch in diesem Fall bietet die Durchführung der Konstruktion in vergrößertem Massstab gewisse Vorteile. Es dürfte sich daher empfehlen, ebenso wie im Fall eines einzelnen Dreiecks, das ausgeglichene Diagonalenviereck zunächst über einer beliebig vergrößerten, aber im Plan richtig orientierten Basis zu konstruieren und alsdann auf den erforderlichen Massstab zu reduzieren.

In derselben Weise kann vorgegangen werden, wenn es sich um die innere Ausglei- chung eines Zuges von Diagonalenvierecken handelt, wo jedes vorhergehende konstruierte und ausgeglichene Element die Basis für das folgende Element liefert.

Übrigens ist es nicht notwendig, jedes vorhergehende Diagonalenviereck in sich auszugleichen, bevor mit der Konstruktion des folgenden begonnen wird. Man kann sich den Zug von Diagonalenvierecken  $ABC_1D_1C_2D_2C_3D_3 \dots$  (Abb. 16) in zwei einfache Dreiecksketten aufgelöst denken, von denen jede für sich mit den nur dreiecksweise ausgeglichenen Winkeln konstruiert wird. Wird hierbei in beiden Fällen die Seite  $AB$  als Basis benutzt, so ergeben sich für jeden der übrigen Punkte je zwei verschiedene Lagen, von denen  $C'_1, D'_1, C'_2, D'_2, C'_3, D'_3, \dots$  der ersten,  $C''_1, D''_1, C''_2, D''_2, C''_3, D''_3, \dots$  der

zweiten in Abb. 16 angegebenen Komponente entsprechen mögen. Zwecks Ermittlung der ausgeglichenen Lagen dieser Punkte sind dann die Verbindungslinien  $C'C''$  und  $D'D''$  im reziproken Gewichtsverhältnis der betreffenden Endpunkte zu teilen (Abb. 17). Auf Grund ähnlicher

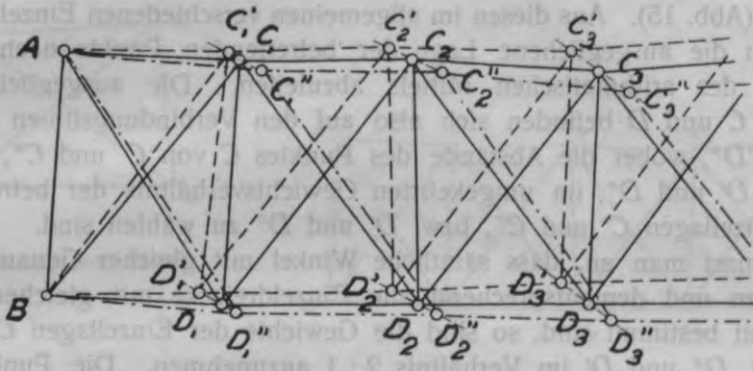


Abb. 17.

Erwägungen, wie bei der Ausgleichung eines einzelnen Diagonalen- vierecks, ergeben sich diese Gewichtsverhältnisse wie folgt:

Einzellagen	Reziprokwerte d. Gew.-Verh.	Einzellagen	Reziprokwerte d. Gew.-Verh.
$C'_1$ und $C''_1$	1 : 2	$D'_1$ und $D''_1$	2 : 1
$C'_2$ „ $C''_2$	3 : 4	$D'_2$ „ $D''_2$	4 : 3
$C'_3$ „ $C''_3$	5 : 6	$D'_3$ „ $D''_3$	6 : 5
.....	.....	.....	.....

Wie hieraus ersichtlich, ergeben sich bei zunehmender Entfernung von der Basis wenig von 1 abweichende Gewichtsverhältnisse; die ausgeglichenen Punkte liegen also annähernd in der Mitte zwischen den entsprechenden aus beiden Dreiecksketten ermittelten Einzellagen.

Die Elemente eines sog. Rautenzugs bestehen aus rautenähnlichen Zentralsystemen von Dreiecken  $ZABCD$  (Abb. 18), in denen Richtungen bzw. Winkel nur im Zentralpunkt  $Z$  und in zwei gegenüberliegenden Eckpunkten des Umfangsvierecks, z. B.  $A$  und  $C$  gemessen sind. Als Basis eines solchen Systems dient eine der entsprechenden Verbindungslinien,  $AZ$  oder  $ZC$ .

Geht man von  $AZ$  als gegebener Basis aus, so kann man die Seite  $ZC$  sowohl auf dem Wege über die Dreiecke  $AZB$  und  $ZBC$ , als auch über die Dreiecke  $AZD$  und  $ZDC$  konstruieren, indem man dabei

die nur dreiecksweise ausgeglichenen Winkel benutzt. Auf solche Weise ergeben sich für  $C$  zwei Einzellagen  $C'$  und  $C''$  (Abb. 19), denen bei gleicher Genauigkeit der Winkelbestimmung und annähernd symmetrischer Form des Dreieckssystems gleiche Gewichte zuzuschreiben sind. Der ausgeglichene Punkt  $C$  ist also in der Mitte der Verbindungsstrecke  $C'C''$  anzunehmen.

Dementsprechend sind dann auch die Punkte  $B'$  und  $D''$  zu verschieben. In Anlehnung an das bei der graphischen Ausgleichung von Polygonzügen übliche Verfahren wird der Punkt  $B'$  in der Richtung von  $C'$  nach  $C$ , und der Punkt  $D''$  in der Richtung von  $C''$  nach  $C$  verschoben. Im Hinblick auf die angedeuteten Gewichtsverhältnisse ist

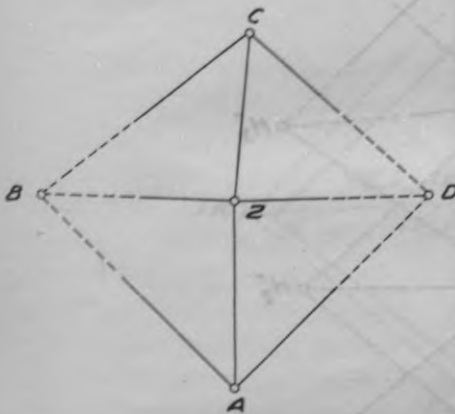


Abb. 18.

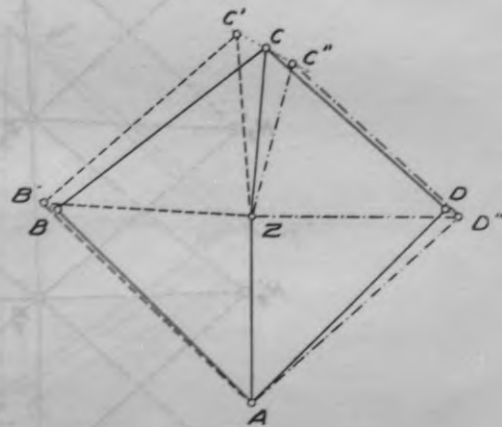


Abb. 19.

als Grösse der Verschiebung  $B'B = \frac{1}{2} C'C = \frac{1}{4} C'C''$  bzw.  $D''D = \frac{1}{2} C''C = \frac{1}{4} C''C'$  anzunehmen. Die aus einer solchen inneren Ausgleichung hervorgegangene Form des rautenähnlichen Elements ist dann  $ZABCD$ .

Dasselbe Verfahren lässt sich ohne weiteres auf die innere Ausgleichung aus solchen Elementen bestehender Rautenzüge anwenden. Wie bereits erwähnt wurde, erscheint in solchen Rautenzügen die aus dem vorhergehenden Element nach Grösse und Richtung ermittelte Seite  $ZC$  eines Elements als Grundlinie des nächstfolgenden Elements. Man kann also bei der inneren Ausgleichung eines Rautenzugs einfach in der Weise verfahren, dass man die einzelnen Elemente des Zuges nacheinander in der eben angedeuteten Weise ausgleicht.

Ebenso wie bei der Ausgleichung eines Zuges von Diagonalenvierecken, kann man aber auch in diesem Fall den Rautenzug in zwei

einfache Dreiecksketten auflösen. Die eine dieser Dreiecksketten mag die in Bezug auf den im Rautenzug eingeschlossenen Polygonzug  $P_0P_1P_2P_3P_4 \dots$  (Abb. 20) „linken“ Dreiecke  $P_0P_1H'_1$ ,  $P_1P_2H'_1$ ,  $P_1P_2H'_2$ ,  $P_2P_3H'_2$ ,  $P_2P_3H'_3$ ,  $P_3P_4H'_3$ ,  $P_3P_4H'_4 \dots$  enthalten. Die andere Dreieckskette ist dann aus den „rechten“ Dreiecken  $P_0P_1H''_1$ ,  $P_1P_2H''_1$ ,  $P_1P_2H''_2$ ,  $P_2P_3H''_2$ ,  $P_2P_3H''_3$ ,  $P_3P_4H''_3$ ,  $P_3P_4H''_4, \dots$  zu bilden.

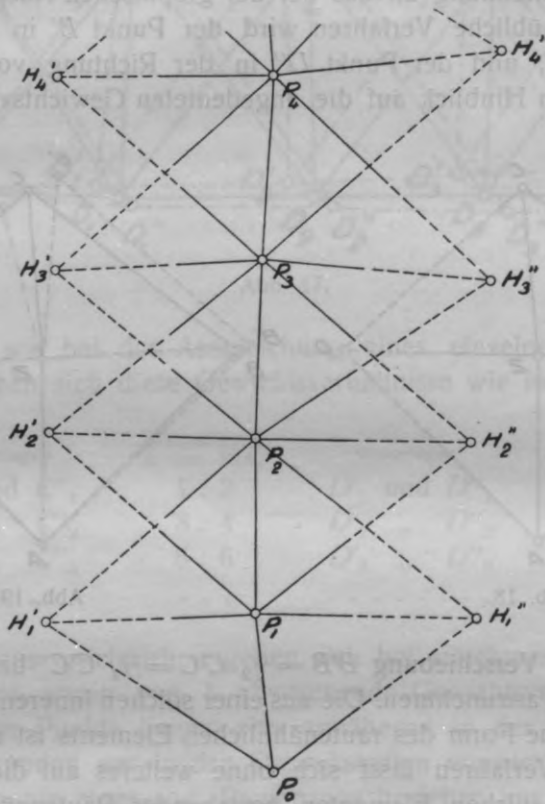


Abb. 20.

Aus der „linken“ und „rechten“ Dreieckskette ergeben sich für die Punkte des im Rautenzug eingeschlossenen Polygonzugs, mit Ausnahme der Basisendpunkte  $P_0$  und  $P_1$ , je zwei verschiedene Einzellagen  $P'_2$  und  $P''_2$ ,  $P'_3$  und  $P''_3$ ,  $P'_4$  und  $P''_4, \dots$  Die ausgeglichenen Polygonpunkte  $P_2, P_3, P_4, \dots$  sind in der Mitte der entsprechenden Verbindungsstrecken  $P'_2P''_2, P'_3P''_3, P'_4P''_4, \dots$  anzunehmen.

Für die „Hilfspunkte“ des Rautenzugs erhält man aus der Konstruktion der „linken“ und „rechten“ Dreieckskette die unausgeglichene Lagen  $(H'_1), (H'_2), (H'_3), (H'_4), \dots$  bzw.  $(H''_1), (H''_2), (H''_3), (H''_4), \dots$ . Auch diese Punkte sind zu Ausgleichszwecken entsprechend den Verschiebungen der Polygonpunkte zu verschieben. Diese Verschiebungen sind sinngemäss so zu wählen, dass sie nach Grösse und Richtung dem arithmetischen Mittel aus den Verschiebungen derjenigen drei Polygonpunkte entsprechen, in denen Richtungen nach dem betreffenden Hilfspunkt gemessen sind. Die graphische Bestimmung dieser Verschiebungen kann in folgender Weise ausgeführt werden.

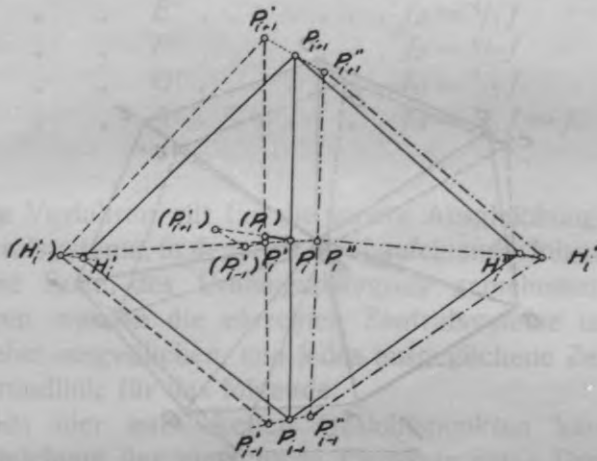


Abb. 21.

Es mögen sich in einem Element des Rautenzugs die Polygonpunkte  $P_{i-1}, P_i, P_{i+1}$  (Abb. 21) aus den linken Dreiecken in den Lagen  $P'_{i-1}, P'_i, P'_{i+1}$ , aus den rechten Dreiecken in den Lagen  $P''_{i-1}, P''_i, P''_{i+1}$  ergeben haben. Die ausgeglichenen Polygonpunkte  $P_{i-1}, P_i, P_{i+1}$  befinden sich dann in der Mitte der entsprechenden Verbindungsstrecken  $P'_{i-1} P''_{i-1}$ ,  $P'_i P''_i$ ,  $P'_{i+1} P''_{i+1}$ . Ferner möge der linke Hilfspunkt  $H'_i$  aus den linken Dreiecken in der Lage  $(H'_i)$ , der rechte Hilfspunkt  $H''_i$  aus den rechten Dreiecken in der Lage  $(H''_i)$  hervorgegangen sein.

Um die zu Ausgleichszwecken vorzunehmenden Verschiebungen der Hilfspunkte zu bestimmen, konstruiert man bei  $P_i$  ein offenes Polygon  $P_i P'_i (P'_{i-1}) (P'_{i+1})$ , dessen Seiten nach Richtung und Länge den Strecken  $P_i P'_i$ ,  $P_{i-1} P'_{i-1}$ ,  $P_{i+1} P'_{i+1}$  entsprechen. Die Strecke

$P_i(P_i) = \frac{P_i(P'_{i+1})}{3}$  gibt dann nach Grösse und Richtung die für beide

Hilfspunkte der Grösse nach gleiche, der Richtung nach entgegengesetzte Verschiebung an. Um diesen Betrag  $P_i$  ( $P_i$ ) ist ( $H'_i$ ) in der Richtung von ( $P_i$ ) nach  $P_i$  und ( $H''_i$ ) in entgegengesetzter Richtung zu verschieben, um die ausgeglichenen Lagen der Hilfspunkte  $H'_i$  und  $H''_i$  zu erhalten.

Die graphische innere Ausgleichung beliebiger Zentralsysteme von Dreiecken kann auf folgende Weise, nach dem Prinzip der Parallelverschiebung, vor sich gehen.

Es mögen im Zentralsystem  $ZABCDEFG$  (Abb. 22) die Basis  $AB$  und sämtliche unausgeglichenen Winkel der einzelnen Dreiecke gegeben

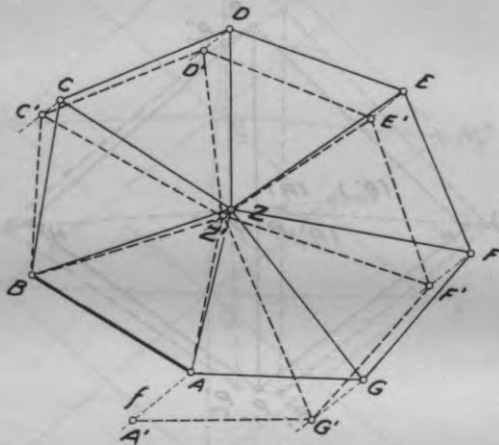


Abb. 22.

sein. Konstruiert man mit diesen Elementen die Dreiecke in der Reihenfolge  $ABZ$ ,  $ZBC$ ,  $ZCD$ ,  $ZDE$ ,  $ZEF$ ,  $ZFG$ ,  $ZGA$ , so erhält man die Dreieckskette  $ABZ'-Z'BC'-Z'C'D'-Z'D'E'-Z'E'F'-Z'F'G'-Z'G'A'$ , in der theoretisch  $A'$  mit  $A$  zusammenfallen soll. Tatsächlich ergibt sich in dieser Hinsicht der Widerspruch  $A'A = f$ . Nach dem Prinzip der Parallelverschiebung sind dann alle Punkte, mit Ausnahme der unveränderlich gegebenen Basisendpunkte  $A$  und  $B$ , parallel der Richtung von  $A'$  nach  $A$  zu verschieben. Was die Grösse dieser Verschiebungen anbelangt, so ist zu berücksichtigen, dass die betreffenden Punkte im Wege der Konstruktion einer Dreieckskette ermittelt sind. Nimmt man an, dass alle Einzeldreiecke mit gleicher Genauigkeit bestimmt sind, so sind also die Gewichte der unausgeglichenen Lagen  $Z'$ ,  $C'$ ,  $D'$ ,  $E'$ ,

$F'$ ,  $G'$ ,  $A'$  im umgekehrten Verhältnis der Anzahl der zwischen dem betreffenden Punkt und der Basis  $AB$  gelegenen Dreiecke anzunehmen. Dementsprechend ist die Grösse der Verschiebungen proportional der Anzahl der Dreiecke zu bemessen, die in der Konstruktionsrichtung zwischen der Basis und dem betreffenden Punkt liegen. Es ergeben sich also folgende Verschiebungen:

für Punkt	$Z'$	. . . . .	$f_Z = \frac{1}{7}f$	
"	"	$C'$	. . . . .	$f_C = \frac{2}{7}f$
"	"	$D'$	. . . . .	$f_D = \frac{3}{7}f$
"	"	$E'$	. . . . .	$f_E = \frac{4}{7}f$
"	"	$F'$	. . . . .	$f_F = \frac{5}{7}f$
"	"	$G'$	. . . . .	$f_G = \frac{6}{7}f$
"	"	$A'$	. . . . .	$f_A = \frac{7}{7}f = f$

Dasselbe Verfahren gilt für die innere Ausgleichung von Zügen solcher Zentralsysteme, in denen je zwei aufeinanderfolgende Zentralsysteme eine Seite des Umfangspolygons gemeinsam haben. In solchen Zügen werden die einzelnen Zentralsysteme in der ange deuteten Weise ausgeglichen, und jedes ausgeglichene Zentralsystem liefert die Grundlinie für das folgende.

Nach den hier entwickelten Gesichtspunkten kann also die innere Ausgleichung der einfachsten Elemente eines Dreiecksnetzes bzw. aus solchen Elementen zusammengesetzter Züge erfolgen.

Dieselben Verfahren dürften auch für die innere Ausgleichung derjenigen Teile des Gesamtnetzes in Betracht kommen, die innerhalb der Maschen des von Systemen höherer Ordnung gebildeten Zugnetzes verbleiben. Zu diesem Zweck sind diese Maschen entsprechend klein zu halten, was sich bei mässigen Abständen zwischen den terrestrisch bestimmten Anschlusspunkten von selbst ergibt. Anderenfalls kann man sich in der Weise helfen, dass man ausser den Zügen erster Ordnung, die unmittelbaren Anschluss an terrestrisch bestimmte Festpunkte haben, Züge zweiter und eventuell dritter Ordnung mit Anschluss an Elemente höherer Ordnung einschaltet, deren innere Ausgleichung ebenfalls in der ange deuteten Weise erfolgen kann.

### VIII. Die graphische äussere Ausgleichung des Dreiecksnetzes.

Das in sich ausgeglichene Dreiecksnetz ist für gewöhnlich in wildem Masstab konstruiert; ebenso ist seine Orientierung in Bezug auf die im Plan gegebenen Anschlusspunkte in der Regel eine mehr oder weniger zufällige. Es ist nun Aufgabe der äusseren Ausgleichung, das in sich ausgeglichene Dreiecksnetz zunächst so zu vergrössern oder zu verkleinern, zu drehen und zu verschieben, dass es in bestmögliche Übereinstimmung mit den gegebenen Anschlusspunkten gelangt. Von diesen Operationen werden die Winkel des in sich ausgeglichenen Netzes nicht berührt.

Damit allein lässt sich aber der eigentliche Anschluss an die gegebenen Festpunkte nicht erzielen. Vielmehr sind zu diesem Zweck noch ergänzende Änderungen in der geometrischen Gestalt des Netzes vorzunehmen, wodurch natürlich auch die Winkel in Mitleidenschaft gezogen werden. Es ist aber zu verlangen, dass diese Veränderungen der Winkel im allgemeinen möglichst klein seien und dass in dieser Hinsicht eine unbegründete Bevorzugung einzelner Winkel tunlichst vermieden werde.

Es handelt sich also bei der äusseren Ausgleichung um folgende mit gebotener Rücksicht auf die im Plan gegebenen Anschlusspunkte zu lösende Aufgaben:

- 1) die Massstabsänderung,
- 2) die Verdrehung,
- 3) die Verschiebung

des in sich ausgeglichenen Dreiecksnetzes, worauf

- 4) die Anbringung zusätzlicher Verbesserungen in der Lage der einzelnen Netzpunkte zu erfolgen hat.

Letztere Arbeit kommt in Fortfall, wenn nur zwei Anschlusspunkte zu berücksichtigen sind. Unter solchen Umständen kann der erforderliche Anschluss ausschliesslich durch Massstabsänderung, Verschiebung und Drehung des in sich ausgeglichenen Dreiecksnetzes erzielt werden. Eine eigentliche äussere Ausgleichung kommt also in diesem Fall überhaupt nicht in Frage. Im folgenden soll zunächst dieser einfachste, aber praktisch nicht unwichtige Sonderfall behandelt werden.

Es mögen  $A'$ ,  $B'$ ,  $C'$  drei Punkte eines in wildem Masstab und zufälliger Orientierung konstruierten in sich ausgeglichenen Dreiecksnetzes sein, in dem  $A'$  und  $B'$  den im Plan gegebenen Festpunkten  $A$



und  $B$  entsprechen (Abb. 23). Hierbei wird der in der Praxis stets leicht herbeizuführende Fall angenommen, dass  $A'$  mit  $A$  zusammenfällt. Es handelt sich also darum, den Massstab und die Orientierung des Systems  $A', B', C'$  so zu verändern, dass in beiden Festpunkten  $A$  und  $B$  Anschluss erzielt wird. Diese Aufgabe läuft augenscheinlich darauf hinaus, den Punkt  $C$  zu ermitteln, der mit  $A$  und  $B$  ein dem Dreieck  $A'B'C'$  ähnliches Dreieck bildet.

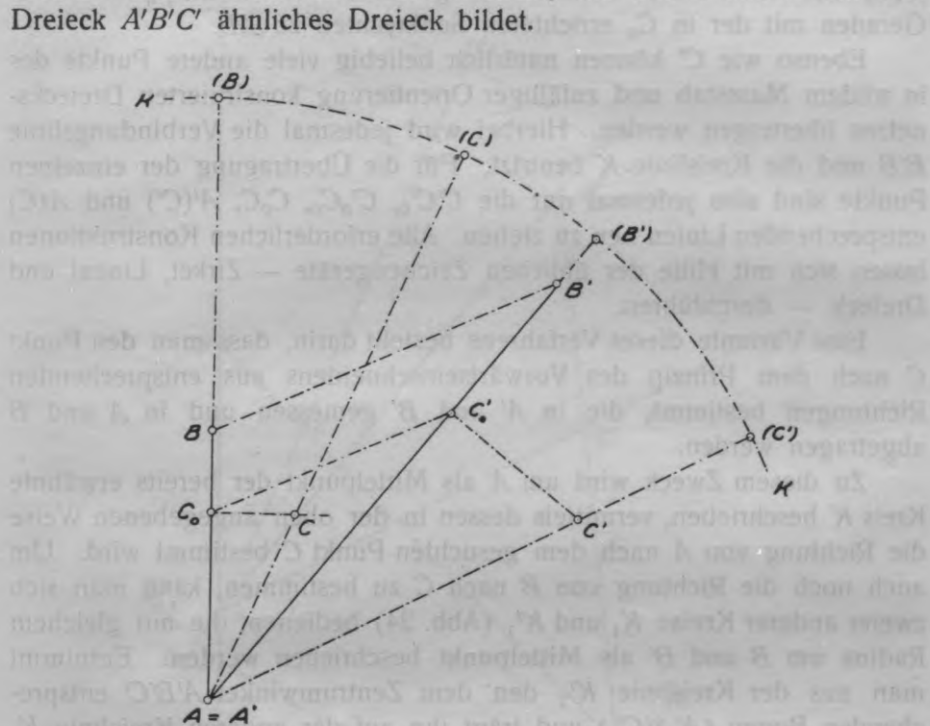


Abb. 23.

Zu diesem Zweck mag man sich im Dreieck  $A'B'C'$  aus  $C'$  das Lot  $C'C_0$  auf die Grundlinie  $A'B'$  gefällt denken. Dem Fusspunkt  $C_0$  dieses Lots möge im Dreieck  $ABC$  der auf der Geraden  $AB$  liegende Punkt  $C_0$  entsprechen. Wegen der Proportionalität entsprechender Seiten und Abschnitte in den Dreiecken  $A'B'C'$  und  $ABC$  erhält man diesen Punkt  $C_0$  im Schnitt der Geraden  $AB$  mit der durch  $C_0$  parallel zur Verbindungslinie  $B'B$  gezogenen Geraden. Die in  $C_0$  errichtete Senkrechte zu  $AB$  enthält also den gesuchten Punkt  $C$ .

Denselben Punkt enthält auch die Gerade  $A(C)$ , welche mit  $AB$  den Winkel  $B'A'C'$  einschliesst. Zwecks Konstruktion dieser Geraden

beschreibt man um  $A = A'$  als Mittelpunkt einen Kreis  $K$  mit beliebigem Radius. Ferner verlängert man die Geraden  $A'B'$  und  $A'C'$  bis zum Schnitt mit dieser Kreislinie und trägt den Bogen  $(B')(C')$  auf derselben Kreislinie von ihrem Schnittpunkt  $(B)$  mit der Geraden  $AB$  ab. Auf solche Weise erhält man den Punkt  $(C)$ , der die erwähnte Gerade  $A(C)$  bestimmt. Der Punkt  $C$  liegt dann im Schnittpunkt dieser Geraden mit der in  $C_0$  errichteten Senkrechten zu  $AB$ .

Ebenso wie  $C'$  können natürlich beliebig viele andere Punkte des in wildem Massstab und zufälliger Orientierung konstruierten Dreiecksnetzes übertragen werden. Hierbei wird jedesmal die Verbindungslinie  $B'B$  und die Kreislinie  $K$  benutzt. Für die Übertragung der einzelnen Punkte sind also jedesmal nur die  $C'C_0$ ,  $C'_0C_0$ ,  $C_0C$ ,  $A'(C')$  und  $A(C)$  entsprechenden Linien neu zu ziehen. Alle erforderlichen Konstruktionen lassen sich mit Hilfe der üblichen Zeichengeräte — Zirkel, Lineal und Dreieck — durchführen.

Eine Variante dieses Verfahrens besteht darin, dass man den Punkt  $C$  nach dem Prinzip des Vorwärtseinschneidens aus entsprechenden Richtungen bestimmt, die in  $A'$  und  $B'$  gemessen und in  $A$  und  $B$  abgetragen werden.

Zu diesem Zweck wird um  $A$  als Mittelpunkt der bereits erwähnte Kreis  $K$  beschrieben, vermittels dessen in der oben angegebenen Weise die Richtung von  $A$  nach dem gesuchten Punkt  $C$  bestimmt wird. Um auch noch die Richtung von  $B$  nach  $C$  zu bestimmen, kann man sich zweier anderer Kreise  $K_1$  und  $K'_1$  (Abb. 24) bedienen, die mit gleichem Radius um  $B$  und  $B'$  als Mittelpunkt beschrieben werden. Entnimmt man aus der Kreislinie  $K'_1$  den dem Zentrumswinkel  $A'B'C'$  entsprechenden Bogen  $(A'_1)(C'_1)$  und trägt ihn auf der anderen Kreislinie  $K_1$  von deren Schnittpunkt  $(A_1)$  mit der Geraden  $BA$  ab, so erhält man den Hilfspunkt  $(C_1)$ , der die Richtung von  $B$  nach  $C$  bestimmt. Der gesuchte Punkt liegt dann im Schnittpunkt der Geraden  $A(C)$  und  $B(C_1)$ . Auch dieses Verfahren setzt nur die Benutzung der üblichen Zeichengeräte voraus.

Es ist zu bemerken, dass beide Verfahren unter gewissen Umständen versagen bzw. ungenaue Resultate ergeben. Für das erste Verfahren tritt dieser Fall u. a. dann ein, wenn die Geraden  $A'B'$  und  $AB$  zusammenfallen bzw. einen kleinen Winkel einschliessen. Für das zweite Verfahren ungünstige Umstände liegen u. a. dann vor, wenn der zu übertragende Punkt auf der Geraden  $A'B'$  bzw. in deren Nähe liegt. Man wird also von Fall zu Fall, je nach den Umständen, dem

einen oder dem anderen Verfahren den Vorzug geben oder das eine durch das andere kontrollieren.

Schliesslich wäre noch ein drittes, auf dem polaren Prinzip beruhendes Verfahren zu erwähnen, das den Vorzug besitzt, solchen

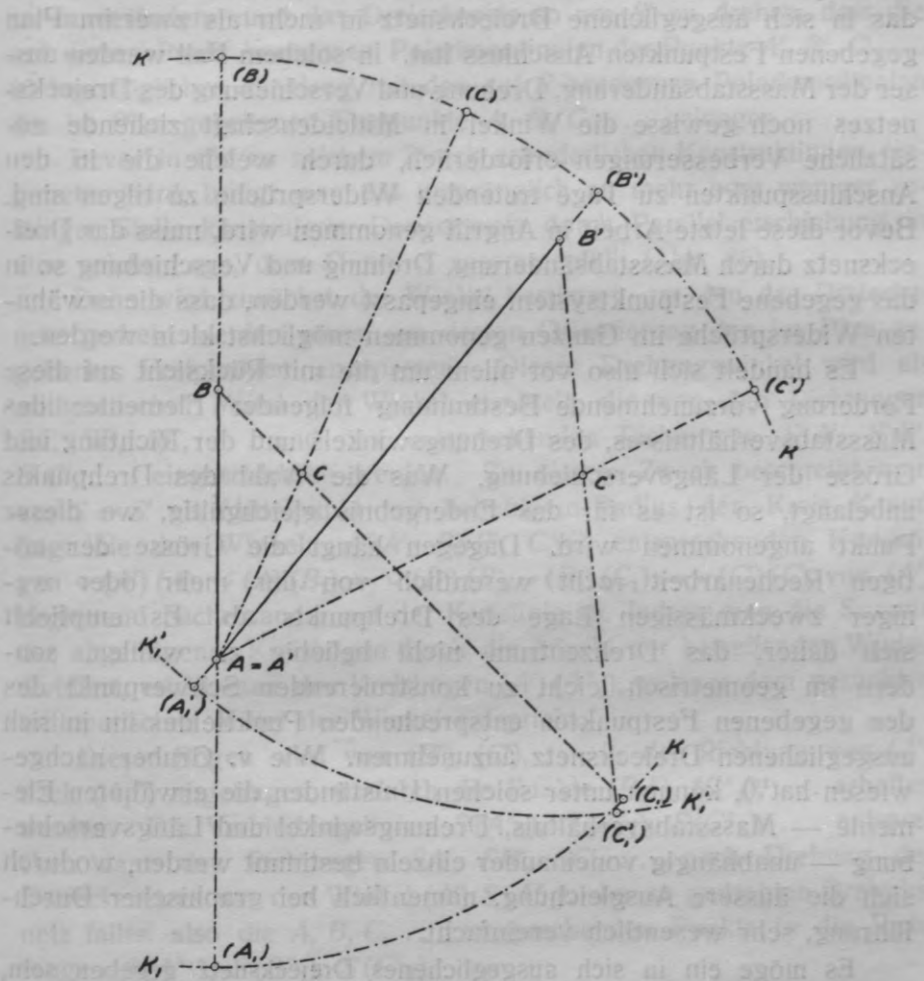


Abb. 24.

Einschränkungen nicht zu unterliegen, dafür aber nur bei Benutzung eines Proportionalzirkels bequem anwendbar ist. Dieses Verfahren besteht darin, dass man mittels der erwähnten Kreislinie  $K$  die dem zu übertragenden Punkt  $C'$  entsprechende Richtung  $A(C)$  kon-

struiert (Abb. 23), um dann auf dieser Richtung unmittelbar den reduzierten Abstand  $AC = \frac{AB}{A'B'} A'C'$  von  $A$  abzutragen.

Es soll nun auf den allgemeineren Fall eingegangen werden, dass das in sich ausgeglichene Dreiecksnetz in mehr als zwei im Plan gegebenen Festpunkten Anschluss hat. In solchem Fall werden ausser der Massstabsänderung, Drehung und Verschiebung des Dreiecksnetzes noch gewisse die Winkel in Mitleidenschaft ziehende zusätzliche Verbesserungen erforderlich, durch welche die in den Anschlusspunkten zu Tage tretenden Widersprüche zu tilgen sind. Bevor diese letzte Arbeit in Angriff genommen wird, muss das Dreiecksnetz durch Massstabsänderung, Drehung und Verschiebung so in das gegebene Festpunktsystem eingepasst werden, dass die erwähnten Widersprüche im Ganzen genommen möglichst klein werden.

Es handelt sich also vor allem um die mit Rücksicht auf diese Forderung vorzunehmende Bestimmung folgender Elemente: des Massstabsverhältnisses, des Drehungswinkels und der Richtung und Grösse der Längsverschiebung. Was die Wahl des Drehpunkts anbelangt, so ist es für das Endergebnis gleichgültig, wo dieser Punkt angenommen wird. Dagegen hängt die Grösse der nötigen Rechenarbeit recht wesentlich von der mehr oder weniger zweckmässigen Lage des Drehpunkts ab. Es empfiehlt sich daher, das Drehzentrum nicht beliebig zu wählen, sondern im geometrisch leicht zu konstruierenden Schwerpunkt des den gegebenen Festpunkten entsprechenden Punktfeldes im in sich ausgeglichenen Dreiecksnetz anzunehmen. Wie v. Gruber nachgewiesen hat<sup>10)</sup>, können unter solchen Umständen die erwähnten Elemente — Massstabsverhältnis, Drehungswinkel und Längsverschiebung — unabhängig voneinander einzeln bestimmt werden, wodurch sich die äussere Ausgleichung, namentlich bei graphischer Durchführung, sehr wesentlich vereinfacht.

Es möge ein in sich ausgeglichenes Dreiecksnetz gegeben sein, dessen Punkte  $A' B' C' \dots$  den zu Anschlusszwecken gegebenen Festpunkten  $A, B, C, \dots$  entsprechen. Als Schwerpunkte der Punktfelder  $A' B' C' \dots$  und  $A B C \dots$  mögen  $S'$  und  $S$  ermittelt sein. Es handelt sich darum, das Dreiecksnetz so in das gegebene Festpunktfeld

<sup>10)</sup> O. v. Gruber, Anwendung der Feldermethode auf d. Zusammenschluss d. Netze..., Zeitschr. f. Verm.-Wesen, 53, 1924.

einzupassen, dass die Netzpunkte  $A' B' C' \dots$  möglichst gut mit den entsprechenden Festpunkten  $A B C \dots$  zusammenfallen.

Der erste Teil der Einpassungsarbeit besteht darin, im gegebenen Dreiecksnetz die Abstände  $S'A', S'B', S'C', \dots$  in gleichem Verhältnis so zu verändern, und das Dreiecksnetz so um  $S'$  zu drehen, dass die auf diesen Punkt bezogenen Polarkoordinaten der Punkte  $A', B', C', \dots$  in bestmöglichen Einklang mit den auf  $S$  bezogenen Polarkoordinaten der im Plan gegebenen Festpunkte  $A, B, C, \dots$  gelangen.

Bevor in die zu solchem Zweck erforderlichen Konstruktionen eingetreten wird, bringt man das ursprünglich an mehr oder weniger zufälliger Stelle konstruierte Dreiecksnetz durch Parallelverschiebung in eine solche Lage, dass  $S'$  mit  $S$  zusammenfällt (Abb. 25).

Dann wird zunächst der Winkel bestimmt, um den das Dreiecksnetz gedreht werden muss, um dessen Orientierung den im Plan gegebenen Festpunkten anzupassen. Dieser Drehungswinkel wird als arithmetisches Mittel der Winkel ermittelt, die von den Richtungen  $SA, SB, SC, \dots$  und den entsprechenden Richtungen  $S'A', S'B', S'C', \dots$  eingeschlossen werden. Zu diesem Zweck beschreibt man um  $S = S'$  als Mittelpunkt mit beliebigem Radius den Kreis  $K$  und trägt die den Winkeln  $ASA', BSB', CSC'$  entsprechenden Kreisbögen  $\cup (A')(A), \cup (A)(B_1) = \cup (B')(B), \cup (B_1)(C_1) = \cup (C')(C)$  von  $(A')$  beginnend nacheinander auf der Kreislinie ab. Indem man die Summe der abgetragenen Kreisbögen durch die Anzahl der betreffenden Winkel dividiert, erhält man den Kreisbogen  $(A')(A''_1)$ , welcher dem gesuchten arithmetischen Mittel der Winkel entspricht.

Dieser Bogen wird von  $(B'), (C'), \dots$  in der Richtung von  $(A')$  nach  $(A''_1)$  abgetragen, wodurch die Punkte  $(B''_1), (C''_1), \dots$  erhalten werden. Die Verbindungslinien  $S(A''_1), S(B''_1), S(C''_1), \dots$  entsprechen dann den Richtungen  $SA', SB', SC', \dots$  nach Drehung des Dreiecksnetzes um den Winkel  $(A')S(A''_1)$ . Im so gedrehten Dreiecksnetz fallen also die  $A, B, C, \dots$  entsprechenden Punkte in die Richtungen  $S(A''_1), S(B''_1), S(C''_1), \dots$ .

Was nun die Massstabsänderung anbelangt, so wird dieselbe im arithmetischen Mittel der Verhältnisse  $SA : S'A', SB : S'B', SC : S'C' \dots$  wie folgt ausgeführt. Man trägt auf  $S(A''_1), S(B''_1), S(C''_1), \dots$  die Strecken  $S(A'') = SA, S(B'') = SB, S(C'') = SC, \dots$  ab und zieht die Verbindungslinien  $A'(A''), B'(B''), C'(C''), \dots$ . Da die Winkel  $(A')S(A''), (B')S(B''), (C')S(C''), \dots$  gleich sind, wird das Verhältnis der Massstabsänderung bei gegebenen Abständen  $S'A', S'B', S'C', \dots$

durch die Winkel  $SA'(A'')$ ,  $SB'(B'')$ ,  $SC'(C'')$ , ... bestimmt. Um diese im allgemeinen verschiedenen Einzelverhältnisse untereinander vergleichbar zu machen, müssen also die Abstände  $S'A'$ ,  $S'B'$ ,  $S'C'$ , ... auf gleiche Länge reduziert werden. Dieses geschieht in der Weise,

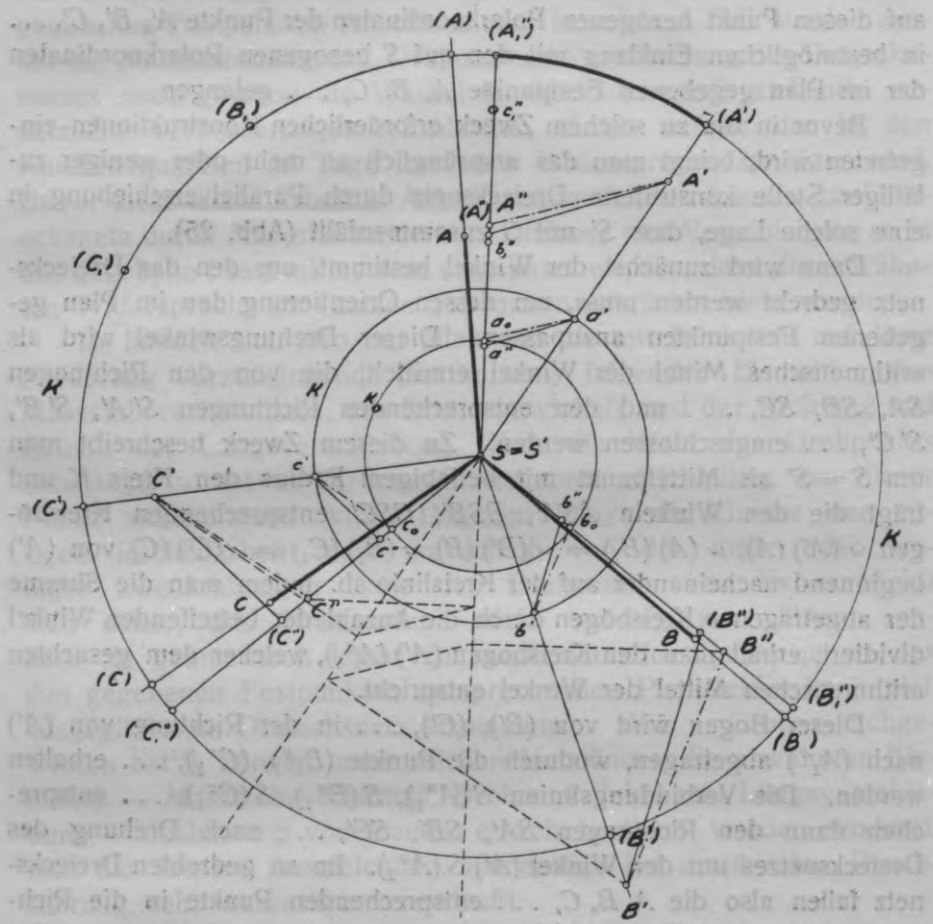


Abb. 25.

dass man um  $S=S'$  als Mittelpunkt einen Kreis  $k$  mit beliebigem Radius beschreibt, welcher die Geraden  $S'A'$ ,  $S'B'$ ,  $S'C'$ , ... in  $a'$ ,  $b'$ ,  $c'$ , ... schneidet. Indem man aus diesen Punkten Parallelen zu  $A'(A'')$  bzw.  $B'(B'')$  bzw.  $C'(C'')$ , ... zieht, erhält man auf den entsprechenden Geraden  $S(A'')$ ,  $S(B'')$ ,  $S(C'')$ , ... die Abschnitte  $Sa''$ ,  $Sb''$ ,  $Sc''$ , ... ,

welche die erwähnten Einzelverhältnisse der Massstabsänderung in unmittelbar vergleichbarer Weise linear charakterisieren. Um aus diesen Einzelverhältnissen deren arithmetisches Mittel abzuleiten, trägt man auf  $S(A''_1)$  die Strecken  $Sa''$ ,  $a''b''_1 = Sb''$ ,  $b''_1c''_1 = Sc''$ , ... nacheinander ab und teilt ihre Summe durch die Anzahl der abgetragenen Strecken. Auf diese Weise erhält man die Strecke  $Sa_0$ , durch welche das gesuchte mittlere Verhältnis der Massstabsänderung bestimmt wird. Durch Veränderung des Massstabs in diesem Verhältnis gelangt der Punkt  $A'$  in den Schnittpunkt  $A''$  der Richtung  $S(A''_1)$  mit der aus  $A'$  parallel zu  $a'a_0$  gezogenen Geraden.

Nachdem alles dieses geschehen ist, können die übrigen Netzpunkte entsprechend der ermittelten Drehung und Massstabsänderung in der früher angegebenen Weise übertragen werden. Hierbei spielen die Punkte  $S = S'$ ,  $A'$ ,  $A''$  dieselbe Rolle, wie  $A = A'$ ,  $B'$ ,  $B$  in Abb. 23.

Übrigens können die Punkte  $B''$ ,  $C''$ , ..., in welche  $B'$ ,  $C'$ , ... nach der Drehung und Massstabsänderung gelangen, auch ebenso wie  $A''$  ermittelt werden. Zu diesem Zweck wird um  $S = S'$  als Mittelpunkt der Kreis  $k_0$  mit dem Radius  $Sa_0$  beschrieben, der die Geraden  $S(B''_1)$ ,  $S(C''_1)$ , ... in den Punkten  $b_0$ ,  $c_0$ , ... schneidet. Man hat also  $Sb_0 = Sc_0 = \dots = Sa_0$ . Zieht man nun  $B'B'' \parallel b'b_0$ ,  $C'C'' \parallel c'c_0$ , ..., so erhält man im Schnitt dieser Geraden mit den entsprechenden Richtungen  $S(B''_1)$ ,  $S(C''_1)$ , ... die gesuchten Punkte  $B''$ ,  $C''$ , .... Hierbei ergibt sich die Kontrolle, dass bei Übertragung der Punkte  $B'$ ,  $C'$ , ... mittels des Bezugspunkts  $A'$  dasselbe Resultat erzielt werden muss. Die entsprechenden Konstruktionen sind in Abb. 25 mit gestrichelten Linien angedeutet.

Durch die bisher geschilderten Operationen ist nun das in sich ausgeglichene Dreiecksnetz in Bezug auf die gegebenen Anschlusspunkte im Ganzen in zweckentsprechende Lage gebracht, soweit das durch Drehung, Massstabsänderung und Längsverschiebung, aber ohne Änderung der Dreieckswinkel möglich ist. Eigentlicher Anschluss in den gegebenen Festpunkten ist damit noch nicht erzielt.

Um die äussere Ausgleichung zum endgültigen Abschluss zu bringen, müssen die den Anschlusspunkten entsprechenden Netzpunkte zusätzliche Verschiebungen erfahren, welche die hier noch vorhandenen Widersprüche tilgen. Solche ungleichmässige Verschiebungen verursachen entsprechende Veränderungen in den Winkeln und überhaupt in der geometrischen Gestalt des Dreiecksnetzes. Um diese

Veränderungen möglichst gleichmässig über das ganze Netz zu verteilen, müssen also nicht nur die Netzpunkte, welche den gegebenen Festpunkten entsprechen, sondern auch alle übrigen Punkte des Dreiecksnetzes um gewisse Beträge verschoben werden.

Was die Bestimmung solcher zusätzlicher Verschiebungen anbelangt, so ist hierbei natürlich den Widersprüchen in den einzelnen Festpunkten Rechnung zu tragen. Ferner erscheint es einleuchtend, dass auch die Abstände des betreffenden Netzpunkts von den einzelnen Festpunkten zu berücksichtigen sind. Schliesslich muss die Regel, nach der die zusätzlichen Verschiebungen bestimmt werden, so beschaffen sein, dass diese Verschiebungen die in den Anschlusspunkten selbst vorhandenen Widersprüche restlos tilgen.

Allen diesen Forderungen kann Genüge getan werden, wenn man die zusätzliche Verschiebung in einem gegebenen Dreieckspunkt aus den Widersprüchen in den einzelnen Anschlusspunkten nach dem Prinzip des allgemeinen Mittels ableitet, indem man die Gewichte im reziproken Verhältnis der Abstände des zu verschiebenden Punkts von den entsprechenden Anschlusspunkten annimmt. Den diesbezüglichen geometrischen Konstruktionen ist also folgende Formel zu Grund zu legen:

$$f = \frac{\frac{s_0}{s_A} f_A + \frac{s_0}{s_B} f_B + \frac{s_0}{s_C} f_C + \dots}{\frac{s_0}{s_A} + \frac{s_0}{s_B} + \frac{s_0}{s_C} + \dots} \dots \dots \dots (45)$$

In dieser Formel bedeutet  $f$  die Verschiebung des betreffenden Netzpunkts, während  $f_A, f_B, f_C, \dots$  nach Richtung und Grösse die zu Anschlusszwecken erforderlichen Verschiebungen in den Festpunkten bezeichnen;  $s_A, s_B, s_C, \dots$  sind die entsprechenden Abstände von den einzelnen Festpunkten und  $s_0$  eine beliebig zu wählende Länge.

Diese Formel ist in ihrer ursprünglichen Gestalt für die graphische Auswertung nicht recht geeignet. Ausserdem ergibt sie für einen Netzpunkt, der einem gegebenen Festpunkt entspricht, wobei also der betreffende Abstand  $s$  gleich Null ist, das unbestimmte Resultat  $f = \frac{\infty}{\infty}$ . Sowohl in der einen wie in der anderen Hinsicht erscheint es zweckmässig, die Formel in der veränderten Gestalt



$$\begin{aligned}
 f = & \frac{s_0}{s_0 + \frac{s_0}{s_B} s_A + \frac{s_0}{s_C} s_A + \dots} f_A + \\
 & + \frac{s_0}{s_0 + \frac{s_0}{s_A} s_B + \frac{s_0}{s_C} s_B + \dots} f_B + \\
 & + \frac{s_0}{s_0 + \frac{s_0}{s_A} s_C + \frac{s_0}{s_B} s_C + \dots} f_C + \\
 & + \dots \dots \dots (46)
 \end{aligned}$$

der Bestimmung der zusätzlichen Verschiebungen zu Grund zu legen.

Führt man die Bezeichnungen

$$\left. \begin{aligned}
 f'_A &= \frac{s_0}{s_0 + \frac{s_0}{s_B} s_A + \frac{s_0}{s_C} s_A + \dots} f_A, \\
 f'_B &= \frac{s_0}{s_0 + \frac{s_0}{s_A} s_B + \frac{s_0}{s_C} s_B + \dots} f_B, \\
 f'_C &= \frac{s_0}{s_0 + \frac{s_0}{s_A} s_C + \frac{s_0}{s_B} s_C + \dots} f_C, \\
 &\dots \dots \dots
 \end{aligned} \right\} \dots \dots (47)$$

ein, so lässt sich (46) in der Schreibweise

$$f = f'_A + f'_B + f'_C + \dots \dots \dots (48)$$

darstellen. Die Gesamtverschiebung  $f$  erscheint demnach als geometrisch leicht zu konstruierende Resultierende der Komponenten  $f'_A, f'_B, f'_C, \dots$ , die ihrerseits den Einfluss der Widersprüche in den einzelnen Anschlusspunkten nach Richtung und Grösse zum Ausdruck bringen.

Im Gegensatz zu (45) ergeben die Formeln (46) — (48) sinngemässe Resultate auch dann, wenn der betreffende Netzpunkt einem gegebenen Festpunkt entspricht. Handelt es sich z. B. um den Festpunkt  $B$ , in dem das Dreiecksnetz den Widerspruch  $f_B$  aufweist, so wird  $s_B = 0$ , während  $s_A \neq 0, s_C \neq 0, \dots$  ist. Man hat dann nach (47)

$$f'_B = f_B, f'_A = f'_C = \dots = 0,$$

und dementsprechend ergibt sich aus (48)

$$f = f'_B = f_B.$$

Was die graphische Auswertung der Formeln (47) und (48) anbelangt, so kann dieses z. B. auf folgende Weise geschehen.

Es mögen nach erfolgter Massstabsänderung, Drehung und Längsverschiebung des in sich ausgeglichenen Dreiecksnetzes die den Fest-

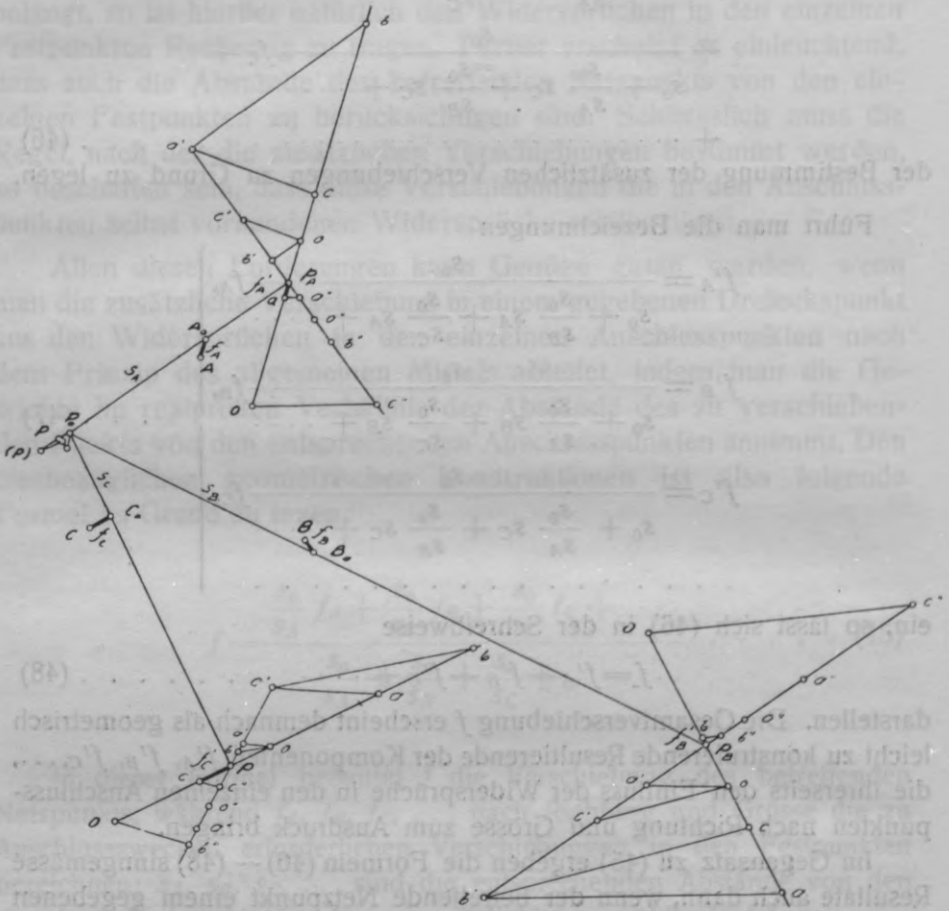


Abb. 26.

punkten  $A, B, C, \dots$  entsprechenden Punkte  $A_0, B_0, C_0^*, \dots$  zwecks Erzielung endgültigen Anschlusses um die Beträge  $f_A, f_B, f_C, \dots$  zu verschieben sein (Abb. 26). Ferner möge im Dreiecksnetz der Punkt

\*)  $A_0, B_0, C_0, \dots$  entsprechen  $A'', B'', C'', \dots$  in Abb. 25.

$P_0$  gegeben sein, der von den Punkten  $A_0, B_0, C_0, \dots$  um die Abstände  $s_A, s_B, s_C, \dots$  entfernt ist.

Zwecks Konstruktion der Verschiebungskomponente  $f'_A$  zieht man im beliebigen gewählten Hilfspunkt  $p_A$  vier beliebig orientierte Geraden. Auf einer dieser Geraden trägt man die Strecken  $p_{AO} = s_0, p_{Ab} = s_B, p_{Ac} = s_C$ , auf der zweiten die Strecke  $p_{Aa'} = s_A$  ab und zieht dann durch  $o$  die Parallelen zu  $ba'$  und  $ca'$ , welche die Gerade  $p_{Aa'}$  in den Punkten  $b'$  und  $c'$  schneiden. Dann ist

$$\left. \begin{aligned} p_{Ab'} &= \frac{p_{AO}}{p_{Ab}} p_{Aa'} = \frac{s_0}{s_B} s_A \\ p_{Ac'} &= \frac{p_{AO}}{p_{Ac}} p_{Aa'} = \frac{s_0}{s_C} s_A \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (49).$$

Hierauf werden auf der dritten Geraden nacheinander die Strecken  $p_{AO''} = s_0, o''b'' = p_{Ab'}, b''c'' = p_{Ac'}$  abgetragen. Man hat also

$$p_{Ac''} = p_{AO''} + p_{Ab'} + p_{Ac'} = s_0 + \frac{s_0}{s_B} s_A + \frac{s_0}{s_C} s_A \dots \dots (50).$$

Auf derselben Geraden  $p_{Ac''}$  trägt man dann noch  $p_{Aa''} = f_A$  und auf der vierten Geraden  $p_{AO} = s_0$  ab. Schliesslich wird aus  $a''$  die Parallele zu  $c''o$  gezogen, welche  $p_{AO}$  im Punkt  $a$  schneidet. Es ist dann

$$p_{Aa} = \frac{p_{AO}}{p_{Ac''}} p_{Aa''} = \frac{s_0}{s_0 + \frac{s_0}{s_B} s_A + \frac{s_0}{s_C} s_A} f_A = f'_A \dots \dots (51).$$

Da der Widerspruch  $f_A$  und dementsprechend auch die Komponente  $f'_A$  in der Regel sehr klein ist, dürfte es sich empfehlen, die Konstruktion in der Hinsicht abzuändern, dass man auf der vierten Geraden  $p_{AO} = ns_0$  abträgt, wo  $n$  einen beliebigen runden Vergrößerungsfaktor bedeutet. Führt man die Konstruktion im übrigen in der angegebenen Weise durch, so erhält man dementsprechend  $p_{Aa} = nf'_A$ .

In ähnlicher Weise werden auch die übrigen Komponenten  $f'_B, f'_C, \dots$  bestimmt, wie aus Abb. 26 zu ersehen ist. Es wäre noch zu bemerken, dass der Vergrößerungsfaktor  $n$  für sämtliche Komponenten im gleichen Betrage anzunehmen ist.

Wie aus dieser Darstellung ersichtlich, brauchen die Punkte des Dreiecksnetzes oder die gegebenen Festpunkte nicht unbedingt

selbst in diese Hilfskonstruktionen einbezogen zu werden. Man kann also diese Konstruktionen an den Rändern des Plans oder sogar auf einem besonderen Zeichenblatt ausführen. Der besseren Übersichtlichkeit halber dürfte es sich vielleicht empfehlen, die Punkte  $p$  auf den Verlängerungen der entsprechenden Geraden  $P_0 A_0$ ,  $P_0 B_0$ ,  $P_0 C_0$ , ... zu wählen, wie in Abb. 26. Auch gewährt es gewisse Vorteile, wenn die Gerade  $pO$ , auf welcher die gesuchte Komponente erhalten wird, in der Richtung des Widerspruchs im entsprechenden Anschlusspunkt orientiert wird. Schliesslich wäre noch zu bemerken, dass man die vom Punkt  $p$  ausgehenden vier Geraden natürlich auch so wählen kann, dass sie zwei sich in  $p$  schneidende Geraden bilden. Auch von diesen Möglichkeiten ist in Abb. 26 Gebrauch gemacht.

Das hier angegebene immerhin recht umständliche rein graphische Verfahren kann natürlich auch durch die rechnerische Bestimmung der Komponenten  $f'$  auf Grund der Formeln (47) ersetzt werden. Die hierzu erforderliche Messung der Abstände  $s$  verursacht wenig Mühe, und die Berechnung der Komponenten kann vermittels des Rechenschiebers bequem und mit genügender Genauigkeit durchgeführt werden.

Nachdem die Komponenten  $f'$  im einzelnen ermittelt sind, lässt sich die Gesamtverschiebung des Punktes  $P_0$  nach Grösse und Richtung durch geometrische Summierung der einzelnen Komponenten bestimmen, wie in Abb. 26 aufgezeigt ist. Zu diesem Zweck wird bei  $P_0$  ein offenes Polygon konstruiert, dessen Seiten nach Grösse und Richtung den Komponenten  $f'$  für die einzelnen Anschlusspunkte entsprechen. Die Abschlussseite dieses Polygons entspricht der erforderlichen Verschiebung des Punktes  $P_0$ . Wurden die Komponenten  $f'$  in  $n$ -facher Vergrösserung bestimmt und abgetragen, so ergibt sich die Verschiebung des Punktes  $P_0$  natürlich in derselben Vergrösserung und ist deswegen auf ihren  $n$ -ten Teil zu reduzieren. In Abb. 26 ist  $n = 3$  gewählt. Dementsprechend ist die mit den vergrösserten Komponenten bestimmte Verschiebung  $P_0 (P)$  auf ein Drittel ihrer Grösse zu reduzieren. Der Punkt  $P_0$  gelangt also nach endgültiger Ausgleichung in die Lage  $P$ .

## IX. Die rechnerische Ausgleichung von Radialtriangulationen.

Für die rechnerische innere Ausgleichung von mehr oder weniger einfachen Dreieckssystemen kommen u. a. verschiedene vereinfachte Verfahren in Betracht, die auch bei der Ausgleichung terrestrischer Triangulationen niedriger Ordnung Anwendung finden.

Erscheint es nach Massgabe der vorliegenden Umstände zulässig, die aus gemessenen Richtungen abgeleiteten Winkel als unabhängige Beobachtungen zu behandeln, so gestaltet sich die innere Ausgleichung einfacher Dreiecksketten besonders bequem. Sie läuft dann auf die Ausgleichung der einzelnen Dreiecke hinaus, wobei jedesmal auf die Widersprüche der übrigen Dreiecke keine Rücksicht genommen wird. Auch die innere Ausgleichung von Diagonalenvierecken und Zentralsystemen bereitet keine nennenswerten Schwierigkeiten, wenn man zunächst nur die Winkelsummenbedingungen berücksichtigt, um danach zusätzliche Verbesserungen zwecks Erfüllung der Seitengleichung anzubringen<sup>11)</sup>.

Bei der Einzelausgleichung der Elemente eines Rautenzugs nach Richtungen hat man es jedesmal mit einer Seitengleichung bzw. deren Widerspruch zu tun. Nimmt man näherungsweise an, dass in solchen Elementen die Winkel nahezu  $45^\circ$  bzw.  $90^\circ$  betragen, so lassen sich nach den von Schweizer<sup>12)</sup> angegebenen Formeln die Winkelverbesserungen als sehr einfache Funktionen dieses Widerspruchs berechnen.

Auch wenn man bei der Ausgleichung die aus gemessenen Richtungen abgeleiteten Winkel ihrem wahren Charakter gemäss behandelt, so bereitet das bei Anwendung eines geeigneten Verfahrens keine besonders grossen Schwierigkeiten. In dieser Hinsicht erscheint das von Boltz<sup>13)</sup> angegebene und von v. Gruber<sup>14)</sup> erweiterte Entwicklungsverfahren besonders geeignet. Ohne auf dieses Verfahren näher einzugehen, sei nur kurz erwähnt, dass dasselbe sich auf bedingte Beobachtungen gleichen Gewichts bezieht. Es gestattet

<sup>11)</sup> S. u. a. I. A. Iveronov, Sposob naimenšich kvadratov, Moskau, 1927.

<sup>12)</sup> G. Schweizer, Untersuchung und praktische Durchführung einer Radialtriangulation im Hügelland. Dissert. d. Techn. Hochschule Stuttgart, 1931.

<sup>13)</sup> H. Boltz, Entwicklungsverfahren zum Ausgleich geodät. Netze nach der M. d. kl. Q. Veröffentl. d. preuss. geod. Instituts, Neue Folge, 90, Berlin 1923.

<sup>14)</sup> O. v. Gruber, Das Entwicklungsverfahren zur Ausgl. geod. Netze . . . , Festschrift d. Techn. Hochschule Stuttgart, Berlin 1929.

die Ausgleichung eines Triangulationsnetzes gruppenweise so vorzunehmen, dass das Endergebnis der Ausgleichung in einem Guss gleichkommt. Hierbei werden als erste Gruppe der Bedingungsgleichungen die Winkelsummengleichungen der einzelnen Dreiecke behandelt. Diese Gruppe der Bedingungsgleichungen liefert nur regelmässige Beiträge zu den Normalgleichungen, so dass für die entsprechenden Gewichtskoeffizienten allgemein gültige Tabellen aufgestellt werden können, durch deren Benutzung die Ausgleichungsrechnung recht wesentlich erleichtert wird.

Nach erfolgter innerer Ausgleichung muss das vorläufig berechnete Dreieckssystem hinsichtlich des Massstabs, der Orientierung und der Lage so verändert werden, dass in den Anschlusspunkten bestmögliche Übereinstimmung mit den gegebenen Festpunkten erzielt wird.

Sind nur zwei Anschlusspunkte gegeben, so handelt es sich hierbei nicht eigentlich um eine äussere Ausgleichung, sondern um eine Koordinatenumformung mit Massstabsänderung, wobei die in solchen Fällen allgemein üblichen Verfahren bzw. Formeln Anwendung finden können.

Sind mehr als zwei Anschlusspunkte zu berücksichtigen, so kommt wohl am besten die von Finsterwalder<sup>15)</sup> angegebene Feldermethode in Betracht.

Nach diesem Verfahren ist das zunächst in wildem Massstab und zufälliger Orientierung berechnete Punktfeld des in sich ausgeglichenen Dreieckssystems so zu drehen, verschieben und im Massstab zu verändern, dass für alle Punkte, die auch im gegebenen Festpunktfeld enthalten sind, die Quadratsumme der Widersprüche ein Minimum wird.

Wählt man den Drehpunkt im Schwerpunkt des betreffenden Feldes<sup>16)</sup>, so ergeben sich folgende Formeln:

<sup>15)</sup> S. Finsterwalder, Über die Ausgleichung d. zukünft. bayrischen Hauptdreiecksnetzes. Sitzungsber. d. bayr. Akademie d. Wissensch. Math.-Phys. Klasse, 1915.

<sup>16)</sup> O. v. Gruber, Anwendung der Feldermethode auf d. Zusammenschluss d. Netze v. Bayern, Tirol und Salzburg. Zeitschr. f. Verm.-Wesen, 53, 1924.

$$\left. \begin{aligned} dx &= \frac{[x_p - x'_p]}{n} & dy &= \frac{[y_p - y'_p]}{n} \\ da &= - \frac{[(y'_p - y'_s)(x_p - x'_p) - (x'_p - x'_s)(y_p - y'_p)]}{[(y'_p - y'_s)^2 + (x'_p - x'_s)^2]} \\ dm &= + \frac{[(x'_p - x'_s)(x_p - x'_p) + (y'_p - y'_s)(y_p - y'_p)]}{[(y'_p - y'_s)^2 + (x'_p - x'_s)^2]} \end{aligned} \right\} \dots (52).$$

In diesen Formeln bedeutet  $dx$  und  $dy$  die Längsverschiebung in der Richtung der Abszissen- bzw. Ordinatenachse,  $da$  den Drehungswinkel und  $dm$  den Faktor für die Masstabsänderung. Die Koordinaten eines zu Anschlusszwecken benutzten Festpunkts sind mit  $x_p, y_p$ , die entsprechenden Koordinaten im einzupassenden Punktfeld mit  $x'_p, y'_p$ , und die Anzahl der Anschlusspunkte mit  $n$  bezeichnet.  $x'_s, y'_s$  sind die Koordinaten des Schwerpunkts, um den die Drehung des Feldes erfolgt.

Die Berechnung der entsprechenden Koordinaten  $\bar{x}_p, \bar{y}_p$  im eingepassten Punktfeld erfolgt dann nach den Formeln

$$\left. \begin{aligned} \bar{x}_p &= x'_p + dx - (y'_p - y'_s) da + (x'_p - x'_s) dm \\ \bar{y}_p &= y'_p + dy + (x'_p - x'_s) da + (y'_p - y'_s) dm \end{aligned} \right\} \dots (53).$$

Die angegebenen Formeln gelten in der Voraussetzung, dass das einzupassende Punktfeld mit dem gegebenen Feld der Anschlusspunkte näherungsweise in Einklang gebracht sei, bevor in die entsprechenden Rechnungen eingetreten wird. Dieses kann durch Umformung der ursprünglich berechneten Koordinaten bei Berücksichtigung nur zweier gegebener Anschlusspunkte geschehen.

Man kann aber auch unmittelbar im ursprünglich berechneten Punktfeld eine solche Umformung der Koordinatenunterschiede vornehmen, dass in dieser Hinsicht bestmögliche Übereinstimmung mit dem gegebenen Festpunktfeld erzielt wird, und darauf die Parallelverschieben in der Richtung der Koordinatenachsen ausführen.

Es mögen im ursprünglich berechneten Feld  $s'_1, s'_2, s'_3, \dots$  die Abstände der Punkte  $P'_1, P'_2, P'_3, \dots$  von einem Punkt  $S'$  sein, während  $\nu'_1, \nu'_2, \nu'_3, \dots$  die entsprechenden Neigungen bezeichnen. Die Projektionen eines Abstandes  $s'_i$  in der Neigung  $\nu'_i$  auf die Koordinatenachsen sind dann

$$\left. \begin{aligned} \Delta x'_i &= s'_i \cos \nu'_i \\ \Delta y'_i &= s'_i \sin \nu'_i \end{aligned} \right\} \dots (54).$$

Den Punkten  $P'_1, P'_2, P'_3, \dots$  und  $S'$  mögen im Feld der gegebenen Festpunkte die Punkte  $P_1, P_2, P_3, \dots$  und  $S$  mit den auf  $S$  bezogenen Koordinatenunterschieden  $\Delta x_1, \Delta x_2, \Delta x_3, \dots$  und  $\Delta y_1, \Delta y_2, \Delta y_3, \dots$  entsprechen.

Denkt man sich nun das ursprünglich berechnete Punktfeld in  $S'$  um den Winkel  $\omega$  gedreht und zugleich den Massstab im Verhältnis  $q$  verändert, so geht  $v'_1, v'_2, v'_3, \dots$  in  $(v'_1 + \omega), (v'_2 + \omega), (v'_3 + \omega), \dots$  über und  $s'_1, s'_2, s'_3, \dots$  in  $qs'_1, qs'_2, qs'_3, \dots$ . Allgemein ist also dann anstatt  $v'_i$  und  $s'_i$  zu setzen  $(v'_i + \omega)$  und  $qs'_i$ .

Soll durch diese Drehung und Massstabsänderung für die Punkte  $S'$  und  $P'_i$  im einen und  $S$  und  $P_i$  im anderen Felde völlige Übereinstimmung der Koordinatenunterschiede erzielt werden, so ist  $\omega$  und  $q$  so zu wählen, dass die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_i &= (qs'_i) \cos (v'_i + \omega) \\ \Delta y_i &= (qs'_i) \sin (v'_i + \omega) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (55)$$

erfüllt werden. Unter Berücksichtigung von (54) lassen sich diese Gleichungen in der Form

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_i &= (q \cos \omega) \Delta x'_i - (q \sin \omega) \Delta y'_i \\ \Delta y_i &= (q \cos \omega) \Delta y'_i + (q \sin \omega) \Delta x'_i \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (56)$$

darstellen.

Führt man die Bezeichnungen

$$q \cos \omega = A \qquad q \sin \omega = B \dots \dots \dots (57)$$

ein, so ergibt sich

$$\left. \begin{aligned} \Delta x'_i A - \Delta y'_i B - \Delta x_i &= 0 \\ \Delta y'_i A + \Delta x'_i B - \Delta y_i &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (58).$$

Nach diesem Muster lassen sich ähnliche Gleichungen für jeden beiden Feldern gemeinsamen Punkt aufstellen. Aus jedem Paar solcher Gleichungen ergeben sich im allgemeinen für  $A$  und  $B$  verschiedene Werte. Soll jedoch  $A$  und  $B$  so gewählt werden, dass für keinen Punkt völlige Übereinstimmung in den auf  $S'$  bzw.  $S$  bezogenen Koordinatenunterschieden erzielt wird, dass aber die Summe der Quadrate der Widersprüche ein Minimum wird, so lässt sich nach dem Beispiel von (58) folgendes System von Fehlergleichungen hinschreiben:



$$\left. \begin{aligned} \Delta x'_1 A - \Delta y'_1 B - \Delta x_1 &= v_{x_1} \\ \Delta y'_1 A + \Delta x'_1 B - \Delta y_1 &= v_{y_1} \\ \Delta x'_2 A - \Delta y'_2 B - \Delta x_2 &= v_{x_2} \\ \Delta y'_2 A + \Delta x'_2 B - \Delta y_2 &= v_{y_2} \\ \Delta x'_3 A - \Delta y'_3 B - \Delta x_3 &= v_{x_3} \\ \Delta y'_3 A + \Delta x'_3 B - \Delta y_3 &= v_{y_3} \\ \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (59).$$

Die entsprechenden Normalgleichungen sind

$$\left. \begin{aligned} [\Delta x' \Delta x' + \Delta y' \Delta y'] A &= -[\Delta x' \Delta x + \Delta y' \Delta y] = 0 \\ [\Delta x' \Delta x' + \Delta y' \Delta y'] B &= -[\Delta x' \Delta y - \Delta y' \Delta x] = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots (60).$$

Aus ihnen ergibt sich

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{[\Delta x' \Delta x + \Delta y' \Delta y]}{[\Delta x' \Delta x' + \Delta y' \Delta y']} \\ B &= \frac{[\Delta x' \Delta y - \Delta y' \Delta x]}{[\Delta x' \Delta x' + \Delta y' \Delta y']} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (61).$$

Mit den aus diesen Formeln berechneten Werten von  $A$  und  $B$  lassen sich dann unmittelbar die auf  $S'$  bezogenen umgeformten Koordinatenunterschiede  $\Delta \bar{x}'$ ,  $\Delta \bar{y}'$  bestimmen, die sich im ursprünglich berechneten Punktfeld nach dessen Drehung um den Winkel  $\omega$  und Massstabsänderung im Verhältnis  $q$  ergeben. Die entsprechenden Formeln lauten in allgemeiner Schreibweise:

$$\left. \begin{aligned} \Delta \bar{x}'_i &= A \Delta x'_i - B \Delta y'_i \\ \Delta \bar{y}'_i &= A \Delta y'_i + B \Delta x'_i \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (62).$$

Um bei der Bestimmung der Elemente  $\omega$  und  $q$  bzw.  $A$  und  $B$  alle beiden Feldern gemeinsamen Punkte gleichmässig zu berücksichtigen, ist der Drehpunkt  $S'$  bzw.  $S$  im Schwerpunkt des betreffenden Feldes zu wählen. Die Koordinaten dieser Punkte sind also

$$\left. \begin{aligned} x'_s &= \frac{[x']}{n} \\ y'_s &= \frac{[y']}{n} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (63)$$

bzw.

$$\left. \begin{aligned} x_s &= \frac{[x]}{n} \\ y_s &= \frac{[y]}{n} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (64).$$

wobei  $n$  die Anzahl der beiden Feldern gemeinsamen Punkte bezeichnet. Die entsprechenden Koordinatenunterschiede sind dann

$$\left. \begin{aligned} \Delta x'_1 &= x'_1 - x'_s & \Delta y'_1 &= y'_1 - y'_s \\ \Delta x'_2 &= x'_2 - x'_s & \Delta y'_2 &= y'_2 - y'_s \\ \Delta x'_3 &= x'_3 - x'_s & \Delta y'_3 &= y'_3 - y'_s \\ \dots & & \dots & \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (65)$$

bzw.

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_1 &= x_1 - x_s & \Delta y_1 &= y_1 - y_s \\ \Delta x_2 &= x_2 - x_s & \Delta y_2 &= y_2 - y_s \\ \Delta x_3 &= x_3 - x_s & \Delta y_3 &= y_3 - y_s \\ \dots & & \dots & \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (66)$$

Ausser der Drehung um den Winkel  $\omega$  und der Massstabsänderung im Verhältnis  $q$  ist das ursprünglich berechnete Dreiecksnetz noch gewissen Längsverschiebungen  $\xi$  und  $\eta$  in der Richtung der Koordinatenachsen zu unterziehen.

Es mögen in dem hinsichtlich der Orientierung und des Massstabs umgeformten Punktfeld  $\bar{x}'$ ,  $\bar{y}'$  die Koordinaten sein, die sich durch Addition der nach (62) berechneten Koordinatenunterschiede  $\Delta \bar{x}'$ ,  $\Delta \bar{y}'$  zu den entsprechenden Koordinaten des Schwerpunkts  $S'$  ergeben.

Da unter den hier vorausgesetzten Umständen durch die Koordinatenumformung im ursprünglich berechneten Punktfeld die Lage von dessen Schwerpunkt nicht verändert wird, hat man, entsprechend (63), auch

$$\left. \begin{aligned} x'_s &= \frac{[\bar{x}']}{n} \\ y'_s &= \frac{[\bar{y}']}{n} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (67)$$

Berücksichtigt man dieses, und nimmt man die Beträge der Verschiebungen  $\xi$  und  $\eta$  als entsprechende arithmetische Mittel der Koordinatenunterschiede  $(x - \bar{x}')$  bzw.  $(y - \bar{y}')$  an, so erhält man

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{(x_1 - \bar{x}'_1) + (x_2 - \bar{x}'_2) + (x_3 - \bar{x}'_3) + \dots}{n} = \\ &= \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots}{n} - \frac{\bar{x}'_1 + \bar{x}'_2 + \bar{x}'_3 + \dots}{n} = \\ &= x_s - x'_s \dots \dots \dots (68) \end{aligned}$$

und

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{(y_1 - \bar{y}'_1) + (y_2 - \bar{y}'_2) + (y_3 - \bar{y}'_3) + \dots}{n} = \\ &= \frac{y_1 + y_2 + y_3 + \dots}{n} - \frac{\bar{y}'_1 + \bar{y}'_2 + \bar{y}'_3 + \dots}{n} = \\ &= y_s - y'_s \dots \dots \dots (69). \end{aligned}$$

In Zusammenfassung der obigen Ausführung gestaltet sich also die Koordinatenberechnung im berechneten Dreiecksnetz nach dessen bestmöglicher Einpassung in das gegebene Festpunktfeld wie folgt.

Aus der ursprünglich in wildem Massstab und zufälliger Orientierung durchgeführten Berechnung des in sich ausgeglichenen Dreiecksnetzes hat man für die Anschlusspunkte  $P'_1, P'_2, P'_3, \dots$  gewisse Koordinaten  $x'_1, y'_1, x'_2, y'_2, x'_3, y'_3, \dots$  erhalten, denen im gegebenen Festpunktfeld die Koordinaten  $x_1, y_1, x_2, y_2, x_3, y_3, \dots$  der Punkte  $P_1, P_2, P_3, \dots$  entsprechen. In beiden Feldern werden dann die Koordinaten  $x'_s, y'_s$  und  $x_s, y_s$  der betreffenden Schwerpunkte  $S'$  und  $S$  und die auf diese Punkte bezogenen Koordinatenunterschiede  $\Delta x'_1, \Delta y'_1, \Delta x'_2, \Delta y'_2, \Delta x'_3, \Delta y'_3, \dots$  bzw.  $\Delta x_1, \Delta y_1, \Delta x_2, \Delta y_2, \Delta x_3, \Delta y_3, \dots$  für die einzelnen Punkte der betreffenden Felder berechnet. Diese Koordinatenunterschiede werden als Unterlage für die Bestimmung der Umformungskoeffizienten  $A$  und  $B$  benutzt, mit denen dann die umgeformten Koordinatenunterschiede  $\Delta \bar{x}', \Delta \bar{y}'$  für sämtliche Punkte des einzupassenden Dreiecksnetzes berechnet werden. Indem man diese Koordinatenunterschiede zu den Schwerpunktskoordinaten  $x_s, y_s$  des gegebenen Festpunktfelds addiert, erhält man schliesslich diejenigen Koordinatenwerte  $\bar{x}, \bar{y}$ , die dem in sich ausgeglichenen Dreiecksnetz nach dessen Einpassung in das Festpunktfeld entsprechen.

Hiermit ist jedoch noch kein eigentlicher Anschluss erzielt, da in den Anschlusspunkten  $P_1, P_2, P_3, \dots$  gewisse Koordinatenwidersprüche  $f_{x_1}, f_{y_1}, f_{x_2}, f_{y_2}, f_{x_3}, f_{y_3}, \dots$  nachgeblieben sind. Zwecks Tilgung dieser Widersprüche sind an den zuletzt erhaltenen Koordinaten  $\bar{x}, \bar{y}$  der einzelnen Netzpunkte gewisse zusätzliche Verbesserungen  $k_x, k_y$  anzubringen, die in ähnlicher Weise bestimmt werden können, wie die zusätzlichen Verschiebungen bei der graphischen Ausgleichung. Für einen Netzpunkt  $P_i$ , der von den Anschlusspunkten  $P_1, P_2, P_3, \dots$  um die Abstände  $s_1, s_2, s_3, \dots$  entfernt ist, wären also die zusätzlichen Koordinatenverbesserungen nach den Formeln

$$\left. \begin{aligned} k_{x_i} &= p_1 f_{x_1} + p_2 f_{x_2} + p_3 f_{x_3} + \dots \\ k_{y_i} &= p_1 f_{y_1} + p_2 f_{y_2} + p_3 f_{y_3} + \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (70)$$

zu berechnen, in denen die Gewichtskoeffizienten folgende Bedeutung haben:

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \frac{1}{1 + \frac{s_1}{s_2} + \frac{s_1}{s_3} + \dots} \\ p_2 &= \frac{1}{1 + \frac{s_2}{s_1} + \frac{s_2}{s_3} + \dots} \\ p_3 &= \frac{1}{1 + \frac{s_3}{s_1} + \frac{s_3}{s_2} + \dots} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (71).$$

Die Abstände  $s_1, s_2, s_3, \dots$  können natürlich aus den entsprechenden Koordinatenunterschieden berechnet werden, was jedoch ziemlich viel Mühe verursacht. Deswegen und im Hinblick darauf, dass für die Berechnung der Gewichtskoeffizienten sogar recht rohe Näherungswerte dieser Abstände genügen, dürfte es sich empfehlen, das Netz nach den berechneten Koordinaten in beliebigem Massstab aufzutragen, um die erforderlichen Abstände  $s$  graphisch ermitteln zu können.

### X. Bildpolygonation.

Bei der Luftvermessung grösserer Gebiete mit spärlich vorhandenen Festpunkten mag es unter gewissen Umständen zweckdienlich erscheinen, zwischen terrestrisch eingemessenen Festpunkten photographisch bestimmte Polygonzüge einzuschalten. Es handelt sich dann um einen Sonderfall, der Radialtriangulation, der wohl als Bildpolygonation bezeichnet werden kann.

Ebenso wie bei der terrestrischen Polygonation, ist es auch bei der Bildpolygonation sehr wünschenswert, dass jeder Polygonzug an beiden Enden nicht nur Punktanschluss, sondern auch Richtungsanschluss habe. Im Gegensatz zur terrestrischen Polygonation kommen aber bei der Bildpolygonation für den Richtungsanschluss Festpunkte in grösserer Entfernung vom Polygonzug kaum in Betracht. Es dürfte aber wohl nicht sehr viel Mühe verursachen, in der Umge-

bung jedes der beiden Festpunkte, die durch Bildpolygonation verbunden werden sollen, noch wenigstens einen in den Bildern gut erkennbaren Geländepunkt durch ergänzende terrestrische Messungen festzulegen. Dann stehen für jeden Polygonzug an dessen Enden nicht nur zwei einzelne Festpunkte, sondern zwei Gruppen solcher Punkte zu Anschlusszwecken zur Verfügung. Aus jeder dieser Festpunktgruppen kann dann im Wege photogrammetrischer Richtungsbestimmung die entsprechende Endseite des Polygonzugs unabhängig von der anderen nach Richtung und Länge festgelegt werden.

Der Polygonzug selbst wird zweckmässig als Rautenzug angelegt. Ein solcher Rautenzug kann in der früher angegebenen Weise ausgeglichen und berechnet werden. Es kann aber auch ein etwas abweichendes Verfahren angewandt werden, das sich namentlich dann als zweckmässig erweisen dürfte, wenn es im Endresultat hauptsächlich auf den im Rautenzug eingeschlossenen Polygonzug ankommt, während die Hilfspunkte nur als Mittel zum Zweck dienen.

Nach diesem Verfahren<sup>17)</sup> erfolgt die Ausgleichung des Polygonzugs zugleich mit dessen Berechnung.

Zunächst werden die Endseiten des Polygonzugs mit den entsprechenden Festpunktgruppen zu lokalen Dreiecksnetzen verbunden, in denen Richtungs- bzw. Winkelmessungen nur in den Endpunkten der betreffenden Polygonseiten erfolgen. Es liegen also die für die sogen. Doppelpunkteinschaltung charakteristischen Umstände vor. Aus diesen lokalen Dreiecksnetzen werden die Endseiten des Polygonzugs nach Richtung und Länge bestimmt; dieselben dienen dann ihrerseits bei der nun folgenden Berechnung des Polygonzugs als „Ausgangsseiten“.

Der in einem Rautenzug eingeschlossene Polygonzug unterscheidet sich von einem gewöhnlichen Polygonzug hauptsächlich dadurch, dass die einzelnen Seitenlängen nicht unabhängig voneinander unmittelbar gemessen werden. Vielmehr wird jede folgende Seite aus der vorhergehenden durch trigonometrische Rechnung bzw. geometrische Konstruktion abgeleitet. Die Neigungen werden in üblicher Weise aus den Neigungen der Ausgangsseiten und den Polygonwinkeln bestimmt.

---

<sup>17)</sup> A. Buchholtz, Etude sur la polygonation aérienne. Sborník Masarykovy Akademie Práce, 1932, ročník VI, č. 2, Praha.

In solcher Weise kann der Polygonzug  $P_0-P_1-P_2-P_3 \dots -P_{n-3}-P_{n-2}-P_{n-1}-P_n$  (Abb. 27) doppelt berechnet werden. Das eine Mal werden die in den „linken“ Dreiecken gemessenen unausgeglichenen Winkel  $\alpha', \beta', \gamma', \delta'$ , und die Ausgangsseite  $P_0P_1$  benutzt, um daraus die Neigungen  $\nu'$  und Längen  $s'$  der einzelnen Polygonseiten abzuleiten und dann mit diesen Elementen und den Koordinaten  $x'_1, y'_1$  des als Anfangspunkt angenommenen Punkts  $P_1$  die Koordinaten der übrigen Polygonpunkte in üblicher Weise zu berechnen. Das andere Mal wird der Polygonzug in derselben Weise berechnet, jedoch unter Benutzung der unausgeglichenen Winkel  $\alpha'', \beta'', \gamma'', \delta''$  der „rechten“ Dreiecke, der anderen Ausgangsseite  $P_n P_{n-1}$  und der Koordinaten  $x''_{n-1}, y''_{n-1}$  des Punkts  $P_{n-1}$ .

Auf solche Weise ergeben sich für die Koordinaten sämtlicher Polygonpunkte — einschliesslich der Endpunkte der Ausgangsseiten — je zwei im allgemeinen verschiedene Werte,  $x', y'$  einerseits und  $x'', y''$  andererseits, aus denen die ausgeglichenen Koordinaten  $x, y$  durch entsprechende Mittelbildung abzuleiten sind. Im Zusammenhang damit entsteht die Frage nach den Gewichten, welche den Einzelwerten der Koordinaten zuzuschreiben sind. In dieser Hinsicht ist zunächst zu bemerken, dass jede folgende Polygonseite aus der vorhergehenden und den entsprechenden Winkeln des Rautenzugs abgeleitet wird. Ferner darf näherungsweise vorausgesetzt werden, dass bei einer Bildpolygonation sämtliche Polygonseiten gleiche Länge und sämtliche Elemente des Rautenzugs gleiche Form haben.

Unter solchen Voraussetzungen ist wohl anzunehmen, dass der mittlere Fehler, mit dem eine folgende Polygonseite sich nach Richtung und Länge aus der vorhergehenden ergibt, für alle Seiten des Polygonzugs gleich ist. Mit demselben für den ganzen Polygonzug konstant bleibenden mittleren Fehler wird also auch die Lage jedes folgenden Polygonpunkts in Bezug auf den vorhergehenden festgelegt. Dieser mittlere Fehler soll im folgenden mit  $m$  bezeichnet werden.

Ist ferner die durch die entsprechenden Koordinaten zum Ausdruck gebrachte Lage des Anfangspunkts  $P_1$  bzw.  $P_{n-1}$  eines solchen Polygonzugs mit dem mittleren Fehler  $m_1$  gegeben, so geht dieser Fehler unverändert in die Lage- bzw. Koordinatenbestimmung des ersten berechneten Polygonpunkts  $P_2$  bzw.  $P_{n-2}$  als eine Komponente des betreffenden Gesamtfehlers  $m_2$  ein. Die andere Komponente ist der bereits erwähnte Fehler  $m$ , mit dem die Lage des Punkts  $P_2$  in Bezug

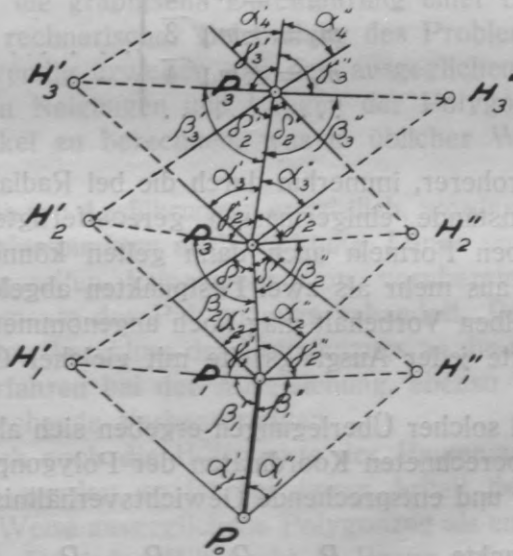
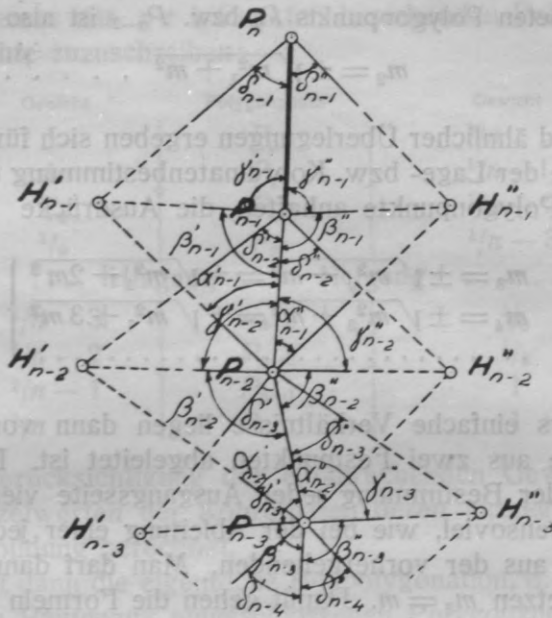


Abb. 27.

auf  $P_1$  bzw.  $P_{n-2}$  auf  $P_{n-1}$  bestimmt ist. Der Gesamtfehler des ersten berechneten Polygonpunkts  $P_2$  bzw.  $P_{n-2}$  ist also

$$m_2 = \pm \sqrt{m_1^2 + m^2} \dots \dots \dots (72).$$

Auf Grund ähnlicher Überlegungen ergeben sich für die Gesamtfehler, welche der Lage- bzw. Koordinatenbestimmung der folgenden berechneten Polygonpunkte anhaften, die Ausdrücke

$$\left. \begin{aligned} m_3 &= \pm \sqrt{m_2^2 + m^2} = \pm \sqrt{m_1^2 + 2m^2} \\ m_4 &= \pm \sqrt{m_3^2 + m^2} = \pm \sqrt{m_1^2 + 3m^2} \\ \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots (73).$$

Besonders einfache Verhältnisse liegen dann vor, wenn jede Ausgangsseite aus zwei Festpunkten abgeleitet ist. Dann werden nämlich bei der Bestimmung jeder Ausgangsseite vier Winkel benutzt, also ebensoviel, wie bei der Ableitung einer jeden folgenden Polygonseite aus der vorhergehenden. Man darf dann wohl näherungsweise setzen  $m_1 = m$ . Damit gehen die Formeln (72) und (73) über in

$$\left. \begin{aligned} m_2 &= \pm m \sqrt{2} \\ m_3 &= \pm m \sqrt{3} \\ m_4 &= \pm m \sqrt{4} \\ \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (74).$$

Mit noch roherer, immerhin durch die bei Radialtriangulationen gegebenen Umstände einigermaßen gerechtfertigter Annäherung dürften dieselben Formeln auch dann gelten können, wenn jede Ausgangsseite aus mehr als zwei Festpunkten abgeleitet ist.

Mit demselben Vorbehalt mag noch angenommen werden, dass beide Endpunkte jeder Ausgangsseite mit gleicher Genauigkeit bestimmt sind.

Auf Grund solcher Überlegungen ergeben sich also für die ohne Ausgleichung berechneten Koordinaten der Polygonpunkte folgende mittlere Fehler und entsprechende Gewichtsverhältnisse:

Polygonpunkte . . .	$P_0$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	.....
mittl. Fehler $\pm$ . . .	$m\sqrt{1}$	$m\sqrt{1}$	$m\sqrt{2}$	$m\sqrt{3}$	$m\sqrt{4}$	.....
Gewichtsverhältnisse	1	: 1	: $1/2$	: $1/3$	: $1/4$	.....



Nach diesem Schema sind den im Hin- und Hergang berechneten Koordinaten eines aus  $n+1$  Punkten bestehenden Polygonzugs folgende Gewichte zuzuschreiben:

Gewicht		Polygonpunkt		Gewicht
1	↓	$P_0$	↑	$1/n$
1	↓	$P_1$	↑	$1/n-1$
$1/2$	↓	$P_2$	↑	$1/n-2$
$1/3$	↓	$P_3$	↑	$1/n-3$
...		...		.....
	Hingang		Hergang	
$1/n-3$	↓	$P_{n-3}$	↑	$1/3$
$1/n-2$	↓	$P_{n-2}$	↑	$1/2$
$1/n-1$	↓	$P_{n-1}$	↑	1
$1/n$	↓	$P_n$	↑	1

Unter Berücksichtigung der entsprechenden Gewichte werden aus den Einzelwerten der Koordinaten deren ausgeglichene Werte durch Mittelbildung berechnet.

Damit ist dann die eigentliche Bildpolygonation, d. h. die Bestimmung des im Rautenzug eingeschlossenen Polygonzugs, hinsichtlich der Koordinatenberechnung erledigt. In entsprechender Weise kann natürlich auch die graphische Durchführung einer Bildpolygonation erfolgen. Bei rechnerischer Behandlung des Problems mag es sich noch als notwendig erweisen, die den ausgeglichenen Koordinaten entsprechenden Neigungen und Längen der Polygonseiten und die Brechungswinkel zu berechnen, was in üblicher Weise geschehen kann.

Wie aus diesen Ausführungen ersichtlich, werden die unmittelbar aus den Anschlusspunkten nach Richtung, Länge und Lage abgeleiteten Ausgangsseiten keineswegs von vornherein als endgültig bestimmte Elemente des Polygonzugs behandelt. Diese Seiten vermitteln bloss den Anschluss des Polygonzugs an die gegebenen Festpunkte und erfahren bei der Ausgleichung, ebenso wie die übrigen Seiten, entsprechende Verbesserungen.

Sollen auch noch die Hilfspunkte des Rautenzugs ausgeglichen und bestimmt werden, so ist bei dieser Arbeit der zuvor in der angedeuteten Weise ausgeglichene Polygonzug als endgültig gegeben zu behandeln. Da jeder Hilfspunkt in Bezug auf den Polygonzug durch Vorwärtseinschnitt von drei aufeinander folgenden Polygonpunkten bestimmt ist, kann jeder einzelne Hilfspunkt unabhängig von

den übrigen ausgeglichen und bestimmt werden. Es findet also in dieser Hinsicht keine Fehlerfortpflanzung von einem Hilfspunkt zum anderen statt.

Demgemäss dürfte es bei Anwendung graphischer Methoden genügen, den von drei Polygonpunkten eingeschnittenen Hilfspunkt ungefähr im Schwerpunkt des betreffenden Fehlerdreiecks anzunehmen.

Bei rechnerischer Behandlung des Problems kommt eventuell folgendes Verfahren in Betracht.

Es möge der zu bestimmende Hilfspunkt  $H_i$  durch gemessene Richtungen bestimmt sein, denen die unausgeglichene Winkel  $(\alpha_i)$ ,  $(\beta_i)$ ,  $(\gamma_i)$ ,  $(\delta_i)$  entsprechen. Die ausgeglichenen Werte dieser Winkel —  $[\alpha_i]$ ,  $[\beta_i]$ ,  $[\gamma_i]$ ,  $[\delta_i]$  — sollen den Bedingungsgleichungen

$$\left. \begin{aligned} [\beta_i] + [\gamma_i] &= \sigma_i \\ \frac{\sin [\alpha_i] \sin [\gamma_i + \delta_i]}{\sin [\alpha_i + \beta_i] \sin [\delta_i]} &= \frac{s_{i+1}}{s_{i-1}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (75)$$

genügen, in denen  $s_{i-1}$  und  $s_{i+1}$  die Länge der in Betracht kommenden vorhergehenden und folgenden Polygonseite und  $\sigma_i$  den von diesen Seiten eingeschlossenen Brechungswinkel bezeichnet.

Man kann diese beiden Bedingungsgleichungen zu einer einzigen

$$\frac{\sin [\alpha_i] \sin (\sigma_i - [\beta_i - \delta_i])}{\sin [\alpha_i + \beta_i] \sin [\delta_i]} = \frac{s_{i+1}}{s_{i-1}} \dots \dots \dots (76)$$

zusammenfassen, wobei dann nach Ermittlung der ausgeglichenen Winkel  $[\alpha_i]$ ,  $[\beta_i]$ ,  $[\delta_i]$  zu setzen ist

$$[\gamma_i] = \sigma_i - [\beta_i] \dots \dots \dots (77)$$

Sind  $v_{\alpha_i}$ ,  $v_{\beta_i}$ ,  $v_{\delta_i}$  die Verbesserungen, die an den Winkeln  $(\alpha_i)$ ,  $(\beta_i)$ ,  $(\delta_i)$  zu Ausgleichungszwecken anzubringen sind, so lautet die linear umgeformte Bedingungsgleichung in allgemeiner Schreibweise

$$a_{\alpha_i} v_{\alpha_i} + a_{\beta_i} v_{\beta_i} + a_{\delta_i} v_{\delta_i} + w_i = 0 \dots \dots \dots (78).$$

Die Koeffizienten  $a$  und das Absolutglied  $w_i$  werden wohl am bequemsten, wie üblich, auf logarithmischem Wege bestimmt.

Die entsprechende Korrelatengleichung ist

$$[aa]_i k_i + w_i = 0 \dots \dots \dots (79).$$

Aus ihr erhält man die Korrelate

$$k_i = - \frac{\omega_i}{[aa]_i} \dots \dots \dots (80)$$

und berechnet damit die Winkelverbesserungen

$$\left. \begin{aligned} v_{\alpha_i} &= a_{\alpha_i} k_i \\ v_{\beta_i} &= a_{\beta_i} k_i \\ v_{\delta_i} &= a_{\delta_i} k_i \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (81).$$

Aus dieser ziemlich einfach durchführbaren Rechnung erhält man schliesslich die ausgeglichenen Winkel

$$\left. \begin{aligned} [\alpha_i] &= (\alpha_i) + v_{\alpha_i} \\ [\beta_i] &= (\beta_i) + v_{\beta_i} \\ [\gamma_i] &= \sigma_i - [\beta_i] = \sigma_i - (\beta_i) - v_{\beta_i} \\ [\delta_i] &= (\delta_i) + v_{\delta_i} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (82).$$

Bei der mit den ausgeglichenen Winkeln in üblicher Weise durchzuführenden Berechnung des Hilfspunkts kann zu Kontrollzwecken von allen drei Polygonpunkten  $P_{i-1}, P_i, P_{i+1}$  ausgegangen werden.

Die bei der Ausgleichung eines Hilfspunkts benutzten Winkel bilden eine Gruppe von Beobachtungen, die zwei Bedingungen vom Typus der Gleichungen (75) unterliegen. Demnach lässt sich aus den Unterschieden  $v$  der entsprechenden gemessenen und ausgeglichenen Winkel der für die betreffende Beobachtungsgruppe geltende mittlere Fehler eines gemessenen Winkels nach der Formel

$$M'_i = \pm \sqrt{\frac{[v v]_i}{2}} \dots \dots \dots (83)$$

berechnen. Soll der mittlere Fehler aus der Gesamtheit von  $n$  solchen Beobachtungsgruppen ermittelt werden, so ist die entsprechende Formel

$$M' = \pm \sqrt{\frac{[v v]}{2 n}} \dots \dots \dots (84),$$

wobei die Quadratsumme  $[v v]$  sich in diesem Fall auf die Gesamtheit aller benutzten Winkel bezieht. Die entsprechende Formel für den Richtungsfehler lautet

$$M = \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{[v v]}{n}} \dots \dots \dots (85).$$

Bei einem im Geodätischen Institut der Universität Lettlands ausgeführten Versuch wurde ein Rautenzug, der sich über 10 Einzelbilder  $13 \times 18$  cm im Massstab ca.  $1 : 7300$  erstreckte, nach dem hier angegebenen Verfahren ausgeglichen und berechnet. Hierbei ergab die Berechnung des mittleren Winkelfehlers  $M'$ ; Werte, die für die einzelnen Beobachtungsgruppen zwischen

$$\pm 1,8' \text{ und } \pm 6,1'$$

liegen. Für die Gesamtheit aller Winkel wurde der mittlere Fehler

$$M' = \pm 3,5'$$

erhalten; der entsprechende Richtungsfehler ist

$$M = \pm 2,5'.$$

Bei diesem Versuch wurden für die Bestimmung der Ausgangsseiten je zwei Festpunkte benutzt. Ausserdem wurden 7 weitere Festpunkte ausschliesslich zu Kontrollzwecken in das Dreiecksnetz einbezogen. Aus den Widersprüchen, die sich nach endgültiger Ausgleichung des Rautenzugs zwischen den berechneten und den gegebenen Koordinaten dieser Kontrollpunkte ergaben, wurden die mittleren Koordinatenfehler

$$m_x = \pm 2,4 \text{ m und } m_y = \pm 2,2 \text{ m}$$

und der mittlere Lagefehler eines Kontrollpunkts

$$m_p = \pm 3,2 \text{ m}$$

berechnet. Zu diesen Genauigkeitsergebnissen ist zu bemerken, dass zu Anschluss- und Kontrollzwecken nicht trigonometrisch oder polygonometrisch bestimmte Punkte, sondern markante Detailpunkte des Geländes benutzt werden, deren Koordinaten aus Rigaschen Stadtplänen im Massstab  $1 : 500$  bzw.  $1 : 600$  abgegriffen wurden.

## XI. Die Bestimmung der Nadirdistanz.

Die Abweichung der optischen Achse einer Aufnahme von der Lotrichtung bewirkt, dass die aus dem Bild entnommenen Richtungen oder Winkel — ebenso wie das Bild selbst — gegenüber dem als horizontale Ebene gedachten Gelände gewisse perspektive Verzerrungen aufweisen. Die Grösse dieser Verzerrungen ist bedingt

durch: die Nadirdistanz der Aufnahme, die Orientierung des betreffenden Richtungssatzes in Bezug auf den Bildhorizont und die Lage des Scheitelpunkts der Richtungsmessung.

Die Nadirdistanz ist der Grösse nach durch den Winkel  $\mu$  bestimmt, um welchen die optische Achse der Aufnahme von der Lotrichtung abweicht. Die Orientierung des aus dem Bilde entnommenen Richtungssatzes in Bezug auf den Bildhorizont kann z. B. durch die entsprechenden Richtungswinkel  $\varphi$  zum Ausdruck gelangen, die von einer dem Bildhorizont parallelen Anfangsrichtung im Uhrzeigersinn gezählt werden. Als Scheitelpunkt der Richtungsmessung kommt bei Radialtriangulationen gewöhnlich der Hauptpunkt (Hauptpunkttriangulation), der Nadirpunkt (Nadirpunkttriangulation), der Fokalkpunkt (Fokalkpunkttriangulation) oder ein in der Nähe dieser Punkte im Bilde zentral gelegener Punkt in Betracht.

Die photogrammetrische Literatur der letzten Jahre weist eine ganze Reihe von Veröffentlichungen auf, die sich mit dem Einfluss der Nadirdistanz auf die aus Luftbildern entnommenen Richtungen beschäftigen<sup>18)</sup>. Es mag daher hier nur kurz erwähnt werden, dass für Richtungsmessungen im Bildhauptpunkt die Verbesserungen wegen der Nadirdistanz nach der Formel

$$\Delta\varphi = \rho \sin^2 \frac{\mu}{2} \sin 2\varphi \dots \dots \dots (86)$$

berechnet werden können, wo  $\mu$  und  $\varphi$  die bereits erwähnte Bedeutung haben.

Beim gegenwärtigen Stand der luftphotographischen Technik muss damit gerechnet werden, dass die Nadirdistanz der Bilder sowohl nach Grösse wie nach Richtung von vornherein bestenfalls nur näherungsweise, oft aber überhaupt nicht bekannt ist. Es besteht

<sup>18)</sup> C. Aschenbrenner, Über Nadirpunkttriangulation. Mitt. a. d. Arbeitsgebiet d. Konsortiums Luftbild-Stereographik, Nr. 5, September 1926.

J. Koppmair, Nadirtriangulierung. Dissertation, München, 1928; Allg. Verm.-Nachr. 1929, S. 33, 65, 81, 145, 167, 182.

R. E. Rehn, Lisiä valokuvauksellisiin kartoitusmenettelyihin. Maanmittaus, Helsinki, 1929.

R. E. Rehn, Fehleruntersuchungen zur Nadirpunkttriangulation. Bildmessung und Luftbildwesen, 1929, Nr. 2.

P. Werkmeister, Richtungssätze aus Aufnahmen aus dem Luftfahrzeug mit ungefähr vertikaler Bildachse. Bildmessung und Luftbildwesen, 1927, Nr. 2.

P. Gast, Vorlesungen über Photogrammetrie. Leipzig, 1930.

aber wohl die Möglichkeit, die Elemente der Nadirdistanz mittelbar zu bestimmen, wenn im Bilde Passpunkte vorhanden sind, deren Lage in der Horizontalprojektion des Geländes bekannt ist.

Unter solchen Umständen und in der Voraussetzung ebenen Geländes kann die Nadirdistanz nach Grösse und Richtung durch Vergleich des Bildes mit dem entsprechenden Lageplan bzw. der Horizontalprojektion des Geländes ermittelt werden. Hierbei können als Vergleichselemente sowohl Winkel als Strecken dienen, wobei die Orientierung der entsprechenden Richtungen im Bilde und in der Horizontalprojektion des Geländes zu berücksichtigen ist.

Nach einem von Wolf<sup>19)</sup> angegebenen Verfahren werden als solche Vergleichselemente die Winkel eines Dreiecks benutzt, dessen Lage im Bilde und in der Horizontalprojektion des Geländes durch die entsprechenden rechtwinkligen Koordinaten der Eckpunkte bestimmt ist.

Man kann aber auch, wie im folgenden gezeigt werden soll, einen im Hauptpunkt des Bildes gemessenen Richtungssatz mit dem entsprechenden Richtungssatz im Lageplan bzw. der Horizontalprojektion des Geländes vergleichen. Es können also die bei einer Radialtriangulation gemessenen Richtungen unmittelbar als Unterlage für die Bestimmung der Nadirdistanz der betreffenden Aufnahmen dienen, vorausgesetzt, dass die entsprechenden Richtungen in der Horizontalprojektion bekannt sind.

Es mögen aus dem im Bilde gemessenen Richtungssatz zwei Richtungen  $\psi_e$  und  $\psi_r$  herausgegriffen sein. Der von ihnen eingeschlossene Winkel  $\alpha$  kann dann als Richtungsdifferenz

$$\alpha = \psi_r - \psi_e \dots \dots \dots (87)$$

dargestellt werden. Die Richtungen  $\psi_e$  und  $\psi_r$  mögen von einer Anfangsrichtung gezählt sein, die mit dem Bildhorizont den unbekanntem Winkel  $\omega$  einschliesst. Nimmt man eine Parallele des Bildhorizonts als Anfangsrichtung an, so ist an Stelle von  $\psi_r$  und  $\psi_e$

$$\varphi_r = \omega + \psi_r \text{ bzw. } \varphi_e = \omega + \psi_e$$

zu setzen; dementsprechend kann (87) in der Form

$$\alpha = \varphi_r - \varphi_e = (\omega + \psi_r) - (\omega + \psi_e) \dots \dots \dots (88)$$

geschrieben werden.

<sup>19)</sup> E. Wolf, Determinação dos ângulos de inclinação e de torção de uma photographia aerea de eixo optico proximo a vertical. Revista Militar Brasileira, 1930, n. 2.

Ferner möge  $\mu$  die unbekannte Nadirdistanz des betreffenden Bildes sein. Um zum  $\alpha$  entsprechenden Horizontalwinkel des Geländes  $\alpha'$  überzugehen, muss man nach Formel (86) zu den Richtungen  $\varphi_r$  und  $\varphi_e$  die Verbesserungen

$$\left. \begin{aligned} \Delta \varphi_r &= \rho \sin^2 \frac{\mu}{2} \sin 2(\omega + \psi_r) \\ \Delta \varphi_e &= \rho \sin^2 \frac{\mu}{2} \sin 2(\omega + \psi_e) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (89)$$

hinzufügen. Man hat dann

$$\begin{aligned} \alpha' &= (\varphi_r + \Delta \varphi_r) - (\varphi_e + \Delta \varphi_e) = (\varphi_r - \varphi_e) + (\Delta \varphi_r - \Delta \varphi_e) = \\ &= \alpha + \rho \sin^2 \frac{\mu}{2} (\sin 2(\omega + \psi_r) - \sin 2(\omega + \psi_e)) \dots \dots (90). \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich nach einigen trigonometrischen Umformungen

$$\begin{aligned} \rho (\cos 2\psi_r - \cos 2\psi_e) \sin^2 \frac{\mu}{2} \sin 2\omega + \rho (\sin 2\psi_r - \\ - \sin 2\psi_e) \sin^2 \frac{\mu}{2} \cos 2\omega - (\alpha' - \alpha) = 0 \dots \dots (91). \end{aligned}$$

Man hat also eine Gleichung mit den Unbekannten  $\mu$  und  $\omega$ . Nach diesem Muster kann für jeden aus dem betreffenden Richtungssatz berechneten Winkel eine Gleichung mit denselben Unbekannten aufgestellt werden.

Im Hinblick darauf, dass das Absolutglied  $(\alpha' - \alpha)$  nicht ausschliesslich durch die Nadirdistanz bestimmt, sondern auch durch andere Umstände bzw. Fehlerquellen mehr oder weniger beeinflusst wird, empfiehlt es sich, sich nicht mit den erforderlichen zwei Gleichungen vom Typus (91) zu begnügen. Vielmehr erscheint es angezeigt, nach Massgabe der in Betracht kommenden Winkel eine grössere Anzahl solcher Gleichungen aufzustellen. Dieselben können dann als Fehlergleichungen behandelt werden, und es lässt sich auf ihnen eine Ausgleichsrechnung aufbauen, welche bezweckt, aus den Absolutgliedern  $(\alpha' - \alpha)$  die wahrscheinlichsten Werte der auf den Einfluss der Nadirdistanz zurückzuführenden Komponenten herauszuschälen und die entsprechenden Werte der Unbekannten  $\mu$  und  $\omega$  zu bestimmen.

Übrigens dürfte es sich empfehlen, die Fehlergleichungen nicht unmittelbar nach  $\mu$  und  $\omega$  aufzulösen, sondern zunächst die Hilfsunbekannten

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \rho \sin^2 \frac{\mu}{2} \sin 2\omega \\ \eta &= \rho \sin^2 \frac{\mu}{2} \cos 2\omega \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (92)$$

einzuführen. Führt man ferner die Bezeichnungen

$$\left. \begin{aligned} a &= \cos 2\psi_r - \cos 2\psi_e \\ b &= \sin 2\psi_r - \sin 2\psi_e \\ \lambda &= \alpha' - \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (93)$$

ein, so lassen sich die nach (91) gebildeten Fehlergleichungen in der allgemeinen Form

$$a\xi + b\eta - \lambda = v \dots \dots \dots (94)$$

darstellen.

Nachdem aus diesen Fehlergleichungen die ausgeglichenen Werte der Unbekannten  $\xi$  und  $\eta$  in üblicher Weise bestimmt sind, können schliesslich die Winkel  $\omega$  und  $\mu$  nach den Formeln

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} 2\omega &= \frac{\xi}{\eta} \\ \sin \frac{\mu}{2} &= \sqrt[4]{\frac{\xi^2 + \eta^2}{\rho^2}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (95)$$

berechnet werden.

Mit diesen Elementen lassen sich dann die Richtungen  $\varphi$  und nach (86) oder mit Hilfe entsprechender Tabellen die Verbesserungen  $\Delta\varphi$  und die wegen der Nadirdistanz bereinigten Richtungen  $\varphi'$  bestimmen.

In ähnlicher Weise können natürlich auch in anderen Bildpunkten gemessene Richtungssätze als Unterlage für die Bestimmung der Nadirdistanz benutzt werden. Selbstverständlich sind dann anstatt der Formel (86) entsprechend abgeänderte Formeln der Berechnung zu Grund zu legen.

Es ist klar, dass die Bestimmung der Nadirdistanz nach diesem Verfahren umso genauer erfolgt, je stärker die benutzten Richtungen von einer gegebenen Nadirdistanz beeinflusst werden. Das Verfahren ist also grundsätzlich nicht anwendbar auf Richtungen, deren Scheitelpunkt im Fokalfunkt des Bildes liegt. Auch im Haupt-



punkt oder Nadirpunkt gemessene Richtungssätze erscheinen für die genaue Bestimmung der Nadirdistanz wenig geeignet, wenn es sich um Steilaufnahmen handelt, da dann sowohl der Hauptpunkt wie der Nadirpunkt in die Nähe des Fokalphukts fällt. Andererseits ist in Betracht zu ziehen, dass es bei Radialtriangulationen nicht so sehr darauf ankommt, die Nadirdistanz an sich zu bestimmen, als ihren Einfluss auf die gemessenen Richtungen zu ermitteln. In dieser Hinsicht fallen aber Ungenauigkeiten in der Bestimmung der Nadirdistanz umso weniger ins Gewicht, je weniger die betreffenden Richtungen durch die Nadirdistanz beeinflusst werden. Angesichts dieses Umstands dürfte das hier angegebene Verfahren in der Anwendung auf Radialtriangulationen immerhin namentlich dann von einiger praktischer Bedeutung sein, wenn über die Nadirdistanzen der Bilder a priori überhaupt nichts bekannt ist.

Ferner ist zu erwägen, dass die Unterschiede zwischen den im Bilde gemessenen Winkeln und den entsprechenden Winkeln in der Horizontalprojektion zum grösseren oder kleineren Teil auch durch Höhenunterschiede des Geländes verursacht sein mögen. Man darf wohl annehmen, dass ein solcher Einfluss der Höhenunterschiede, im Gegensatz zum Einfluss der Nadirdistanz, im allgemeinen unregelmässigen Charakter hat und deswegen bei der Bestimmung der Nadirdistanz aus überschüssigen Beobachtungen im wesentlichen ausgeschieden wird. Ausserdem ist zu berücksichtigen, dass bei Radialtriangulationen der Scheitelpunkt der Richtungsmessung sich normalerweise in der Nähe des Nadirpunkts befindet, die gemessenen Richtungen bzw. die aus denselben abgeleiteten Winkel also dem Einfluss der Höhenunterschiede nur in recht geringem Mass unterliegen.

Im Anschluss an diese Ausführungen wäre noch zu erwähnen, dass man bei der Gegenüberstellung von Bild und Horizontalprojektion anstatt der Winkel auch die Längen als Vergleichselemente benutzen kann. Ohne auf Einzelheiten einzugehen, soll diese Variante des Verfahrens nur kurz in ihren Grundzügen skizziert werden.

Ebenes und horizontales Gelände vorausgesetzt, ist der Massstab, in dem eine gegebene Geländestrecke im Bilde erscheint, einerseits durch ihre Lage im Bilde und dessen innere Orientierung, andererseits durch die Grösse und Richtung der Nadirdistanz und die Aufnahmehöhe über Grund bestimmt. Während die erstgenannten

Elemente leicht bestimmt werden können bzw. als bekannt voraussetzen sind, erscheinen Grösse und Richtung der Nadirdistanz und Aufnahmehöhe als Unbekannte. Von diesen lässt sich die bei Radialtriangulationen wenig interessierende Aufnahmehöhe aus dem eigentlichen Rechnungsgang ausschalten, wenn man die betreffenden Strecken nicht einzeln betrachtet, sondern einander paarweise gegenüberstellt. Natürlich kommen nur solche Strecken in Betracht, deren Länge sowohl im Bilde als auch in der Horizontalprojektion festgestellt werden kann.

Für jedes Paar solcher Vergleichsstrecken kann das tatsächliche Massstabsverhältnis ermittelt und mit dem entsprechenden theoretischen Sollbetrag verglichen werden, der seinerseits auf Grund der perspektiven Beziehungen zwischen Bild und Horizontalprojektion als Funktion der unbekannt Grösse und Richtung der Nadirdistanz dargestellt werden kann.

Auf solche Weise ergibt sich für jedes Vergleichsstreckenpaar je eine Bestimmungs- bzw. Fehlergleichung mit zwei Unbekannten, welche die Nadirdistanz des betreffenden Bildes nach Richtung und Grösse charakterisieren und durch Auflösung der Gleichungen ermittelt werden können. Aus ähnlichen Gründen, wie bei der Bestimmung der Nadirdistanz nach Winkeln, empfiehlt es sich auch bei diesem Verfahren, sich nicht auf die notwendigen zwei Bestimmungsgleichungen zu beschränken, sondern überschüssige Beobachtungen zur Aufstellung einer grösseren Anzahl von Fehlergleichungen zu benutzen, um dadurch die Bestimmung der gesuchten Elemente im Ausgleichungsweg zu ermöglichen.

Auch bei diesem Verfahren muss natürlich mit dem Einfluss von Höhenunterschieden des Geländes gerechnet werden. Durch diesen Einfluss werden die Längen umso stärker betroffen, je mehr die Richtungen der betreffenden Strecken zum Nadirpunkt des Bildes konvergieren. Infolgedessen erscheinen die Dreiecksseiten einer Radialtriangulation, die im Scheitelpunkt der Richtungsmessung zusammenlaufen, als Vergleichsstrecken wenig geeignet. Überhaupt dürfte die Bestimmung der Nadirdistanz nach Vergleichsstrecken wohl nur im Fall sehr ebenen Geländes von praktischer Bedeutung sein.

## XII. Stufenweise Radialtriangulation.

Wie bereits erwähnt, bedeutet es bei einer Radialtriangulation einen sehr wesentlichen Vorteil, wenn die Nadirdistanzen der einzelnen Bilder nach Richtung und Grösse bekannt sind. Da die Lage des Hauptpunkts in der Regel als bekannt vorausgesetzt werden kann, hat man dann die Möglichkeit, auch den Nadirpunkt oder den Fokalphunkt zu bestimmen und die Radialtriangulation als Nadirpunkt- oder Fokalphunkttriangulation durchzuführen. Auf die Vorteile, welche diese Arten der Radialtriangulation bieten, ist bereits in der Einleitung hingewiesen worden. Jedenfalls besteht aber bei bekannter Nadirdistanz der Bilder die Möglichkeit, entsprechende Richtungsverbesserungen einzuführen und damit eine sehr wesentliche Fehlerquelle unschädlich zu machen.

Wie im vorhergehenden Abschnitt gezeigt wurde, können die Nadirdistanzen der einzelnen Bilder bestimmt werden, wenn die in das Dreiecksnetz einer Radialtriangulation einbezogenen Punkte nach ihrer Lage in der Horizontalprojektion bekannt sind. Es liegt nun allerdings im Wesen der Sache, dass diese Bedingung nicht von vornherein erfüllt ist, da unter solchen Umständen keine praktische Notwendigkeit für eine Radialtriangulation bestände.

Hinsichtlich der Bestimmung der Nadirdistanz bzw. ihres Einflusses auf die gemessenen Richtungen lassen sich aber recht brauchbare Resultate auch dann erzielen, wenn die Punkte des Dreiecksnetzes nach ihrer Lage in der Horizontalprojektion nur in einigermaßen guter Annäherung bekannt sind. Auf dieser Erwägung ist das im folgenden dargestellte Verfahren begründet, das wohl als „stufenweise Radialtriangulation“<sup>20)</sup> bezeichnet werden kann.

Nach diesem Verfahren wird die Radialtriangulation zunächst ohne Berücksichtigung der von vornherein unbekanntenen Nadirdistanzen als strenge oder näherungsweise Hauptpunkttriangulation durchgeführt. Dieses ist die erste Stufe des Verfahrens. Die in ihr bewirkte graphische oder rechnerische Lagebestimmung der ins Dreiecksnetz einbezogenen Punkte wird aber nicht als endgültig, sondern als in erster Annäherung erfolgt angesehen. Diese vorläufigen Ergebnisse werden alsdann der Bestimmung der Nadirdistan-

<sup>20)</sup> A. Buchholz, Stufenweise Bildtriangulation. Intern. Archiv f. Photogrammetrie, VII/1, 1930.

zen der einzelnen Bilder zu Grund gelegt, wobei wiederum die Ergebnisse als solche in erster Annäherung gelten. Damit ist dann die Möglichkeit geboten, je nach Bedarf die Nadir- oder Fokalpunkte der einzelnen Bilder zu bestimmen, oder die ursprünglich gemessenen Richtungen mit entsprechenden Verbesserungen wegen der Nadirdistanz zu versehen — alles das ebenfalls in erster Annäherung.

In zweiter Stufe des Verfahrens wird dann unter Benutzung desselben Bildermaterials nochmals eine Radialtriangulation durchgeführt. Da nach dem vorhergegangenen die Nadirdistanzen jetzt wenigstens näherungsweise bekannt sind, kann man nun die Triangulation nach Belieben als Nadirpunkt- oder Fokalkpunkttriangulation anlegen, wobei allerdings in solchem Fall die Identifizierung und Richtungsmessung völlig aufs neue ausgeführt werden muss. Man kann aber auch das Dreiecksnetz der in erster Stufe des Verfahrens durchgeführten Hauptpunkttriangulation unverändert beibehalten. In solchem Fall braucht die Identifizierung und Richtungsmessung natürlich nicht wiederholt zu werden; die bereits früher gemessenen Richtungen sind nur mit entsprechenden Verbesserungen wegen der Nadirdistanz zu versehen.

Aus dieser zweiten Stufe des Verfahrens gehen die Punkte des Dreiecksnetzes in zweiter Annäherung bestimmt hervor. Die Ergebnisse können wiederum benutzt werden, um auch die Nadirdistanzen der einzelnen Bilder in zweiter Annäherung zu bestimmen und die Nadir- oder Fokalpunkte bzw. die Verbesserungen in den Hauptpunkten gemessener Richtungen mit entsprechend erhöhter Genauigkeit zu ermitteln.

In durchaus analoger Weise kann das Verfahren dann noch in höheren Stufen fortgeführt werden, wobei die Nadirdistanz der Bilder in stetig zunehmender Vollkommenheit Berücksichtigung findet. Damit wäre eigentlich fortzufahren, bis die letzte Stufe in ihren Ergebnissen im Vergleich zur vorhergehenden keine merklichen Unterschiede zu Tage fördert. Für praktische Zwecke dürften wohl in der Regel schon die Ergebnisse der zweiten Stufe als endgültige anzusprechen sein.

Dieses ist in allgemeinen Umrissen die Grundidee des Verfahrens. Was die praktische Ausführung anbelangt, so wäre folgendes zu bemerken.

Bei rechnerischer Durchführung der Radialtriangulation kann die Nadirdistanz bzw. deren Einfluss auf die Richtungen u. a. nach dem

in vorhergehenden Abschnitt angegebenen Verfahren bestimmt werden. Es wird jedoch zu erwägen sein, ob die allerdings ziemlich einfache und schablonenmässige, aber doch recht beträchtliche Rechenarbeit durch die zu erwartende grössere Genauigkeit gerechtfertigt erscheint.

Erheblich einfacher gestaltet sich die Bestimmung der Nadirdistanz nach folgendem auf optischer Grundlage beruhendem Verfahren, das allerdings die Benutzung eines allen theoretischen Anforderungen genügenden Entzerrungsgeräts erheischt.

Zunächst wird das Dreiecksnetz nach den in der vorhergehenden Stufe berechneten Koordinaten auf ein Zeichenpapier aufgetragen. Der Massstab dieses Plans kann im allgemeinen mehr oder weniger beliebig gewählt werden. Immerhin dürfte es sich empfehlen, das Verhältnis dieses Massstabs zum mittleren Massstab der Originalbilder ungefähr dem maximalen Vergrösserungsvermögen des zu benutzenden Entzerrungsgeräts entsprechend zu wählen.

Hierauf werden die einzelnen Originalnegative nacheinander in das Entzerrungsgerät eingelegt. Indem der erwähnte Plan des Dreiecksnetzes gewissermassen als Entzerrungsunterlage benutzt wird, wird das Gerät jedesmal so eingestellt, dass die bestmögliche allgemeine Übereinstimmung zwischen dem projizierten Bild und dem Plan des Dreiecksnetzes erzielt wird.

Nach erfolgter Einstellung des Entzerrungsgeräts lässt sich die Richtung der betreffenden Nadirdistanz aus der Orientierung des Netzplans unmittelbar erkennen. Die Grösse der Nadirdistanz kann auf Grund der entsprechenden Entzerrungsformeln aus der unmittelbar zu bestimmenden Neigung des Projektionstisches abgeleitet werden.

Da jedes Bild mehr Netzpunkte enthält, als zur Einstellung des Entzerrungsgeräts notwendig ist, kann die Einstellung, wie es auch bei der eigentlichen Bildentzerrung üblich ist, so erfolgen, dass alle im Bild enthaltenen Netzpunkte möglichst gleichmässig berücksichtigt werden. Man kann also sagen, dass auch nach diesem Verfahren die Bestimmung der Nadirdistanz im Wege einer gewissen, allerdings nur nach Augenmass und dementsprechend roh bewirkten Ausgleichung erfolgt.

Wird die Richtungsmessung ohne Spezialgeräte, auf dem Umweg über Kopien der Originalnegative ausgeführt, und ist in der folgenden Stufe eine Neumessung der Richtungen vorgesehen —

etwa beim Übergang von einer Hauptpunkttriangulation zu einer Nadirpunkttriangulation — so erscheint es zweckmässig, das Verfahren in folgender Weise auszubauen.

Man notiert die Daten, welche die Einstellung des Entzerrungsgeräts bei der Bestimmung der Nadirdistanz der einzelnen Bilder charakterisieren. Ausserdem werden die Nadirdistanzen bestimmt, die neuen Scheitelpunkte der Richtungsmessung ermittelt und identifiziert. Dann werden die Originalnegative wieder nacheinander in das Entzerrungsgerät eingelegt, welches jedesmal ebenso wie bei der Bestimmung der Nadirdistanz des betreffenden Bildes eingestellt wird. Bei solcher Einstellung des Entzerrungsgeräts werden die Richtungsauszüge nach dem Transformationsverfahren entnommen. In diesen Richtungsauszügen ist der Einfluss der Nadirdistanz mehr oder weniger vollkommen ausgeschaltet, so dass die nachher gemessenen Richtungen in dieser Hinsicht mehr keiner besonderen Verbesserungen bedürfen.

Selbstverständlich kann das zuletzt erwähnte Verfahren auch dann angewandt werden, wenn die Radialtriangulation graphisch durchgeführt wird. In solchem Fall ergibt sich eine nicht unwesentliche Erleichterung dank dem Umstand, dass der Plan des Dreiecksnetzes bereits ohnehin vorhanden ist und nicht besonders angefertigt zu werden braucht.

Die wegen der Nadirdistanz verbesserten Winkel müssen dann aufs neue ausgeglichen werden. Wenn die Radialtriangulation in der vorhergehenden Stufe rechnerisch durchgeführt wurde, so ist es keineswegs notwendig, die Ausgleichsrechnung in vollem Umfang zu wiederholen.

Die zwecks Ausgleichung des Dreiecksnetzes aufgestellten Bedingungsgleichungen erfahren in ihren Koeffizienten keine Veränderungen, wenn die betreffenden Winkel um kleine Verbesserungen wegen der Nadirdistanzen verändert werden. Nur in den Absolutgliedern der Bedingungsgleichungen finden entsprechende Veränderungen statt, die übrigens leicht zu berechnen sind. In den Winkelsummengleichungen sind die Absolutglieder um die Summen der einzelnen Winkelverbesserungen zu verändern. Was die Seitengleichungen anbelangt, so können hier die Veränderungen unmittelbar an den logarithmisch in linearer Form dargestellten Transformationen dieser Gleichungen angebracht werden, die bereits bei der Ausgleichsrechnung in der vorhergehenden Stufe benutzt wur-

den. Die Beträge, um welche die Absolutglieder dieser Gleichungen zu verändern sind, lassen sich als einfache Funktionen der betreffenden Winkelverbesserungen und der für die Näherungswerte der Winkel geltenden logarithmischen Tabellendifferenzen berechnen. Hierbei brauchen die Tabellendifferenzen nicht erst aufgesucht zu werden, da sie bereits als entsprechende Koeffizienten der ursprünglichen Gleichungen notiert sind.

Ebenso kann die nochmalige Berechnung der Seitenlängen und Koordinatenunterschiede durch Benutzung der logarithmischen Tabellendifferenzen auf die Berechnung entsprechender Verbesserungen der in vorhergehender Stufe ermittelten Seitenlängen bzw. Koordinatenunterschiede zurückgeführt werden. Im Hinblick darauf empfiehlt es sich, gleich in der ersten Stufe des Verfahrens für jeden benutzten  $\log \sin$  und  $\log \cos$  die entsprechende Tabellendifferenz zu notieren.

Der Rechnungsgang wird durch das im folgenden angeführte Beispiel veranschaulicht. Dieses Beispiel ist einer im Geod. Inst. d. U. L. zu Versuchszwecken durchgeführten Bildpolygonation entnommen, in der die Polygonpunkte mit I—X, die „linken“ Winkel mit (1) — (32) bezeichnet sind. Die Berechnung und Ausgleichung ist in der im Abschnitt X angegebenen Weise durchgeführt.

Tabelle 1 (s. S. 296) enthält die aus den gemessenen Richtungen abgeleiteten Winkel der linken Dreiecke, mit denen die Neigungen  $\nu$  und Längen  $s$  der Polygonseiten nach der gegebenen Ausgangsseite I—II in erster Stufe berechnet wurden. Aus der später erfolgten Bestimmung der Nadirdistanzen hatten sich dann für diese Winkel die in der Tabelle mit  $\nu$  bezeichneten Verbesserungen wegen der Nadirdistanz ergeben. Aus hier nicht näher zu erörternden Gründen waren solche Verbesserungen für die Winkel (1) und (32) nicht berechnet worden.

Die folgende Tabelle 2 zeigt die Berechnung der Neigungen  $\nu$  und der Logarithmen der Seitenlängen  $s$ , die in erster Stufe in üblicher Weise durchgeführt wurde. Bei der Berechnung der  $\log s$  wurde für jeden  $\log \sin$  die in Einheiten der sechsten Dezimalstelle ausgedrückte Tabellendifferenz  $D_1'$  für eine Veränderung des Winkelarguments um  $1'$  notiert.

In zweiter Stufe des Verfahrens wurden neben den bei dieser Berechnung benutzten Winkeln bzw. deren  $\log \sin$  die entsprechenden

Verbesserungen  $v$  angeschrieben. Die wegen der Nadirdistanz anzubringenden Verbesserungen der Neigungen  $v$  und der  $\log s$  konnten dann durch einfache Addition der  $v$  bzw. der Produkte  $D_1' v = V$  berechnet werden. Die für diese Rechnung erforderlichen Verbesserungen der Neigung und des  $\log s$  der Ausgangsseite I—II entsprechen den Beträgen, um welche die mit den wegen der Nadirdistanzen verbesserten Winkeln unmittelbar aus den Anschlusspunkten abgeleiteten Werte dieser Elemente sich von denjenigen unterscheiden, die in erster Stufe mit den wegen der Nadirdistanz nicht verbesserten Winkeln erhalten waren.

Auch bei der in Tabelle 3 aufgezeigten Berechnung der Logarithmen der Koordinatenunterschiede  $\Delta x$  und  $\Delta y$  wurden in erster Stufe für die  $\log \cos$  und  $\log \sin$  die auf 1' des Arguments bezogenen Tabellendifferenzen  $D_1'$  notiert; desgleichen für die berechneten  $\log \Delta x$  und  $\log \Delta y$  die auf 1 dm bezogenen Tabellendifferenzen  $D_{dm}$ .

Tabelle 1.

## Gemessene Winkel und ihre Verbesserungen wegen der Nadirdistanz.

Winkel	$v$	Winkel	$v$
(1) = 49° 38,0'	...	(17) = 51° 01,0'	-1,9'
(2) = 103 06,4	-0,2'	(18) = 100 06,8	-1,5
180° - (1 + 2) = 27 15,6	+0,2	180° - (17 + 18) = 28 52,2	+3,4
(3) = 91 51,6	-0,4	(19) = 97 44,5	+1,3
(4) = 51 33,6	-1,3	(20) = 51 21,4	+0,8
180° - (3 + 4) = 36 34,8	+1,7	180° - (19 + 20) = 30 54,1	-2,1
(5) = 48 35,3	-1,4	(21) = 59 50,9	+0,5
(6) = 90 54,9	+0,7	(22) = 83 50,4	+1,6
180° - (5 + 6) = 40 29,8	+0,7	180° - (21 + 22) = 36 12,7	-2,1
(7) = 86 40,9	-0,6	(23) = 77 16,8	-1,4
(8) = 53 10,8	+0,9	(24) = 70 05,6	-2,7
180° - (7 + 8) = 40 08,3	-0,3	180° - (23 + 24) = 32 37,6	+4,1
(9) = 51 14,2	-1,9	(25) = 52 01,6	-1,3
(10) = 95 15,3	-0,4	(26) = 98 51,2	-0,5
180° - (9 + 10) = 33 30,5	+2,3	180° - (25 + 26) = 29 07,2	+1,8
(11) = 90 18,8	+0,6	(27) = 92 59,2	-0,6
(12) = 56 38,1	+2,1	(28) = 53 58,3	+0,9
180° - (11 + 12) = 33 03,1	-2,7	180° - (27 + 28) = 33 02,5	-0,3
(13) = 53 45,9	+1,3	(29) = 59 47,2	-2,8
(14) = 95 00,7	+2,6	(30) = 90 46,4	-0,6
180° - (13 + 14) = 31 13,4	-3,9	180° - (29 + 30) = 29 26,4	+3,4
(15) = 74 19,0	-2,7	(31) = 82 01,9	+0,2
(16) = 68 41,2	-1,4	(32) = 61 19,2	...
180° - (15 + 16) = 36 59,8	+4,1	180° - (31 + 32) = 36 38,9	-0,2



Tabelle 2.

Neigungen	$v$	log der Seitenlängen	$D_I$	$v$	V
$\sqrt{I} = 341^\circ 56,9'$	+ 1,5'	log $S_I^{II}$	= 2,459 671		+ 97
180		log sin ( 1 )	= 9,881 907	+ 107	0,0'
161 56,9		- log sin ( 1 + 2 )	= 0,339 107	- 245	+ 0,2'
( 2 ) = 103 06,4	- 0,2	log sin ( 3 + 4 )	= 9,775 206	+ 170	+ 1,7
( 3 ) = 91 51,6	- 0,4	- log sin ( 4 )	= 0,106 094	- 100	- 1,3
$\sqrt{II} = 356^\circ 54,9'$	+ 0,9'	log $S_{II}^{III}$	= 2,561 985		+ 467
180		log sin ( 5 )	= 9,875 048	+ 111	- 1,4
176 54,9		- log sin ( 5 + 6 )	= 0,187 485	- 148	+ 0,7
( 6 ) = 90 54,9	+ 0,7	log sin ( 7 + 8 )	= 9,809 314	+ 150	- 0,3
( 7 ) = 86 40,9	- 0,6	- log sin ( 8 )	= 0,096 627	- 95	+ 0,9
$\sqrt{III} = 354^\circ 30,7'$	+ 1,0'	log $S_{III}^{IV}$	= 2,530 459		+ 77
180		log sin ( 9 )	= 9,891 949	+ 101	- 1,9
174 30,7		- log sin ( 9 + 10 )	= 0,258 015	- 191	+ 2,3
(10) = 95 15,3	- 0,4	log sin (11 + 12)	= 9,736 711	+ 194	- 2,7
(11) = 90 18,8	+ 0,6	- log sin (12)	= 0,078 218	- 83	+ 2,1
$\sqrt{IV} = 0^\circ 04,8'$	+ 1,2'	log $S_{IV}^V$	= 2,495 352		- 1252
180		log sin (13)	= 9,906 658	+ 93	+ 1,3
180 04,8		- log sin (13 + 14)	= 0,285 356	- 208	- 3,9
(14) = 95 00,7	+ 2,6	log sin (15 + 16)	= 9,779 429	+ 168	+ 4,1
(15) = 74 19,0	- 2,7	- log sin (16)	= 0,030 767	- 49	- 1,4
$\sqrt{V} = 349^\circ 24,5'$	+ 1,1'	log $S_V^{VI}$	= 2,497 562		+ 438
180		log sin (17)	= 9,890 605	+ 102	- 1,9
169 24,5		- log sin (17 + 18)	= 0,316 211	- 229	+ 3,4
(18) = 100 06,8	- 1,5	log sin (19 + 20)	= 9,710 597	+ 211	- 2,1
(19) = 97 44,5	+ 1,3	- log sin (20)	= 0,107 322	- 101	+ 0,8
$\sqrt{VI} = 7^\circ 15,8'$	+ 0,9'	log $S_{VI}^{VII}$	= 2,522 297		- 1059
180		log sin (21)	= 9,936 865	+ 73	+ 0,5
187 15,8		- log sin (21 + 22)	= 0,228 582	- 173	- 2,1
(22) = 83 56,4	+ 1,6	log sin (23 + 24)	= 9,731 720	+ 197	+ 4,1
(23) = 77 16,8	- 1,4	- log sin (24)	= 0,026 757	- 46	- 2,7
$\sqrt{VII} = 348^\circ 29,0'$	+ 1,1'	log $S_{VII}^{VIII}$	= 2,446 221		+ 273
180		log sin (25)	= 9,896 690	+ 99	- 1,3
168 29,0		- log sin (25 + 26)	= 0,312 792	- 227	+ 1,8
(26) = 98 51,2	- 0,5	log sin (27 + 28)	= 9,736 595	+ 194	- 0,3
(27) = 92 59,2	- 0,6	- log sin (28)	= 0,092 198	- 92	+ 0,9
$\sqrt{VIII} = 0^\circ 19,4'$	0,0'	log $S_{VIII}^{IX}$	= 2,484 496		- 406
180		log sin (29)	= 9,936 593	+ 74	- 2,8
180 19,4		- log sin (29 + 30)	= 0,308 466	- 224	+ 3,4
(30) = 90 46,4	- 0,6	log sin (31 + 32)	= 9,775 903	+ 170	- 0,2
(31) = 82 01,9	+ 0,2	- log sin (32)	= 0,056 845	- 69	0,0
$\sqrt{IX} = 353^\circ 07,7'$	- 0,4'	log $S_{IX}^X$	= 2,562 303		- 1409

Tabelle 3.

log der Koordinatenunterschiede und Verbesserungen der  $\Delta x$  und  $\Delta y$ .

	$D_1'$	$v$	$V$		$D_{dm}$	$D_{\Delta}$	$V_{\Delta}$
$\log \cos v_{II}^{III} = 9,999\ 370 + 7$		$+ 0,9'$	$+ 6$	$\log \Delta x_{II}^{III} = 2,561\ 355 + 119$		$+ 473$	$+ 4$
$\log s_{II}^{III} = 2,561\ 985$			$+ 467$				
$\log \sin v_{II}^{III} = 8,730\ 923n - 2339$		$+ 0,9'$	$- 2105$	$\log \Delta y_{II}^{III} = 1,292\ 908n - 1987$		$- 1638$	$+ 1$
$\log \cos v_{III}^{IV} = 9,998\ 004 + 12$		$+ 1,0$	$+ 12$	$\log \Delta x_{III}^{IV} = 2,528\ 463 + 129$		$+ 89$	$+ 1$
$\log s_{III}^{IV} = 2,530\ 459$			$+ 77$				
$\log \sin v_{III}^{IV} = 8,980\ 654n - 1314$		$+ 1,0$	$- 1314$	$\log \Delta y_{III}^{IV} = 1,511\ 113n - 1337$		$- 1237$	$+ 1$
$\log \cos v_{IV}^V = 0,000\ 000 - 2$		$+ 1,2$	$- 2$	$\log \Delta x_{IV}^V = 2,495\ 352 + 139$		$- 1254$	$- 9$
$\log s_{IV}^V = 2,495\ 352$			$- 1252$				
$\log \sin v_{IV}^V = 7,144\ 967 + 96910$		$+ 1,2$	$+ 116292$	$\log \Delta y_{IV}^V = 9,640\ 319 + 89524$		$+ 115040$	$+ 1$
$\log \cos v_V^{VI} = 9,992\ 537 + 24$		$+ 1,1$	$+ 26$	$\log \Delta x_V^{VI} = 2,490\ 099 + 140$		$+ 464$	$+ 3$
$\log s_V^{VI} = 2,497\ 562$			$+ 438$				
$\log \sin v_V^{VI} = 9,264\ 365n - 676$		$+ 1,1$	$- 744$	$\log \Delta y_V^{VI} = 1,761\ 927n - 751$		$- 306$	$+ 0$
$\log \cos v_{VI}^{VII} = 9,996\ 501 - 16$		$+ 0,9$	$- 14$	$\log \Delta x_{VI}^{VII} = 2,518\ 798 + 132$		$- 1073$	$- 8$
$\log s_{VI}^{VII} = 2,522\ 297$			$- 1059$				
$\log \sin v_{VI}^{VII} = 9,101\ 851 + 992$		$+ 0,9$	$+ 893$	$\log \Delta y_{VI}^{VII} = 1,624\ 148 + 1031$		$- 166$	$- 0$
$\log \cos v_{VII}^{VIII} = 9,991\ 167 + 26$		$+ 1,1$	$+ 29$	$\log \Delta x_{VII}^{VIII} = 2,437\ 388 + 159$		$+ 302$	$+ 2$
$\log s_{VII}^{VIII} = 2,446\ 221$			$+ 273$				
$\log \sin v_{VII}^{VIII} = 9,300\ 276n - 620$		$+ 1,1$	$- 682$	$\log \Delta y_{VII}^{VIII} = 1,746\ 497n - 778$		$- 409$	$+ 1$
$\log \cos v_{VIII}^{IX} = 9,999\ 993 - 7$		$0,0$	$0$	$\log \Delta x_{VIII}^{IX} = 2,484\ 489 + 142$		$- 406$	$- 3$
$\log s_{VIII}^{IX} = 2,484\ 496$			$- 406$				
$\log \sin v_{VIII}^{IX} = 7,751\ 526 + 22276$		$0,0$	$0$	$\log \Delta y_{VIII}^{IX} = 0,236\ 022 + 24515$		$- 406$	$- 0$
$\log \cos v_{IX}^X = 9,996\ 869 + 15$		$- 0,4$	$- 6$	$\log \Delta x_{IX}^X = 2,559\ 172 + 120$		$- 1415$	$- 12$
$\log s_{IX}^X = 2,562\ 303$			$- 1409$				
$\log \sin v_{IX}^X = 9,077\ 898n - 1048$		$- 0,4$	$+ 419$	$\log \Delta y_{IX}^X = 1,640\ 201n - 993$		$- 990$	$+ 1$

Tabelle 4.

## Die Koordinaten und ihre Verbesserungen wegen der Nadirdistanz.

	$V_x$		$V_y$
$x_I = -4308,4$	0,0	$y_I = +4376,7$	- 0,1
$x_{II} = -4034,4$	+ 0,1	$y_{II} = +4287,4$	0,0
$\Delta x_{II}^{III} = + 364,2$	+ 0,4	$\Delta y_{II}^{III} = - 19,6$	+ 0,1
$x_{III} = -3670,2$	+ 0,5	$y_{III} = +4267,8$	+ 0,1
$\Delta x_{III}^{IV} = + 337,6$	+ 0,1	$\Delta y_{III}^{IV} = - 32,4$	+ 0,1
$x_{IV} = -3332,6$	+ 0,6	$y_{IV} = +4235,4$	+ 0,2
$\Delta x_{IV}^V = + 312,9$	- 0,9	$\Delta y_{IV}^V = + 0,4$	+ 0,1
$x_V = -3019,7$	- 0,3	$y_V = +4235,8$	+ 0,3
$\Delta x_V^{VI} = + 309,1$	+ 0,3	$\Delta y_V^{VI} = - 57,8$	0,0
$x_{VI} = -2710,6$	0,0	$y_{VI} = +4178,0$	+ 0,3
$\Delta x_{VI}^{VII} = + 330,2$	- 0,8	$\Delta y_{VI}^{VII} = + 42,1$	0,0
$x_{VII} = -2380,4$	- 0,8	$y_{VII} = +4220,1$	+ 0,3
$\Delta x_{VII}^{VIII} = + 273,8$	+ 0,2	$\Delta y_{VII}^{VIII} = - 55,8$	+ 0,1
$x_{VIII} = -2106,6$	- 0,6	$y_{VIII} = +4164,3$	+ 0,4
$\Delta x_{VIII}^{IX} = + 305,1$	- 0,3	$\Delta y_{VIII}^{IX} = + 1,7$	0,0
$x_{IX} = -1801,5$	- 0,9	$y_{IX} = +4166,0$	+ 0,4
$\Delta x_{IX}^X = + 362,4$	- 1,2	$\Delta y_{IX}^X = - 43,7$	+ 0,1
$x_X = -1439,1$	- 2,1	$y_X = +4122,3$	+ 0,5

In zweiter Stufe wurden die zur Berücksichtigung der Nadirdistanzen anzubringenden Verbesserungen der Winkel und  $\log s$  aus Tabelle 1 bzw. 2 herüberschrieben und zur Berechnung der entsprechenden Verbesserungen der  $\log \Delta x$  und  $\Delta y$  benutzt. Die Division dieser Verbesserungen  $D_{\Delta}$  durch die entsprechenden  $D_{dm}$  ergibt dann die Verbesserungen  $V_{\Delta}$ , welche wegen der Nadirdistanzen an den in erster Stufe berechneten  $\Delta x$  bzw.  $\Delta y$  anzubringen sind.

Tabelle 4 zeigt die in erster Stufe durchgeführte Berechnung der Koordinaten  $x$  und  $y$  aus den Koordinatenunterschieden und anschließend die in zweiter Stufe aus den Verbesserungen der Koordinatenunterschiede berechneten Verbesserungen der Koordinaten.

Diese Koordinatenverbesserungen  $V_x$  und  $V_y$  können dann unmittelbar benutzt werden, um die Verbesserungen zu berechnen, die wegen der Nadirdistanz an den in erster Stufe erhaltenen ausgeglichenen Koordinaten der Polygonpunkte anzubringen sind.

Wie aus diesem Beispiel ersichtlich, erfordert die Durchrechnung des Dreiecksnetzes mit den wegen der Nadirdistanz verbesserten Winkeln keineswegs eine vollständige Wiederholung des ganzen Rechnungsgangs. Vielmehr läuft diese Arbeit auf die Berechnung entsprechender Verbesserungen der in erster Stufe berechneten Funktionen der Winkel hinaus. Da die Endresultate dieser Berechnung, in Dezimetern ausgedrückt, in der Regel als höchstens zweistellige Zahlen erscheinen, kann die Berechnung wohl unbedenklich vermittels des Rechenschiebers durchgeführt werden, so dass die zur Berücksichtigung der Nadirdistanzen auszuführende Rechenarbeit verhältnismässig wenig Mühe verursacht.

Das durch die Tabellen 1—4 veranschaulichte Beispiel bezieht sich auf die Berechnung des Dreiecksnetzes. Ausser dieser trigonometrischen Rechnung kommt bei einer stufenweisen Radialtriangulation auch noch die Ausgleichung der wegen der Nadirdistanz verbesserten Winkel in Betracht. Ohne auf Einzelheiten einzugehen, sei bemerkt, dass auch diese Arbeit nur verhältnismässig wenig Mühe verursacht, wenn man die in erster Stufe durchgeführte Ausgleichungsrechnung durch Einführung entsprechender Verbesserungen den durch Berücksichtigung der Nadirdistanzen veränderten Verhältnissen anpasst.

### XIII. Die Höhenbestimmung.

Der Massstab, in dem eine gegebene horizontale Strecke des Geländes im Luftbild zur Darstellung gelangt, ist im wesentlichen durch die innere und äussere Orientierung der Aufnahme bedingt. Er wird aber auch durch den Höhenunterschied der betreffenden Geländepunkte beeinflusst. Darum erscheint es bei bekannter Orientierung der Aufnahme im Prinzip möglich, solche Höhenunterschiede durch Vergleich im Bilde gemessener Längen mit deren Horizontalprojektionen zu bestimmen. Da durch Höhenunterschiede des Geländes

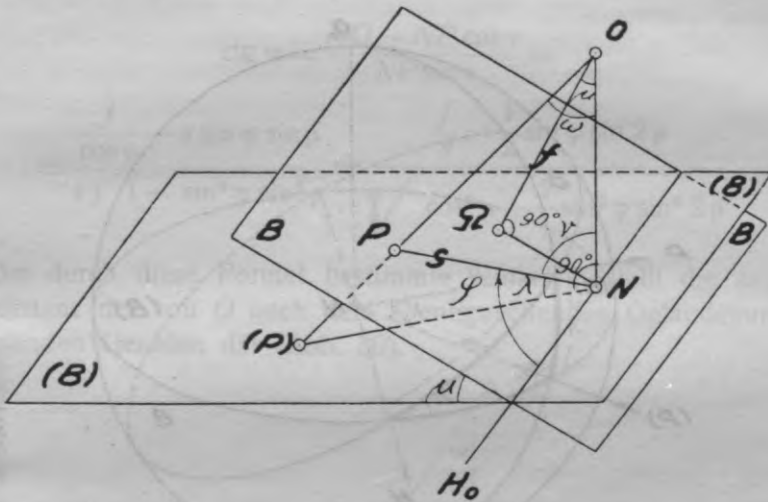


Abb. 28.

bewirkte Verschiebungen der Bildpunkte in der Richtung der entsprechenden Nadirstrahlen erfolgen, ist es ohne weiteres verständlich, dass für solche Zwecke hauptsächlich solche Vergleichsstrecken in Betracht kommen, die vom Nadirpunkt des betreffenden Bildes ausgehen.

Es möge  $\Omega$  und  $N$  der Haupt- bzw. Nadirpunkt eines Bildes  $B$  (Abb. 28) sein, dessen Neigung durch die Nadirdistanz  $\mu$  und die parallel zum Bildhorizont verlaufende Richtung  $NH_0$  gekennzeichnet ist. Das Projektionszentrum ist mit  $O$ , die Bildweite  $O\Omega$  mit  $f$  bezeichnet. In diesem Bilde sei der Punkt  $P$  gegeben, dessen Lage durch den Abstand  $s$  vom Nadirpunkt und den von  $NH_0$  gezählten Richtungswinkel  $\varphi$  bestimmt ist.

Aus dem bei  $\Omega$  rechtwinkligen Dreieck  $O\Omega N$ , in dem der Winkel bei  $O$  die Nadirdistanz  $\mu$  darstellt, ergibt sich

$$NO = \frac{f}{\cos \mu} \dots \dots \dots (96).$$

Dieselbe Seite  $NO$  geht auch in das im allgemeinen schiefwinklige Dreieck  $ONP$  ein, in dem ausserdem die unmittelbar gemessene Seite  $NP = s$  bekannt ist.

Zwecks Bestimmung des von  $NO$  und  $NP$  eingeschlossenen Winkels  $\nu$  denke man sich durch  $N$  die Horizontalebene  $(B)$  gelegt, welche

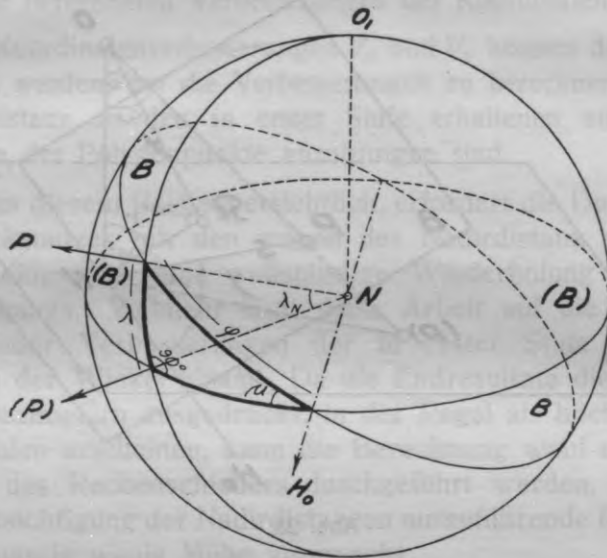


Abb. 29.

den Winkel  $\mu$  mit der Bildebene  $B$  einschliesst und dieselbe in der Geraden  $NH_0$  schneidet. Die Verlängerung der Geraden  $OP$  schneidet die Ebene  $(B)$  im Punkt  $(P)$ , wobei die Gerade  $N(P)$  senkrecht auf  $NO$  steht. Bezeichnet man den Winkel  $PN(P)$  mit  $\lambda$ , so hat man also

$$\nu = 90^\circ - \lambda \dots \dots \dots (97).$$

Der Winkel  $\lambda$  kann als Funktion von  $\mu$  und  $\varphi$  dargestellt werden. Zu diesem Zweck denke man sich um  $N$  als Mittelpunkt eine Kugel beschrieben, deren Oberfläche von  $NO$  in  $O_1$  durchstossen wird (Abb. 29). Die den Ebenen  $B$  und  $(B)$  und der durch  $NO$  und  $P$

bestimmten Vertikalebene entsprechenden grossen Kreise dieser Kugel bilden ein rechtwinkliges sphärisches Dreieck. In diesem Dreieck liegt dem rechten Winkel die Seite  $\varphi$  gegenüber, während der Kathete  $\lambda$  der Winkel  $\mu$  gegenüberliegt. Es ist also

$$\sin \lambda = \sin \varphi \sin \mu \dots \dots \dots (98)$$

und wegen (97)

$$\cos \nu = \sin \varphi \sin \mu \dots \dots \dots (99)$$

Ferner ergibt sich aus dem Dreieck  $ONP$  (Abb. 28) für den der Seite  $NP=s$  gegenüberliegenden Winkel  $\omega$

$$\begin{aligned} \operatorname{ctg} \omega &= \frac{NO - NP \cos \nu}{NP \sin \nu} = \\ &= \frac{\frac{f}{\cos \mu} - s \sin \varphi \sin \mu}{s \sqrt{1 - \sin^2 \varphi \sin^2 \mu}} = \frac{\frac{f}{s} - \frac{1}{2} \sin \varphi \sin 2\mu}{\sqrt{\cos^2 \mu - \frac{1}{4} \sin^2 \varphi \sin^2 2\mu}} \dots \dots \dots (100). \end{aligned}$$

Der durch diese Formel bestimmte Winkel  $\omega$  stellt die angularale Nadirdistanz der von  $O$  nach dem  $P$  entsprechenden Geländepunkt  $P'$  verlaufenden Geraden dar (Abb. 30).

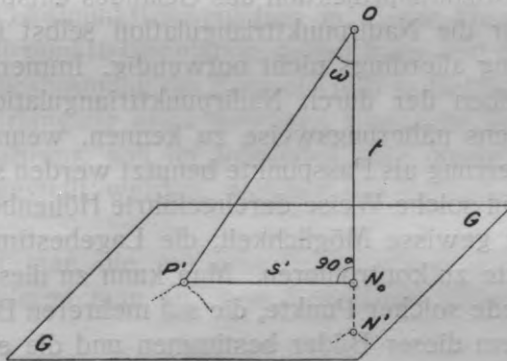


Abb. 30.

Es möge  $N_0$  der Schnittpunkt der Vertikalen des Projektionszentrums  $O$  mit der durch den Geländepunkt  $P'$  verlaufenden Horizontalebene  $G$  sein. Die Strecke  $N_0 P'$  stellt dann den als bekannt vorausgesetzten horizontalen Abstand  $s'$  zwischen  $P'$  und dem  $N_0$  entsprechenden Geländepunkt  $N'$  dar.

In dem bei  $N_0$  rechtwinkligen Dreieck  $ON_0P'$  entspricht die Kathete  $ON_0 = t$  der Höhe des Projektionszentrums  $O$  über der Ebene  $G$  bzw. der Tiefe des Geländepunkts  $P'$  unter der Horizontalebene des Projektionszentrums. Zur Berechnung von  $t$  hat man nach Abb. 30 und auf Grund von (100) die Formel

$$t = s' \operatorname{ctg} \omega = \frac{\frac{f}{s} - \frac{1}{2} \sin \varphi \sin 2\mu}{\sqrt{\cos^2 \mu - \frac{1}{4} \sin^2 \varphi \sin^2 2\mu}} s' \dots (101).$$

Im Sonderfall einer Senkrechtaufnahme ist  $\mu = 0$  zu setzen. Die Formel (101) geht dann über in

$$t = \frac{s'}{s} f \dots (102),$$

was auch als Näherungsformel für Steilaufnahmen mit kleiner Nadirdistanz gelten mag.

Als der Höhen- bzw. Tiefenbestimmung nach diesem Verfahren zu Grund zu legende Vergleichsstrecken können die Dreiecksseiten einer Nadirpunkttriangulation benutzt werden, wenn man die aus einer solchen Triangulation hervorgegangenen Längen der Dreiecksseiten als der Horizontalprojektion des Geländes entsprechend gelten lassen mag. Für die Nadirpunkttriangulation selbst ist eine solche Höhenbestimmung allerdings nicht notwendig. Immerhin ist es sehr nützlich, die Höhen der durch Nadirpunkttriangulation bestimmten Punkte wenigstens näherungsweise zu kennen, wenn diese Punkte bei der Bildverzerrung als Passpunkte benutzt werden sollen. Ausserdem bietet die auf solche Weise durchgeführte Höhenbestimmung der Netzpunkte eine gewisse Möglichkeit, die Lagebestimmung der betreffenden Punkte zu kontrollieren. Man kann zu diesem Zweck die Höhenunterschiede solcher Punkte, die auf mehreren Bildern wiederkehren, aus jedem dieser Bilder bestimmen und die entsprechenden Einzelergebnisse untereinander vergleichen. Bei gebührender Berücksichtigung aller in dieser Hinsicht in Betracht kommenden Faktoren lassen sich aus den hierbei zu Tage tretenden Widersprüchen gewisse Schlüsse über die Genauigkeit der Triangulation ziehen.

Was die Benutzung der Dreiecksseiten von Hauptpunkt- oder Fokalkpunkttriangulationen als Vergleichsstrecken für die Höhenbestimmung der Netzpunkte anbelangt, so erscheinen dieselben für solche Zwecke wenig geeignet.



Die Dreiecksseiten solcher Radialtriangulationen gehen im allgemeinen nicht durch die Nadirpunkte der betreffenden Bilder. Infolgedessen findet die durch den Einfluss von Höhenunterschieden des Geländes bewirkte Verschiebung der Endpunkte einer solchen Dreiecksseite nicht in der Richtung dieser Seite statt. Dieses hat wiederum zur Folge, dass der Einfluss von Höhenunterschieden des Geländes in den Längen der Dreiecksseiten verhältnismässig wenig, unter Umständen sogar überhaupt nicht in Erscheinung tritt, wodurch die Genauigkeit der Höhenbestimmung nach solchen Vergleichsstrecken sehr stark beeinträchtigt wird. Ausserdem sind die Zusammenhänge zwischen den gegebenen bzw. gemessenen Elementen und den gesuchten Höhenunterschieden unter diesen Umständen wesentlich komplizierter, als im Fall solcher Vergleichsstrecken, deren Richtungen durch den Nadirpunkt des Bildes verlaufen. Schliesslich ist zu erwähnen, dass die Höhenbestimmung nach Vergleichsstrecken, deren Richtungen nicht durch den Nadirpunkt des betreffenden Bildes gehen, unter gewissen Umständen zweideutige Lösungen ergibt.

Angesichts dieser Umstände soll hier auf die Benutzung von Dreiecksseiten einer Hauptpunkt- oder Fokalkpunkttriangulation zum Zweck der Höhenbestimmung nicht näher eingegangen werden. Es sei nur erwähnt, dass im Fall sehr kleiner Nadirdistanzen eine Hauptpunkt- oder Fokalkpunkttriangulation in dieser Hinsicht näherungsweise als Nadirpunkttriangulation gelten kann und dementsprechend für die Höhenbestimmung die Formel (102) in Betracht kommt.

Zwecks Erlangung einer gewissen Übersicht über die Genauigkeit des Verfahrens, soll im folgenden eine diesbezügliche Fehlerdiskussion angestellt werden, welcher die Formel (102) zu Grunde liegt.

Bezeichnet man die mittleren Fehler von  $t$ ,  $s$  und  $s'$  mit  $M$ ,  $m$  und  $m'$ , und nimmt man an, dass  $f$  praktisch fehlerfrei gegeben sei, so hat man

$$M = \pm \frac{f}{s^2} \sqrt{(s'm)^2 + (sm')^2} \dots \dots \dots (103).$$

Setzt man  $f = 0,25$  m und nimmt man die Flughöhe über Grund mit rund 2000 m an, so ergibt sich der mittlere Bildmassstab 1 : 8000. Nimmt man ferner  $s = 0,07$  m an, so ist also dementsprechend  $s' = 560$  m zu setzen.

Der mittlere Fehler  $m$  dürfte etwa mit  $\pm 0,1$  mm zu veranschlagen sein. Nimmt man an, dass der mittlere Lagefehler eines durch

Radialtriangulation bestimmten Punkts rund  $\pm 3$  m ausmacht, so mag  $m' = \pm 4$  m sein.

Setzt man diese Zahlenwerte in die Formel (103) ein, so erhält man

$$M = \pm 15 \text{ m.}$$

Der hier errechnete sehr grosse mittlere Fehler einer Höhenbestimmung erscheint zum weitaus grössten Teil durch den angenommenen Betrag des Fehlers  $m'$  bedingt. Überhaupt hängt die Genauigkeit der nach diesem Verfahren im Anschluss an eine Radialtriangulation durchgeführten Höhenbestimmung sehr wesentlich von der Genauigkeit der Radialtriangulation selbst ab.

Der bei obiger Fehlerberechnung angenommene Wert  $m' = \pm 4$  m entspricht den Ergebnissen einer im Geodätischen Institut der Universität Lettlands zu Versuchszwecken durchgeführten Radialtriangulation, bei welcher keinerlei Spezialgeräte benutzt wurden.

Man darf wohl annehmen, dass bei Benutzung geeigneter Spezialgeräte eine grössere Genauigkeit der Radialtriangulation sowie der im Anschluss an dieselbe durchgeführten Höhenbestimmung nach dem hier angedeuteten Verfahren erzielt werden kann. Auch ist unter Hinweis auf Formel (103) zu erwähnen, dass mit kurzbreitigen Kammern aufgenommene Bilder in dieser Hinsicht vorteilhaft erscheinen. Immerhin dürfte die Höhenbestimmung nach Vergleichsstrecken auch unter günstigeren Umständen bei weitem nicht eine solche Genauigkeit ergeben, wie man sie etwa mit den bekannten stereoskopischen Verfahren erzielen kann. Deswegen kann diesem Verfahren eine gewisse praktische Bedeutung wohl höchstens dann zukommen, wenn es sich um bedeutende Höhenunterschiede und deren mehr oder weniger approximative Bestimmung handelt.

#### XIV. Ergebnisse einiger im Geodätischen Institut der Universität Lettlands ausgeführten Versuche.

Als erster Versuch wurde im Jahr 1926 eine kleine Radialtriangulation im Gebiet der Vecā Daugava (Alten Düna) durchgeführt. Als photographische Unterlagen wurden von lettländischen Heeresfliegern vermittlels einer Plattenmagazinkammer System Lamperti (Plattenformat  $13 \times 18$  cm,  $f = 25$  cm) in einer Flughöhe von etwa 2000 m über Grund aufgenommene Bilder benutzt. Die Bilder waren

recht flau, liessen aber die Einzelheiten des Geländes befriedigend erkennen.

Im Aufnahmegebiet waren vor dem Bildflug gelegentlich der geodätischen Feldübungen der Studierenden der Universität polygonometrische Arbeiten ausgeführt worden. Die Genauigkeit dieser Arbeiten war eine derartige, dass die durch dieselben bestimmten Punkte bei einer Radialtriangulation zu Anschluss- oder Kontrollzwecken als praktisch fehlerfrei gelten konnten. Solche Punkte wurden in grösserer Anzahl unmittelbar vor dem Bildflug durch kreuzweise auf dem Boden ausgelegte und befestigte Papierstreifen so signalisiert, dass sie auf den Bildern zuverlässig festgestellt werden konnten.

Das Hauptnetz der als Zentralpunkttriangulation durchgeführten Radialtriangulation wies die Form eines aus 8 Dreiecken bestehenden Zentralsystems auf. An dieses Hauptnetz wurden 9 der erwähnten polygonometrisch bestimmten Punkte angeschlossen, von denen zwei als Anschlusspunkte, die übrigen als Kontrollpunkte benutzt wurden. Das Dreiecksnetz erstreckte sich über ein nahezu völlig ebenes von zahlreichen Wasserläufen durchzogenes Gebiet von 3—4 qkm.

Da für die Identifizierung und Richtungsmessung keinerlei Spezialgeräte zur Verfügung standen, erfolgte die Identifizierung der in den einzelnen Bildern gewählten Scheitelpunkte der Richtungsmessung durch einfaches Vergleichen der Bilder. Hierbei sowohl wie bei der Richtungsmessung wurden nicht unmittelbar die Originalnegative benutzt, sondern ungetonte und unfixierte Kopien auf Tageslichtpapier. Wegen unzureichender Überdeckung der betreffenden Bilder mussten einige Richtungen nach dem Absteckverfahren identifiziert werden. Die Richtungsmessung erfolgte vermittels eines Ottischen Rolltransporteurs.

Die Radialtriangulation wurde rechnerisch durchgeführt. Hierbei wurde ein vereinfachtes Ausgleichungsverfahren angewandt, nach welchem zunächst die Dreieckswidersprüche getilgt wurden, um darauf die Seitenbedingung durch Anbringung zusätzlicher Verbesserungen zu erfüllen.

Als mittlerer Fehler einer gemessenen Richtung vor der Ausgleichung ergab sich

$$M = \pm 3,5'$$

Ferner wurden die aus der Radialtriangulation erhaltenen Koordinaten der Kontrollpunkte mit den entsprechenden polygonometrisch

bestimmten Koordinaten verglichen. Aus den Widersprüchen wurden die mittleren Koordinatenfehler bzw. der Lagefehler wie folgt ermittelt:

$$m_x = \pm 2,0 \text{ m} \qquad m_y = \pm 2,3 \text{ m}$$

$$m_p = \pm 3,0 \text{ m}$$

Der zweite im Jahr 1929 ausgeführte Versuch bezog sich auf die Radialtriangulation eines ca. 30 qkm grossen Teils des Stadtgebiets von München. Als Bildermaterial wurden von der Photogrammetrie G. m. b. H. in München zur Verfügung gestellte Glasdiapositive ( $13 \times 18 \text{ cm}$ ) der Originalbilder benutzt; die photographische Qualität dieser Bilder war einwandfrei. In den Glasdiapositiven fanden sich die identifizierten Bildhauptpunkte bereits scharf markiert vor, so dass es möglich gewesen wäre, dieselben unmittelbar für eine Hauptpunkttriangulation zu benutzen. Da jedoch beabsichtigt war, bei diesem Versuch u. a. zu ermitteln, mit welcher Genauigkeit eine Radialtriangulation ohne Spezialgeräte durchgeführt werden kann, wurde von diesen Punkten kein Gebrauch gemacht. Vielmehr wurden als Scheitel der Richtungssätze markante Punkte in der Nähe der entsprechenden Bildmittelpunkte gewählt und durch einfaches Vergleichen der Bilder identifiziert. Nach erfolgter Markierung der identifizierten Punkte wurden aus den einzelnen Bildern nach dem Kontaktverfahren Richtungsauszüge auf Pauspapier entnommen. Diese Richtungsauszüge wurden dann unmittelbar zur graphischen Konstruktion des Dreiecksnetzes benutzt.

Um Aufschluss über die Genauigkeit der Richtungsbestimmung zu erhalten, wurde jeder Richtungsauszug vermittels eines Rolltransporteurs doppelt gemessen. Aus den auf Grund solcher Messungen rechnerisch ermittelten Dreieckswidersprüchen wurde dann der mittlere Fehler eines gemessenen Winkels nach der Ferreroschen Formel berechnet. Der um den Einfluss des eigentlichen Messungsfehlers bereinigte mittlere Fehler einer entnommenen Richtung ergab sich aus dieser Untersuchung im Betrage von

$$M = \pm 4,3'$$

An das aus den Scheitelpunkten der Richtungsmessung gebildete Hauptnetz wurde durch Vorwärtseinschneiden eine Anzahl von Punkten angeschlossen, deren Lage nach einem Münchener Stadtplan festgestellt werden konnte. Davon wurden einige als Anschlusspunkte, die übrigen als Kontrollpunkte benutzt. Über die Genauigkeit

der Lagebestimmung dieser „Festpunkte“ lassen sich keine zuverlässigen Angaben machen, zumal an den benutzten Blättern des Stadtplans Anzeichen unregelmässiger Verziehung festgestellt wurden. Jedenfalls dürfte der mittlere Fehler, welcher der auf solche Weise bewirkten Lagebestimmung der Festpunkte anhaftet, keineswegs unbeträchtlich sein.

Die Ausgleichung und Konstruktion des Dreiecksnetzes wurde graphisch nach einem von dem hier in Abschn. VII und VIII dargestellten in mancher Hinsicht abweichenden Verfahren<sup>21)</sup> durchgeführt, und zwar in zwei Varianten. Die Kartierung erfolgte in beiden Fällen im Massstab 1 : 10.000.

Das eine Mal wurden nur zwei terrestrisch bestimmte Festpunkte zu Anschlusszwecken benutzt. Dieselben wurden so gewählt, dass sich eine 2337 m lange Grundlinie ergab. Zwecks einer Genauigkeitsuntersuchung wurden im ausgeglichenen Dreiecksnetz die Koordinaten von 12 Punkten des Hauptnetzes und 18 an dieses Hauptnetz angeschlossenen Kontrollpunkten abgegriffen und mit den entsprechenden aus dem Stadtplan entnommenen Koordinaten verglichen. Setzt man letztere, ungeachtet der früher erwähnten Bedenken, als praktisch fehlerfrei voraus, so ergaben sich für die Radialtriangulation folgende mittlere Koordinaten- bzw. Lagefehler:

im Hauptnetz:  $m_x = \pm 5,2 \text{ m}$ ,  $m_y = \pm 5,6 \text{ m}$ ,  $m_p = \pm 7,6 \text{ m}$ ;  
für die Kontrollpunkte:  $m_x = \pm 6,8 \text{ m}$ ,  $m_y = \pm 5,8 \text{ m}$ ,  $m_p = \pm 8,9 \text{ m}$ .

Das andere Mal wurden zehn nach dem Stadtplan bestimmte Punkte zu Anschlusszwecken benutzt. Das Ergebnis der graphischen Ausgleichung wurde wieder mit dem Stadtplan verglichen, wobei diesmal 12 Punkte des Hauptnetzes und 9 sonstige Punkte zu Kontrollzwecken benutzt werden konnten. Es ergaben sich folgende mittlere Koordinaten- bzw. Lagefehler:

im Hauptnetz:  $m_x = \pm 5,0 \text{ m}$ ,  $m_y = \pm 3,7 \text{ m}$ ,  $m_p = \pm 6,2 \text{ m}$ ;  
für die Kontrollpunkte:  $m_x = \pm 4,2 \text{ m}$ ,  $m_y = \pm 3,9 \text{ m}$ ,  $m_p = \pm 5,6 \text{ m}$ .

Berücksichtigt man die nicht ganz einwandfreie Lagebestimmung der zu Anschluss- und Kontrollzwecken benutzten Punkte, so dürfte die erzielte Genauigkeit in beiden Fällen tatsächlich etwas höher sein, als nach den hier angegebenen Fehlerdaten zu schliessen ist.

<sup>21)</sup> A. Buchholtz, Sur la compensation des triangulations aériennes. Sborník Masarykovy Akademie Práce, Praha, ročn. III, č. 20, 1929.

Der dritte Versuch (1931) bezweckte die Klärung einiger Fragen, die sich auf die Radialtriangulation im allgemeinen und auf die Bildpolygonation im besonderen beziehen. Die betreffenden Untersuchungen wurden anknüpfend an eine Bildpolygonation im Stadtgebiet Rigas in der Gegend des Verschiebebahnhofs Dreilīni ausgeführt. Es wurde eine Bilderreihe von 10 Steilaufnahmen benutzt, die zu dem für die Ausarbeitung eines Luftbildplans der Stadt Riga bereitgestellten Luftbildmaterial gehören. Die Bilder sind von lettländischen Heeresfliegern vermittels der bereits erwähnten Lamperti-Plattenmagazin-Kammer aufgenommen. Ihr mittlerer Massstab ist rund 1 : 7300; die sehr gleichmässige Überdeckung beträgt etwa 65%, entspricht also durchaus den bei Radialtriangulationen zu stellenden Anforderungen.

Da die benutzte photographische Kammer keine Vorrichtung zur Bestimmung des Bildhauptpunkts aufweist, wurde die Bildpolygonation als Zentralpunkttriangulation durchgeführt. In einigen Fällen, wo in unmittelbarer Nähe des geometrischen Bildmittelpunkts kein markanter Bildpunkt zu finden war, wurde der Scheitelpunkt der Richtungsmessung im Schnitt der Verbindungslinien markanter Bildpunkte angenommen.

Zu Anschluss- und Kontrollzwecken wurden 11 Festpunkte aus vorhandenen Stadtplänen im Massstab 1 : 500 und 1 : 600 entnommen. Davon wurden 4 als Anschlusspunkte, die übrigen 7 als Kontrollpunkte benutzt. Von letzteren dienten 3 zugleich als seitliche Hilfspunkte des Rautenzugs und wurden also unmittelbar in die Berechnung des Rautenzugs einbezogen. Die übrigen 4 Kontrollpunkte wurden durch Vorwärtseinschnitt von den Polygonpunkten an den unabhängig von ihnen ausgeglichenen und berechneten Rautenzug angeschlossen. Da durchweg nur unmittelbar eingemessene markante Geländepunkte benutzt wurden, dürfte der ihrer ursprünglichen Lagebestimmung anhaftende mittlere Fehler kaum über einige Dezimeter hinausgehen. Wegen der nachweislich vorhandenen Verziehung der benutzten Planblätter, aus denen die Koordinaten der Anschluss- und Kontrollpunkte abgegriffen wurden, erscheint es aber durchaus möglich, dass der diesen Koordinaten entsprechende mittlere Lagefehler nicht unerheblich grösser ist.

Die Identifizierung erfolgte durch einfaches Vergleichen der Bilder. Als Unterlage für die numerische Messung der Richtungen wurden Richtungsauszüge benutzt, die für jedes Bild sowohl nach

dem Kontaktverfahren auf Pauspapier, als auch nach dem Projektionsverfahren auf Zeichenpapier hergestellt wurden. Jeder Richtungsauszug bzw. jedes Ersatzbild wurde vermittle eines Ottschen Rolltransporteurs ausgemessen. Die Beobachtungen wurden so durchgeführt, dass für jedes der beiden angewandten Verfahren sowohl der Übertragungsfehler als auch der eigentliche Messungsfehler ermittelt werden konnte. Die in Abschn. IV mitgeteilten Ergebnisse dieser Untersuchung lassen hinsichtlich der Genauigkeit eine gewisse Überlegenheit des Projektionsverfahrens erkennen. Deswegen wurden die nach diesem Verfahren ermittelten Richtungen der Ausgleichung und Berechnung des Rautenzugs zu Grund gelegt.

Die Bildpolygonation wurde rechnerisch durchgeführt. Da die erste und die letzte Seite des im Rautenzug eingeschlossenen Polygonzugs unmittelbar aus den Anschlusspunkten berechnet werden konnte, wurde bei der Ausgleichung und Berechnung das in Abschn. X dargestellte Verfahren nach Ausgangsseiten angewandt. Die Genauigkeitsergebnisse waren folgende:

mittlerer Fehler einer gemessenen Richtung vor der Ausgleichung

$$M = \pm 2,5';$$

mittlerer Koordinaten- und Lagefehler eines Kontrollpunkts

$$m_x = \pm 2,4 \text{ m}, m_y = \pm 2,2 \text{ m}, m_p = \pm 3,2 \text{ m}.$$

Da in diesem Fall zugleich ein praktischer Versuch mit stufenweiser Radialtriangulation beabsichtigt war, wurden die Ergebnisse der bisher ohne Berücksichtigung der Nadirdistanzen durchgeführten Bildpolygonation benutzt, um nach dem in Abschn. XI angegebenen Verfahren die Nadirdistanzen der einzelnen Bilder zu bestimmen. Aus Gründen, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, wurde das erste und das letzte Bild der benutzten Bilderreihe von dieser Bestimmung der Nadirdistanzen ausgeschlossen. Für die übrigen Bilder ergaben sich Nadirdistanzen zwischen  $1^\circ 42'$  und  $3^\circ 04'$ ; die entsprechenden Verbesserungen der gemessenen Winkel bewegten sich dem Absolutwert nach zwischen den Grenzen  $0,1'$  und  $2,8'$ .

Mit den wegen der Nadirdistanz verbesserten Winkeln wurde dann die Bildpolygonation in zweiter Stufe aufs neue durchgerechnet. Es erwies sich, dass die jetzt erhaltenen Koordinaten sich von den entsprechenden ohne Berücksichtigung der Nadirdistanzen berechneten Werten um wechselnde Beträge bis zu  $2,3 \text{ m}$  unterschieden.

Die in zweiter Stufe erzielten Genauigkeitsergebnisse sind:  
mittlerer Fehler einer gemessenen und wegen der Nadirdistanz verbesserten Richtung vor der Ausgleichung

$$M = \pm 2,3';$$

mittlerer Koordinaten- und Lagefehler eines Kontrollpunkts

$$m_x = \pm 1,6 \text{ m}, m_y = \pm 2,4 \text{ m}, m_p = \pm 2,9 \text{ m}.$$

Von einer Fortführung des Verfahrens in höheren Stufen wurde Abstand genommen.

Der gegenüber der ersten Stufe erzielte verhältnismässig kleine Gewinn an Genauigkeit erscheint im wesentlichen durch die recht geringen Nadirdistanzen begründet. Es ist aber auch zu berücksichtigen, dass die bei der Bestimmung der Nadirdistanzen benutzten Formeln für im Bildhauptpunkt gemessene Richtungen gelten, während die tatsächlich benutzten Scheitelpunkte der Richtungsmessung sich nicht in den Bildhauptpunkten selbst, sondern nur in deren Nähe befanden.

Da das in Betracht kommende Gelände nahezu vollkommen eben war, bestand keine praktische Veranlassung, die Höhenunterschiede der in die Bildpolygonation einbezogenen Punkte zwecks Einführung entsprechender Richtungs- bzw. Winkelverbesserungen zu bestimmen. Wenn solche Höhenunterschiede dennoch nach dem in Abschn. XIII angegebenen Verfahren bestimmt wurden, so geschah das hauptsächlich zwecks praktischer Überprüfung der Genauigkeit des Verfahrens.

Diese Untersuchung wurde in der Weise durchgeführt, dass für 8 Paare von Hilfspunkten des Rautenzugs die Höhenunterschiede je aus zwei verschiedenen Bildern ermittelt wurden. Aus solchen Doppelbestimmungen ergab sich der mittlere Fehler einer einzelnen Höhenbestimmung im Betrage von  $\pm 8,2 \text{ m}$ .

Der ganze Versuch war so angelegt, dass sich aus den Ergebnissen eine zahlenmässige Übersicht über die Genauigkeit der einzelnen ausgeführten Operationen gewinnen liess. Die auf eine solche Fehleranalyse bezüglichen Ergebnisse des Versuchs werden durch folgende mittlere Fehler zum Ausdruck gebracht:



Identifizierungsfehler . . .	$\mu_i = \pm 2,0'$
Übertragungsfehler . . .	$\mu_u = \pm 1,0'$
Messungsfehler . . . . .	$\mu_m = \pm 0,6'$
Einfluss der Nadirdistanz $\mu_n$	$= \pm 1,0'$

Hierzu ist zu bemerken, dass die Identifizierung und Richtungsmessung ohne Verwendung von Spezialgeräten erfolgte, wenn man von der Benutzung eines Entzerrungsgeräts zur Anfertigung der Ersatzbilder nach dem Projektionsverfahren absieht.

Unter den obenerwähnten Komponenten, aus denen sich der Gesamtfehler einer wegen der Nadirdistanz nicht verbesserten gemessenen Richtung vor der Ausgleichung ( $M = \pm 2,5'$ ) zusammensetzt, spielt der Identifizierungsfehler die grösste Rolle. Im übrigen ist aus den angeführten Daten ersichtlich, dass bei Verwendung geeigneter Spezialgeräte, die es ermöglichen, den Identifizierungsfehler beträchtlich zu vermindern, die Genauigkeit der Radialtriangulation recht wesentlich gesteigert werden kann. Ein weiterer Gewinn an Genauigkeit lässt sich natürlich bei Benutzung von Geräten in der Art des Radialtriangulators erzielen, die eine sehr genaue Identifizierung und zugleich die Durchführung der Richtungsmessung am Originalnegativ selbst ermöglichen, so dass der nicht unbeträchtliche Übertragungsfehler ganz in Fortfall kommt. Der Einfluss der Nadirdistanz kann eliminiert werden, wenn die Nadirdistanzen unmittelbar bekannt oder durch stufenweise Radialtriangulation ermittelt sind. Unter solchen Umständen besteht ausserdem die Möglichkeit, die Radialtriangulation als Nadirpunkttriangulation durchzuführen und auf solche Weise den sonst schwer zu erfassenden Einfluss von Höhenunterschieden des Geländes auszuschalten.

### XV. Schlussbetrachtungen.

Für den praktischen Wert eines Vermessungsverfahrens sind im allgemeinen zwei Faktoren von ausschlaggebender Bedeutung: die Genauigkeit und die Wirtschaftlichkeit.

Die Genauigkeit einer Radialtriangulation hängt jedenfalls sehr wesentlich von der Art und Weise und der dadurch bedingten Genauigkeit der Identifizierung und Richtungsmessung ab.

Die im vorhergehenden Abschnitt erwähnten Versuche des Geodätischen Instituts der Universität Lettlands haben gezeigt, dass die

auf primitive Weise durchgeführte Richtungsbestimmung bei genügender Sorgfalt mit einer Genauigkeit von 2—3' erfolgen kann. Andererseits vermittels des v. Gruberschen Radialtriangulators am Originalnegativ ausgeführte Richtungsmessungen haben einen mittleren Fehler von bloss 0,6' ergeben<sup>22)</sup>. Es kann also eine Genauigkeit der Richtungsbestimmung erzielt werden, die etwa derjenigen bei terrestrischen Polygonationen oder Triangulationen niederster Ordnungen entspricht.

Was den Einfluss des Massstabs der Originalbilder anbelangt, so ist hierzu folgendes zu bemerken. Sofern die Genauigkeit der Richtungsmessung durch Identifizierungs- bzw. Zentrierungsfehler beeinflusst wird, ist sie durch die Abstände der Zielpunkte vom Scheitelpunkt der Richtungsmessung bedingt. Hierbei handelt es sich ausschliesslich darum, wie gross diese Abstände im Bilde sind; die entsprechenden Längen im Gelände sind in dieser Hinsicht gleichgültig. Nun ist aber im Hauptnetz einer Radialtriangulation der mittlere Abstand eines Zielpunkts vom Scheitelpunkt der Richtungsmessung im wesentlichen durch das Format und die Überdeckung der Bilder, nicht aber durch deren Massstab bedingt. Daraus folgt, dass der Massstab der Bilder keinen Einfluss auf die Genauigkeit der Richtungsmessung ausübt.

Keineswegs belanglos für die Genauigkeit ist das Format der als unmittelbare Unterlage für die Richtungsmessung benutzten Bilder. Wie bereits erwähnt wurde, hängt die Genauigkeit der Richtungsbestimmung nicht unbeträchtlich vom Einfluss etwaiger Identifizierungsfehler ab. Dieser Einfluss gelangt in umso grösserem Mass zur Auswirkung, je geringer der Abstand der Zielpunkte vom Scheitelpunkt der Richtungsmessung ist. Es ist daher verständlich, dass kleines Bildformat die Genauigkeit der Richtungsmessung und folglich auch die Genauigkeit der Lagebestimmung der Netzpunkte beeinträchtigen muss. Erfolgt die Richtungsbestimmung auf dem Umweg über Richtungsanszüge bzw. Ersatzbilder, so erscheint es daher zweckmässig, solche Kopien der Originalbilder in möglichst grossem Massstab anzufertigen, sofern dieses unbeschadet der scharfen Wiedergabe der Punktmarkierung möglich ist. Es ist bereits darauf hingewiesen worden, dass in dieser Hinsicht das Projektionsverfahren gewisse Vorteile bietet.

<sup>22)</sup> G. S c h w e i z e r, Untersuchung und praktische Durchführung einer Radialtriangulation im Hügelland. Dissert. d. T. H. Stuttgart, 1931.

Jedenfalls dürften für Zwecke der Radialtriangulation Aufnahmekammern mit grossem Bildformat zu bevorzugen sein. Zweckdienlich erscheinen auch Aufnahmegeräte in der Art der Aschenbrennerschen Panoramenkammer, deren Teilaufnahmen zu einem Einzelbild in einheitlicher Perspektive zusammengefügt werden können.

Hierzu ist noch zu bemerken, dass grosses Format der Originalbilder nicht nur günstig für die Radialtriangulation ist, sondern auch hinsichtlich der Aufnahme, der Entzerrung und der Zusammenfügung zum Luftbildplan nicht zu unterschätzende Vorteile gewährt. Diesen Vorteilen stehen allerdings das grössere Gewicht und die höheren Kosten des Aufnahmegeräts und des Platten- oder Filmmaterials in flugtechnischer und wirtschaftlicher Hinsicht als Nachteil gegenüber.

Jedenfalls erscheint auch für Zwecke der Radialtriangulation das quadratische Bildformat besser geeignet, als das länglich rechteckige, da bei quadratischem Format im Hauptnetz der Radialtriangulation in allen Richtungen gleichmässige Seitenlängen eingehalten werden können.

Die Fehler der Richtungsbestimmung wirken sich durch Fehlerfortpflanzung im Dreiecksnetz als entsprechende Lagefehler aus. Die Grenzen dieser Fehlerfortpflanzung werden durch die Anzahl der Anschlusspunkte bzw. die Abstände zwischen diesen Punkten bestimmt. Im Hinblick auf die recht geringe Genauigkeit der Richtungsbestimmung erscheint es daher angezeigt, sich ohne zwingende Gründe nicht auf die theoretisch genügenden zwei Anschlusspunkte zu beschränken, sondern eine der Ausdehnung des Dreiecksnetzes entsprechende grössere Anzahl terrestrisch bestimmter Festpunkte zu Anschlusszwecken heranzuziehen. Die Ergebnisse des in Abschn. XIV erwähnten zweiten Versuchs lassen den durch die Anzahl der benutzten Anschlusspunkte bedingten Unterschied in der Genauigkeit der Lagebestimmung recht anschaulich erkennen. Beim dritten Versuch, bei welchem mit primitiven Hilfsmitteln der immerhin für eine Radialtriangulation recht mässige Lagefehler von  $\pm 2,9$  m erzielt wurde, betrug der Abstand zwischen den Anschlussstellen rund 3 km. Zieht man in Betracht, dass vermittels geeigneter Spezialgeräte die Richtungsmessung mit erheblich grösserer Genauigkeit erfolgen kann, als es bei diesem Versuch der Fall war, so kann wohl gesagt werden, dass über einem bis zur dritten Ordnung entwickelten ter-

restrischen Triangulationsnetz sich eine normalen Genauigkeitsansprüchen genügende Radialtriangulation aufbauen lässt.

Bezüglich des für eine Radialtriangulation erforderlichen Arbeitsaufwandes finden sich einige Angaben u. a. in den bereits erwähnten Abhandlungen von Koppmair und Schweizer. Nach Koppmair erforderte die Festlegung von 32 Netzpunkten durch Radialtriangulation eine Arbeitszeit von insgesamt 23—26 Stunden, also weniger als eine Stunde pro Punkt, wobei allerdings die Berechnung der Seiten und Koordinaten nicht einbegriffen ist. Die sehr detaillierten Zeitangaben von Schweizer, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, lassen die Wirtschaftlichkeit der Radialtriangulation in noch vorteilhafterem Licht erscheinen. Für die im Geodätischen Institut der Universität Lettlands durchgeführten Versuche können einigermaßen zuverlässige Zeitangaben nicht gemacht werden, da bei diesen Versuchen die Arbeiten nicht kontinuierlich, sondern zu kleinen Bruchstücken über einen grösseren Zeitraum verteilt ausgeführt wurden. Ausserdem brachte es der Zweck dieser Versuche mit sich, dass die eigentlichen Triangulationsarbeiten mit verschiedenen theoretischen Untersuchungen eng verwoben waren. Infolgedessen war eine Zeitkontrolle über die für praktische Zwecke in Betracht kommende Arbeit kaum möglich.

Gewiss lässt sich aus den Ergebnissen einiger weniger, zudem nicht sehr umfangreicher und nicht unmittelbar praktischen Zwecken dienender Versuche kein endgültiger Aufschluss über die Wirtschaftlichkeit der Radialtriangulation gewinnen. Massgebenderes Material zur Beurteilung der Wirtschaftlichkeit kann wohl nur durch umfangreiche Anwendung des Verfahrens in der Praxis zu Tage gefördert werden. Solches Material liegt aber einstweilen noch nicht vor, da es sich hier um ein neueres Verfahren handelt, das noch keinen allgemeineren Eingang in die Vermessungspraxis gefunden hat.

Immerhin dürfte es schon nach den bisherigen Erfahrungen mit ziemlicher Sicherheit feststehen, dass in wirtschaftlicher Hinsicht die Radialtriangulation der terrestrischen Triangulation und Polygonation überlegen ist. Dieses liegt hauptsächlich daran, dass bei der Radialtriangulation die Richtungs- bzw. Winkelmessung im Felde in Fortfall kommt, oder, richtiger gesagt, durch die erheblich weniger zeitraubende und kostspielige Ausmessung der Bilder ersetzt wird. Was den Bildflug und die Ausarbeitung der Bilder anbelangt, so sind

diese Arbeiten wohl nur zum Teil in die Kostenberechnung der Radialtriangulation einzubeziehen, wenn dieselbe zwecks Festlegung der für die Entzerrung der betreffenden Bilder erforderlichen Passpunkte erfolgt. Ein anderer Zweck der Radialtriangulation kommt aber wenigstens einstweilen kaum in Betracht.

Kann also die Radialtriangulation in wirtschaftlicher Hinsicht als vorteilhaft befunden werden, so wird ihr praktischer Wert hauptsächlich durch die erzielbare Genauigkeit bestimmt. Wie bereits ausgeführt wurde, ist der mittlere Lagefehler durch Radialtriangulation bestimmter Passpunkte nicht so gross, dass ihm im Vergleich zu den anderen bei der Herstellung eines Luftbildplans in Betracht kommenden Fehlern eine geradezu überragende Bedeutung zukommen würde. Er ist aber auch nicht so klein, dass er neben diesen anderen Fehlern praktisch belanglos erscheinen könnte. Die Sachlage ist vielmehr eine solche, dass Luftbildpläne, deren Entzerrungsunterlagen durch Radialtriangulation bestimmt sind, allerdings den an solche Pläne normalerweise zu stellenden Genauigkeitsansprüchen genügen können, dass aber doch eine höhere Genauigkeit erzielt werden kann, wenn man durch terrestrische Triangulation oder Polygonation festgelegte Passpunkte benutzt.

In solchen Fällen, wo es auf möglichst grosse Genauigkeit ankommt und die terrestrische Festlegung der Passpunkte keine allzu grossen Schwierigkeiten bereitet, kommt daher die Radialtriangulation praktisch wenig in Betracht. Umgekehrt ist dieses Verfahren sehr wohl da am Platz, wo die terrestrische Festlegung der Passpunkte erhebliche Unkosten verursacht und die Genauigkeitsansprüche nicht so hoch sind, dass sie diese Unkosten rechtfertigen könnten. Solche Umstände liegen z. B. vor, wenn es sich um die Anfertigung kleinmassstäblicher topographischer Lagepläne in Ländern mit wenig verdichtetem trigonometrischem und polygonometrischem Netz handelt.

Als besonders geeignetes Objekt für die Anwendung der Luftphotogrammetrie im allgemeinen und der Radialtriangulation im besonderen erscheinen viele exotische Länder und Kolonialgebiete, in denen terrestrische Vermessungsarbeiten schwer zu bewerkstelligen oder in manchen Fällen überhaupt praktisch undurchführbar sind. In solchen Gebieten ist allerdings damit zu rechnen, dass zu Anschlusszwecken geeignete terrestrisch bestimmte Festpunkte nur in sehr geringer Anzahl vorhanden sind. Unter solchen Umständen ist es

selbstverständlich, dass die Passpunktbestimmung durch Radialtriangulation mit entsprechend minderer Genauigkeit erfolgt. Dieser Nachteil fällt aber nicht allzu schwer ins Gewicht, da man gerade in solchen Fällen sich wohl mit einer sehr mässigen Genauigkeit des Lageplans begnügen kann.

Unter den verschiedenen Arten der Radialtriangulation ist wohl die Bildpolygonation von besonders grosser Bedeutung. Wie kaum ein anderes Vermessungsverfahren erscheint sie geeignet, lange verhältnismässig schmale festpunktarme Geländestreifen fast ohne Betreten derselben mit einem beliebig dichten Netz der Lage nach bestimmter Punkte zu überspannen. Zugleich lässt sich unter Benutzung der Ergebnisse einer solchen Bildpolygonation und der ihr zu Grunde gelegten Bilder mit ganz geringen Kosten ein Lageplan des betreffenden Geländestreifens herstellen. Ein solches Verfahren dürfte u. a. bei der kartographischen Erschliessung unerforschter Flusstäler gute Dienste leisten; es könnte aber unter gewissen Umständen auch für die kartographische Festlegung schwer zugänglicher Landesgrenzen Bedeutung gewinnen. Die Festlegung der wenig zahlreichen erforderlichen Anschlusspunkte könnte auf astronomischem Wege erfolgen.

Alles in allem genommen, kann wohl festgestellt werden, dass in der Radialtriangulation ein praktisch brauchbares Mittel vorhanden ist, der Lagevermessung aus der Luft eine allerdings nicht vollkommene, aber doch recht weitgehende Unabhängigkeit von terrestrischen Messungen zu sichern. Demgegenüber darf aber nicht übersehen werden, dass der praktischen Anwendungsmöglichkeit dieses Verfahrens durch seine recht mässige Genauigkeit immerhin ziemlich enge Grenzen gezogen sind. In dieser Hinsicht ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Radialtriangulation ein noch recht neues Verfahren ist, dessen Entwicklungsgang zur Zeit keineswegs als abgeschlossen gelten kann. Natürlich lässt sich jetzt noch nichts darüber aussagen, ob und in welchem Ausmass die fernere Entwicklung dieses Verfahrens zu einer Steigerung der Genauigkeit führen wird. Dagegen lassen sich wohl einigermaßen begründete Mutmassungen darüber anstellen, in welcher Richtung diesbezügliche Vervollkommnungen möglich und zu erwarten wären.

Was die Genauigkeit der Identifizierung und Richtungsmessung anbelangt, so ist in dieser Hinsicht schon jetzt durch die Erfindung des Radialtriangulators ein Grad der Vollkommenheit erreicht, der

wohl kaum sehr wesentlich übertroffen werden kann. Sollte es gelingen, den Einfluss der sonstigen Fehlerquellen auf ein praktisch mehr oder weniger belangloses Mass herabzudrücken, so würde dann die Genauigkeit der Radialtriangulation etwa derjenigen einer terrestrischen Polygonation gleichkommen, was wohl als Maximum des praktisch Erreichbaren anzusprechen ist.

Neben den Mängeln der Richtungsbestimmung kommen als Fehlerquellen hauptsächlich in Betracht: die Bildneigung und die Höhenunterschiede des Geländes.

Da der Einfluss der Bildneigung ein systematischer ist, kann er leicht durch entsprechende Verbesserungen unschädlich gemacht werden, wenn die Nadirdistanz der Bilder nach Grösse und Richtung mit genügender Genauigkeit bekannt ist. Ist dieses der Fall, so besteht zugleich die Möglichkeit, die Radialtriangulation unter Benutzung der Nadirpunkte durchzuführen und auf solche Weise auch die andere Fehlerquelle, die Höhenunterschiede des Geländes, bezüglich ihres Einflusses auf die gemessenen Richtungen unschädlich zu machen.

Somit erscheint also die zuverlässige und genaue Bestimmung der Nadirdistanzen als dasjenige Problem, von dessen mehr oder weniger befriedigender Lösung der Gebrauchswert der Radialtriangulation sehr wesentlich abhängt.

Am erstrebenswertesten ist es natürlich, die Nadirdistanz unmittelbar im Moment der Aufnahme zu bestimmen, da dann die im Bilde gemessenen Richtungen gleich von vornherein wegen des Einflusses der Nadirdistanz verbessert werden können. Die bisher hauptsächlich gebräuchlichen Vorrichtungen zur unmittelbaren Bestimmung und automatischen Registrierung der Nadirdistanz beruhen auf dem Prinzip des Lots oder der Libelle. Da die Angaben solcher Vorrichtungen naturgemäss dem Einfluss der Beschleunigung unterliegen, ist ihre Genauigkeit im allgemeinen nicht recht befriedigend. Sie ist umso geringer, je heftiger die Beschleunigungen sind, denen die Aufnahmekammer während des Bildfluges unterworfen ist. Diesem Übelstand liesse sich in flugtechnischer Hinsicht durch Verwendung solcher Luftfahrzeuge begegnen, die eine mehr oder weniger beschleunigungslose Fortbewegung der Aufnahmekammer während des Bildfluges gewährleisten. Auch das Prinzip des Kreisel dürfte in geeigneter praktischer Nutzanwendung für die Einhaltung einer bestimmten Lage der optischen Achse der Aufnahme-

kammer gegen das Lot in Betracht kommen. Ferner zu erwähnen wären auch die bekannten Vorschläge und Versuche, die Nadirdistanz durch Mitphotographieren der Sonne oder des scheinbaren Horizonts zu bestimmen. Obgleich in den angedeuteten Richtungen bereits konkrete Vorschläge und auch praktische Versuche gemacht worden sind, kann das wichtige Problem der unmittelbaren Bestimmung der Nadirdistanz doch noch nicht als völlig einwandfrei gelöst gelten. Es liegt aber kein Grund vor anzunehmen, dass eine solche Lösung überhaupt nicht gefunden werden könnte.

Sollte es gelingen, die Lage der Aufnahmekammer gegen das Lot während des Bildfluges zuverlässig zu stabilisieren, so würde das nicht nur der Genauigkeit der Radialtriangulation zu gut kommen, sondern auch zu einer sehr wesentlichen Vereinfachung der sog. Einzelbildphotogrammetrie führen. Es könnten dann unmittelbar Senkrechtaufnahmen erzielt werden, so dass der auf die Umwandlung der Perspektive gerichtete Teil des Entzerrungsprozesses sich erübrigen und die Transformation der Bilder sich auf eine mit verhältnismässig einfachen Mitteln zu bewirkende Veränderung des Massstabs beschränken würde.

Neben solchen mehr auf das Konstruktive hinzielenden Verbesserungen dürften wohl auch noch manche methodischen Vervollkommnungen und Erweiterungen des Verfahrens möglich sein.

Namentlich im Hinblick auf die Anwendung der Radialtriangulation in Gebieten mit sehr spärlich vorhandenen terrestrisch bestimmten Festpunkten ist es von Wichtigkeit, das Gesamtnetz so zu gliedern, dass die Fehlerfortpflanzung in mässigen Grenzen gehalten und zugleich eine gewisse Einfachheit und Übersichtlichkeit der Ausgleichung gewahrt werden kann.

Zu diesem Zweck kann man, wie bereits in Abschn. VI angedeutet wurde, Dreieckssysteme höherer Ordnung so auswählen bzw. anlegen, dass gewisse diesen Dreieckssystemen entsprechende ideelle Linien ein weitmaschiges an terrestrische Festpunkte angeschlossenes Netz bilden. Für den Aufbau solcher Netze höherer Ordnung erscheinen die schmiegsamen, im Bildflug sowohl wie in der Ausgleichung bequem zu behandelnden Rautenzüge besonders geeignet.

Nach einem Vorschlag von Koppmair<sup>23)</sup> werden Rautenzüge so

<sup>23)</sup> J. K o p p m a i r, Nadirtriangulierung. Dissertation d. T. H. München, 1928.



geführt, dass die Verbindungslinien ihrer Endpunkte eine Dreieckskette bilden, deren Seitenlängen der normalen Länge eines einfachen Rautenzugs entsprechen. Da in jedem Punkt einer solchen Dreieckskette höherer Ordnung die hier zusammenlaufenden Enden der einzelnen Rautenzüge gemeinsam auf einem Bild erscheinen, können die Winkel und Seitenlängen der Dreieckskette photogrammetrisch bestimmt werden. Damit sind dann die Unterlagen für die Ausgleichung und Berechnung der Dreieckskette höherer Ordnung vorhanden. Bezüglich der Einzelheiten dieser Arbeiten und der Genauigkeitsfrage sei auf die Ausführungen Koppmairs verwiesen, die sich wiederum ihrerseits in mancher Hinsicht auf grundlegende Ableitungen Näbauers<sup>24)</sup> stützen. Es sei nur kurz erwähnt, dass nach den Untersuchungen von Koppmair durch solcherweise erweiterte Radialtriangulation eine befriedigende Genauigkeit noch dann erzielt werden kann, wenn in Abständen von schätzungsweise 100 km je zwei Punkte koordinatenmässig vorliegen.

Eine andere Möglichkeit, auf die an dieser Stelle ebenfalls nicht ausführlicher eingegangen werden soll, besteht darin, ein System von Rautenzügen so anzulegen, dass die in denselben enthaltenen Polygonzüge ein auf terrestrisch bestimmte Festpunkte gestütztes Netz bilden. Auch in einem solchen Polygonnetz können die Winkel und Seitenlängen photogrammetrisch bestimmt werden, so dass die Möglichkeit einer Ausgleichung besteht.

<sup>24)</sup> M. Näbauer, Genauigkeit der Diagonalen in Dreiecksketten. Der Bauingenieur, 1921, Heft 22.

## Par dažām radiāltriangulācijas problēmām.

Prof. A. Buchholes.

(Autoreferāts.)

Ainu pārvēršanai nepieciešamos atbalstpunktus parasti nosaka no zemes. Bet zināmos gadījumos izrādās par izdevīgāku arī šo pamatdarbu izdarīt fōtogrammetriski no gaisa, pielietojot t. s. r a d i ā l t r i a n g u l ā c i j u.

Pēc šās metodes ainās lietderīgi izvēlētus punktus savieno trijstūru tīklā, ietilpinot šinī tīklā arī ne mazāk kā divus no zemes noteiktus pamatpunktus. Šie pamatpunkti nosaka tīkla bazi resp. bazes, bet tīkla ģeometrisko formu noteicošos virzienus vai leņķus mēri uz pašām ainām.

Katrā atsevišķā ainā virzienus vai leņķus mēri tikai vienā punktā — ainas centrālā vietā. Kā virsotnes virzienu mērīšanai lieto, skatoties pēc apstākļiem, ainu n a d ī r p u n k t u s (nadīrpunktu triangulācija), f o k ā l p u n k t u s (fokālpunktu triangulācija), g a l v e n o s p u n k t u s (galveno punktu triangulācija), vai vienkārši kādus ainās noteikti pazīstamus c e n t r ā l u s p u n k t u s (centrālpunktu triangulācija).

Nadīrpunktos mērītie virzieni nav padoti zemes virsmas reljefa ietekmei, bet no fokālpunkta izejoši virzieni nav atkarīgi no ainas slīpuma. Tā tad nadīrpunktu triangulācijā un fokālpunktu triangulācijā atkrīt pa vienam no svarīgākajiem kļūdu avotiem. Pārējiem radiāltriangulācijas veidiem tādas priekšrocības nav.

Bet nadīrpunkta un tāpat fokālpunkta stāvoklis ainā atkarājas no ainas nadīrdistances, kas parasti nav zināma a priori ar vajadzīgo noteiktību. Tāpēc radiāltriangulācijās kā virzienu mērīšanas virsotnes bieži lieto vieglāk nosakāmos galvenos punktus vai centrālos punktus.

Lai būtu iespējama virzienu mērīšana ainās, nepieciešams, lai katrā atsevišķā ainā izvēlēta mērīšanas virsotne atkārtotos arī visās kaimiņu ainās. Tā tad ainām jābūt uzņemtām ar lielāku par 50% pārklājumu visos virzienos.

Kā priekšdarbs virzienu mērīšanai jāizdara punktu identificēšana, t. i. katrā atsevišķā ainā izvēlētā virzienu mērīšanas virsotne jāuzmeklē arī katrā kaimiņu ainā un ēventuāli tur jāapzīmē.

Ja identificēšana jāizdara bez atbilstoša speciālaparāta, tad apmierinoši rezultāti sagaidāmi tikai tad, ja virzienu mērīšanas virsotnes atrodas noteikti pazīstamos ainu punktos, kā tas notiek centrāl punktu triangulācijas gadījumā. Tādos apstākļos identificēšana var notikt ainu vienkāršas salīdzināšanas ceļā.

Izdevīgāki tādi identificēšanas paņēmieni, kas izmanto plastisko efektu, apskatot ainu stereoskopiski. Tie vispārīgi ne tikai ir precīzāki, bet padara identificēšanu iespējamu arī tādos gadījumos, kad attiecīgiem punktiem nav sevišķi raksturīga izskata ainās.

Stereoskopiskie identificēšanas paņēmieni saistīti ar speciālu aparātu lietošanu. Tāds ir, starp citu, L. Ū. Ģeodaisijas institūta Latvijā (Vekmaņa darbnīcā Anneniekos) pagatavotais identificēšanas aparāts. Līdzīgam nolūkam paredzēti: Aschenbrenner'a pārnesšanas aparāts un v. Grūbera radiāltriangulātors, kuŗi gan komplicētāki, bet arī pilnīgāki tanī ziņā, ka ar tiem izdarāma ne tikai punktu identificēšana, bet arī atbilstošo virzienu mērīšana pašos oriģinālnegatīvos.

Ja virzienu mērīšana jāizdara bez tāda speciāla aparāta ar parastu leņķu transportieri, tad tas nevar notikt uz paša oriģinālnegatīva, bet jālieto kōpijas uz papīra.

Tādam nolūkam parasti vajadzīgos virzienus pārnes uz pauszpapīra, noliekot to tieši uz oriģinālnegatīva (kontakta paņēmieni). Skatoties pēc tam, vai radiāltriangulācija izdarāma skaitliski vai grafiski, tādus virzienu izvilkumus izmērī ar transportieri, vai lieto tieši trijstūŗu tīkla grafiskai sastādīšanai zināmā mērogā.

L. Ū. Ģeodaisijas institūtā kontakta paņēmiens izmēģināts minētajā oriģinālveidā, bet arī tādā veidā, ka virzienu tiešai mērīšanai lietotas oriģinālnegatīvu nefiksētas fotogrāfiskas kōpijas uz dienas gaismas papīra. Bez tam vēl mēģināts izņemt nosakāmos virzienus no oriģinālnegatīva optiskas projekcijas ceļā (projekcijas paņēmieni). Pēc šā paņēmiena ar pārvēršanas aparāta palīdzību oriģinālnegatīvu optiski projicē uz rasējamu papīru, kur ar adatas dūrieniem apzīmē nosakāmo virzienu noteicējus punktus.

Minētos L. Ū. Ģeodaisijas institūta salīdzināmos mēģinājumos projekcijas paņēmieni izrādījies par labāko, kā noteiktības, tā arī vēl dažā citā ziņā.

Zīmējoties uz tikla izlīdzināšanu radiāltriangulācijās, nelabvēlīgs tas apstāklis, ka tikla trijstūri ļoti mazi. Tāpēc tikls iznāk sarežģīts un tā izlīdzināšana pēc stingrām metodēm prasītu lielu darbu, un tomēr darba galīgā rezultātā nedotu lielu noteiktību.

Apsverot radiāltriangulācijas nelielo noteiktību, tiklu nereti konstruē grafiski, lietojot tieši no oriģinālainām izņemtus virzienu izvilukumus uz caurspīdīga papīra. Grafisku paņmienu lietošana ir lietderīga sevišķi tad, ja radiāltriangulācijas nolūks ir nosacīt atbalstpunktus ainu pārvēršanai sīkā mērogā.

Tomēr lietojot pat grafiskus izlīdzināšanas paņēmienus, nevar iztikt bez sistēmiskas izlīdzināšanas, jo no ainām izņemtiem virzieniem piemīt tik lielas kļūdas, ka tās var radīt grafiski manāmas pretrunas ne tikai komplicētākās trijstūru sistēmās, bet pat tikla vienkāršākos elementos — atsevišķos trijstūros. Aiz viegli saprotamiem iemesliem tāda izlīdzināšana vēl nepieciešamāka, ja radiāltriangulāciju izdara skaitliski.

Ja tāpēc no vienas puses radiāltriangulācijās nevar iztikt bez izlīdzināšanas, tad no otras puses tādos apstākļos daudz plašākā mērā, nekā terrestriskās triangulācijās, pielaižami dažādi vienkāršojumi izlīdzināšanas rēķinos resp. grafiskās konstrukcijās.

Izlīdzināšanas vienkāršošanai ieteicams izdalīt tiklā, kā augstākās šķiras elementus, tieši uz dotiem terrestriski noteiktiem pamatpunktiem balstītus trijstūru vai vienkāršu trijstūru sistēmu gājienus. Ar tādiem augstākās šķiras gājieniem, kas izlīdzināmi un nosakāmi neatkarīgi no pārējām tikla daļām, tikls sadalās nelielās un pēc iekšējās ģeometriskās uzbūves vienkāršās daļās, kas savukārt izlīdzināmas un nosakāmas kā zemākās šķiras elementi.

Ja izlīdzināmā trijstūru gājienā resp. tikla daļā ietilpst vairāk kā divi terrestriski vai fotogrammetriski noteikti pamatpunkti, tad izšķirama tādas sistēmas iekšējā un ārējā izlīdzināšana. Iepriekš izdarāmā iekšējā izlīdzināšanā ievēro tikai tādus noteikumus, kas izriet no sistēmas iekšējās ģeometriskās formas; bet tad to papildina ar ārējo izlīdzināšanu, kuŗas nolūks ir — panākt vajadzīgo saskaņu ar dotiem pamatpunktiem.

Ja izlīdzināmā tikla daļa ķēdveidīgi sastādās no atsevišķiem elementiem trijstūru vai vienkāršu trijstūru sistēmu (piem. ģeodai-

tisku četrstūru, centrālsistēmu utt.) veidā, pie kam starp šiem atsevišķiem elementiem nav sakara mērīto leņķu resp. virzienu ziņā, tad iekšējā izlīdzināšana izdarāma katrā tādā elementā neatkarīgi no pārējiem.

Raksta VII. nodaļā aizrādīti daži paņēmieni, pēc kuriem izdarāma atsevišķu trijstūru un vienkāršāku trijstūru sistēmu grafiskā iekšējā izlīdzināšana.

Zīmējoties uz līdzīgu uzdevumu atrisināšanu skaitliskā veidā, par lietderīgiem izrādās arī terestriskā triangulācijā lietotie vienkāršotie izlīdzināšanas paņēmieni, pēc kuriem noteikumi tiek ievēroti ne visi reizē, bet pa atsevišķām grupām.

Ārēji izlīdzinot pēc Finstervaldera aizrādītās metodes, iepriekš iekšēji izlīdzinātā tīkla orientēšana, mērogs un stāvoklis jāmaina ar tādu aprēķinu, lai pretrunas, kas pēc tam paliek dotos pamatpunktos, savā kvadrātu summā iznāktu vismazākās. Pieņemot, ka tīkla griešana notiek ap tādu punktu, kas tīklā atbilst doto pamatpunktu sistēmas smaguma centram, izvedamas vienkāršas formulas, pēc kurām nosakāmi tādas ārējas izlīdzināšanas nolūkam vajadzīgie 4 koeficienti resp. elementi. Šis Finstervaldera-Grübera paņmiens rakstā papildināts ar variantu, kas zīmējas uz problēmas skaitlisko atrisinājumu; bez tam parādītas arī atbilstošas grafiskas kōnstrūkcijas.

Ar tīkla orientēšanas, mēroga un stāvokļa grozīšanu nepietiek, lai panāktu tīkla pilnīgu pieslēgšanos dotos pamatpunktos. Tādam nolūkam tīklā jāizdara vēl nelieli iekšēji sagrozījumi, kuŗu rezultātā atsevišķi punkti nonāk savā galīgā stāvoklī. Šo papildu pārvietojumu virziena un lieluma noteikšanai rakstā izvestas attiecīgas formulas un aizrādītas atbilstošas grafiskas kōnstrūkcijas.

Atsevišķā gadījumā, kad radiāltriangulācija attīstāma tikai vienā ainu rindā, trijstūru tīkls sastādāms rombu gājienu veidā, kur atsevišķu ainu virzienu mērīšanas virsotnes veido poligōngājienu (ainu poligōnizācija).

Ja minētā poligōngājienu pirmā un pēdējā mala ar tuvumā esošām pamatpunktu grupām savienojamas divos vienkāršos vietējos fōtogrammetriski nosakāmos trijstūru tīklos, tad no tādiem tīkliem šīs malas neatkarīgi noteicamas pēc virziena un gaŗuma. Tādos apstākļos rombu gājienu izlīdzināšana un aprēķināšana var notikt pēc tāda paņmienu, ka rombu gājienu ieslēgto poligōnu bez iepriekšējas izlīdzināšanas aprēķina divreiz: vienu reizi izejot no vienas, otru — no otrās iepriekš nosacītās malas. Tā kā šie aprēķini notiek ar neiz-

līdzinātiem leņķiem, viņu rezultāti nosaka poligōnpunkta stāvokli pret-runīgi. Izlīdzināta stāvokļa noteicējas koordinātas aprēķināmas kā atbilstošo atsevišķo rezultātu vidējie. Pēc tādas poligōngājiņa galīgās noteikšanas rombu gājiņa sāniskie palīgpunkti ar poligōnpunktos izmēritiem virzieniem nosakāmi katrs atsevišķi un neatkarīgi no pārējiem pēc taisnu krustojumu principa.

Radiāltriangulācijās lietotie stāvuzņēmumi parasti iznāk ar nelielu nadīrdistanci. No šās nadīrdistances ietekmes ainā attēlotos virzienos rodas sistēmatisks kļūdas, kas ir nadīrdistances virziena un lieluma funkcijas. Tā tad, pretējā virzienā, zinot šīs kļūdas var nosacīt ainas nadīrdistanci. Uz tāda principa pamatots rakstā aizrādītais paņēmiens ainas nadīrdistances netiešai noteikšanai. Pēc šā paņēmiņa vairākus ainā izmēritos virzienus salīdzina ar atbilstošiem virzieniem dabas horizontālā projekcijā un sastāda attiecīgos kļūdu nolīdzinājumus. No tiem tad izlīdzināšanas kārtībā nosakāma pēc virziena un lieluma ainas nadīrdistance. Paņēmiens attīstīts skaitliskā veidā, bet arī aizrādīts, ka uz tā paša principa pamata problēma atrisināma arī optiskā ceļā ar pārvēršanas aparāta palīdzību.

Šis netiešais paņēmiens ainu nadīrdistances noteikšanai pielietojams t. s. pakāpeniskā radiāltriangulācijā. Tādas triangulācijas pirmajā pakāpē tikla punktu noteikšanai lieto tieši no ainām izņemtos (neizlabotos) virzienus; tā tad šiem virzieniem piemīt kļūdas, starp citu, no ainu vēl nezināmo nadīrdistanču ietekmes. Uzskatot šās pirmās pakāpes rezultātus par tikla horizontālai projekcijai pirmajā tuvinājumā atbilstošiem, nosaka pēc minētā paņēmiņa ainu nadīrdistances — arī pirmajā tuvinājumā. Pēc tam aprēķina un ieved mēritos virzienos atbilstošus labojumus, un ar šini ziņā izlabotiem virzieniem atkārti radiāltriangulācijas izlīdzināšanu un aprēķināšanu otrā pakāpē. Tā turpinot, ar katru nākošu pakāpi pilnīgāk izslēdzas ainu slīpuma ietekme un līdz ar to uzlabojas radiāltriangulācijas rezultātu noteiktība. Parasti jau otrās pakāpes rezultāti praktiski pieņemami par galīgiem.

Starpības, ar kādām ainā mēritie virzieni atšķiras no atbilstošiem virzieniem horizontālā projekcijā, rodas ne tikai no ainas nadīrdistances sistēmatisks ietekmes, bet arī no dažādiem citiem kļūdu avotiem, galvenā kārtā no zemes virsmas reljefa. Tādas pārējo kļūdu avotu ietekmes gandrīz vienmēr nerēgulāras un tāpēc zināmā mērā izkrīt, ja nadīrdistances noteikšana pēc aizrādītā paņēmiņa notiek ar

izlīdzināšanu. Tomēr no pakāpeniskās radiāltriangulācijas vislabāki rezultāti sagaidāmi lidzenās vietās.

Mērogs, kuŗā kāds dabas horizontālais gaŗums attēlojas ainā, atkarājas ne tikai no ainas iekšējās un ārējās orientēšanas, attiecīgas līnijas stāvokļa un orientēšanas ainā, bet arī no attiecīgo gala punktu augstumu starpības dabā. Tā tad zinot pārējos šeit minētos apstākļus, principiāli iespējams noteikt tādas augstumu starpības, salīdzinot atbilstošos gaŗumus ainā un horizontālā projekcijā.

Kā norādīts rakstā, tādā ceļā augstumu noteikšana visizdevīgāk izdarāma, izejot no attiecīgo punktu atstatumiem no ainas nadīrpunkta, jo punktu pārvietojumi ainā, kas rodas no augstumu starpībām dabā, notiek atbilstošo nadīrstaru virzienos.

Viegli saprotams, ka tādā ceļā augstumu starpības nosakāmas tikai ar ļoti vāju noteiktību. Tāpēc šādam paņēmienam zināma praktiska nozīme var būt tikai tādos gadījumos, kad augstumu starpības lielākas un pietiek ar viņu rupju noteikšanu.

L. Ū. Ģeodaisijas institūtā pēdējos gados izdarīti daži praktiski mēģinājumi ar radiāltriangulāciju visumā un tās atsevišķiem darbiem un paņēmiem. Šinīs mēģinājumos lietotas galvenā kārtā Aviācijas pulka virsnieku uzņemtās ainas, bet vienā gadījumā Minchenes Photogrammetrie G. m. b. H. uzņemto oriģinālnegatīvu diapozitīvi.

Pirmajā mēģinājumā izdarītās radiāltriangulācijas tīkls pārklāj apm. 6 km<sup>2</sup> lielu teritoriju Vecās Daugavas rajonā. Otrās mēģinājums zīmējas uz apm. 30 km<sup>2</sup> lielu Minchenes pilsētas daļu. Trešā gadījumā izdarīta ainu poligōnizācija apm. 3 km gaŗai un ap 1 km platai joslai Dreiliņu šķirotavas rajonā, lietojot šinī darbā, starp citu, pakāpeniskās radiāltriangulācijas paņēmienu.

Apsverot to, ka visi šie mēģinājumi izdarīti ar pavisam primitīviem līdzekļiem, panākto rezultātu noteiktība jāatzīst par ļoti apmierinošu.

Ar šiem saviem mēģinājumiem L. Ū. Ģeodaisijas institūts arī no savas puses ņēmis dalību radiāltriangulācijas attīstīšanā, ar ko patlaban nodarbojas arī daudzas zinātniskas iestādes ārzemēs.

Radiāltriangulācija viena no visjaunākām mērniecības metodēm un tāpēc vēl maz pielietota tīri praktiskiem nolūkiem. Tomēr, spriežot pēc līdzšinējiem piedzīvojumiem, jau tagad var sacīt, ka šī metode, kā līdzeklis, ar kuŗu nosakāmi gaisa ainu plānu sastādīšanai vajadzīgie atbalstpunkti, saimnieciski izdevīga.

Noteiktība, salīdzinot ar līdzīgam nolūkam lietotiem terrestriskiem paņēmieniem, gan ļoti vāja, bet tomēr pietiekoša tādiem nolūkiem, kādiem radiāltriangulāciju nōrmāli lieto. Pie tam jāapsver, ka šās jaunās metodes attīstība nekādi vēl nav nobeigta, un zināmos virzienos bez šaubām varbūt jau tuvākā nākotnē sagaidāmi uzlabojumi, kas nāks par labu arī noteiktībai.

Virzienu nosacīšana jau tagad ar radiāltriangulātoru palīdzību izdarāma ar tik lielu noteiktību, ka šīni ziņā tehniski uzlabojumi nav sevišķi vajadzīgi. Bet ir vēl dažas citas tehniskas un metodiskas problēmas, kas radiāltriangulācijas pašreizējā attīstības stāvoklī nav vēl pilnīgi apmierinoši atrisinātas.

Par vienu no šīni ziņā vissvarīgākām problēmām jāatzīst nadirdistances prēcīzā tiešā noteikšana ainas uzņemšanas momentā. Šīni virzienā vēl nav panākti pilnīgi apmierinoši rezultāti, bet gan jau redzami ceļi, kas ar zināmu varbūtību varētu novest pie vēlāmā mērķa. Arī metodiskā ziņā atzīmējami daži vēl sīkumos neizstrādāti ierosinājumi un priekšlikumi, kas attiecas uz kļūdu sakrāšanas ierobežošanu radiāltriangulācijas tīklos.

Visādā ziņā radiāltriangulācija pelna ļoti nopietnu ievēribu kā līdzeklis, ar kuŗa palīdzību gaisa fōtogrammetrija daudz lielākā mērā nekā līdz šim padarāma neatkarīga no terrestriskiem mērišanas darbiem.



### Literaturangaben. Literatūra.

C. Aschenbrenner, Über Nadirpunkttriangulation. Mitteil. a. d. Arbeitsgebiet d. Konsortiums Luftbild-Stereographik Nr. 5, München, 1926.

C. Aschenbrenner, Bericht über die von Dipl.-Ing. Aschenbrenner in München bei d. Gruppe „Süddeutschland“ gehaltenen Vorträge. Bildm. u. Luftbildw., 1928, H. 3.

C. Aschenbrenner, Bericht über die Durchführung und die Ergebnisse einer Bildtriangulierung mit den neuen Geräten der Photogrammetrie G. m. b. H., Bildm. u. Luftbildw., 1929, H. 4.

C. Aschenbrenner, Bildtriangulierung eines 10.000 km<sup>2</sup> umfassenden Gebiets mit der neuen Panoramenkammer der Photogrammetrie G. m. b. H. München, Int. Archiv f. Ph. VII/2, 1931.

J. V. Berger, Hauptmann Theodor Scheimpflugs (†) Kernflächenverfahren. Int. Archiv. f. Ph. IV, 1913/14.

F. Boer, Die zukünftige Entwicklung der Luftphotogrammetrie. Allg. Verm.-Nachr., 1930, Nr. 30—32.

J. Boer, Die Messung der Neigung und Kantung in der Photogrammetrie. Int. Archiv. f. Ph. VII/1, 1930.

H. Boltz, Entwicklungsverfahren zum Ausgleich geodät. Netze n. d. M. d. kl. Quadrate. Veröffentl. d. Preuss. Geod. Inst. Neue Folge, 90, Berlin 1923.

A. Buchholtz, Nadīrpunktu triangulācija. Mērniecības un Kultūrtechnikas Vēstnesis, 1928, No. 7/8.

A. Buchholtz, Sur la compensation des triangulations aériennes. Sborník Masarykovy Akademie Práce, Praha, 1929, č. 20.

A. Buchholtz, Über die Ausgleichung von Bildtriangulationen. Bildm. u. Luftbildw., 1930, H. 1.

A. Buchholtz, Compensación grafica de algunos sistemas simples de triángulos. El Auxiliar de la Ingeniería y Arquitectura, 1930, No. 215—216.

A. Buchholtz, Stufenweise Bildtriangulation. Int. Archiv f. Ph., VII/1, 1930.

A. Buchholtz, Bildpolygonierung bei gleichmässiger Nadīrdistanz und Geländeneigung. Festschrift Eduard Doležal, Baden b. Wien (R. M. Rohrer), 1932.

A. Buchholtz, Etude sur la polygonation aérienne. Sborník Masarykovy Akademie Práce, 1932, č. 2, Praha.

F. Danielsson, Kartframställning medelst flygfotogrammetri. Teknisk Tidskrift, 1930, h. 10 och 11.

F. Drobyšev, Nadir-triangulator. Geodezist, 1930, No. 10.

S. Finsterwalder, Über die Ausgleichung des zukünftigen bayrischen Hauptdreiecksnetzes. Sitzungsber. d. bayr. Akademie d. Wissensch., Math.-Phys. Kl., 1915.

S. Finsterwalder, Auswertung weitwinkliger Luftaufnahmen. Sitzungsber. d. bayr. Akademie d. Wissensch., Math.-Naturw. Abt., 1930.

S. Finsterwalder, Über die zweckmässigste Verwendung der geographischen Ortsbestimmungen bei der Nadirtriangulation. Int. Archiv f. Ph. VII/2, 1931.

S. Finsterwalder, Über die Ausfüllung eines festen Rahmens durch Nadirtriangulation. Festschrift Eduard Doležal, Baden b. Wien (R. M. Rohrer), 1932.

Гапо́чко, О методе фотополігонометрії F. V. Drobyševa. Geodezist, 1931, No. 7.

J. W. Gordon, Generalised linear perspective. Treated with special reference to photographic land surveying and military reconnaissance. London (Constable & Co. Ltd.), 1922.

O. v. Gruber, Anwendung der Feldermethode auf den Zusammenschluss der Netze von Bayern, Tirol und Salzburg. Zeitschr. f. Verm.-Wesen, 1924, No. 53.

O. v. Gruber, Fortschritte der Aerotriangulation. Bildm. u. Luftbildw., 1928, H. 3.

O. v. Gruber, Progresos de la aerotriangulación. Anales de la Sociedad Española de Estudios Fotogrametricos, 1929, No. 2/3.

O. v. Gruber, Das Entwicklungsverfahren zur Ausgleichung geodätischer Netze n. d. M. d. kl. Quadratsummen. Festschr. d. Techn. Hochschule Stuttgart, zur Vollendung ihres ersten Jahrhunderts 1829—1929, Berlin (J. Springer) 1929.

O. v. Gruber, Die Radialmethode. Verm.-techn. Rundschau, 1929.

D. Jeršov, Iskaženije centralnych uglov, veršiny kotorych raspoloženy vblizi glavnoi točki fotografičeskovo izobraženija. Geodezist, 1930, No. 5.

D. Jeršov, Iskaženije centralnych uglov na fotogrammetričeskich izobraženijach. Geodezist, 1930, Nr. 2/3.

J. Koppmair, Nadirtriangulierung. Dissertation d. Techn. Hochschule München, 1928.

J. Koppmair, Generelle Lösung der Grundaufgabe der Photogrammetrie. Allg. Verm.-Nachr., 43. Jahrg., NNo. 33—40.

O. Lacmann, Gegenwartsfragen der Phototopographie. Bildm. u. Luftbildw., 1930, H. 5.

D. Lampadarios, Phototriangulation aérienne entre la Crête et l'Égypte. Comptes rendus de l'Académie d'Athènes, 1931.

M. Nābauer, Genauigkeit der Diagonalen in Dreiecksketten. Der Bauingenieur, 1921, H. 22.

R. E. Rehn, Fehleruntersuchungen zur Nadirpunktstriangulation. Bildm. u. Luftbildw., 1929, H. 2.

R. E. Rehn, Lisiä valokuvauksellisiin kartoitusmenettelyihin. Maanmittaus, 1929.

E. Rudel u. S. Finsterwalder, Darstellung eines nahezu ebenen Geländes nach Fliegeraufnahmen bei spärlich vorhandenen Festpunkten. Sitzungsber. der bayr. Akademie d. Wissensch., Math.-Phys. Kl., 1921.

Th. Scheimpflug, Abänderung des Verfahrens zur Herstellung richtiger Pläne und Schichtenkarten aus Photographien, D. R. P. 228 590 Kl. 42 n, Gr. 9 vom 14. 8. 1909.

G. Schweizer, Untersuchung und praktische Durchführung einer Radialtriangulation im Hügelland. Dissertation d. Techn. Hochschule Stuttgart, 1931.

P. Sokolov, Ob iskaženiji azimutnych uglov na aerosnimke. Geodezist, 1929, No. 12.

Tichonravov, Ješčo o sposobach privedenija orientirovočnych centralnych napravlenij pri foto-triangulacii. Geodezist, 1931, No. 2/3.

Tichonravov, Iz praktiki foto-triangulacii, Geodezist, 1931, No. 5.

N. Urmajev, O posledovatelnom uravnivanii trigonometričeskich setei. Geodezist, 1930, No. 5.

P. Werkmeister, Richtungssätze aus Aufnahmen aus dem Luftfahrzeug mit ungefähr vertikaler Bildachse. Bildm. u. Luftbildw., 1927, H. 2.

E. Wolf, Determinação dos angulos de inclinação e de torção e de uma photographia aerea de eixo optico proximo a vertical, Revista Militar Brasileira, 1930, No. 2.

Žukov, Opređenje elementov vnešnego orientirovanija snimka po iskaženijam napravlenij. Geodezist, 1931, No. 11/12.

G. Schwarz, Untersuchungen und praktische Darstellungen einer Radialtriangulation im Lichte der neuesten Erfindungen d. Techn. Hochschule Zürich 1911, S. 20-21. P. Sokolov, Die Radialtriangulation als ein Spezialfall der Stereotriangulation, Izv. Vsesoyuzn. Nauchn. Issled. Inst. Geod. i Aerofotogrammetrii, 1927, No. 12. T. Chausov, Lesca o enosobach privrednaja orientirovannaja centralnaja triangulacija, Geod. i Aerofotogrammetrija, 1927, No. 2. T. Chausov, Die Radialtriangulation als ein Spezialfall der Stereotriangulation, Izv. Vsesoyuzn. Nauchn. Issled. Inst. Geod. i Aerofotogrammetrii, 1927, No. 12. N. Urmisov, Die Radialtriangulation als ein Spezialfall der Stereotriangulation, Izv. Vsesoyuzn. Nauchn. Issled. Inst. Geod. i Aerofotogrammetrii, 1927, No. 12.

**INHALT. SATURS.**

	Seite Lapp.
Einleitung . . . . .	193
I. Allgemeines über die Radialtriangulation . . . . .	197
II. Allgemeines über die Identifizierung . . . . .	204
III. Die stereoskopische Identifizierung . . . . .	211
IV. Die Richtungsbestimmung mit gewöhnlichen Hilfsmitteln . . . . .	217
V. Die Richtungsmessung mit Spezialgeräten . . . . .	226
VI. Allgemeine Gesichtspunkte für die Ausgleichung und Berechnung von Radialtriangulationen . . . . .	233
VII. Die graphische innere Ausgleichung der einfachsten Elemente des Dreiecksnetzes . . . . .	244
VIII. Die graphische äussere Ausgleichung des Dreiecksnetzes . . . . .	256
IX. Die rechnerische Ausgleichung von Radialtriangulationen . . . . .	269
X. Bildpolygonation . . . . .	276
XI. Die Bestimmung der Nadirdistanz . . . . .	284
XII. Stufenweise Radialtriangulation . . . . .	291
XIII. Die Höhenbestimmung . . . . .	301
XIV. Ergebnisse einiger im Geodätischen Institut der Universität Lettlands ausgeführter Versuche . . . . .	306
XV. Schlussbetrachtungen . . . . .	313
Par dažām radiāltriangulācijas problēmām (autoreferāts) . . . . .	322
Literaturangaben. Literātūra . . . . .	329

U. L. ...  
 M. ...  
 K. ...  
 E. ...  
 T. ...

## Die graphische Berechnung von Pfahlrosten für Kaimauern.

A. Labutin.

Die Pfahlroste von Kaimauern können als ebene Systeme betrachtet werden, da die Pfähle derselben parallel einer Ebene angeordnet sind, in der die äusseren Kräfte wirken. Das Problem einer theoretisch einwandfreien und den praktischen Bedürfnissen entsprechenden Berechnung solcher Pfahlroste kann durch den I Teil der Arbeit des Herrn Dr. techn. N ö k k e n t v e d<sup>1)</sup> als gelöst angesehen werden, denn die dabei gemachte Annahme einer starren Platte auf elastischen Pfählen wird wohl in den meisten Fällen zulässig sein. Ausgehend von den Verschiebungen eines Pfahlrostes unter dem Einflusse der äusseren Kräfte, baut Dr. N ö k k e n t v e d seine Theorie auf und gelangt zu Formeln, welche wohl kompliziert erscheinen, sich aber im Gebrauch als sehr handlich erweisen und es gestatten, ohne grossen Zeitaufwand die in den Pfählen wirkenden Kräfte zu berechnen. Den praktischen Anforderungen sich anpassend, sind diese Formeln auf ein rechtwinkliges Achsenkreuz mit horizontaler x-Achse bezogen, dessen Nullpunkt im „Hauptpunkte“ des Pfahlrostes liegt, und wohl der Umstand, dass die Berechnung der Winkel, welche die Pfahlrichtungen mit den „Hauptachsen“ einschliessen, ziemlich unständlich ist, hat Dr. N ö k k e n t v e d bewogen davon Abstand zu nehmen, seinen Formeln diese Hauptachsen zu Grunde zu legen. Es erweist sich aber, dass in einem solchen Falle die Formeln, wie ja zu erwarten ist, bedeutend vereinfacht werden können und dass die-

<sup>1)</sup> „Berechnung von Pfahlrosten“ von Dr. techn. N ö k k e n t v e d, deutsche Übersetzung, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, 1928.

selben dann die Möglichkeit bieten, die Aufgabe in einfacher Weise auch zeichnerisch zu behandeln<sup>2)</sup>).

Im Folgenden ist der Versuch gemacht worden, die Theorie solcher Pfahlroste ausgehend vom Castigliano'schen Prinzipie zu entwickeln, und anschliessend daran an der Hand von 2 Beispielen die graphische Berechnung erläutert. Der Vorzug einer zeichnerischen Darstellung ist weniger in der Ermittlung der in den einzelnen Pfählen wirkenden Kräfte für eine bestimmte Lage der äusseren Kraft zu suchen, als in der Möglichkeit ganz allgemein den Einfluss einer beliebigen veränderlichen Belastung auf die Pfähle klar übersehen zu können. Dieser letzten Forderung gerecht zu werden, ist das Bestreben der vorgeschlagenen graphischen Berechnung gewesen.

Für eine zeichnerische Behandlung der Aufgabe genügt ausser einem Querschnitt des Pfahlrostes, aus dem die Anordnung der Pfähle zu ersehen ist, die Kenntnis der die Pfähle charakterisierenden Verhältniszahlen  $\frac{EF}{l}$ . Liegen diese Angaben vor, so können alle Konstruktionen unter Ausschluss jeglicher Rechnungen bis zuletzt durchgeführt werden. Die Aufeinanderfolge der einzelnen Konstruktionen bietet ausserdem mehrfach Gelegenheit, die Richtigkeit der vorhergehenden Konstruktionen prüfen zu können, da Fehler, oder Ungenauigkeiten derselben im weiteren Verlaufe deutlich zu Tage treten. Damit soll natürlich nicht gesagt sein, dass auch jegliche Rechnungen zu vermeiden sind, wenn durch solche Rechnungen die Genauigkeit der Zeichnungen erhöht werden kann und dieselben schnell und einfach durchzuführen sind.

Eine einfache geometrische Verwandtschaft zwischen der hier behandelten Aufgabe und dem exzentrischen Druck eines prismatischen Körpers hat dabei die Veranlassung gegeben, die Theorie des Kernes auch auf einen Pfahlrost auszudehnen.

Es sei eine starre Platte auf  $n$  elastischen Pfählen gegeben, welche alle parallel einer Ebene sind, in der die äusseren Kräfte wirken, sonst aber beliebig gerichtet sein können. Die Pfähle seien ferner weder an ihrem oberen, noch am unteren Ende eingespannt;

<sup>2)</sup> „Statische Berechnung der Pfahl-Systeme“ von Dr.-Ing. Wunsch, Verlag von Konrad Wittver, 1927.

sie können daher nur achsiale Kräfte aufnehmen. Bezieht man die folgenden Gleichungen auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem  $x'z'$  und ist:

$N$  — die in der Achse eines Pfahles wirkende Kraft,  
 $l$ ,  $E$  und  $F$  — die Zusammendrückungslänge, der Elastizitätskoeffizient und der Querschnitt dieses Pfahles,  
 $p$  — die Länge des Lotes vom Koordinatennullpunkt auf diesen Pfahl,  
 $\alpha$  — der Winkel, welchen dieses Lot mit der  $x'$ -Achse einschliesst,  
 $P_x$  und  $P_z$  — die Projektionen der äusseren Kraft  $P$  auf die Koordinatenachsen  $x'$  und  $z'$ ,  
 $M'$  — das Moment dieser Kraft in Bezug auf den Koordinatennullpunkt, so lauten die 3 statischen Gleichungen bei den in Fig. 1. angenommenen Richtungen der Kräfte  $P_x$ ,  $P_z$  und  $N$ :

$$\begin{aligned}\Sigma N \cos \alpha &= P_z \\ \Sigma N \sin \alpha &= P_x \dots \dots \dots 1. \\ \Sigma N p &= M'\end{aligned}$$

Die potentielle Energie des ganzen Systemes ist:

$$E = \Sigma \frac{N^2 l}{2EF} = \frac{1}{2} \Sigma \frac{N^2}{u}$$

wenn für  $\frac{EF}{l}$  die Bezeichnung  $u$  eingeführt wird.

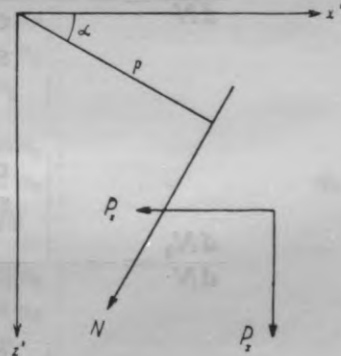


Fig. 1.

Werden in der letzten Gleichung 3 unbekannte Kräfte, z. B.  $N_1$ ,  $N_2$  und  $N_3$  als abhängige unbekannte Grössen angenommen, so erhält man nach dem Castigliano'schen Satze  $n - 3$  Gleichungen von der Form:

$$\frac{N_1}{u_1} \cdot \frac{dN_1}{dN} + \frac{N_2}{u_2} \cdot \frac{dN_2}{dN} + \frac{N_3}{u_3} \cdot \frac{dN_3}{dN} + \frac{N}{u} = 0 \dots \dots 2.$$

wobei für  $N$  der Reihe nach  $N_4$  bis  $N_n$  und für  $u - u_4$  bis  $u_n$  einzusetzen sind.

Die Gleichungen 1 und 2 gestatten es, die  $n$  unbekannt Kräfte  $N$  zu berechnen.

Die Differenzierung der Gleichungen 1 nach  $N$  (für  $N = N_4$  bis  $N_n$ ) ergibt:

$$\frac{dN_1}{dN} \cos \alpha_1 + \frac{dN_2}{dN} \cos \alpha_2 + \frac{dN_3}{dN} \cos \alpha_3 + \cos \alpha = 0.$$

$$\frac{dN_1}{dN} \sin \alpha_1 + \frac{dN_2}{dN} \sin \alpha_2 + \frac{dN_3}{dN} \sin \alpha_3 + \sin \alpha = 0.$$

$$\frac{dN_1}{dN} p_1 + \frac{dN_2}{dN} p_2 + \frac{dN_3}{dN} p_3 + p = 0.$$

somit:

$$\frac{dN_1}{dN} = \frac{\begin{vmatrix} \cos \alpha & \cos \alpha_2 & \cos \alpha_3 \\ \sin \alpha & \sin \alpha_2 & \sin \alpha_3 \\ p & p_2 & p_3 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \cos \alpha_1 & \cos \alpha_2 & \cos \alpha_3 \\ \sin \alpha_1 & \sin \alpha_2 & \sin \alpha_3 \\ p_1 & p_2 & p_3 \end{vmatrix}} = \frac{A'}{D}$$

$$\frac{dN_2}{dN} = \frac{\begin{vmatrix} \cos \alpha_1 & \cos \alpha & \cos \alpha_3 \\ \sin \alpha_1 & \sin \alpha & \sin \alpha_3 \\ p_1 & p & p_3 \end{vmatrix}}{D} = \frac{A''}{D}$$

$$\frac{dN_3}{dN} = \frac{\begin{vmatrix} \cos \alpha_1 & \cos \alpha_2 & \cos \alpha \\ \sin \alpha_1 & \sin \alpha_2 & \sin \alpha \\ p_1 & p_2 & p \end{vmatrix}}{D} = \frac{A'''}{D}$$

Die Gleichungen 2 gehen daher über in:

$$N = u \left[ \frac{N_1}{u_1} \cdot \frac{A'}{D} + \frac{N_2}{u_2} \cdot \frac{A''}{D} + \frac{N_3}{u_3} \cdot \frac{A'''}{D} \right]$$

Werden diese Ausdrücke für  $N = N_4$  bis  $N_n$  in die Gleichungen 1 eingesetzt, so erhält man unter Berücksichtigung, dass für  $N = N_1 - A' = D$ ,  $A'' = 0$ ,  $A''' = 0$ ; für  $N = N_2 - A' = 0$ ,  $A'' = D$ ,  $A''' = 0$ ; und für  $N = N_3 - A' = 0$ ,  $A'' = 0$ ,  $A''' = D$  werden:



$$\frac{N_1}{u_1 D} \cdot \Sigma u A' \cos \alpha + \frac{N_2}{u_2 D} \cdot \Sigma u A'' \cos \alpha + \frac{N_3}{u_3 D} \cdot \Sigma u A''' \cos \alpha = P_z;$$

$$\frac{N_1}{u_1 D} \cdot \Sigma u A' \sin \alpha + \frac{N_2}{u_2 D} \cdot \Sigma u A'' \sin \alpha + \frac{N_3}{u_3 D} \cdot \Sigma u A''' \sin \alpha = P_x;$$

$$\frac{N_1}{u_1 D} \cdot \Sigma u A' p + \frac{N_2}{u_2 D} \cdot \Sigma u A'' p + \frac{N_3}{u_3 D} \cdot \Sigma u A''' p = M'$$

folglich:

$N_1 = u_1 D$	$P_z$	$\Sigma u A'' \cos \alpha$	$\Sigma u A''' \cos \alpha$	. . . . . 3.
	$P_x$	$\Sigma u A'' \sin \alpha$	$\Sigma u A''' \sin \alpha$	
	$M'$	$\Sigma u A'' p$	$\Sigma u A''' p$	
	$\Sigma u A' \cos \alpha$	$\Sigma u A'' \cos \alpha$	$\Sigma u A''' \cos \alpha$	
	$\Sigma u A' \sin \alpha$	$\Sigma u A'' \sin \alpha$	$\Sigma u A''' \sin \alpha$	
	$\Sigma u A' p$	$\Sigma u A'' p$	$\Sigma u A''' p$	

wobei:

$\Sigma u A' \cos \alpha =$	$\Sigma u \cos^2 \alpha$	$\cos \alpha_2$	$\cos \alpha_3$	. . . . . 4.
	$\Sigma u \sin \alpha \cos \alpha$	$\sin \alpha_2$	$\sin \alpha_3$	
	$\Sigma u p \cos \alpha$	$p_2$	$p_3$	
$\Sigma u A' \sin \alpha =$	$\Sigma u \sin \alpha \cos \alpha$	$\cos \alpha_2$	$\cos \alpha_3$	. . . . . 4.
	$\Sigma u \sin^2 \alpha$	$\sin \alpha_2$	$\sin \alpha_3$	
	$\Sigma u p \sin \alpha$	$p_2$	$p_3$	
$\Sigma u A' p =$	$\Sigma u p \cos \alpha$	$\cos \alpha_2$	$\cos \alpha_3$	. . . . . 4.
	$\Sigma u p \sin \alpha$	$\sin \alpha_2$	$\sin \alpha_3$	
	$\Sigma u p^2$	$p_2$	$p_3$	

und entsprechende Ausdrücke sich für  $\Sigma u A'' \cos \alpha$ ,  $\Sigma u A'' \sin \alpha$ ,  $\Sigma u A'' p$  und  $\Sigma u A''' \cos \alpha$ ,  $\Sigma u A''' \sin \alpha$ ,  $\Sigma u A''' p$  ergeben.

Die Glieder  $\Sigma u p \sin \alpha$  und  $\Sigma u p \cos \alpha$  dieser Determinanten können als statische Momente in Bezug auf die Achsen  $x'$  und  $z'$  der in den Fusspunkten der Lote  $p$  konzentrierten Grössen  $u$  gedeutet werden. Es kann ein paralleles Achsenkreuz  $xz$  gefunden werden, für welches diese Momente gleich Null sind.

Werden die Koordinaten des Nullpunktes dieser neuen Achsen mit  $x_0$  und  $z_0$  und die Lote aus diesem Punkte auf die Pfähle mit  $r$  bezeichnet und setzt man:

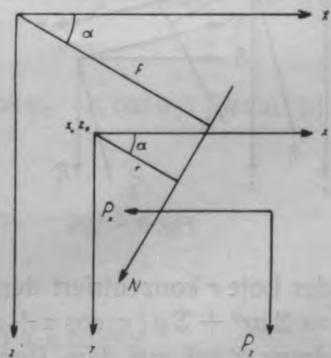


Fig. 2.

$$\begin{aligned} \Sigma u r \sin \alpha &= 0 \\ \Sigma u r \cos \alpha &= 0 \end{aligned} \dots \dots \dots 5.$$

so folgt, da  $r = p - x_0 \cos \alpha - z_0 \sin \alpha$ ,

$$\begin{aligned} x_0 \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha + z_0 \Sigma u \sin^2 \alpha &= \Sigma u p \sin \alpha \\ x_0 \Sigma u \cos^2 \alpha + z_0 \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha &= \Sigma u p \cos \alpha \end{aligned}$$

$$x_0 = \frac{\begin{vmatrix} \Sigma u p \sin \alpha & \Sigma u \sin^2 \alpha \\ \Sigma u p \cos \alpha & \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha & \Sigma u \sin^2 \alpha \\ \Sigma u \cos^2 \alpha & \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha \end{vmatrix}}; z_0 = \frac{\begin{vmatrix} \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha & \Sigma u p \sin \alpha \\ \Sigma u \cos^2 \alpha & \Sigma u p \cos \alpha \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha & \Sigma u \sin^2 \alpha \\ \Sigma u \cos^2 \alpha & \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha \end{vmatrix}} \dots 6.$$

Es ist leicht ersichtlich, dass nicht nur in Bezug auf die Achsen  $x$  und  $z$ , sondern in Bezug auf jede durch den Punkt  $x_0 z_0$  gehende Gerade das Moment der in den Fusspunkten der Lote  $r$  konzentrierten Grössen  $u$  gleich Null ist.

Die Glieder  $\Sigma u \sin^2 \alpha$ ,  $\Sigma u \cos^2 \alpha$  und  $\Sigma u \sin \alpha \cos \alpha$  der Determinanten 4 sind nur von der Richtung der Koordinatenachsen, nicht aber von der Lage des Koordinatennullpunktes abhängig. Man kann diese Glieder als Trägheits- und Zentrifugalmomente der Grössen  $u$  in Bezug auf die Achsen  $x$  und  $z$  auffassen, wenn man sich diese Grössen in den Schnittpunkten der Lote  $r$  aus dem Punkte  $x_0 z_0$  mit einem Kreise vom Radius 1. um diesen Punkt konzentriert denkt. Es lassen sich daher 2 unter einem rechten Winkel verlaufende Achsen  $\eta$  und  $\xi$  finden,

in Bezug auf welche das Zentrifugalmoment der Grössen  $u$  gleich Null wird. Aus der Theorie der Trägheitsmomente folgt, dass die Richtung dieser Achsen durch die Gleichung:

$$\operatorname{tg} 2 \omega = \frac{2 \Sigma u \sin \alpha \cos \alpha}{\Sigma u \cos^2 \alpha - \Sigma u \sin^2 \alpha} = \frac{\Sigma u \sin 2 \alpha}{\Sigma u \cos 2 \alpha} \dots 7.$$

bestimmt ist.

Schliesslich kann das in den Determinanten 4 vorkommende Glied  $\Sigma u p^2$ , oder in Bezug auf den Punkt  $x_0 z_0$  als Koordinatennullpunkt —  $\Sigma u r^2$  als polares Trägheitsmoment aufgefasst werden, wenn man sich wieder die Grössen  $u$  in den Fusspunkten

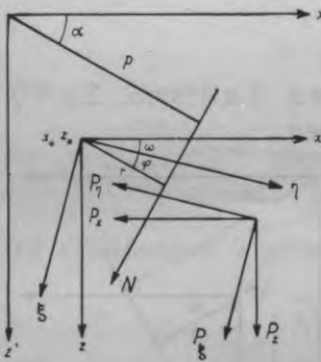


Fig. 3.

der Lote  $r$  konzentriert denkt. Da  $\Sigma u p^2 = \Sigma u (r + x_0 \cos \alpha + z_0 \sin \alpha)^2 = \Sigma u r^2 + \Sigma u (x_0 \cos \alpha + z_0 \sin \alpha)^2$  ist, so erkennt man, dass der Ausdruck  $\Sigma u r^2$  mit dem Punkte  $x_0 z_0$  als Bezugspunkt das kleinste polare Trägheitsmoment ist.

Der Punkt  $x_0z_0$  besitzt somit gewisse Eigenschaften des Schwerpunktes eines Querschnittes, da ja auch für den Schwerpunkt das statische Moment in Bezug auf jede durch ihn gehende Achse gleich Null ist und das polare Trägheitsmoment des Querschnittes sein Minimum erreicht. Dr. Nökkentved hat den Punkt  $x_0z_0$  — „Hauptpunkt des Pfahlrostes“ benannt; die durch diesen Punkt gehenden Achsen  $\eta$  und  $\xi$  sind die „Hauptachsen des Pfahlrostes“.

Die Gleichung 3 kann nun sinngemäss auch auf diese Hauptachsen bezogen werden, wenn man in ihr und den Determinanten 4 —  $p$  durch die Lote  $r$  und  $\alpha$  durch die Winkel  $\varphi$ , welche diese Lote mit der  $\eta$ -Achse einschliessen, ersetzt (Fig. 3) und anstatt  $P_x, P_z$  und  $M'$  die Projektionen der äusseren Kraft  $P$  auf die Hauptachsen  $\eta$  und  $\xi$ , sowie das Moment  $M$  dieser Kraft in Bezug auf den Hauptpunkt einführt. Diese Gleichung lautet dann:

$$N_1 = v_1 D \begin{vmatrix} P_\xi & \Sigma u A'' \cos \varphi & \Sigma u A''' \cos \varphi \\ P_\eta & \Sigma u A'' \sin \varphi & \Sigma u A''' \sin \varphi \\ M & \Sigma u A'' r & \Sigma u A''' r \\ \hline \Sigma u A' \cos \varphi & \Sigma u A'' \cos \varphi & \Sigma u A''' \cos \varphi \\ \Sigma u A' \sin \varphi & \Sigma u A'' \sin \varphi & \Sigma u A''' \sin \varphi \\ \Sigma u A' r & \Sigma u A'' r & \Sigma u A''' r \end{vmatrix} \quad \dots 8.$$

wobei

$$D = \begin{vmatrix} \cos \varphi_1 & \cos \varphi_2 & \cos \varphi_3 \\ \sin \varphi_1 & \sin \varphi_2 & \sin \varphi_3 \\ r_1 & r_2 & r_3 \end{vmatrix} = r_1 \sin(\varphi_3 - \varphi_2) + r_2 \sin(\varphi_1 - \varphi_3) + r_3 \sin(\varphi_2 - \varphi_1);$$

$$\Sigma u A' \cos \varphi = \begin{vmatrix} \Sigma u \cos^2 \varphi & \cos \varphi_2 & \cos \varphi_3 \\ 0 & \sin \varphi_2 & \sin \varphi_3 \\ 0 & r_2 & r_3 \end{vmatrix} = (r_3 \sin \varphi_2 - r_2 \sin \varphi_3) \Sigma u \cos^2 \varphi;$$

$$\Sigma u A' \sin \varphi = \begin{vmatrix} 0 & \cos \varphi_2 & \cos \varphi_3 \\ \Sigma u \sin^2 \varphi & \sin \varphi_2 & \sin \varphi_3 \\ 0 & r_2 & r_3 \end{vmatrix} = (r_2 \cos \varphi_3 - r_3 \cos \varphi_2) \Sigma u \sin^2 \varphi;$$

$$\Sigma u A' r = \begin{vmatrix} 0 & \cos \varphi_2 & \cos \varphi_3 \\ 0 & \sin \varphi_2 & \sin \varphi_3 \\ \Sigma u r^2 & r_2 & r_3 \end{vmatrix} = \sin(\varphi_3 - \varphi_2) \Sigma u r^2$$

und entsprechend:

$$\Sigma u A'' \cos \varphi = (r_1 \sin \varphi_3 - r_3 \sin \varphi_1) \Sigma u \cos^2 \varphi;$$

$$\Sigma u A'' \sin \varphi = (r_3 \cos \varphi_1 - r_1 \cos \varphi_3) \Sigma u \sin^2 \varphi;$$

$$\Sigma u A'' r = \sin(\varphi_1 - \varphi_3) \Sigma u r^2;$$

$$\begin{aligned} \Sigma u A''' \cos \varphi &= (r_2 \sin \varphi_1 - r_1 \sin \varphi_2) \Sigma u \cos^2 \varphi; \\ \Sigma u A''' \sin \varphi &= (r_1 \cos \varphi_2 - r_2 \cos \varphi_1) \Sigma u \sin^2 \varphi; \\ \Sigma u A''' r &= \sin(\varphi_2 - \varphi_1) \Sigma u r^2. \end{aligned}$$

Die Ausrechnung der Formel 8 ergibt<sup>3)</sup>:

$$N_1 = P_\xi \frac{u_1 \cos \varphi_1}{\Sigma u \cos^2 \varphi} + P_\eta \frac{u_1 \sin \varphi_1}{\Sigma u \sin^2 \varphi} + M \frac{u_1 r_1}{\Sigma u r^2}$$

oder da mit dem Index 1 ein beliebiger Pfahl des Pfahlrostes bezeichnet ist, allgemein:

$$N = P_\xi \frac{u \cos \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi} + P_\eta \frac{u \sin \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi} + M \frac{u r}{\Sigma u r^2} \dots \dots \dots 9.$$

Werden die Koordinaten des Schnittpunktes von  $P_\eta$  und  $P_\xi$  mit  $\eta$  und  $\xi$  bezeichnet, so ist  $M = P_\xi \eta + P_\eta \xi$  und die Formel 9 geht über in:

$$N = P_\xi \left[ \frac{u \cos \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi} + \frac{u r \eta}{\Sigma u r^2} \right] + P_\eta \left[ \frac{u \sin \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi} + \frac{u r \xi}{\Sigma u r^2} \right] \dots \dots 10.$$

Führt man endlich die äussere Kraft  $P$  ein und bezeichnet mit  $d_0$  die Länge des Lotes vom Hauptpunkte auf diese Kraft und mit  $\delta$  den Winkel, welchen dieses Lot mit der  $\eta$ -Achse bildet, so ist  $P_\xi = P \cos \delta$ ,  $P_\eta = P \sin \delta$  und  $M = P d_0$ . Die Gleichung 9 nimmt dann die Form an:

$$N = P \left[ \frac{u \cos \varphi \cos \delta}{\Sigma u \cos^2 \varphi} + \frac{u \sin \varphi \sin \delta}{\Sigma u \sin^2 \varphi} + \frac{u r d_0}{\Sigma u r^2} \right] \dots \dots \dots 11.$$

<sup>3)</sup> Man erhält für den Zähler:

$$\begin{aligned} &P_\xi [(r_3 \cos \varphi_1 - r_1 \cos \varphi_3) \sin(\varphi_2 - \varphi_1) - (r_1 \cos \varphi_2 - r_2 \cos \varphi_1) \sin(\varphi_1 - \varphi_3)] \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u r^2 + \\ &+ P_\eta [(r_2 \sin \varphi_1 - r_1 \sin \varphi_2) \sin(\varphi_1 - \varphi_3) - (r_1 \sin \varphi_3 - r_3 \sin \varphi_1) \sin(\varphi_2 - \varphi_1)] \Sigma u \cos^2 \varphi \Sigma u r^2 + \\ &+ M [(r_1 \sin \varphi_3 - r_3 \sin \varphi_1)(r_1 \cos \varphi_2 - r_2 \cos \varphi_1) - (r_2 \sin \varphi_1 - r_1 \sin \varphi_2)(r_3 \cos \varphi_1 - r_1 \cos \varphi_3)] \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u \cos^2 \varphi = \\ &= P_\xi \cos \varphi_1 [r_1 \sin(\varphi_3 - \varphi_2) + r_2 \sin(\varphi_1 - \varphi_3) + r_3 \sin(\varphi_2 - \varphi_1)] \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u r^2 + \\ &+ P_\eta \sin \varphi_1 [r_1 \sin(\varphi_3 - \varphi_2) + r_2 \sin(\varphi_1 - \varphi_3) + r_3 \sin(\varphi_2 - \varphi_1)] \Sigma u \cos^2 \varphi \Sigma u r^2 + \\ &+ M r_1 [r_1 \sin(\varphi_3 - \varphi_2) + r_2 \sin(\varphi_1 - \varphi_3) + r_3 \sin(\varphi_2 - \varphi_1)] \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u \cos^2 \varphi = \\ &= D [P_\xi \cos \varphi_1 \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u r^2 + P_\eta \sin \varphi_1 \Sigma u \cos^2 \varphi \Sigma u r^2 + M r_1 \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u \cos^2 \varphi]. \end{aligned}$$

Für den Nenner:

$$\begin{aligned} &D [(r_3 \sin \varphi_2 - r_2 \sin \varphi_3) \Sigma u \cos^2 \varphi \times \cos \varphi_1 \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u r^2 + (r_2 \cos \varphi_3 - r_3 \cos \varphi_2) \Sigma u \sin^2 \varphi \times \\ &\times \sin \varphi_1 \Sigma u \cos^2 \varphi \Sigma u r^2 + \sin(\varphi_3 - \varphi_2) \Sigma u r^2 \times r_1 \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u \cos^2 \varphi] = \\ &= D [r_1 \sin(\varphi_3 - \varphi_2) + r_2 \sin(\varphi_1 - \varphi_3) + r_3 \sin(\varphi_2 - \varphi_1)] \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u \cos^2 \varphi \Sigma u r^2 = \\ &= D^2 \cdot \Sigma u \sin^2 \varphi \Sigma u \cos^2 \varphi \Sigma u r^2. \end{aligned}$$

Diese Resultate stimmen mit der von Dr. Nökkentved aufgestellten Formel überein, wenn man in der letzteren  $\Sigma v \operatorname{tg} \alpha = 0$  annimmt<sup>4)</sup>.

Aus den Formeln 9—11 können folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Liegen die Kräfte  $P_\eta$  und  $P_\xi$  in den Hauptachsen, geht somit die äussere Kraft  $P$  durch den Hauptpunkt des Pfahlrostes, so ist  $M = 0$  und die in einem Pfahle wirkende Kraft  $N$  ist unabhängig von der Entfernung dieses Pfahles vom Hauptpunkte. In parallelen Pfählen mit gleichgrossem  $u = \frac{EF}{l}$  wirken somit gleichgrosse Kräfte. Die Formel 9 lautet für diesen Fall:

$$N = P_\xi \frac{u \cos \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi} + P_\eta \frac{u \sin \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi} \dots \dots \dots 9-a.$$

2. Geht ein Pfahl durch den Hauptpunkt des Pfahlrostes, so ist für denselben  $r = 0$ ; das letzte Glied der Formel 9 wird Null und die in einem solchen Pfahle wirkende Kraft ist daher unabhängig von der Entfernung der äusseren Kraft vom Hauptpunkte. Es sei auf die Analogie mit dem exzentrischen Druck verwiesen, bei welchem die Spannung im Schwerpunkte des Querschnittes auch unabhängig von der Exzentrizität der äusseren Kraft ist.

3. Die in einem Pfahle wirkende Kraft  $N$  ist gleich Null unabhängig von der Richtung der äusseren Kraft  $P$ , wenn dieselbe durch einen Punkt geht, dessen Koordinaten in Bezug auf die Hauptachsen:

$$\eta' = -\frac{\cos \varphi}{r} \cdot \frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \cos^2 \varphi} \text{ und } \xi' = -\frac{\sin \varphi}{r} \cdot \frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \sin^2 \varphi} \dots \dots 12.$$

sind. Zerlegt man nämlich die Kraft  $P$  in diesem Punkte nach den

<sup>4)</sup> Nach Nökkentved ist (s. das in der Fussnote 1 erwähnte Buch, Seite 10):

$$N \cos \alpha = V \frac{v}{\Sigma v} \frac{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'} + H \frac{v}{\Sigma v \operatorname{tg} \alpha} \frac{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha'}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'} + M \frac{v \eta}{J}$$

wobei:

$$\operatorname{tg} \alpha'' = \frac{\Sigma v \operatorname{tg}^2 \alpha}{\Sigma v \operatorname{tg} \alpha}; \operatorname{tg} \alpha' = \frac{\Sigma v \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma v}; J = \Sigma v \eta^2$$

folglich:

$$N \cos \alpha = V \frac{v \Sigma v \operatorname{tg}^2 \alpha - v \operatorname{tg} \alpha \Sigma v \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma v \Sigma v \operatorname{tg}^2 \alpha - \Sigma v \operatorname{tg} \alpha \Sigma v \operatorname{tg} \alpha} + H \frac{v \operatorname{tg} \alpha \Sigma v - v \Sigma v \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma v \Sigma v \operatorname{tg}^2 \alpha - \Sigma v \operatorname{tg} \alpha \Sigma v \operatorname{tg} \alpha} + M \frac{v \eta}{\Sigma v \eta^2}$$

setzt man  $\Sigma v \operatorname{tg} \alpha = 0$  und berücksichtigt, dass  $v = \frac{EF}{l} \cos^2 \alpha$ , während in der Formel 9

$u = \frac{EF}{l}$ , also  $v = u \cos^2 \alpha$  und dass  $\eta = r/\cos \alpha$  ist, so erhält man:

$$N \cos \alpha = V \frac{u \cos^2 \alpha}{\Sigma u \cos^2 \alpha} + H \frac{u \sin \alpha \cos \alpha}{\Sigma u \sin^2 \alpha} + M \frac{u r \cos \alpha}{\Sigma u r^2}$$

welcher Ausdruck mit der Formel 9 identisch ist.

Richtungen der Hauptachsen, so werden die Koeffizienten von  $P_\xi$  und  $P_\eta$  der Formel 10 gleich Null.

Die Verbindungslinie des Punktes  $\eta'\xi'$  mit dem Hauptpunkte schliesst mit der  $\xi$ -Achse einen Winkel  $\psi$  ein, wobei

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\eta'}{\xi'} = \operatorname{ctg} \varphi \frac{\frac{\sum u r^2}{\sum u \cos^2 \varphi}}{\frac{\sum u r^2}{\sum u \sin^2 \varphi}} \dots \dots \dots 13.$$

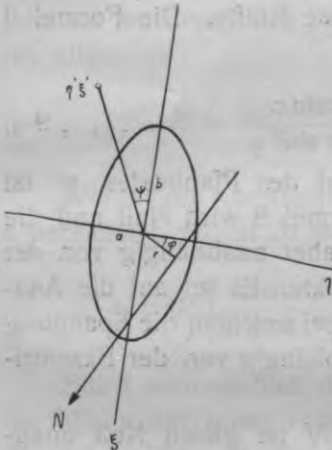


Fig. 4.

Diese Verbindungslinie und der dem Punkte  $\eta'\xi'$  zugeordnete Pfahl, welcher mit der  $\xi$ -Achse den Winkel  $\varphi$  einschliesst, können somit als konjugierte Richtungen einer Ellipse mit den Halbachsen:

$$a = \sqrt{\frac{\sum u r^2}{\sum u \cos^2 \varphi}} \text{ und } b = \sqrt{\frac{\sum u r^2}{\sum u \sin^2 \varphi}} \quad 14.$$

in der Richtung der  $\eta$ , resp.  $\xi$ -Achse angesehen werden.

Berücksichtigt man weiter, dass die Gleichung der Polare des Punktes  $\eta'\xi'$  in Bezug auf diese Ellipse lautet:  $\eta \cos \varphi + \xi \sin \varphi = -r$ , dagegen die Gleichung des dem Punkte  $\eta'\xi'$  zugeordneten Pfahles gegeben ist durch:

$\eta \cos \varphi + \xi \sin \varphi = +r$ , so erkennt man, dass dieser Pfahl und der Punkt  $\eta'\xi'$  als Antipolare und Pol (oder Polare und Antipol) der erwähnten Ellipse gedeutet werden können.

Für diese Ellipse soll im Folgenden die Bezeichnung „Trägheitsellipse des Pfahlrostes“ eingeführt werden<sup>5)</sup>. Man erhält somit folgenden Satz:

„Die auf einen Pfahlrost einwirkende äussere Kraft ruft in einem Pfahle keine Kraft hervor, wenn sie durch den Antipol dieses Pfahles in Bezug auf die Trägheitsellipse des Pfahlrostes geht.“

<sup>5)</sup> Werden die Formeln 14 für die Halbachsen dieser Ellipse umgeformt, und zwar:

$$a = \sqrt{\frac{\sum u \cos^2 \varphi (r/\cos \varphi)^2}{\sum u \cos^2 \varphi}} \text{ und } b = \sqrt{\frac{\sum u \sin^2 \varphi (r/\sin \varphi)^2}{\sum u \sin^2 \varphi}}$$

wobei  $\sum u \cos^2 \varphi (r/\cos \varphi)^2$  und  $\sum u \sin^2 \varphi (r/\sin \varphi)^2$  die achsialen Trägheitsmomente der in den Schnittpunkten der Pfähle mit den Hauptachsen  $\eta$  und  $\xi$  konzentrierten Grössen  $u \cos^2 \varphi$  und  $u \sin^2 \varphi$  sind, so erhält man für die Halbachsen  $a$  und  $b$  analoge Ausdrücke, wie für die Trägheitsradien eines Querschnittes  $\rho^2 = \frac{J}{F}$ . Aus diesem Grunde ist die Bezeichnung „Trägheitsellipse“ auch für den Pfahlrost beibehalten worden; Dr. Nöckentved hat dieselbe „Polarellipse“ benannt.

4. Geht die äussere Kraft  $P$  nicht durch den Antipol  $\eta'\xi'$  eines Pfahles, so kann die Zerlegung derselben nach den Richtungen der Hauptachsen immer so vorgenommen werden, dass eine Komponente der Kraft, z. B.  $P_\eta$  durch diesen Punkt geht und daher keine Kraft im zugeordneten Pfahle hervorruft (Fig. 5). Die Gleichung 10 lautet dann:

$$N = P_\xi \left[ \frac{u \cos \varphi}{\sum u \cos^2 \varphi} + \frac{u r \eta}{\sum u r^2} \right].$$

Ist  $d$  die Länge des Lotes vom Antipole  $\eta'\xi'$  auf die Kraft  $P$  und  $\delta$  — der Winkel zwischen diesem Lote und der  $\eta$ -Achse, so ist:

$$P_\xi = P \cos \delta \quad \text{und} \quad \eta = \frac{d}{\cos \delta} \cdot \frac{\cos \varphi}{r} \cdot \frac{\sum u r^2}{\sum u \cos^2 \varphi}.$$

Diese Ausdrücke in die Formel für  $N$  eingesetzt, ergeben:

$$N = P \cdot d \frac{u r}{\sum u r^2} \dots \dots \dots 15.$$

Die in einem Pfahle wirkende Kraft  $N$  ist daher direkt proportional der Entfernung  $d$  der äusseren Kraft vom Antipole dieses Pfahles. Ergibt dabei die äussere Kraft ein Drehmoment um den Antipol eines Pfahles im Sinne der Bewegung des Uhrzeigers, so ist dieser Pfahl gedrückt, wenn er eine Horizontale durch seinen Antipol rechts von demselben schneidet, und gezogen, wenn sich dieser Schnittpunkt links vom Antipole befindet. Ein Drehmoment in entgegengesetzter Richtung ruft dagegen in Pfählen rechts ihrer Antipole — Zug, und links derselben — Druck hervor.

5. Die Gleichung der Wirkungslinie der äusseren Kraft  $P$  in Bezug auf die Hauptachsen ist:  $P_\xi \eta + P_\eta \xi = M$ , denn  $P_\xi : P$  und  $P_\eta : P$  sind der  $\cos$  und  $\sin$  des Winkels, welchen das Lot vom Hauptpunkte auf die Kraft  $P$  mit der  $\eta$ -Achse einschliesst, und  $M : P$  — ist die Länge dieses Lotes. Die Koordinaten des Antipols dieser Wirkungslinie in Bezug auf die Trägheitsellipse des Pfahlrotes sind daher:

$$\eta_0 = -\frac{P_\xi}{M} \cdot \frac{\sum u r^2}{\sum u \cos^2 \varphi}; \quad \xi_0 = -\frac{P_\eta}{M} \cdot \frac{\sum u r^2}{\sum u \sin^2 \varphi} \quad 16.$$

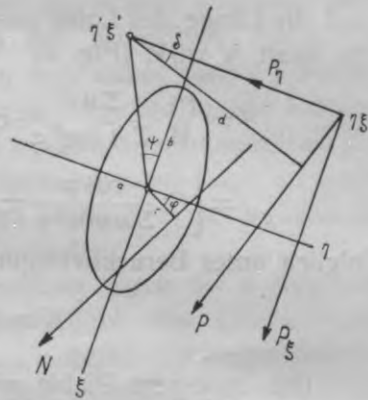


Fig. 5.

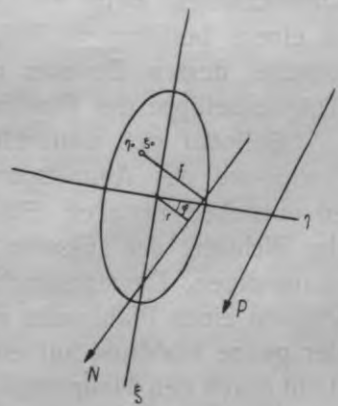


Fig. 6.

und die Länge des Lotes aus diesem Antipole auf einen Pfahl, in dem die Kraft  $N$  wirkt (Fig. 6):

$$f = \frac{P_{\xi}}{M} \cdot \frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \cos^2 \varphi} \cdot \cos \varphi + \frac{P_{\eta}}{M} \cdot \frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \sin^2 \varphi} \cdot \sin \varphi + r =$$

$$= \left[ P_{\xi} \frac{\cos \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi} + P_{\eta} \frac{\sin \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi} + M \frac{r}{\Sigma u r^2} \right] \cdot \frac{\Sigma u r^2}{M}$$

folglich unter Berücksichtigung der Formel 9.

$$N = M \frac{uf}{\Sigma u r^2} = P \frac{u d_0 f}{\Sigma u r^2} \dots \dots \dots 17.$$

Die in einem Pfahle wirkende Kraft  $N$  ist daher direkt proportional der Entfernung dieses Pfahles vom Antipole der Wirkungslinie der äusseren Kraft.

Ist dieser Antipol so belegen, dass der ganze Pfahlrost sich auf einer Seite desselben befindet, so entstehen unter der Einwirkung einer äusseren Kraft in allen Pfählen entweder nur Druck- oder nur Zugkräfte.

### Der „Kern“ eines Pfahlrostes.

Bei näherer Betrachtung der Trägheitsellipse eines Pfahlrostes lässt sich eine eigentümliche Verwandtschaft zwischen der hier behandelten Aufgabe und dem Problem des exzentrischen Druckes eines prismatischen Körpers feststellen. Wie bekannt, ist der geometrische Ort aller Angriffspunkte einer exzentrisch wirkenden Kraft, welche in einem bestimmten Flächenelemente die Spannung Null hervorruft, die Antipolare dieses Flächenelementes in Bezug auf die Trägheitsellipse des Querschnittes. Beim Pfahlroste dagegen bilden alle Kraftlinien, welche in einem bestimmten Pfahle die Kraft Null erzeugen, ein Strahlenbüschel, dessen Zentrum der Antipol dieses Pfahles in Bezug auf die Trägheitsellipse des Pfahlrostes ist.

Befindet sich weiterhin der ganze Querschnitt auf einer Seite der Antipolare des Angriffspunktes einer exzentrisch angreifenden Kraft, so entstehen in allen Flächenelementen dieses Querschnittes je nach der Richtung der äusseren Kraft entweder nur Druck- oder nur Zugspannungen. Dementsprechend konnte festgestellt werden, dass in allen Pfählen eines Pfahlrostes nur Druck- oder nur Zugkräfte wirken, wenn der ganze Pfahlrost auf einer Seite des Antipols der Wirkungslinie einer nicht durch den Hauptpunkt gehenden äusseren Kraft belegen ist. Man erkennt, dass die für einen Pfahlrost gültigen Sätze aus analogen



Sätzen für einen exzentrisch beanspruchten Querschnitt abgeleitet werden können unter Anwendung des aus der projektiven Geometrie bekannten Gesetzes der Reziprozität, wenn man dabei anstatt Flächenelemente — Pfähle, und anstatt Spannungen — Kräfte in den Pfählen einführt. Es soll nun der Versuch gemacht werden, dieses Gesetz auf die Theorie des Kernes eines Querschnittes anzuwenden, um auch für einen Pfahlrost Grenzlagen der äusseren Kraft zu bestimmen, bei welchen in keinem Pfahle des Pfahlrostes Zugkräfte entstehen.

Der Kern eines Querschnittes ist bestimmt durch die Antipolaren  $a, b, c, d \dots$  in Bezug auf die Trägheitsellipse des Querschnittes für diejenigen Eckpunkte  $A, B, C, D \dots$ , deren Verbindungslinien  $AB, BC, CD \dots$  die Umhüllungslinien des Querschnittes sind, d. h. eine solche Lage haben, dass der ganze Querschnitt sich auf einer Seite einer jeden von diesen Linien befindet. Jede Antipolare, z. B. die Antipolare  $b$ , ist der Träger einer Punktreihe, welche durch die Schnittpunkte  $ba$  und  $bc$  mit den Antipolaren  $a$  und  $c$  des vorhergehenden und folgenden Eckpunktes  $A$  und  $C$  in 2 Strecken zerlegt wird, von denen für die Begrenzung des Kernes diejenige Strecke in Betracht kommt, auf welcher beim Übergange vom Punkte  $ba$  zum Punkte  $bc$  die Schnittpunkte der Antipolare  $b$  mit den übrigen Antipolaren nicht überschritten werden. Alle auf diese Weise bestimmten Strecken der Antipolaren  $a, b, c, d \dots$  begrenzen eine Fläche — den Kern des Querschnittes. Eine äussere Kraft, deren Angriffspunkt innerhalb dieses Kernes belegen ist, ruft in allen Flächenelementen des Querschnittes gleichartige Spannungen, d. h. entweder nur Druck-, oder nur Zugspannungen hervor.

Dementsprechend ist der „Kern“ eines Pfahlrostes durch die Antipole  $A, B, C, D \dots$  in Bezug auf die Trägheitsellipse des Pfahlrostes für diejenigen Pfähle  $a, b, c, d \dots$  des Pfahlrostes bestimmt, deren Achsen die Umhüllungslinien des Pfahlrostes sind und deren Schnittpunkte  $ab, bc, cd \dots$  daher eine solche Lage haben, dass der ganze Pfahlrost sich auf einer Seite eines jeden von diesen Punkten befindet. Jeder Antipol, z. B. der Antipol  $B$ , ist der Träger eines Strahlenbüschels, welcher durch die Verbindungslinien  $BA$  und  $BC$  des Antipols  $B$  mit den Antipolen  $A$  und  $C$  des vorhergehenden und folgenden Pfahles  $a$  und  $c$  in 2 vollkommene Winkel zerlegt wird, von denen für die Bestimmung des Kernes derjenige Winkel in Betracht kommt, innerhalb welchem beim Übergange vom Strahle  $BA$  zum Strahle  $BC$  die Verbindungslinien des Antipols  $B$  mit den übrigen Antipolaren nicht

überschritten werden. Alle auf diese Weise bestimmten vollkommenen Winkel mit den Scheiteln in den Antipolen  $A, B, C, D \dots$  ergeben eine Fläche — den Kern des Pfahlrostes. Eine äussere Kraft, deren Wirkungslinie innerhalb dieses Kernes verläuft, ruft in allen Pfählen des Pfahlrostes nur gleichartige Kräfte, d. h. entweder nur Druck-, oder nur Zugkräfte hervor.

Die Richtigkeit dieser auf geometrischem Wege gewonnenen Konstruktion des Kernes eines Pfahlrostes kann leicht nachgewiesen werden. Ist nämlich die Wirkungslinie der äusseren Kraft innerhalb des Kernes belegen, so liegt diese Kraft auf derselben Seite von den Antipolen  $A, B, C, D \dots$ , wie die Pfähle, denen diese Antipole zugeordnet sind. Erzeugt z. B. diese Kraft um die links von ihr belegenen Antipole ein Drehmoment im Sinne der Bewegung des Uhrzeigers, um die rechts belegenen Antipole — ein Drehmoment in entgegengesetzter Richtung, so wirken in allen Pfählen, wie schon früher dargelegt wurde, gleichartige, und zwar Druckkräfte. Bei einem entgegengesetzten Wirkungssinne der äusseren Kraft werden, solange dieselbe innerhalb des Kernes belegen ist, alle Pfähle auf Zug beansprucht sein.

### Die graphische Berechnung von Pfahlrosten.

Aus der Formel 15 konnte der Schluss gezogen werden, dass die in einem Pfahle wirkende Kraft direkt proportional der Entfernung der äusseren Kraft vom Antipole dieses Pfahles in Bezug auf die Trägheitsellipse des Pfahlrostes ist. Schlägt man um diesen Antipol einen Kreis mit einem beliebigen Radius, so erzeugen alle gleichgrossen Kräfte, welche diesen Kreis berühren und denselben Drehungssinn um den Antipol haben, ein und dieselbe Kraft im zugeordneten Pfahle. Man kann daher Einflusskreise um diesen Antipol zeichnen, oder, wenn man sich auf eine bestimmte Richtung der äusseren Kraft beschränkt, eine Einflusslinie dieser Kraft für den Pfahl konstruieren, sobald der Antipol in die Zeichnung eingetragen ist. Zu diesem Zwecke ist es erforderlich den Hauptpunkt des Pfahlrostes zu bestimmen, die Richtungen der durch ihn gehenden Hauptachsen festzulegen und endlich die Längen der Halbachsen der Trägheitsellipsen zu kennen. Damit ist der Gang der graphischen Berechnung eines Pfahlrostes festgelegt.

Wie weiterhin aus den Formeln 9 bis 17 ersichtlich, ist es nicht erforderlich die absoluten Grössen  $u$  zu kennen, es genügt ihr Verhältnis zu einander zu bestimmen, da diese Grössen in allen Gliedern der

Formeln wie im Zähler, so auch im Nenner auftreten. Da  $u = \frac{EF}{l}$  ist, so kann  $u$  als achsiale Kraft aufgefasst werden, welche im entsprechenden Pfahle wirkt und welcher eine Längsdeformation  $\lambda = l$  entspricht. Die Grössen  $u$  können daher wie Kräfte behandelt werden, denen ein bestimmter Richtungssinn zukommt.

Nach diesen Vorbemerkungen kann auf die für eine graphische Lösung erforderlichen Konstruktionen näher eingegangen werden.

Beispiel I. (s. Zeichnung I).

Der Pfahlrost einer Kaimauer besteht im Querschnitte aus 8 Pfählen, deren Neigungen und Entfernungen von einander aus der Fig. a zu ersehen sind. Die Verhältniszahlen der Grössen  $u$  betragen für  $u_1 = 78$ ;  $u_2 = 74$ ;  $u_3 = 75$ ;  $u_4 = 70$ ;  $u_5 = 72$ ;  $u_6 = 73$ ;  $u_7 = 76$  und  $u_8 = 78$ . Diese Grössen werden als Strecken in einem passenden Massstabe auf die Achsen der entsprechenden Pfähle aufgetragen (Fig. b —  $u_1$  bis  $u_6$  am oberen Ende,  $u_7$  und  $u_8$  am unteren Ende der verlängerten Pfahlachsen und ihnen allen ein und derselbe Richtungssinn, vom oberen Stützpunkt der Pfähle zum unteren, zugewiesen. Die Projektionen dieser Strecken auf eine Vertikale und Horizontale<sup>6)</sup> ergeben die Grössen  $u \cos \alpha$  und  $u \sin \alpha$ , wenn  $\alpha$  der Winkel zwischen der Pfahlrichtung und der Vertikalen ist. Da die Strecken  $u \sin \alpha$  klein im Verhältnis zu  $u \cos \alpha$  sind, so ist für  $u \sin \alpha$  ein 4-mal grösserer Massstab, als für  $u \cos \alpha$  angenommen. Werden die Strecken  $u \cos \alpha$  vektoriell addiert, indem man sie in den Achsen der Pfähle liegend annimmt, so erhält man den Linienzug  $A_0 \dots A_8$  (Fig. c), dessen Schlusslinie  $A_0 A_8$  nach Grösse und Richtung die Resultierende  $\Sigma u \cos \alpha$  ist. Die Lage dieser Resultierenden in Bezug auf den Pfahlrost wird durch die bekannte Seilpolygon-Konstruktion gefunden und hat ein jeder Punkt der Wirkungslinie von  $\Sigma u \cos \alpha$  die Eigenschaft, dass für ihn  $\Sigma u r \cos \alpha = 0$  ist, wenn  $r$  — die Längen der Lote aus diesem Punkte auf die Pfähle sind. Der Hauptpunkt des Pfahlrostes muss somit auf dieser Linie liegen (vergl. Formel 5). Verfährt man ebenso mit den Strecken  $u \sin \alpha$ , indem auch sie in den Achsen der Pfähle liegend angenommen werden (Fig. d), so ist der Hauptpunkt 0 als Schnittpunkt der Resultierenden  $\Sigma u \cos \alpha$  und  $\Sigma u \sin \alpha$  bestimmt. Es sei darauf aufmerksam gemacht, dass bei der vektoriellen Addition der Grössen  $u \sin \alpha$  zu

<sup>6)</sup> Anstatt der Vertikalen und Horizontalen können auch 2 andere zu einander senkrechte Richtungen angenommen werden.

berücksichtigen ist, dass  $u_7 \sin \alpha_7$  und  $u_8 \sin \alpha_8$  einen entgegengesetzten Richtungssinn haben, als die übrigen  $u \sin \alpha$ .

Die Projektion des Linienzuges  $A_0 \dots A_8$  (Fig. c) auf eine Vertikale ergibt in dem für  $u \cos \alpha$  angenommenen Massstabe die skalare Summe  $A_0 B_8 = \sum u \cos^2 \alpha$ ; die horizontale Projektion desselben Linienzuges dagegen —  $A_8 B_8 = \sum u \sin \alpha \cos \alpha$ . Wird schliesslich vom Punkte  $B_8$  die vertikale Strecke  $B_8 B_9$  gleich  $\sum u \sin^2 \alpha = \sum u - \sum u \cos^2 \alpha$  aufgetragen, so können die Richtungen der Hauptachsen  $B_0 B_9$  ( $\xi$ -Achse) und  $A_9 B_9$  ( $\eta$ -Achse) am einfachsten mit Hilfe der Kreiskonstruktion von Land bestimmt werden.

Man wiederholt nun die Konstruktionen der Fig. c und d, indem aber jetzt die auf den Achsen der Pfähle aufgetragenen Strecken  $u$  auf die Richtungen der Hauptachsen projiziert werden. Die erhaltenen Grössen  $u \cos \varphi$  und  $u \sin \varphi$  ( $\varphi$  ist der Winkel zwischen der Pfahlrichtung und der  $\xi$ -Achse) werden wieder, mit Berücksichtigung ihres Richtungssinnes, in den Achsen der Pfähle liegend angenommen und zu 2 Polygonen  $C_0 \dots C_8$  und  $E_0 \dots E_8$  aneinandergesetzt. (Fig. e — für die Grössen  $u \cos \varphi$  und Fig. f in 4 mal grösserem Massstabe für die Grössen  $u \sin \varphi$ ). Die Schlusslinien  $C_0 C_8$  und  $E_0 E_8$  dieser Polygone müssen den Hauptachsen  $\xi$ , resp.  $\eta$  parallel sein, weil die Projektionen dieser Linienzüge auf die zweite Hauptachse ( $\eta$  — in Fig. e und  $\xi$  — in Fig. f)  $\sum u \sin \varphi \cos \varphi$  ergeben würden, dieser Ausdruck aber in Bezug auf die Hauptachsen des Pfahlrostes gleich Null ist.

Werden in Fig. e die Punkte  $C_1$  bis  $C_7$  auf die Gerade  $C_0 C_8$  projiziert, so sind die Strecken  $C_0 D_1$ ,  $D_1 D_2$  u. s. w. gleich  $u_1 \cos^2 \varphi_1$ ;  $u_2 \cos^2 \varphi_2 \dots$  und ihre Summe  $C_0 C_8 = \sum u \cos^2 \varphi$ . Das Verhältnis einer Teilstrecke zur Gesamtlänge  $C_0 C_8$  ist  $\frac{u \cos^2 \varphi}{\sum u \cos^2 \varphi}$ . Um die Grösse dieses

Verhältnisses von einem Zentimeter-Massstabe ablesen zu können, genügt es die Punktreihe  $C_0 D_1 \dots D_7 D_8$  auf eine Gerade  $D_0' D_8'$  zu projizieren, deren Länge gleich einer runden Anzahl von Zentimetern, z. B. 10 cm lang, angenommen ist. Es empfiehlt sich die Lage der Geraden  $D_0' D_8'$  parallel der Hauptachse  $\xi$  zu wählen, denn dann schneidet eine der  $\eta$ -Achse parallele Gerade, welche durch den oberen Punkt einer beliebigen Teilstrecke von  $D_0' D_8'$  gezogen ist, auf einer zweiten Geraden, die durch den unteren Punkt derselben geht und parallel dem Pfahle verläuft, welchem diese Teilstrecke entspricht, eine Strecke ab, die für

diesen Pfahl massstäblich den Wert  $\frac{u \cos \varphi}{\sum u \cos^2 \varphi}$ , d. h. die Grösse des Koeffizienten von  $P_\xi$  der Formel 9 ergibt.

In ähnlicher Weise kann die Grösse des Koeffizienten  $\frac{u \sin \varphi}{\sum u \sin^2 \varphi}$  von  $P_\eta$  dieser Formel aus der Fig. f bestimmt werden, indem man die Punkte  $E_1$  bis  $E_7$  auf eine durch  $E_8$  senkrecht zu  $E_0E_8$ , also parallel der Hauptachse  $\xi$  gehende Gerade projiziert. Die Strecken  $E_8F_1, F_1F_2$  u. s. w. sind dann gleich  $u_1 \sin \varphi_1 \cos \varphi_1, u_2 \sin \varphi_2 \cos \varphi_2 \dots$ ; die Summe aller dieser Teilstrecken ist gleich Null. Wird ferner auf dieser Geraden die Strecke  $E_8F_0 = E_0E_8 = \sum u \sin^2 \varphi$  aufgetragen und auf eine parallele Gerade  $F_8'F_0'$  projiziert, deren Länge gleich  $D_0'D_8'$  der Fig. e ist, so schneiden die Strahlen, welche die Punkte  $F_1, F_2$  u. s. w. mit dem Projektionszentrum verbinden, auf der verlängerten Geraden  $F_8'F_0'$  Teilstrecken ab, deren Verhältnis zur Länge  $F_8'F_0'$  gleich  $\frac{u \sin \varphi \cos \varphi}{\sum u \sin^2 \varphi}$  ist, wobei diese Werte für die einzelnen Pfähle in demselben Massstabe aus der Zeichnung entnommen werden können, wie die Grössen  $\frac{u \cos^2 \varphi}{\sum u \cos^2 \varphi}$  aus der Fig. e. Eine ähnliche Überlegung, wie oben für die zeichnerische Ermittlung der Werte  $\frac{u \cos \varphi}{\sum u \cos^2 \varphi}$ , gestattet dann schliesslich auch die Werte  $\frac{u \sin \varphi}{\sum u \sin^2 \varphi}$  in der Zeichnung zu fixieren.

Die für einen Pfahl erhaltenen Strecken  $\frac{u \sin \varphi}{\sum u \sin^2 \varphi}$  und  $\frac{u \cos \varphi}{\sum u \cos^2 \varphi}$  werden nun vom Hauptpunkte aus auf die Hauptachsen  $\eta$  und  $\xi$  aufgetragen, wobei die Richtungen dieser Strecken den Richtungen von  $u \sin \varphi$  und  $u \cos \varphi$  in der Fig. b zu entsprechen haben. Wird durch den Hauptpunkt und die Endpunkte  $A$  und  $B$  dieser Strecken ein Kreis gelegt (Textfig. 7), so ist die Länge einer durch den Hauptpunkt gehenden Chorde  $OC$  dieses Kreises, welche mit der  $\xi$ -Achse den Winkel  $\delta$  einschliesst:

$$OC = \frac{u \cos \varphi \cos \delta}{\sum u \cos^2 \varphi} + \frac{u \sin \varphi \sin \delta}{\sum u \sin^2 \varphi}$$

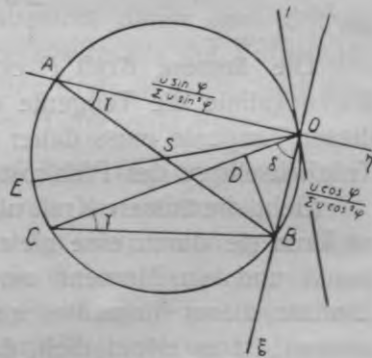


Fig. 7.

$$\text{denn: } OD = \frac{u \cos \varphi \cos \delta}{\Sigma u \cos^2 \varphi} \text{ und } DC = BD \cdot \text{ctg } \gamma;$$

$$BD = \frac{u \cos \varphi \sin \delta}{\Sigma u \cos^2 \varphi}; \quad \text{ctg } \gamma = \frac{\frac{u \sin \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi}}{\frac{u \cos \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi}} = \text{tg } \varphi \cdot \frac{\Sigma u \cos^2 \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi},$$

$$\text{daher: } DC = \frac{u \sin \varphi \sin \delta}{\Sigma u \sin^2 \varphi}.$$

Für den speziellen Fall, dass die äussere Kraft  $P$  durch den Hauptpunkt des Pfahlrostes geht, lautet die Gleichung 11:

$$N = P \left[ \frac{u \cos \varphi \cos \delta}{\Sigma u \cos^2 \varphi} + \frac{u \sin \varphi \sin \delta}{\Sigma u \sin^2 \varphi} \right].$$

Auf der Wirkungslinie der äusseren Kraft  $P$  wird daher durch den erwähnten Kreis eine Strecke  $OC$  begrenzt, deren Länge der Pfahlkraft  $N$  für  $P=1$  entspricht. Wenn dabei der Richtungssinn der äusseren Kraft vom Punkte  $O$  zum Punkte  $C$  ist, so ist  $N$  eine Druckkraft, im entgegengesetzten Falle — eine Zugkraft.

Die Kraft  $N$  erreicht ihr Maximum, wenn die äussere Kraft in die Richtung des Durchmessers  $OSE$  fällt, d. h. wenn:

$$\text{tg } \delta = \frac{\frac{u \sin \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi}}{\frac{u \cos \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi}} = \text{tg } \varphi \frac{\Sigma u \cos^2 \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi}$$

ist.

Die äussere Kraft  $P$  erzeugt keine Kraft im Pfahle, wenn ihre Wirkungslinie die Tangente des Kreises  $AOB$  im Punkte  $O$  ist. Auf dieser Tangente muss daher der Antipol des Pfahles in Bezug auf die Trägheitsellipse des Pfahlrostes liegen.

Geht die äussere Kraft nicht durch den Hauptpunkt des Pfahlrostes, so kann sie durch eine gleichgrosse parallele Kraft durch den Hauptpunkt und ein Moment um diesen Punkt ersetzt werden. Um den Einfluss dieses Momentes auf die Kraft  $N$  im Pfahle untersuchen zu können, ist es erforderlich, das polare Trägheitsmoment des Pfahlrostes  $\Sigma u r^2$  in Bezug auf den Hauptpunkt zu kennen.

$\Sigma u r^2 = \Sigma u \cos^2 \alpha (r/\cos \alpha)^2$ ; daher kann dieser Ausdruck auch als achsiales Trägheitsmoment in Bezug auf eine durch den Hauptpunkt gehende Vertikale gedeutet werden, wenn angenommen wird, dass die

Größen  $u \cos^2 \alpha$  in den Schnittpunkten der Pfähle mit einer durch den Hauptpunkt gehenden Horizontale konzentriert sind. Die Größen  $u \cos^2 \alpha$  sind schon in der Fig. c der Zeichnung I vorhanden; man kann daher  $\Sigma u r^2$  nach dem Culmann'schen Verfahren mit Hilfe von 2 Seilpolygonen konstruieren und erhält auf einer durch den Hauptpunkt  $O$  gehenden Vertikale (Fig. b)  $G_0 G_8 = \Sigma u r^2$  mit den Teilstrecken  $G_0 G_1; G_1 G_2 \dots$ , welche den Größen  $u_1 r_1^2; u_2 r_2^2 \dots$  entsprechen. Da in diesem Beispiele der vierte Pfahl durch den Hauptpunkt geht, so ist für ihn  $u_4 r_4^2 = 0$ . Wird dann die Linie  $G_0 G_8$  mit ihren Zwischenpunkten auf eine Gerade  $G_0' G_8'$  projiziert, wobei  $G_0' G_8' = D_0' D_8'$  der Fig. e gesetzt wird, so ergeben die Teilstrecken  $G_0' G_1'; G_1' G_2'$  u. s. w. die Werte  $\frac{u_1 r_1^2}{\Sigma u r^2}; \frac{u_2 r_2^2}{\Sigma u r^2} \dots$ , in demselben Massstabe, wie  $D_0' D_1'; D_1' D_2'$  u. s. w. der Fig. e die Werte  $\frac{u_1 \cos^2 \varphi_1}{\Sigma u \cos^2 \varphi}; \frac{u_2 \cos^2 \varphi_2}{\Sigma u \cos^2 \varphi} \dots$

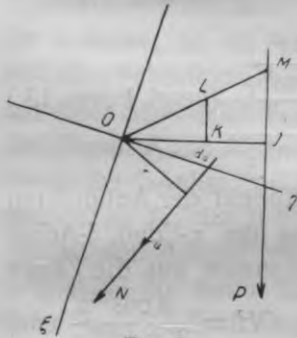


Fig. 8.

Ist die Länge des Lotes vom Hauptpunkte auf einen Pfahl gleich  $r$ , und auf die äussere Kraft  $-d_0$  (Textfig. 8), so macht man  $OK = r$ , trägt auf einer Senkrechten zu  $d_0$  die dem Pfahle entsprechende Strecke  $KL = \frac{u r^2}{\Sigma u r^2}$  auf und erhält dann:

$$JM = \frac{d_0}{r} KL = \frac{u r d_0}{\Sigma u r^2}$$

Die Länge  $JM$  entspricht daher dem dritten Gliede des Klammersausdruckes der Formel 11 und ist positiv, wenn das Moment der äusseren Kraft  $M = P d_0$  und das Moment  $u r$  gleichen Drehungssinn um den Hauptpunkt haben.

Die algebraische Summe der Strecken  $JM$  der Fig. 8 und  $OC$  der Fig. 7, wobei  $OC$  parallel der äusseren Kraft zu ziehen ist, ergibt daher den Gesamteinfluss einer nicht durch den Hauptpunkt gehenden äusseren Kraft  $P=1$  auf den Pfahl. Nach diesem Verfahren ist in Fig. i der Zeichnung I die Kraft im ersten Pfahle für  $P=1$  bestimmt worden. Damit die Fig. i nicht zu klein ausfällt, sind dabei die aus den Fig. e, f und b entnommenen Strecken  $\frac{u_1 \cos \varphi_1}{\Sigma u \cos^2 \varphi}; \frac{u_1 \sin \varphi_1}{\Sigma u \sin^2 \varphi}$  und  $\frac{u_1 r_1^2}{\Sigma u r^2}$  doppelt so lang eingezeichnet worden. Das beschriebene Ver-

fahren hat den Nachteil, dass 2 Strecken in der Zeichnung gemessen werden müssen, um die Kraft  $N$  für  $P=1$  zu erhalten. Man kann dem aus dem Wege gehen, wenn die Strecke  $OK=r$  (Textfig. 8) nicht vom Punkte  $O$ , sondern vom Punkte  $J$  aus in der Richtung nach  $O$  auf der Geraden  $d_0$  aufgetragen wird.

Ist die Lage des Antipoles eines Pfahles in Bezug auf die Trägheitsellipse des Pfahlrostes bekannt, so kann man bei der Konstruktion auch von der Formel 15 ausgehen, welche vollständig analog dem dritten Gliede der Formel 11 aufgebaut ist. Zu diesem Zwecke trägt man (Textfig. 9) auf der  $\xi$ -Achse  $OA = \frac{u \sin \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi}$  und auf der  $\eta$ -Achse  $OB = \frac{u \cos \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi}$  auf, zieht durch  $A$  eine Parallele zur  $\eta$ -Achse und durch  $B$  eine Parallele zur  $\xi$ -Achse und verbindet den Schnittpunkt  $C$  der beiden letzten Geraden mit dem Hauptpunkt  $O$ . Der Antipol des Pfahles liegt dann auf der Geraden  $OC$ , denn:

$$\frac{AC}{BC} = \operatorname{ctg} \varphi \cdot \frac{\Sigma u \sin^2 \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi} = \operatorname{ctg} \varphi \cdot \frac{\frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \cos^2 \varphi}}{\frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \sin^2 \varphi}} \quad (\text{vergl. Form. 13.})$$

Der Antipol des Pfahles ist ferner der Schnittpunkt der Antipolaren der Punkte  $D$  und  $E$ , in welchen die Pfahlachse die  $\eta$ - und  $\xi$ -Achse schneidet. Trägt man auf der  $\xi$ -Achse vom Hauptpunkte aus die Länge  $OG = \frac{u r^2}{\Sigma u r^2}$  und in entgegengesetzter Richtung  $OH = \frac{u \cos^2 \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi}$  auf und zieht durch  $H$  eine Parallele zu  $DG$ , so schneidet diese Parallele die  $\eta$ -Achse in einem Punkte  $F$ , wobei  $OF:OH=OD:OG$  oder da  $OD=r/\cos \varphi$

$$OF = \frac{r}{\cos \varphi} \cdot \frac{\frac{u \cos^2 \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi}}{\frac{u r^2}{\Sigma u r^2}} = \frac{\cos \varphi}{r} \cdot \frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \cos^2 \varphi}$$

Die Antipolare des Punktes  $D$  geht daher durch den Punkt  $F$  (vergl. Formel 12) parallel der  $\xi$ -Achse.

Ein Kreis mit dem Durchmesser  $FD$  schneidet die  $\xi$ -Achse in 2 Punkten  $J$  und  $K$  und da  $(OJ)^2 = (OK)^2 = OF \cdot OD$ , so ist:

$$(OJ)^2 = \frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \cos^2 \varphi} = (OK)^2.$$



$JK$  ist daher der Durchmesser der Trägheitsellipse des Pfahlrostes in der Richtung der  $\eta$ -Achse und alle Kreise, die auf die angegebene Weise für die einzelnen Pfähle gezogen sind, müssen durch die Punkte  $J$  und  $K$  gehen.

In analoger Weise könnte auch die Länge der zweiten Hauptachse der Trägheitsellipse bestimmt werden. Es ist aber vielleicht einfacher die Werte  $\Sigma u \cos^2 \varphi$ ,  $\Sigma u \sin^2 \varphi$  und  $\Sigma u r^2$  aus den Zeichnungen zu entnehmen (Fig. e, f und b der Zeichnung I),  $\Sigma u r^2$  mit den zugehörigen 2 Polentfernungen zu multiplizieren und die Längen der beiden Halbachsen zu berechnen. Wird

dann die Halbachse  $\sqrt{\frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \cos^2 \varphi}}$

in der Richtung der  $\xi$ -Achse aufgetragen ( $OJ$  der Textfig. 9), ebenso

$OL = \sqrt{\frac{\Sigma u r^2}{\Sigma u \sin^2 \varphi}}$  in der Richtung

der  $\eta$ -Achse, so ist nach Mohr  $F$  — der Schnittpunkt der  $\eta$ -Achse mit einer Senkrechten zu  $JD$  durch den Punkt  $J$  und  $M$  — der Schnittpunkt der  $\xi$ -Achse mit einer Senkrechten zu  $LE$  durch den Punkt  $L$ .

Ist der Antipol eines Pfahles festgelegt, so kann der Einfluss einer äusseren Kraft  $P = 1$ , auf den Pfahl genau ebenso ermittelt werden, wie in der Textfig. 8, wenn anstatt  $d_0$  die Entfernung  $d$  der

äusseren Kraft vom Antipol eingeführt wird und auf  $d$  vom Antipole aus die Entfernung  $r$  des entsprechenden Pfahles vom Hauptpunkte aufgetragen wird. Ist  $d$  gleich dem Abstände des Antipols von der  $\eta$ -, resp.  $\xi$ -Achse, so wird  $N = P \frac{u \sin \varphi}{\Sigma u \sin^2 \varphi}$  und entsprechend

$N = P \frac{u \cos \varphi}{\Sigma u \cos^2 \varphi}$ . Zieht man also durch

den Antipol  $O'$  eine beliebige Gerade  $a$  (Textfig. 10), macht  $O'A = r$

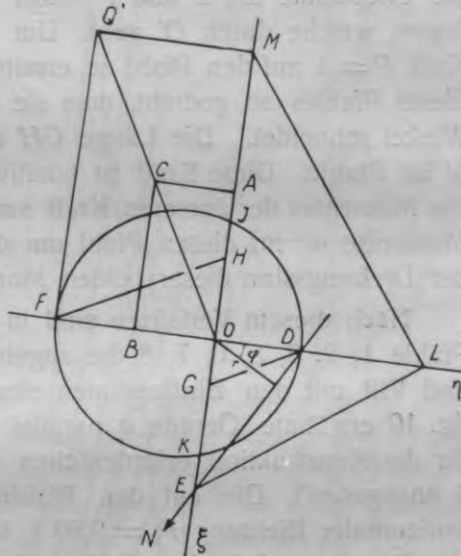


Fig. 9.

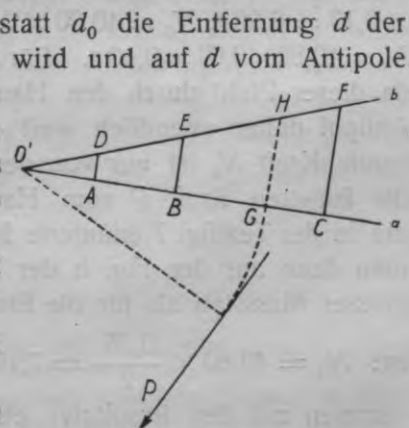


Fig. 10.

$$O'B = \frac{\sin \varphi}{r} \cdot \frac{\sum u r^2}{\sum u \sin^2 \varphi} \text{ und}$$

$$O'C = \frac{\cos \varphi}{r} \cdot \frac{\sum u r^2}{\sum u \cos^2 \varphi}$$

und trägt auf der Senkrechten zu dieser Geraden im Punkte  $A$  — die Länge  $\frac{u r^2}{\sum u r^2}$ , in  $B$  —  $\frac{u \sin \varphi}{\sum u \sin^2 \varphi}$  und in  $C$  —  $\frac{u \cos \varphi}{\sum u \cos^2 \varphi}$  auf, so müssen die Endpunkte  $D$ ,  $E$  und  $F$  dieser Senkrechten auf einer Geraden  $b$  liegen, welche durch  $O'$  geht. Um nun den Einfluss einer äusseren Kraft  $P=1$  auf den Pfahl zu ermitteln, wird die Kraft um den Antipol dieses Pfahles so gedreht, dass sie die Gerade  $a$  unter einem rechten Winkel schneidet. Die Länge  $GH$  ergibt dann die Grösse der Kraft  $N$  im Pfahle. Diese Kraft ist positiv bei einem gleichen Drehungssinn des Momentes der äusseren Kraft um den Antipol des Pfahles und des Momentes  $ur$  für diesen Pfahl um den Hauptpunkt, und negativ, wenn der Drehungssinn dieser beiden Momente ein entgegengesetzter ist.

Nach diesem Verfahren sind in der Fig. g der Zeichnung I für die Pfähle 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8 die zugehörigen Antipole I, II, III, V, VI, VII und VIII mit den Einflusslinien eingezeichnet, wobei die in der Textfig. 10 erwähnte Gerade  $a$  parallel der  $\eta$ -Achse angenommen ist (die für die Konstruktion erforderlichen Hilfslinien sind nur für den Pfahl 5 angegeben). Die auf den Pfahlrost einwirkenden Kräfte sind: in horizontaler Richtung  $P_x=9,50$  t, in vertikaler Richtung  $P_z=39,70$  t, ihre Resultierende ist  $P=40,80$  t. Man erhält:  $N_1=40,80 \times 0,15=6,10$  t,  $N_2=40,80 \times 0,15=6,10$  t,  $N_3=40,80 \times 0,15=6,10$  t,  $N_5=40,80 \times 0,17=6,90$  t,  $N_6=40,80 \times 0,16=6,50$  t,  $N_7=40,80 \times 0,03=1,20$  t,  $N_8=40,80 \times 0,01=0,40$  t. Für den Pfahl 4 versagt diese Konstruktion, da dieser Pfahl durch den Hauptpunkt des Pfahlrostes geht und sein Antipol daher unendlich weit entfernt ist. Die in diesem Pfahle wirkende Kraft  $N_4$  ist nur von der Richtung, nicht aber vom Abstände der äusseren Kraft  $P$  vom Hauptpunkte abhängig. Es kann deshalb die in der Textfig. 7 erläuterte Konstruktion benutzt werden, und erhält man dann aus der Fig. h der Zeichnung I, für welche ein doppelt so grosser Massstab als für die Einflusslinien der übrigen Pfähle gewählt ist:  $N_4=40,80 \times \frac{0,35}{2}=7,10$  t. Die erhaltenen Grössen der Kräfte stimmen mit den Resultaten einer analytischen Berechnung nach den Nökkentved'schen Formeln genügend genau überein; die Differenzen

betragen nicht mehr, als 0,40 t, was wohl für einen Pfahlrost durchaus zulässig erscheint<sup>7)</sup>.

Da sich für alle  $N$  positive Resultate ergeben haben, so wirken in allen Pfählen gleichartige, und zwar Druckkräfte. Die Resultierende  $P$  der äusseren Kräfte muss daher innerhalb des Kernes des Pfahlrostes verlaufen. Werden die Achsen der Pfähle nach oben und unten verlängert, so erkennt man, dass die Umhüllungslinien des Pfahlrostes folgende Pfahlachsen sind: links — die Achsen der Pfähle 4, 1 und 7, rechts — diejenigen der Pfähle 6 und 8. Der Kern des Pfahlrostes wird daher folgendermassen erhalten: (Textfig. 11-a und 11-b): der Antipol I des Pfahles 1 wird mit den Antipolen IV und VII der vorhergehenden und folgenden Umhüllungslinie 4 und 7 verbunden (da der Antipol IV der unendlich ferne Punkt der dem Pfahle 4 konjugierten Richtung 0—VI—V ist, so ist I—IV parallel 0—V). Von den 2 vollkommenen Winkeln, welche durch die Strahlen I—IV und I—VII gebildet werden, kommt für die Bildung des Kernes der in der Fig. 11-b vermerkte Winkel in Betracht, innerhalb dessen beim Übergange von I—IV auf I—VII die Verbindungslinie von I mit den übrigen Antipolen nicht überschritten werden. Für den Pfahl 4 ist die vorhergehende

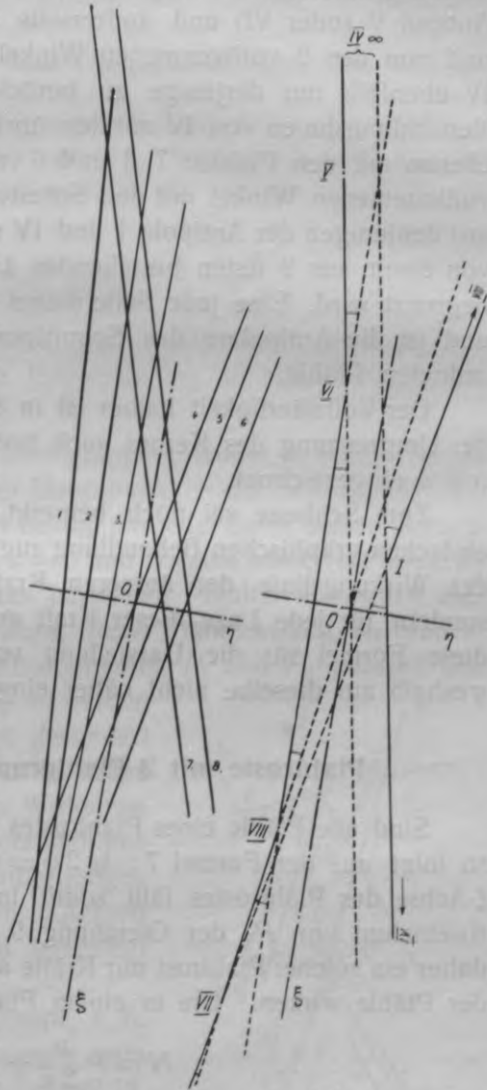


Fig. 11 a.

Fig. 11 b.

<sup>7)</sup> Soll nur der Einfluss einer vertikalen Kraft untersucht werden, so ist es natürlich zweckmässig, bei der Konstruktion der Einflusslinien von einer Horizontalen durch die Antipole der Pfähle auszugehen.

Umhüllungslinie die Achse des Pfahles 5 oder 6, welche beide dem Pfahle 4 parallel sind und daher denselben in seinem unendlich fernen Punkt schneiden. Die folgende Umhüllungslinie ist für den Pfahl 4 die Achse des Pfahles 1. Der Antipol IV ist daher einerseits mit dem Antipol V (oder VI) und andererseits mit dem Antipol I zu verbinden und von den 2 vollkommenen Winkeln mit den Scheiteln im Punkte IV ebenfalls nur derjenige zu berücksichtigen, ausserhalb dessen die Verbindungslinien von IV mit den übrigen Antipolen liegen. Geht man ebenso mit den Pfählen 7, 8 und 6 vor, so ergeben die entsprechenden vollkommenen Winkel mit den Scheiteln in VII, VIII und VI zusammen mit denjenigen der Antipole I und IV den Kern des Pfahlrostes, welcher von einem aus 2 Ästen bestehenden Linienzug I—IV—VI—VIII—VII—I begrenzt wird. Eine jede Seite dieses Linienzuges verbindet 2 Antipole und ist die Antipolare des Schnittpunktes der diesen Antipolen zugeordneten Pfähle.

Der Vollständigkeit halber ist in der Fig. g der Zeichnung I ausser der Umgrenzung des Kernes auch noch die Trägheitsellipse des Pfahlrostes eingezeichnet.

Zum Schlusse sei noch bemerkt, dass auch die Formel 17 einer einfachen graphischen Behandlung zugänglich ist. Da aber der Antipol der Wirkungslinie der äusseren Kraft kein feststehender Punkt ist, sondern für jede Lage dieser Kraft erst bestimmt werden muss, so ist diese Formel für die Darstellung von Einflusslinien nicht geeignet, weshalb auf dieselbe nicht näher eingegangen ist.

### Pfahlroste mit 2 Pfahlgruppen paralleler Pfähle.

Sind alle Pfähle eines Pfahlrostes parallel, also  $\alpha_1 = \dots = \alpha_n = \alpha$ , so folgt aus der Formel 7:  $\operatorname{tg} 2\omega = \operatorname{tg} 2\alpha$ ;  $\omega = \alpha$ , also  $\varphi = 0$ . Die  $\xi$ -Achse des Pfahlrostes fällt somit in die Richtung der Pfähle. Der Koeffizient von  $P_\eta$  der Gleichung 9 wird unendlich gross und kann daher ein solcher Pfahlrost nur Kräfte aufnehmen, welche in der Richtung der Pfähle wirken. Die in einem Pfahle wirkende Kraft ist dann:

$$N = P \frac{u}{\sum u} + M \frac{ur}{\sum ur^2} \dots \dots \dots 18.$$

welche Gleichung für diesen speziellen Fall schon von Prof. Jacoby aufgestellt worden ist<sup>8)</sup>.

<sup>8)</sup> Проф. Э. Якоби „Расчеты набережных“, Рига, 1922.

Die Lage der  $\xi$ -Achse ist durch die Gleichung  $\sum u r = 0$  gegeben, und kann somit als die Schwerlinie der in den Achsen der Pfähle konzentrierten Grössen  $u$  leicht bestimmt werden. Die Trägheitsellipse des Pfahlrostes zerfällt in 2 Gerade, welche die  $\eta$ -Achse im Abstände

$$a = \pm \sqrt{\frac{\sum u r^2}{\sum u}} \quad (\text{s. Formel 14})$$

vom Hauptpunkte schneiden und der Pfahlrichtung parallel sind. Als Hauptpunkt kann dabei ein beliebiger Punkt auf der  $\xi$ -Achse angenommen werden. Schliesslich folgt aus den Formeln 12, dass solange die äussere Kraft die  $\eta$ -Achse innerhalb der Strecken

$$\eta_1 = -\frac{1}{r_1} \cdot \frac{\sum u r^2}{\sum u} \quad \text{und} \quad \eta_n = -\frac{1}{r_n} \cdot \frac{\sum u r^2}{\sum u} \quad \dots \quad 19.$$

vom Hauptpunkte schneidet ( $r_1$  und  $r_n$  sind die Abstände des äussersten linken, resp. rechten Pfahles vom Hauptpunkte), in allen Pfählen nur gleichartige Kräfte auftreten.

Besteht der Pfahlrost aus 2 Pfahlgruppen, wobei in jeder Gruppe die Pfähle parallel sind, so ist der Hauptpunkt — der Schnittpunkt der  $\xi$ -Achsen beider Gruppen, denn in Bezug auf jede durch diesen Schnittpunkt gehende Gerade ist  $\sum u r \sin \alpha = 0$  und  $\sum u r \cos \alpha = 0$  (s. Formel 5). Da weiterhin eine Pfahlgruppe aus parallelen Pfählen nur Kräfte aufnehmen kann, welche in der Richtung dieser Pfähle wirken, so braucht die äussere Kraft  $P$  nur in die Komponenten  $P_I$  und  $P_{II}$  parallel den Pfählen beider Pfahlgruppen zerlegt zu werden und kann dann jede Pfahlgruppe gesondert behandelt werden. Es ist dabei aber die Frage zu klären, in welchem Punkte der Wirkungslinie der Kraft  $P$  diese Zerlegung vorzunehmen ist, da durch diesen Punkt die Entfernungen der beiden Komponenten von den  $\xi$ -Achsen der ihnen parallelen Pfahlgruppen festgelegt werden.

Zur Berechnung einer Pfahlgruppe, z. B. der Gruppe I (Textfig. 12), unabhängig vom ganzen Pfahlrost benutzt man die Formel 18, welche für diesen Fall lautet:

$$N = P_I \frac{u}{\sum_1 u} + M_I \frac{u r}{\sum_1 u r^2}$$

wobei  $M_I = P_I d_I$  ist und die Summen  $\sum_1 u$

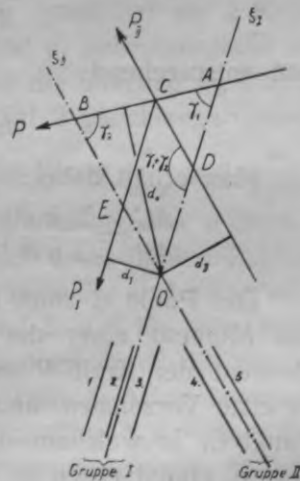


Fig. 12.

und  $\Sigma_1 u r^2$  nur auf die Pfähle dieser Gruppe zu erstrecken sind. Da der Hauptpunkt des ganzen Pfahlrostes auf der  $\xi$ -Achse der Gruppe I liegt, so ist:

$$M_1 \frac{u r}{\Sigma_1 u r^2} = M \frac{u r}{\Sigma u r^2},$$

wenn  $M = P d_0$  ist und in der Summe  $\Sigma u r^2$  die Pfähle beider Gruppen des Pfahlrostes berücksichtigt werden. Es ergibt sich daher:

$$P_1 d_1 = P d_0 \frac{\Sigma_1 u r^2}{\Sigma u r^2}$$

und da

$$P_1 = P \frac{\sin \gamma_2}{\sin (\gamma_1 + \gamma_2)},$$

so erhält man für die Entfernung der Kraft  $P_1$  von der  $\xi_1$ -Achse

$$d_1 = d_0 \frac{\Sigma_1 u r^2}{\Sigma u r^2} \cdot \frac{\sin (\gamma_1 + \gamma_2)}{\sin \gamma_2}$$

und analog:

$$d_{II} = d_0 \frac{\Sigma_{II} u r^2}{\Sigma u r^2} \cdot \frac{\sin (\gamma_1 + \gamma_2)}{\sin \gamma_1}.$$

Andererseits ergibt sich aus der Textfig. 12:

$$d_1 = OE \sin (\gamma_1 + \gamma_2); \quad d_0 = OB \sin \gamma_2; \quad OE : OB = AC : AB$$

folglich

$$d_1 = d_0 \frac{AC}{AB} \cdot \frac{\sin (\gamma_1 + \gamma_2)}{\sin \gamma_2}$$

und entsprechend:

$$d_{II} = d_0 \frac{BC}{AB} \cdot \frac{\sin (\gamma_1 + \gamma_2)}{\sin \gamma_1}.$$

Man erhält daher:

$$\frac{AC}{AB} = \frac{\Sigma_1 u r^2}{\Sigma u r^2}; \quad \frac{BC}{AB} = \frac{\Sigma_{II} u r^2}{\Sigma u r^2} \quad \text{oder:} \quad \frac{AC}{BC} = \frac{\Sigma_1 u r^2}{\Sigma_{II} u r^2}.$$

Der Punkt  $C$  kann nur innerhalb der Strecke  $AB$  liegen, da sonst das Moment einer der beiden Komponenten  $P_I$ , oder  $P_{II}$  und das Moment der Kraft  $P$  um den Hauptpunkt des Pfahlrostes entgegengesetzte Vorzeichen haben würden. Es ergibt sich daher, dass der Punkt  $C$ , in welchem die äussere Kraft  $P$  nach den Richtungen der beiden Hauptachsen  $\xi_I$  und  $\xi_{II}$  zu zerlegen ist, die Strecke  $AB$  der Wirkungslinie dieser Kraft zwischen beiden Hauptachsen im Verhältnis:  $AC : BC = \Sigma_1 u r^2 : \Sigma_{II} u r^2$  teilt.

Die Konstruktion versagt, falls die äussere Kraft  $P$  parallel der Hauptachse einer Pfahlgruppe verläuft und daher ihre Komponente in der Richtung der Hauptachse der zweiten Gruppe gleich Null ist. Das Moment der äusseren Kraft in Bezug auf den Hauptpunkt des ganzen Pfahlrostes verteilt sich aber auch in diesem Falle im Verhältnis  $\Sigma_1 u r^2 : \Sigma_{II} u r^2$  auf beide Pfahlgruppen, denn aus der Formel 18 folgt: für die Pfahlgruppe, deren Pfähle parallel

$$\text{der Kraft } P \text{ sind } \dots \dots \dots N_I = P \frac{u}{\Sigma_1 u} + M_I \frac{u r}{\Sigma_1 u r^2},$$

$$\text{für die zweite Pfahlgruppe } \dots \dots \dots N_{II} = M_{II} \frac{u r}{\Sigma_{II} u r^2},$$

wobei:

$$M_I = M \frac{\Sigma_1 u r^2}{\Sigma u r^2}; \quad M_{II} = M \frac{\Sigma_{II} u r^2}{\Sigma u r^2}; \quad M_I + M_{II} = M.$$

Beispiel II (s. Zeichnung II).

Der Pfahlrost besteht im Querschnitte aus 7 Pfählen, von denen 4 Pfähle vertikal sind, während die Neigung der übrigen 3 Pfähle 1:3 ist. Die Verhältniszahlen der Grössen  $u$  sind:  $u_1 = 49$ ,  $u_2 = 52$ ,  $u_3 = 58$ ,  $u_4 = 64$ ,  $u_5 = 53$ ,  $u_6 = 56$ ,  $u_7 = 58$ . Die gegenseitigen Entfernungen der Pfähle sind aus der Fig. a zu ersehen. Die 4 vertikalen Pfähle werden zu einer Gruppe zusammengefasst, die 3 Schrägpfähle bilden die zweite Gruppe. Man findet die  $\xi$ -Achsen dieser Gruppen, indem man die Grössen  $u$  jeder einzelnen Gruppe gesondert zu 2 Kräftepolygonen  $A_0 \dots A_4$  und  $B_4 \dots B_7$  (Fig. b und c) aneinanderreicht und die Schwerlinien derselben bestimmt. Werden die Strecken  $A_0 A_4 = \Sigma_1 u$  und  $B_4 B_7 = \Sigma_{II} u$  mit ihren Zwischenpunkten auf 2 gleichlange Geraden  $A_0 A_4'$  und  $B_7 B_4'$  projiziert, so erhält man die Werte  $\frac{u}{\Sigma_1 u}$  und  $\frac{u}{\Sigma_{II} u}$  in ein und demselben Massstabe. Um diese Werte bequem messen zu können, sind die Längen  $A_0 A_4'$  und  $B_7 B_4'$  gleich einer runden Zahl von Zentimetern anzunehmen. Ebenso werden mit Hilfe der Culmann'schen Konstruktion die Trägheitsmomente  $\Sigma_1 u r^2$  und  $\Sigma_{II} u r^2$  für jede Gruppe gesondert bestimmt. In der Fig. a sind dieselben durch die Strecken  $C_0 C_4 = \Sigma_1 u r^2$  und  $D_4 D_7 = \Sigma_{II} u r^2$  auf der  $\xi_1$ -, resp.  $\xi_{II}$ -Achse dargestellt. Da es im Folgenden erforderlich ist, das Verhältnis  $\Sigma_1 u r^2 : \Sigma_{II} u r^2$  zu kennen, so sind bei der Konstruktion der Trägheitsmomente für beide Gruppen dieselben Polentfernungen zu wählen. Sind  $\Sigma_1 u$ ,  $\Sigma_1 u r^2$ , sowie  $\Sigma_{II} u$  und  $\Sigma_{II} u r^2$  bekannt, so ist es am einfachsten, die Grössen

$\sqrt{\frac{\sum_1 u r^2}{\sum_1 u}}$  und  $\sqrt{\frac{\sum_{II} u r^2}{\sum_{II} u}}$  zu berechnen und dann mit Hilfe des

Mohr'schen Verfahrens die Entfernungen der Antipole von den  $\xi$ -Achsen für die Pfähle beider Gruppen zu bestimmen. Um schliesslich die Einflusslinie für einen Pfahl der Gruppe I zu erhalten, zieht man eine Senkrechte zur  $\xi_1$ -Achse, trägt vom Schnittpunkte dieser beiden Linien in der Richtung der Senkrechten die Entfernung des Antipoles dieses Pfahles von der  $\xi_1$ -Achse und in der Richtung der  $\xi_1$ -Achse den diesem

Pfahle entsprechenden, aus der Figur b entnommenen, Wert  $\frac{u}{\sum_1 u}$  auf,

und verbindet die Endpunkte beider Strecken. Diese Verbindungslinie und die Senkrechte zur  $\xi_1$ -Achse begrenzen auf der Komponente  $P_1$  der äusseren Kraft eine Strecke, deren Länge der Grösse der im Pfahle wirkenden Kraft  $N$  für  $P_1=1$  entspricht. Das Vorzeichen + (Druck), oder - (Zug) der Kraft hängt davon ab, ob das Moment der Komponente  $P_1$  in Bezug auf den Antipol und das Moment  $ur$  des Pfahles in Bezug auf den Hauptpunkt gleichen, oder entgegengesetzten Drehsinn haben, wobei die Richtung der Grösse  $u$  vom oberen Ende des Pfahles zum unteren anzunehmen ist.

In analoger Weise werden die Einflusslinien für die Pfähle der zweiten Pfahlgruppe konstruiert.

Auf den Pfahlrost wirken folgende äussere Kräfte: in horizontaler Richtung  $P_x = 8,40$  t und in vertikaler —  $P_z = 45,40$  t. Die Resultierende  $P$  dieser beiden Kräfte zerlegt man nach den Richtungen der Pfähle beider Gruppen und erhält: für die erste Gruppe die Komponente  $P_1 = 20,20$  t, und für die zweite Gruppe —  $P_{II} = 26,60$  t. Der Punkt, in welchem diese Zerlegung ausgeführt ist, ist dabei so bestimmt worden, dass die Entfernungen desselben von den Schnittpunkten der Kraft  $P$  mit der  $\xi_1$ - und  $\xi_{II}$ -Achse im Verhältnis  $\sum_1 u r^2 : \sum_{II} u r^2$  zu einander stehen. Für die Kräfte  $N$  ergeben sich dann folgende Grössen:

$$N_1 = 20,20 \times 0,42 = 8,50 \text{ t};$$

$$N_2 = 20,20 \times 0,36 = 7,30 \text{ t};$$

$$N_3 = 20,20 \times 0,30 = 6,10 \text{ t};$$

$$N_4 = 20,20 \times (-0,08) = -1,60 \text{ t};$$

$$N_5 = 26,60 \times 0,38 = 10,10 \text{ t};$$

$$N_6 = 26,60 \times 0,35 = 9,30 \text{ t};$$

$$N_7 = 26,60 \times 0,27 = 7,20 \text{ t}.$$



In diesem Beispiele beträgt die grösste Differenz zwischen den Resultaten der graphischen und analytischen Lösung — 0,50 t.

Der Kern des Pfahlrostes kann gezeichnet werden, sobald die Lage der Antipole der Umhüllungslinien des Pfahlrostes in Bezug auf die Trägheitsellipse des ganzen Pfahlrostes bekannt ist. Diese Umhüllungslinien sind einerseits die Achsen der äussersten linken Pfähle beider Pfahlgruppen 1 und 5, andererseits die Achsen der äussersten rechten Pfähle 4 und 7 dieser Gruppen.

Es sei in der Textfig. 13  $\xi_I$  — die Hauptachse einer Pfahlgruppe,  $a_1$  und  $b_1$  — zwei Gerade, welche den Kern dieser Pfahlgruppe begrenzen, also durch die Antipole des äussersten rechten, resp. äussersten linken Pfahles dieser Gruppe gehen.  $\xi_{II}$ ,  $a_2$  und  $b_2$  sind die entsprechenden Geraden für die zweite Pfahlgruppe. Durch den Schnittpunkt  $C$  von  $b_1$  und  $b_2$  zieht man eine Gerade, welche die beiden  $\xi$ -Achsen in den Punkten  $A$  und  $B$  schneidet, und wählt die Richtung dieser Geraden so, dass das Verhältnis  $CA:CB = \Sigma_I u r^2 : \Sigma_{II} u r^2$  ist. Die Komponenten  $P_I$  und  $P_{II}$  einer äusseren Kraft, deren Wirkungslinie mit der Geraden  $AB$  zusammenfällt, liegen daher in  $b_1$  und  $b_2$ . Die Kräfte in den äussersten linken Pfählen beider Pfahlgruppen sind deshalb Null, woraus folgt, dass die Antipole dieser Pfähle in Bezug auf die Trägheitsellipse des ganzen Pfahlrostes auf der Geraden  $AB$  liegen müssen. Zieht man durch den Punkt  $A$  eine beliebige zweite Gerade, welche  $\xi_{II}$  und  $b_2$  in den Punkten  $D$  und  $E$  schneidet, so ist offenbar auch  $EA:ED = \Sigma_I u r^2 : \Sigma_{II} u r^2$ . Die Komponente  $P_{II}$  einer in der Geraden  $AD$  liegenden Kraft  $P$  fällt daher auch mit  $b_2$  zusammen. Alle durch den Punkt  $A$  gehenden Kräfte erzeugen somit keine Kraft im äussersten linken Pfähle der zweiten Pfahlgruppe, weshalb  $A$  der Antipol dieses Pfahles in Bezug auf die Trägheitsellipse des ganzen Pfahlrostes ist. Dementsprechend ist der Punkt  $B$  der Antipol des äussersten linken Pfahles der ersten Pfahlgruppe. Aus demselben Grunde schneidet eine durch den Schnittpunkt  $F$  von  $a_1$  und  $a_2$  gehende Gerade die  $\xi_I$  und  $\xi_{II}$ -Achse in den Antipolen  $G$  und  $H$  der äussersten rechten Pfähle der zweiten, resp. ersten Pfahlgruppe, wenn die Richtung dieser Geraden so gewählt ist, dass  $FG:FH = \Sigma_I u r^2 : \Sigma_{II} u r^2$  ist.

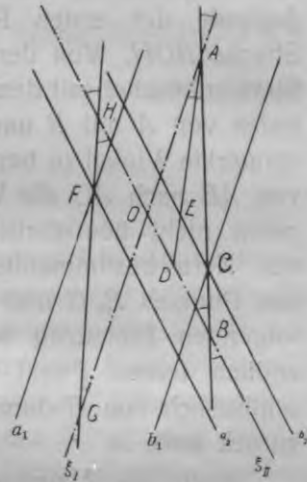


Fig. 13.

Da ferner die  $\xi_1$ -Achse der Richtung der Pfähle der zweiten Pfahlgruppe konjugiert ist, so liegen auf dieser Achse nicht nur die Antipole  $A$  und  $G$  der beiden äussersten, sondern auch die Antipole der übrigen Pfähle dieser Gruppe, und zwar ausserhalb der Strecke  $AOG$ , denn die übrigen Pfähle sind näher zum Hauptpunkte  $O$  belegen, als die beiden äussersten Pfähle, ihre Antipole müssen daher weiter von diesem Punkte entfernt sein, als  $A$  und  $G$ . Aus demselben Grunde liegen auf der  $\xi_{II}$ -Achse nicht nur die Antipole  $B$  und  $H$ , sondern auch die übrigen Antipole der ersten Pfahlgruppe, und zwar ebenso ausserhalb der Strecke  $BOH$ . Von den 2 vollkommenen Winkeln, in welche z. B. das Strahlenbüschel mit dem Zentrum im Antipole  $A$  durch die Verbindungslinien von  $A$  mit  $B$  und  $G$  zerlegt wird, ist daher der in der Textfig. 13 vermerkte Winkel zu berücksichtigen, innerhalb welchem beim Übergange von  $AB$  nach  $AG$  die Verbindungslinien von  $A$  mit den übrigen Antipolen nicht überschritten werden. Ebenso ergeben sich die übrigen den Kern bestimmenden vollkommenen Winkel mit den Scheiteln in den Punkten  $B, G$  und  $H$ . Der Kern des Pfahlrostes wird daher durch folgenden Linienzug begrenzt: von  $A$  nach  $B$ , von  $B$  durch den unendlich fernen Punkt der Geraden  $BH$  nach  $H$ , von  $H$  nach  $G$  und schliesslich von  $G$  durch den unendlich fernen Punkt der Geraden  $GA$  zurück nach  $A$ .

Auch die Hauptachsen der Trägheitsellipse des ganzen Querschnittes können leicht gefunden werden, sobald die Geraden  $AB$  und  $GH$  in der Zeichnung festgelegt sind. Aus dem Vorhergehenden ist ersichtlich, dass beide  $\xi$ -Achsen ein Paar konjugierter Richtungen dieser Ellipse sind. Ein zweites Paar konjugierter Richtungen erhält man, indem man den Hauptpunkt  $O$  mit dem Schnittpunkt der äussersten linken Pfähle beider Pfahlgruppen verbindet. Diese Verbindungslinie ist der Geraden  $AB$  konjugiert, welche die Antipolare des erwähnten Schnittpunktes ist. Ebenso ergeben die Verbindungslinie von  $O$  mit den Schnittpunkten der äussersten rechten Pfähle beider Gruppen und die Gerade  $GH$  ein Paar konjugierter Richtungen. Die Lage der Hauptachsen des ganzen Pfahlrostes ist daher überbestimmt, da konjugierte Richtungen eine Involution bilden, zur Bestimmung deren Hauptachsen 2 Paar zugeordnete Strahlen genügen.

Auf Grund der vorhergehenden Überlegungen sind in der Fig. d der Zeichnung II die Begrenzungslinien des Kernes des Pfahlrostes bestimmt worden. In der Fig. d ist ausserdem die Resultierende  $P$  der beiden äusseren Kräfte  $P_x$  und  $P_z$  eingetragen. Diese Resultie-

rende liegt teilweise ausserhalb des Kernes und zwar schneidet sie die beiden Geraden, welche im Antipol IV zusammenlaufen. Daraus folgt, dass die Kraft  $N_4$  eine Zugkraft ist, während alle übrigen Pfähle auf Druck beansprucht sind, was mit dem schon aus den Einflusslinien erhaltenem Resultat übereinstimmt.

Zum Schlusse sei noch darauf hingewiesen, dass in dem Falle, wenn die äussere Kraft  $P$  durch den Hauptpunkt des Pfahlrostes geht, dieselbe auch im Hauptpunkte in die Komponenten  $P_I$  und  $P_{II}$  zu zerlegen ist. Diese Komponenten sind dann nach der Formel  $N = P \frac{u}{\sum u}$ , d. h. proportional den Grössen  $u$  auf die Pfähle der entsprechenden Pfahlgruppe zu verteilen.

### Anhang.

Dr. N ö k k e n t v e d hat in seinem schon mehrfach erwähnten Buche nachgewiesen, dass durch Einführung von entsprechend angeordneten „gedachten“ Pfählen die von ihm für nicht eingespannte Pfähle entwickelte Theorie in vollem Umfange auch in dem Falle verwendet werden kann, wenn die Pfähle des Pfahlrostes an einem, oder an beiden Enden eingespannt sind. Auch bei der Berechnung solcher Pfahlroste nach dem Castigliano'schen Satze können dieselben durch „gedachte“ Pfahlroste ersetzt werden, welche nur aus uneingespannten Pfählen bestehen, und die oben entwickelten Formeln behalten ihre Gültigkeit auch für Pfahlroste mit eingespannten Pfählen, wenn in diesen Formeln die gedachten Pfähle mitberücksichtigt werden.

Sind die Pfähle eines Pfahlrostes an einem Ende eingespannt, so wirken in einem Pfahle ausser der achsialen Kraft  $N$  am eingespannten Ende noch eine Querkraft  $T$  und ein Spannungsmoment  $\mathfrak{M} = Tl'$ , wenn mit  $l'$  die Einspannungslänge des Pfahles bezeichnet wird<sup>9)</sup>. Dieses Moment und die Kraft  $T$  reduzieren sich zu einer Kraft von derselben Grösse  $T$ , welche am uneingespannten Ende des Pfahles angreift. Zu den unbekannt normalen Kräften  $N$  treten somit die Querkräfte  $T$  hinzu, was im Ganzen  $2n$  unbekannte Kräfte ergibt.

Werden die oben angenommenen Bezeichnungen beibehalten und ist ausserdem:

<sup>9)</sup> Die Zusammendrückungslänge  $l$  und Einspannungslänge  $l'$  eines Pfahles sind nicht identisch.

$q$  — die Länge des Lotes vom Koordinatennullpunkt auf die Kraft  $T$  und  $\beta = \frac{\pi}{2} + \alpha$  — der Winkel, welchen dieses Lot mit der  $x'$ -Achse einschliesst,

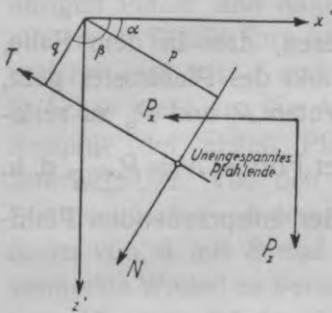


Fig. 14.

so sind die statischen Gleichungen in Bezug auf ein rechtwinkliges Achsenkreuz  $x'z'$  und bei den in der Fig. 14 angenommenen Richtungen der Kräfte  $P_x, P_z, N$  und  $T$ .

$$\begin{aligned} \Sigma N \cos \alpha + \Sigma T \cos \beta &= P_z \\ \Sigma N \sin \alpha + \Sigma T \sin \beta &= P_x \dots 20. \\ \Sigma N p + \Sigma T q &= M' \end{aligned}$$

Die potentielle Energie des ganzen Systemes ist in diesem Falle

$$E = \Sigma \frac{N^2 l}{2 EF} + \Sigma \left[ \int_0^{l'} \frac{(Ty)^2 dy}{2 EJ} \right] = \Sigma \frac{N^2 l}{2 EF} + \Sigma \frac{T^2 (l')^3}{6 EJ}.$$

Führt man den Schlankheitskoeffizienten  $\mu = \frac{(l')^2 \cdot F}{J}$  des Pfahles ein, bezeichnet, wie im Falle I,  $\frac{EF}{l}$  mit  $u$  und ausserdem  $\frac{EF}{3 \mu l'}$  mit  $v$ , so ist

$$E = \frac{1}{2} \Sigma \frac{N^2}{u} + \frac{1}{2} \Sigma \frac{T^2}{v} \dots \dots \dots 21.$$

Man hätte diese Gleichung auch in dem Falle erhalten, wenn man nicht von einem System von  $n$  an einem Ende eingespannten Pfählen ausgegangen wäre, sondern der Berechnung 2 Systeme von je  $n$  Pfählen zu Grunde gelegt hätte, die aber nicht eingespannt sind, und von welchen das eine System aus den gegebenen  $n$  Pfählen besteht, und das andere — ebenso aus  $n$  Pfählen mit denselben Querschnitten und Elastizitätskoeffizienten, wie die Pfähle des ersten Systems, aber von einer Länge  $\frac{1}{3} \mu l'$ , welche die gegebenen Pfähle an ihren uneingespannten Enden unter einem rechten Winkel schneiden und in denen die Kräfte  $T$  wirken. Da für diese „gedachten Pfähle“, anstelle der Winkel  $\alpha$  die Winkel  $\beta = \frac{\pi}{2} + \alpha$  einzuführen sind, so bleiben die 3

statischen Gleichungen 20 unverändert. Durch Einführung der gedachten Pfähle erhält man daher einen Pfahlrost, welcher in statischer und elastischer Hinsicht dem gegebenen Pfahlroste equivalent ist, der aber nur aus nicht eingespannten Pfählen besteht.

Sind beide Enden der Pfähle eingespannt, so wirken in jedem Pfahle ausser der Normalkraft  $N$  und der Querkraft  $T$  noch 2 Spannungsmomente  $\mathfrak{M}_o$  und  $\mathfrak{M}_u$  am oberen und unteren Ende des Pfahles. Die Querkraft und die beiden Momente sind in jedem Pfahle durch die Gleichung  $\mathfrak{M}_o + \mathfrak{M}_u = Tl'$  mit einander verbunden, wenn  $l'$  die Einspannungslänge des Pfahles ist. Bei einem Pfahlroste aus  $n$  Pfählen sind somit jetzt  $3n$  unbekannte Grössen zu bestimmen.

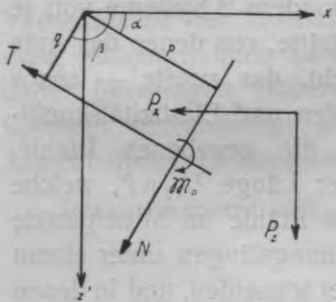


Fig. 15.

Die 3 statischen Gleichungen sind jetzt:

$$\begin{aligned} \Sigma N \cos \alpha + \Sigma T \cos \beta &= P_z \\ \Sigma N \sin \alpha + \Sigma T \sin \beta &= P_x \quad . \quad . \quad 22. \\ \Sigma Np + \Sigma Tq + \Sigma \mathfrak{M}_o &= M' \end{aligned}$$

und für die potentiale Energie des ganzen Systemes erhält man:

$$E = \Sigma \frac{N^2 l}{2EF} + \Sigma \left[ \int_0^{l'} \frac{(Ty - \mathfrak{M}_o)^2 dy}{2EJ} \right];$$

$$E = \Sigma \frac{N^2 l}{2EF} + \Sigma \frac{T^2 (l')^3}{6EJ} - \Sigma \frac{T \mathfrak{M}_o (l')^2}{2EJ} + \Sigma \frac{\mathfrak{M}_o^2 l'}{2EJ}.$$

Diese Gleichung kann vereinfacht werden, wenn anstatt der Einspannungsmomente  $\mathfrak{M}_o$  die Momente  $\mathfrak{M}$  in der Mitte der Einspannungslängen der Pfähle eingeführt werden. Es ist (Fig. 16):

$$\mathfrak{M}_o = T \frac{l'}{2} + \mathfrak{M}; \quad \mathfrak{M}_u = T \frac{l'}{2} - \mathfrak{M} \quad . \quad . \quad 23.$$

daher:

$$E = \Sigma \frac{N^2 l}{2EF} + \Sigma \frac{T^2 (l')^3}{24EJ} + \Sigma \frac{\mathfrak{M}^2 l'}{2EJ}.$$

Wird wieder der Schlankheitskoeffizient  $\mu = \frac{(l')^2 \cdot F}{J}$

eingeführt,  $\frac{EF}{l} = u$  angenommen und ausserdem  $\frac{EF}{12 \mu l'}$

mit  $w$  bezeichnet, so ergibt sich:

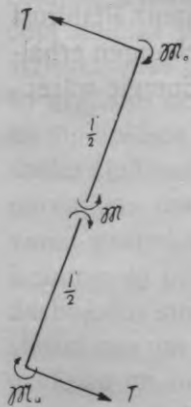


Fig. 16.

$$E = \frac{1}{2} \left[ \sum \frac{N^2}{u} + \sum \frac{T^2}{w} + \sum \frac{\left(\frac{\mathfrak{M}}{l'}\right)^2}{\frac{1}{12} w} \right] \dots \dots \dots 24.$$

während die 3 statischen Gleichungen 22 nach Einführung der Momente  $\mathfrak{M}$  lauten:

$$\begin{aligned} \sum N \cos \alpha + \sum T \cos \beta &= P_z \\ \sum N \sin \alpha + \sum T \sin \beta &= P_x \dots \dots \dots 22-a. \\ \sum N p + \sum T \left( q + \frac{l'}{2} \right) + \sum \mathfrak{M} &= M' \end{aligned}$$

Wenn man nicht von einem System von  $n$  Pfählen, deren beide Enden eingespannt sind, ausgegangen wäre, sondern 2 Systeme von je  $n$  nicht eingespannten Pfählen angenommen hätte, von denen das erste System aus den  $n$  gegebenen Pfählen besteht, das zweite — aus  $n$  „gedachten“ Pfählen mit denselben Querschnitten und Elastizitätskoeffizienten, wie die gegebenen Pfähle,

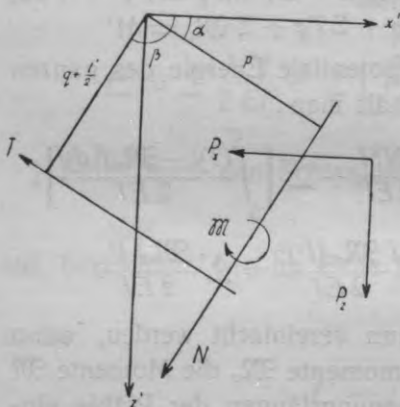


Fig. 17.

aber von einer Länge  $\frac{1}{12} \mu l'$ , welche die gegebenen Pfähle im Mittelpunkte ihrer Einspannungslängen unter einem rechten Winkel schneiden, und in denen die Kräfte  $T$  wirken, und wenn ausserdem in jedem gegebenen Pfahle ein Moment  $\mathfrak{M}$  wirken würde, welches über die ganze Einspannungslänge des Pfahles konstant ist (Fig. 17), so würde man für einen solchen „gedachten“ Pfahlrost dieselben statischen Gleichungen erhalten und die potentielle Energie wäre:

$$E = \sum \frac{N^2 l}{2EF} + \sum \frac{T^2 \frac{1}{12} \mu l'}{2EF} + \sum \frac{\mathfrak{M}^2 l'}{2EJ}$$

oder, da:

$$\frac{\mathfrak{M}^2 l'}{2EJ} = \frac{\left(\frac{\mathfrak{M}}{l'}\right)^2 \mu l'}{2EF} \text{ ist}$$

$$E = \frac{1}{2} \left[ \sum \frac{N^2}{u} + \sum \frac{T^2}{w} + \sum \frac{\left(\frac{\mathfrak{M}}{l'}\right)^2}{\frac{1}{12} w} \right],$$

welcher Ausdruck mit der Formel 24 identisch ist.

Daher kann auch ein Pfahlrost, dessen Pfähle an beiden Enden eingespannt sind, auf einen Pfahlrost mit nicht eingespannten Pfählen zurückgeführt werden.

Es liegt nun der Gedanke nahe die im Beispiele I beschriebenen Konstruktionen auch bei einem Pfahlroste mit eingespannten Pfählen für die Ermittlung nicht nur der achsialen, sondern auch der Einspannungskräfte in den Pfählen anzuwenden, nachdem die gegebenen Pfähle durch entsprechend angeordnete „gedachte“ Pfähle ergänzt sind. Eine exakte graphische Lösung nach diesem Verfahren wird aber nur in besonderen praktisch wohl nicht vorkommenden Ausnahmefällen möglich sein, da die Grössen  $v$  und  $w$  der Formeln 21 und 24 sehr klein im Verhältnis zu den Grössen  $u$  sind und daher die ihnen in der Zeichnung entsprechenden Längen verschwindend klein ausfallen. Man ist daher gezwungen Näherungsverfahren einzuschlagen, die auch vollkommen gerechtfertigt sind, die aber näher zu besprechen nicht die Absicht dieser Untersuchung war.

Iesniegts fakultātei 1932. g. oktōbri.

## Krastmalu pāļu režģu grafiskā aplēse.

A. Labutins.

Pēdējos gados uzstādītās pāļu režģu teorijas dod iespēju, piemērojoties praktiskām vajadzībām, ar nelielu laika patēriņu analitiskā ceļā noteikt pāļos darbojošos spēkus; turpretim jautājuma grafiskās atrisināšanas ceļš pagaidām aizskarts samērā maz. Autors mēģinājis šo grafisko ceļu tālāk izpētīt un attīstīt, turoties pie tam pie uzskata, ka šīs aplēses galvenai nozīmei jābūt ne pāļu reakciju atrašanai ārējā spēka zināmai stāvotnei, bet gan iespējai skaidri un pārskatāmi attēlot patvaļīgas mainīgas slodzes ietekmi uz atsevišķiem pāļiem. Uzdevuma grafiska atrisināšana uzskatāma šai gadījumā par sevišķi pielaižamu, jo pie pāļu režģiem taču beigu beigās izdarāma tikai pāļos darbojošos spēku novērtēšana, kāda pēc iespējas atbilst konstrukcijas statiskiem un elastiskiem apstākļiem; 0,50 tn lielas starpības starp grafisku un noteiktu analitisku aplēsi, kādas gadās autora minētos piemēros, tādēļ pilnīgi pielaižamas.

Apskatītas tikai plakanas pāļu sistēmas, kurās visi aktīvie un reaktīvie spēki darbojas vienā plāknē un kas tamdēļ sevišķi pieeja-

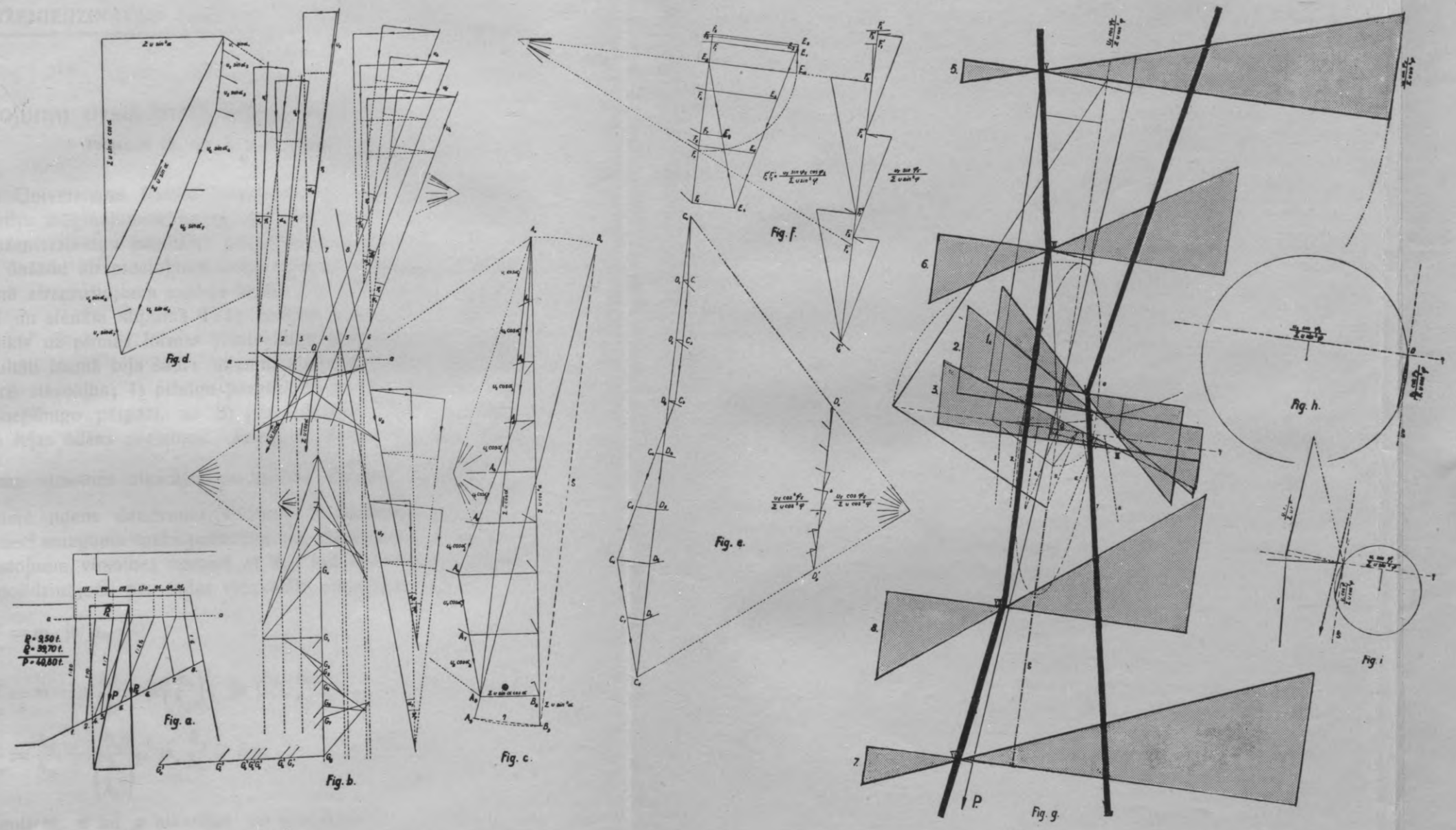
mas grafiskai aplēsei. Bez tam tuvāk apspriests tikai gadījums, kad pāļu gali nāv iespīlēti un pāļi tādēļ var uzņemt vienīgi to asīs darbojošos spēkus. Ievēdot „domātus“ pāļus varētu gan, kā īsi aizrādīts, pielietot priekšā likto grafisko aplēsi arī pāļu režģiem, kur pāļi vienā, vai arī abos galos iespīlēti, bet tas būtu iespējams tikai sevišķos gadījumos, kādi praksē gan nebūs sastopami. Parasti pie iespīlētiem pāļiem daļa lielumu, kas attēlojami ar taisni atgriezumiem, ir necīgi mazi samērā ar pārējiem, kādēļ noteikts grafisks atrisinājums nav iespējams. Būtu tādēļ pielietojami tuvīni aplēses veidi, kas arī pilnīgi attaisnojami, bet kuŗu sīkāka apskatīšana neietelp šā raksta nodomā.

Pirms vajadzīgo kōnstrūkciju tuvākas apskatīšanas atrisināti teōrētiskie pamati grafiskai aplēsei piemērotā virzienā, sevišķi uzsverot analogiju starp pāļu režģa „centru“ un „galvenām asīm“ no vienas puses un šķērsgriezuma smaguma centru un galvenām inerģijas asīm no otras puses, ja atvieto plāknes elementāros laukumus ar pāļiem un spriegumus ar spēkiem pāļos. Dabiski tādēļ noteikt pāļu režģa centru, tāpat kā smagumu centru, ar spēka un virves poligōnu palīdzību, bet galveno virzienu atrašanai piemērot inerģijas teōrijas pazīstamu kōnstrūkciju. Minētā analogija starp pāļu režģi un šķērsgriezumu novērojama arī turpmākā aplēses gaitā, pie kam izrādās, ka tā pamatojas uz projektīvajā ģeōmetrijā pazīstamo divējādības likumu. Ir iespējams arī pāļu režģiem uziet „kodolu“, pie kam ārējais spēks, kuŗa darbības līnija atrodas šā kodola robežās, izsauc visos pāļos tikai līdzīgus spēkus. Pāļos darbojošos spēku noteikšanai lietotas galvenā kārtā ietekmju līnijas, kuŗu izejas punkti ir pāļu antipoli attiecībā uz pāļu režģa „inerģijas elipsi“.

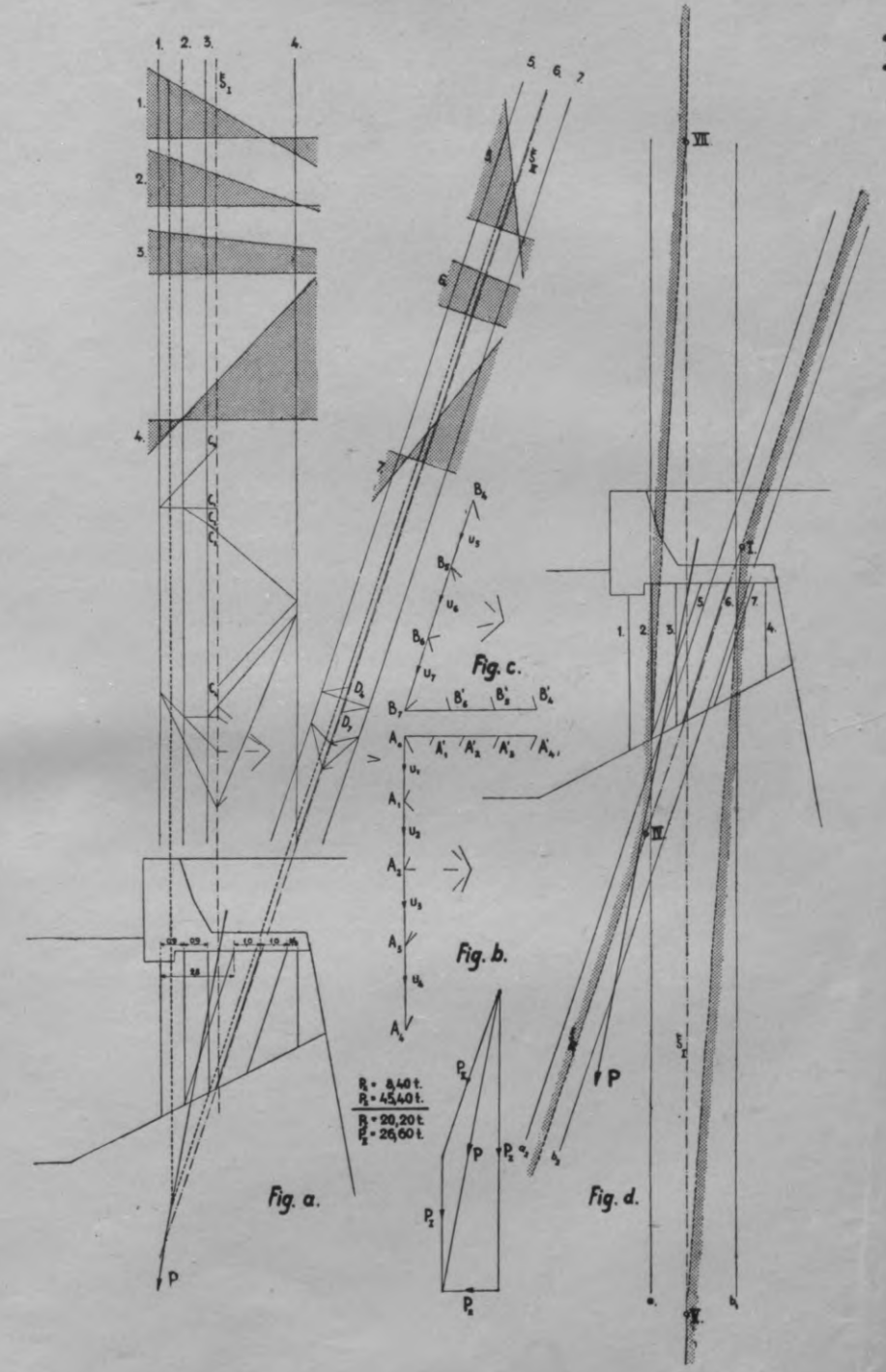
Bez pāļu režģa šķērsgriezuma, no kuŗa redzams pāļu savstarpējs novietojums, uzdevuma grafiskai atrisināšanai jābūt vēl zināmiem pāļus raksturojošiem skaitliskiem lielumiem  $u = \frac{EF}{l}$ . Ar šiem datiem var bez jēbkādiem aplēsumiem līdz beigām izpildīt visas vajadzīgās kōnstrūkcijas. Kōnstrūkciju kārtība bez tam dod vairākkārtēju iespēju pārbaudīt iepriekšējo kōnstrūkciju pareizību, jo varbūtējās kļūdas vai nenoteiktības skaidri parādās turpmākās kōnstrūkcijās. Ar to saprotams nav sacītš, ka visi aplēsumi būtu izslēdzami, ja tie ātri un vienkārši izdarāmi un ar tiem var panākt rasējuma lielāku noteiktību.



I.



II.



## Aizsprotojumu uzstādinātā ūdens augstuma aplēšana.

Profesors Dr. ing. h. c. E. Jakobi.

Latvijas Universitātes Rakstu inženierzinātņu fakultātes seriā I.3 esmu aprakstījis mēģinājumus, ko es esmu izdarījis ar aizsprotojumu modeļiem inženierzinātņu fakultātes ūdensbūvju laborātorijā. Tad tika izpētīti divu dažādu aizsprotojumu formu noteces un spiediena apstākļi strāvā. Pirmā aizsprotojuma modeļa forma bija jumtveidīga ar noapaļotu virsotni un sienām slīpumā 1:1; otrajam modelim bija asmens, kas bija uzlikts uz pirmās formas jumtveidīgā aizsprotojuma. Mēģinājumu rezultāti īsumā bija šādi: ūdenim aizsprostojumam pāri tekot, var izšķirt trīs stāvokļus: 1) pilnīgo pārgāzi, 2) pārejas stāvokli, ko es saucu par nepilnīgo pārgāzi, un 3) pāri plūšanu. Šie trīs stāvokļi atkarājas no lejas ūdens augstuma. Enerģijas līnijas augstums  $h_e$  virs

aizsprotojuma virsotnes atkarājas no kritiskā dziļuma  $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ ,

kur  $Q$  nozīmē ūdens daudzumu sekundē,  $b$  pārgāzes gaņumu un  $g = 9,81 \text{ m/sec}^2$  smaguma spēka paātrinājumu. Ja lejas ūdens augstumu virs aizsprotojuma virsotnes apzīmē ar  $h_u$ , tad atsevišķiem pārgāzes veidiem ir nolīdzinājumi pēc šādas vienkāršas vispārīgas formas:

- I.  $\frac{h_e}{h_{gr}} = m$ , ja  $h_u \leq 0$ ,
- II.  $\frac{h_e}{h_{gr}} = m + n \frac{h_u}{h_{gr}} + p \left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2$ , ja  $0 < \frac{h_u}{h_{gr}} \leq 2,4$  un
- III.  $\frac{h_e}{h_{gr}} = \frac{h_u}{h_{gr}} + \frac{0,5}{\left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2}$ , ja  $\frac{h_u}{h_{gr}} > 2,4$ .

Koeficienti  $m$ ,  $n$  un  $p$  atkarājas no aizsprotojuma formas. Pēc mēģinājumiem koeficienta  $m$  lielums ir 1,21 jumtveidīgajam aizsprostojumam un 1,40 aizsprostojumam ar aso skaldni. Attiecīgie koeficienta

$p$  lielumi ir 0,20 un 0,18, kamēr koeficientam  $n$  abos gadījumos ir viens un tas pats lielums 0,05.

1931. g. vasarā es turpināju pārgāžu mēģinājumus, izpētījot dažas citas aizsprostojumiem lietojamās formas, proti: 1) modeli ar noapaļotu virsotni, vertikālu priekšējo sienu un pakalējo sienu slīpumā 1:1, 2) modeli ar vertikālu pakalējo sienu, noapaļotu virsotni un priekšējo sienu slīpumā 1:1 un 3) modeli ar platu horizontālu virsotni, vertikālām sienām un noapaļotām skaldnēm. Mēģinājumu ierīce bija tā pati kā iepriekšējos mēģinājumos. Arī mēģinājumu paņēmieni bija tas pats: noteiktā ūdens daudzumā ar limeņu mērītāju mērija ūdens augstumu 100 cm augšpus aizsprostojuma vidus un 150 cm leļpus tā. Tad aplēsa un uzzīmēja pēc koordinātām lielumus  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}}$ . Pa tādā veidā dabūtajiem punktiem vilka tādu likni, kas pēc iespējas labāk iegultos punktos, un noteica liknes nolīdzinājumu.

Mēģinājumos novērotās parādības vispārīgi bija tās pašas kā agrāk; tikai aizsprostojumā ar plato horizontālo virsotni tās atšķiras no citām. Kamēr visās citās aizsprostojumu formās otrais pārgāzes veids — nepilnīgā pārgāze — sākās ar to momentu, kad lejas ūdens līmenis bija uzstādīnāts līdz aizsprostojuma virsotnes augstumam, aizsprostojumā ar plato virsotni tāds lejas ūdens augstums vēl neietekmēja augšējo ūdens līmeni. Lejas ūdeni varēja pacelt līdz tādā augstumam, kad lielums  $\frac{h_u}{h_{gr}} \approx 1,3$ , pie kam augšējais ūdens līmenis nemaz nepacē-

lās virs tā augstuma, kas jau bija sasniegts pilnīgajā pārgāzē. Ja lejas ūdeni pacēla vairāk, tad pacēlās arī augšējais ūdens līmenis. Lielumu  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  atkarības likne (V likne tabulā) rāda, ka sākot no  $\frac{h_u}{h_{gr}} \approx 1,3$ ,  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  pieaug apmēram pēc trešā pārgāzes veida — pāri plūšanas likuma.

Aizsprostojumā ar plato virsotni tad atkrit otrais pārgāzes veids, un pilnīgā pārgāze pāriet tieši pāri plūšanā. Šī parādība atbilst Bundšu\*) formulu raksturam, tikai koeficienti ir citi. Pēc maniem mēģinājumiem tāds aizsprostojums uzstādina ūdeni vairāk par to augstumu, ko aplēš pēc Bundšu. Arī aizsprostojumā ar plato virsotni strāvā ir par hidrostatisko zemāks spiediens, kas palielina aizsprostojuma ūdens pāri lai-

\*) Dr. Ing. F. Bundschu, Überströmen, Überfall und Ausfluss, Der Bauingenieur, 1928, S. 465.

šanas spēju. Spiediena mērījumi strāvā vispārīgi rāda zemspiediena pieaugšanu, sākot no augšējās aizsprostojuma sienas līdz lejas sienai. Virsotnes vidū ūdens spiediens pie virsotnes bija nulle, virs lejas sienas tai pašā dziļumā spiediens bija negatīvs (sūce).

Mēģinājumos ar modeļiem, kā straumgāzes siena bija vertikāla, pāri tekošā strāva tika apgaisota no apakšas. Ja gaisa pieplūšanu pārtrauca, tad gaiss zem strāvas tika izsūkts, lejas ūdens līmenis zem strāvas cēlās, un strāva pārgāja „piespiestajā“. Ja ūdens daudzums bija mazs, tad radās līdzsvars, tamdēļ ka ūdens strāva ievadīja gaisa burbuļus telpā starp strāvu un straumgāzes sienu. Lielākos ūdens daudzumos ar laiku viss gaiss tika izsūkts, un radās pieklāvīgā strāva, pie kam tai pašā laikā augšējais ūdens līmenis pazeminājās. Neapgaisotā strāva arī šais modeļos bija mainīga: ja strāvu pāršķēla no ārpuses, tad tā atkal pārgāja apgaisotajā vai piespiestajā.

Jauno mēģinājumu rezultāti kopā ar agrāk izdarītajiem un aprakstītajiem sakopoti likņu tabulā tādā veidā, ka attiecīgie savstarpīgi atkarīgie lielumi  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  uzzīmēti pēc punktiem. Tad vilka attiecīgas līknes, kas tabulā ir apzīmētas ar I, II, III, IV un V, un noteica to nolīdzinājumus. VI līkne rāda pāri plūšanu pēc nolīdzinājuma

$$(1) \frac{h_e}{h_{gr}} = \frac{h_u}{h_{gr}} + \frac{0,5}{\left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2}$$

Šī līkne ir kopīga visām aizsprostojuma formām un tabulā ir parādīta, sākot no tās viszemākā punkta ar koordinātām  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 1$  un  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,5$ .

Pirmās formas — jomtveidīgā aizsprostojuma — nolīdzinājums nepilnīgajai pārgāzei pēc agrākajiem mēģinājumiem ir:

$$(2) \frac{h_e}{h_{gr}} = 1,21 + 0,05 \frac{h_u}{h_{gr}} + 0,200 \left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2,$$

pie kam nolīdzinājuma derīguma robežas ir  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 0$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$ . No likņu tabulas ir redzams, ka I līkne, kas atbilst 2. nolīdzinājumam, krusto VI līkni trīs reizes: pie  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 1,1$ , pie  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 1,8$  un pie  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$ . Starp  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 1,8$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$  VI līknei ir drusku lielāki

lielumi  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  nekā pirmajai. Kaut gan mērītie punkti atrodas tuvāk pie pirmās liknes, tomēr liekas ieteicams lēst ar 1. nolīdzinājumu jau sākot no  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 1,8$ , t. i. šo  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  uzskatīt par pāri plūšanas robežu. Augšpus šās robežas I un IV liknes starpība ir ļoti maza, un aplēses drošība ir lielāka, ja pirmās liknes vietā ņem sesto.

Otrajai aizsprostojuma formai ar vertikālo priekšējo un pakalējo sienu slīpumā 1:1 nepilnīgās pārgāzes robežas, ir samērā maz mērījumu punktu, kas pie tam nevienmērīgi sadalīti. Turpretim pilnīgajai pārgāzei no 12 labi saskanīgiem mērījumiem varēja noteikt nolīdzinājumu  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,25$ . No pāri plūšanai noteiktajiem punktiem ar zināmu drošību varēja noteikt  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,0$ , kā robežu starp pāri plūšanu un nepilnīgo pārgāzi. Pēc analogijas ar citu aizsprostojumu formu nolīdzinājumiem tad noteica nepilnīgās pārgāzes nolīdzinājumu

$$(3) \frac{h_e}{h_{gr}} = 1,25 + 0,05 \frac{h_u}{h_{gr}} + 0,195 \left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2.$$

Attiecīgā II likne labi iegulstas starp robežām  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,25$  pie  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 0$  un  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 2,13$  pie  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,0$ . Pēc pāri plūšanas nolīdzinājuma robežai  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,0$  atbilst lielums  $\frac{h_e}{h_{gr}} = \frac{h_u}{h_{gr}} + 0,5 \left/ \left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2 \right. = 2,125$ , kas maz atšķiras no 2,13.

Aizsprostojumam ar priekšējo sienu slīpumā 1:1 un vertikālo pakalējo sienu dabū šādu mēģinājumos iegūtu pilnīgās pārgāzes nolīdzinājumu:  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,30$ . Nepilnīgajā pārgāzē mērītie punkti ļoti labi iekļaujas III liknē ar nolīdzinājumu

$$(4) \frac{h_e}{h_{gr}} = 1,30 + 0,05 \frac{h_u}{h_{gr}} + 0,185 \left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2.$$

Uz šās liknes lielumam  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,3$  atbilst ordināta  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 2,393$ . Gandrīz tā pati, proti 2,394, šai vietā ir VI liknes ordināta. Tā dabūjam kā nepilnīgās pārgāzes augšējo robežu  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,3$ . Augšpus šās robežas der pāri plūšanas nolīdzinājums.

Aizsprostojumam ar aso skaldni agrākajos mēģinājumos pilnīgās pārgāzes nolīdzinājums bija  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,40$  un nepilnīgās pārgāzes nolīdzinājums

$$(5) \frac{h_e}{h_{gr}} = 1,40 + 0,05 \frac{h_u}{h_{gr}} + 0,180 \left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2 \text{ (IV likne).}$$

Šis nolīdzinājums der līdz robežai  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$ . Augšpus šās robežas pāri plūšanas nolīdzinājums ir

$$(6) \frac{h_e}{h_{gr}} = k \frac{h_u}{h_{gr}} + \frac{0,5}{\left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2}, \text{ kur}$$

$$k = 1,0 + 0,0357 \left( 3,4 - \frac{h_u}{h_{gr}} \right) \text{ un } k_{\min} = 1,0.$$

Ja  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$ , tad IV likne sakrīt ar VI. Zīmējumā 6. nolīdzinājuma līknes vietā parādīta pārejas līkne starp  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$  un  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 3,4$ , kā nolīdzinājums vienkāršotā veidā ir rakstīts šā:

$$(7) \frac{h_e}{h_{gr}} = k \frac{h_u}{h_{gr}} + \frac{0,5}{\left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2}, \text{ kur } k = 1,0 + 0,036 \left( 3,4 - \frac{h_u}{h_{gr}} \right).$$

6. un 7. nolīdzinājuma aplēsto lielumu  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  starpība ir tik niecīga, ka tai nav nekādas nozīmes. Tamdēļ droši var lietot vienkāršāko 7. nolīdzinājumu.

Aizsprostojums ar plato virsotni rāda pilnīgas pārgāzes nolīdzinājumu  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,62$ . Līkņu tabulā iezīmētā V līkne rāda, ka šis lielums

paliek bez maiņas arī nepilnīgajā pārgāzē līdz  $\frac{h_u}{h_{gr}} \approx 1,3$ . Augšpus šā lieluma mērītie punkti atrodas I, II, III un VI līknes robežās, kas šai daļā ir tuvu viena pie otras. Liekas, ka pārejas stāvokļa nav un ka pilnīgā pārgāze tieši pāriet pāri plūšanā. Drošības dēļ teiksim, ka V līkne pāriet III. Tad dabūjam pārejas stāvokli starp robežām  $2,3 > \frac{h_u}{h_{gr}} > 1,19$  ar nolīdzinājumu

$$(4) \frac{h_e}{h_{gr}} = 1,30 + 0,05 \frac{h_u}{h_{gr}} + 0,185 \left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2.$$

Modeļu formās ar vertikālo pakalējo sienu var strāvu arī neapgaisot. Mēģinājumi ar neapgaisoto strāvu rāda uzstādinājuma pazemināšanos. Tā ar III līkni parādītajam aizsprostojumam ar neapgaisoto strāvu  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,24$  pret 1,30 apgaisotajā strāvā. Aizsprostojumam ar aso skaldni  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,28$ , ja strāva nav apgaisota, un 1,40 pretējā gadījumā. Tikai aizsprostojumā ar plato virsotni neapgaisotajā strāvā nevarēja konstatēt uzstādinājuma pazemināšanos.

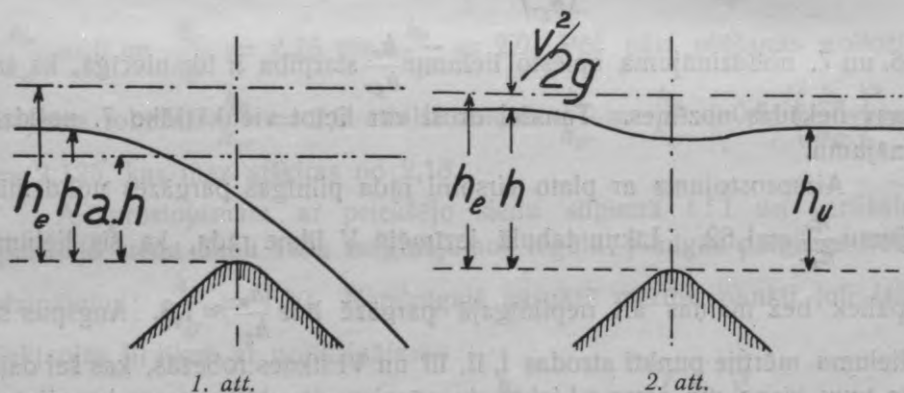
Atsevišķu aizsprostojumu formu dažādām īpašībām ir šādi cēloņi: Iedomāsimies, ka pāri tekošajā strāvā ir par hidrostatisko mazāks spiediens. Tad, lietojot 1. attēlā parādītos apzīmējumus, enerģijas līnijas augstums  $h_e$  virs aizsprostojuma virsotnes

$$h_e = ah + h_v = ah + \frac{Q^2}{2gb^2h^2}.$$

Šim lielumam ir minimums, ja

$$h = \frac{1}{\sqrt[3]{a}} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \frac{h_{gr}}{\sqrt[3]{a}}. \text{ Tad } h_e = h_{gr} \left( \frac{a}{\sqrt[3]{a}} + \frac{\sqrt[3]{a^2}}{2} \right) =$$

$$= 1,5 h_{gr} \sqrt[3]{a^2}.$$



Pēc dabas vislielākā veikuma principa var iedomāties, ka enerģijas līnija pacelsies par vismazāko augstumu, kas ir vajadzīgs ūdens daudzuma  $Q$  transportēšanai pār aizsprostojumu. Tamdēļ pilnīgās pārgāzes pamatnolidzinājums ir:

$$(8) \frac{h_e}{h_{gr}} = 1,5 \sqrt[3]{a^2}.$$

Ja  $a=1$ , t. i. ja strāvā ir pilnais hidrostatiskais spiediens, tad

$$1,5\sqrt[3]{a^2} = 1,5.$$

Tā dabū Bundšu formulu  $h_e = 1,5 h_{gr}$ . Vispārīgi var rakstīt, ka  $\frac{h_e}{h_{gr}} = m$ , pie kam jāievēro, ka  $m$  atkarājas ne tikai no pazeminātā spiediena strāvā, bet arī no citiem apstākļiem, no enerģijas zuduma, kas rodas no ūdens grūdiens, no virpuļiem augšpus aizsprostojuma un no berzes. No visām izpētītajām aizsprostojuma formām pirmajai formai (juntveidīgajam aizsprostojumam) koeficients  $m$  ir vismazākais: spiediena pazemināšanās ir liela, un enerģijas zudums virpuļu dēļ ir mazs, tamdēļ ka slīpā priekšējā siena nodrošina labu ūdens pietecēšanu aizsprostojumam. Otrajai formai tādas virzītājas plāksnes nav, tamdēļ enerģijas zudums un līdz ar to koeficients  $m$  ir lielāks nekā pirmajā gadījumā. Ka III aizsprostojuma formā koeficients  $m$  ir vēl lielāks, var izskaidrot ar to, ka vertikālā pakalējā siena rada mazāku spiediena pazeminājumu. Aizsprostojumā ar aso skaldni jā sagaida mazāka spiediena pazemināšanās, kā arī lielāks enerģijas zudums, ūdenim pietekot. Tamdēļ  $m$  ir lielāks nekā visās līdz šim minētajās formās. Vismazāk spiediens pazeminās strāvā, kas tek pār aizsprostojumu ar plato virsotni ( $a \approx 1$ ). Bez tam ir vēl zudums, kas palielina koeficientu  $m$ . Tamdēļ šās formas aizsprostojums rada visaugstāko uzstādīnājumu. Pēc maniem mēģinājumiem  $m=1,62$ , tā tad lielāks par attiecīgo koeficientu pēc Bundšu ( $m=1,5$ ). Savā darbā „Abflussberechnungen bei Wehren mit breiter Krone mit Hilfe des Impulssatzes“ Musterle\*) kā piemēru aplēš 2 m augstu aizsprostojumu ar plato virsotni, par ko viena metra platumā tek ūdens daudzums  $Q=3$  m<sup>3</sup>/sec. Pēc Bundšu formulas uzstādīnātā ūdens dziļums  $t_0=3,42$  m, pēc Musterles „balstspēku“ nolīdzinājuma (Stützkraftgleichung) iznāk  $t_0=3,52$  m jeb  $h_e=1,52+0,037=1,557$ . Pēc mana nolīdzinājuma  $h_e=1,62 h_{gr}$  dabū  $h_e=1,56$  m, kas pilnīgi sakrīt ar Musterles rezultātu.

Ja lejas ūdens ceļas augstāk par aizsprostojuma virsotni, tad spiediens strāvā palielinās lejas ūdens pretspiediena dēļ. Lielums  $a$  8. nolīdzinājumā tuvojas vienam jo vairāk, jo augstāk ceļas lejas ūdens. Pārgāzei ar mainīgu spiedienu strāvā (ar mainīgu  $a$ ) atbilst stāvoklis, ko es saucu par nepilnīgu pārgāzi. Varētu lietot arī to pašu 8. nolīdzinājumu kā pilnīgajā pārgāzē, ja tai pašā laikā izteiktu lielumu  $a$  kā

\*) Die Wasserwirtschaft 1930, Nr. 21.



$h_u$  funkciju. Ievērojot to, ka uzstādīnājuma augstums atkarājas ne tikai no spiediena, bet arī no agrāk minētajiem enerģijas zudumiem, nav iespējams iztikt bez tādiem koeficientiem atsevišķām aizsprostojuma formām, ko var noteikt tikai mēģinājumā. Tamdēļ mani nolīdzinājumi nepilnīgajai pārgāzei, kas noteikti tīri empīriski un matemātiski nav pamatoti, praksē vismaz būs līdzvērtīgi kādiem varbūtīgiem nolīdzinājumiem, kas bez empīriskiem koeficientiem satur vēl lielumu  $a$  kā  $h_u$  funkciju.

Nepilnīgās pārgāzes nolīdzinājumi rada pāreju no pilnīgās pārgāzes pāri plūšanā. Ja pāri plūšanas augstums ir diezgan liels, tad pēc 2. attēla:

$$h_e = h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gb^2h^2} = h + \frac{h_{gr}^3}{2}$$

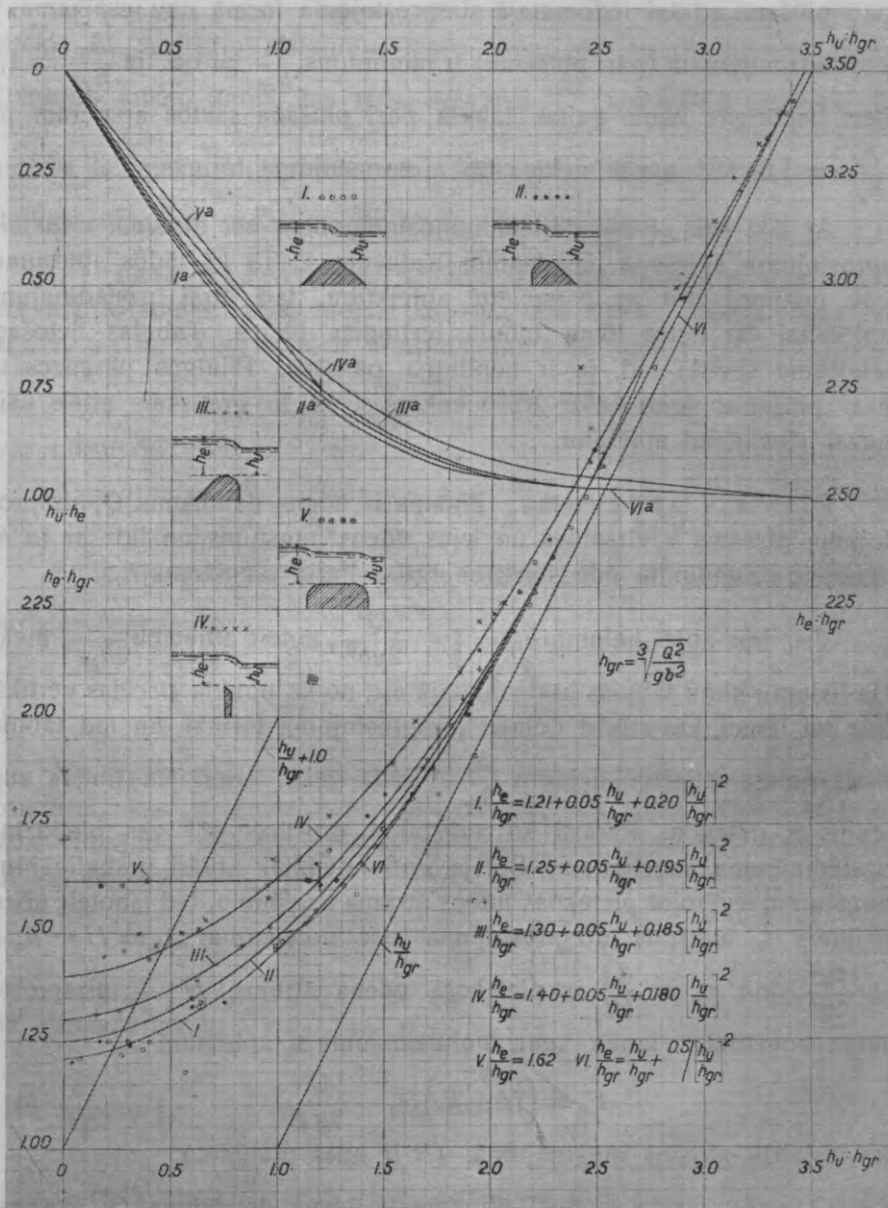
Tā kā  $h$  tikai maz atšķiras no  $h_u$ , tad  $h$  var pielīdzināt  $h_u$  un dabūt nolīdzinājumu

$$(1) \frac{h_e}{h_{gr}} = \frac{h_u}{h_{gr}} + \left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2,$$

kas sakrīt arī ar Bundšu pāri plūšanas formulu.

Atsevišķās aizsprostojumu formās ir dažādas robežas starp otro un trešo pārgāzes veidu. Kā likņu tabulā redzams, pāri plūšana vispārīgi sākas jo vēlāk, jo lielāks ir aizsprostojuma formas koeficients  $m$ . Šo parādību var attiecināt uz blakuspretestībām, veltņu rašanos augšējā, kā arī lejas ūdenī. Pārplūdinātais aizsprostojums ar aso skaldni visneizdevīgāk ietekmē ūdens elementu vadišanu. Tad nāk pēc kārtas: aizsprostojums ar plato virsotni un vertikālām sienām, aizsprostojumi ar vienu vertikālu un vienu slīpu sienu un beidzot jumtveidīgais aizsprostojums ar divām slīpām sienām. Jo piepešāka ir pāreja no lielākiem caurteces šķērsgriezumiem mazākos, jo lielāks arī ir enerģijas zudums virpuļu un ūdens grūdienu dēļ. Jo slaidāka ir pāreja no viena šķērsgriezuma otrajā, jo mazāks ir enerģijas zudums, un jo ātrāk sākas pāri plūšana. Var iedomāties tādu aizsprostojuma formu, kā koeficienta  $m$  lielums būs viens. Tad pilnīgās pārgāzes nolīdzinājums būtu  $h_e = h_{gr}$ . Šis nolīdzinājums atbilstu apmēram gala stāvoklim, ko rāda Veisbacha pārgāzes formula: Ja šo formulu raksta šādā veidā:  $Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2gh_e^3}$ ,

kur uzstādīnātā ūdens augstuma vietā ir likts enerģijas līnijas augstums  $h_e$ , tad  $h = \sqrt[3]{\frac{9}{8} \mu h_{gr}}$ . Ja  $\mu$  līdzinās 0,965, tad  $h_e = h_{gr}$ . Līdz



3. att.

šim novēroti lielumi  $\mu$  līdz 0,95. Piepeša pāreja no pilnīgās pārgāzes pāri plūšanā arī šai iedomātajā aizsprostojuma formā nav iespējama, jo 2. nolīdzinājumam (pāri plūšanai) ir minimums  $\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,5$ , ja  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 1,0$ . Pēc vispārīgās likņu gaitas tabulā pāri plūšana sāktos apmēram pie  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 1,6$ , t. i. agrāk nekā citās aizsprostojuma formās.

Ar līdz šim atvasinātajiem nolīdzinājumiem var atrisināt visus aizsprostojumu aplēšanā paredzamos uzdevumus. Tā kā tādos aplēšumos nav nozīmes lēst ar pārspīlētu noteiktību, tad ātrai uzstādījuma aplēšanai var lietot likņu tabulā iezīmētās liknes. Tabulas lietošana ieteicama sevišķi tad, ja ir nepilnīgā pārgāze. Pilnīgās pārgāzes un pāri plūšanas formula ir tik vienkāršas, ka to grafiskais attēls vairs nevar vienkāršot aplēšanu.

**Pirmais uzdevums.** Zināms ir ūdens daudzums  $Q$ , aizsprostojuma platums  $b$ , virsotnes un lejas ūdens augstums un līdz ar to  $h_u$ . Jānoteic uzstādīnātā ūdens jeb enerģijas līnijas augstums  $h_e$ .

Vispirms aplēš lielumu  $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{2gb^2}}$ , noteic attiecību  $\frac{h_u}{h_{gr}}$ , meklē tās lielumu likņu tabulas horizontālajā asī, no šā punkta paceļas vertikāli līdz tai līknei, kas atbilst dotajai aizsprostojuma formai, un tad tabulas malā nolasa attiecīgo lielumu  $\frac{h_e}{h_{gr}}$ . Tādā veidā enerģijas līnijas augstums ir noteikts. Parasti šo augstumu drošības dēļ var pielīdzināt uzstādījuma augstumam. Bet ja grib noteiktāk aplēst uzstādījuma augstumu, ievērojot pietekošā ūdens ātruma augstumu, tad jānoteic ūdens dziļums  $t_0$  augšpus aizsprostojuma pēc noteikuma:  $t_0 = H + h_e - \frac{v_0^2}{2g}$ , kur  $v_0 = \frac{Q}{Bt_0}$  ir pietekošā ūdens ātrums,  $H$  — aizsprostojuma augstums. Iznāk kuba nolīdzinājums  $t_0$  aplēšanai

$$t_0^3 = (H + h_e)t_0^2 - \frac{Q^2}{2gB^2},$$

ko vislabāk atrisina mēģinājumā. ( $B$  ir upes platums.)

**Otrais uzdevums.** Zināms ir ūdens daudzums  $Q$ , aizsprostojuma platums  $b$ , lejas ūdens augstums un tāds augšējā ūdens līmenis, ko, uzstādinot ūdeni, nedrīkst pārkāpt. Līdz ar to ir zināma starpība  $h_e - h_u$ . Jānoteic aizsprostojuma virsotnes augstums.

Vispirms apļē  $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ , tad noteic  $\frac{h_e - h_u}{h_{gr}}$ . Šo lielumu meklē kā vertikālo atstatumu starp attiecīgās aizsprostojuma formas likni un taisno līniju, kas rāda lielumus  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  vertikālajā virzienā. Tur nolasa lielumu  $\frac{h_u}{h_{gr}}$ , apļē  $h_u$ , un tādā veidā dabū noteicamo aizsprostojuma virsotnes atstatumu no lejas ūdens virsmas.

Trešais uzdevums. Zināms ir ūdens daudzums  $Q$ , aizsprostojuma virsotnes, lejas ūdens un augšējā ūdens līmeņa augstums, t. i.  $h_u$  un  $h_e$ . Tiek meklēts aizsprostojuma platums  $b$ .

Ja  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  vietā liek  $\frac{h_e}{h_u} \cdot \frac{h_u}{h_{gr}}$ , tad nepilnīgās pārgāzes nolīdzinājumu var rakstīt šā:

$$\text{II. } \frac{h_e}{h_u} \cdot \frac{h_u}{h_{gr}} = m + n \frac{h_u}{h_{gr}} + p \left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2.$$

Šā nolīdzinājuma nezināmais lielums ir  $\frac{h_u}{h_{gr}}$ . Ja nolīdzinājumu atrisina, tad dabū:

$$\frac{h_u}{h_{gr}} = \frac{\left( \frac{h_e}{h_u} - n \right) \mp \sqrt{\left( \frac{h_e}{h_u} - n \right)^2 - 4mp}}{2p}.$$

No divām nolīdzinājuma saknēm vienmēr vismaz viena būs ārpus robežām, kas ierobežo nepilnīgo pārgāzi. Ja abas saknes ir ārpus šām robežām, tad tas nozīmē, ka pastāv pāri plūšana. Tad jālieto III nolīdzinājums

$$\frac{h_e}{h_u} \cdot \frac{h_u}{h_{gr}} = \frac{h_u}{h_{gr}} + \left( \frac{h_u}{h_{gr}} \right)^2,$$

kā atrisinājums ir:

$$(10) \frac{h_u}{h_{gr}} = \sqrt[3]{\frac{0,5}{\frac{h_e}{h_u} - 1}} \text{ jeb } h_{gr}^3 = \frac{h_u^3 \left( \frac{h_e}{h_u} - 1 \right)}{0,5} = 2h_u^3 \left( \frac{h_e}{h_u} - 1 \right).$$

Ja tādā veidā  $h_{gr}$  ir noteikts, tad apļē meklējamo platumu  $b$  pēc formulas:

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}.$$

Analitiskās  $h_{gr}$  aplēšanas pēc 9. un 10. formulas vietā var lietot likņu tabulā iezīmētās līknes, kas apzīmētas ar I<sup>a</sup>, II<sup>a</sup> u. t. t. līdz VI<sup>a</sup>. Šīs līknes rāda  $\frac{h_u}{h_e}$  attiecību no  $\frac{h_u}{h_{gr}}$ . Vispirms aplēš zināmo lielumu  $h_u$  un  $h_e$  attiecību  $\frac{h_u}{h_e}$ , tad meklē šo skaitli likņu tabulas vertikālajā malā, šai augstumā iet horizontāli līdz līknei, kas piederīga pie aizsprostojuma formas, un no tās vertikāli līdz abscisu asij, kur nolasa lielumu  $\frac{h_u}{h_{gr}}$ . Pēc  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  aplēš  $h_{gr}$  un attiecīgo platumu  $b$ .

Ceturtais uzdevums. Zināms ir aizsprostojuma platums  $b$ , aizsprostojuma virsotnes, lejas ūdens un augšējā ūdens līmeņa augstums, t. i.  $h_u$  un  $h_e$ . Jāaplēš ūdens daudzums  $Q$ , kas šādos apstākļos tecēs aizsprostojumam pāri.

Aplēšanu izdara tāpat kā iepriekšējā gadījumā (trešajā uzdevumā): noteic  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  jeb  $h_{gr}$ , lietojot 9. un 10. formulu vai ņemot lielumu  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  no likņu tabulas, pēc tam kad attiecība  $\frac{h_u}{h_e}$  ir aplēsta. Tad aplēš  $Q$  pēc formulas

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}.$$

Tādā pašā veidā var atrisināt arī visus uzdevumus, kas var rasties, projektējot tādus aizsprostojumus, kur virsotnes augstums nav visur vienāds, piemēram aizsprostojumus ar kuģu eju, ciešus aizsprostojumus ar brīvslūžām u. c., pie kam, saprotams, daudz gadījumos aplēšana izdarāma pēc mēģinājumu metodes.

Iesniegts fakultātei 1933. gada 17. februārī.

## Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren.

Von Professor Dr. Ing. E. h. E. Jacoby.

Es wird Bezug genommen auf frühere Versuche des Verfassers an Wehrmodellen, über die in Band I Nr. 3 der „Acta Universitatis Latviensis“, Riga 1931 ausführlich berichtet worden ist\*). Darnach lassen sich drei verschiedene Überfallzustände unterscheiden, die durch die Höhe des Unterwasserspiegels bedingt sind: der vollkommene Überfall, ferner der unvollkommene Überfall, als Übergang vom vollkommenen zum dritten Zustand — dem Überströmen. Die Höhe der Energielinie  $h_e$  über der Wehrkrone ist in Abhängigkeit gebracht von der sogenannten „Grenztiefe“  $h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ , bei welcher der Fliesszustand des Wassers vom „Strömen“ zum „Schiessen“ übergeht.

Wenn die Höhe des Unterwasserspiegels über der Wehrkrone mit  $h_u$  bezeichnet wird, ergeben sich für die einzelnen Überfallzustände Gleichungen von nachstehender Form:

- I.  $\frac{h_e}{h_{gr}} = m$ , solange  $h_u \leq 0$ ,
- II.  $\frac{h_e}{h_{gr}} = m + n \frac{h_u}{h_{gr}} + p \left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2$ , zwischen den Grenzen  $0 < \frac{h_u}{h_{gr}} \leq 2,4$ ,
- III.  $\frac{h_e}{h_{gr}} = \frac{h_u}{h_{gr}} + \frac{0,5}{\left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2}$ , wenn  $\frac{h_u}{h_{gr}} > 2,4$ .

Die Beiwerte  $m$ ,  $n$  und  $p$  sind von der Wehrform abhängig und durch Versuche bestimmbar. Bei den früheren Versuchen waren diese Beiwerte für ein dachförmiges Wehr und ein ebensolches Wehr mit scharfkantigem Aufsatz bestimmt worden. Im Sommer 1931 hat der Verfasser diese Versuche noch auf folgende Wehrformen ausgedehnt: 1) senkrechte Vorderwand, 1:1 geneigte Abfallwand und abgerundete Krone, 2) 1:1 geneigte Vorderwand, senkrechte Abfallwand und abge-

---

\*) In deutscher Sprache im Verlage Walter und Rapa: Professor E. Jacoby, Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren, Riga 1931.

rundete Krone, 3) breite wagerechte Krone, senkrechte Wände und abgerundete Kanten. Somit sind mit den früheren insgesamt fünf verschiedene Wehrformen untersucht worden.

Das Wehrmodell mit breitem Rücken verhielt sich bei den Versuchen abweichend von allen anderen Wehrformen, indem der vollkommene Überfall nicht aufhörte, wenn der Unterwasserspiegel die Höhe der Krone erreicht hatte, sondern anhielt, bis der Wert  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  etwa die Grösse 1,3 erreicht hatte. Erst wenn das Unterwasser noch höher stieg, beeinflusste es den Oberwasserspiegel. Die zeichnerische Auftragung der Werte  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  in Abhängigkeit von  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  (Linie V der Kurventafel) zeigt von  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 1,3$  an ein dem dritten Zustand — dem Überströmen entsprechendes Anwachsen von  $\frac{h_e}{h_{gr}}$ . Beim Wehr mit breitem Rücken fällt also der zweite Zustand — der unvollkommene Überfall — fort, und der vollkommene Überfall geht ohne Übergang in das Überströmen über. Die durch die Versuche festgestellten Stauhöhen sind grösser, als die nach den Formeln von Bundschu\*) errechneten.

Bei den Versuchen an Modellen mit senkrechter Abfallwand wurde der überfallende Strahl von unten her belüftet. Bei unbelüftetem Strahl ergaben sich kleinere Stauhöhen, doch erwies sich die Strahlform als unbeständig.

Die Ergebnisse der Versuche sind zusammen mit denen der früheren Versuche auf der Kurventafel zusammengestellt, indem die Werte  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  in Abhängigkeit von  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  aufgetragen und die zugehörigen Linien I, II, III, IV, V und VI mit ihren Gleichungen dargestellt sind.

Demnach erhält man für das dachförmige Wehr:  
 $m = 1,21$ ,  $n = 0,05$  und  $p = 0,200$ , sowie die Grenzen des unvollkommenen Überfalls  $0 < \frac{h_u}{h_{gr}} < 1,8$  (Kurve I).

Für das Wehr mit senkrechter Vorderwand und 1 : 1 fallender Abfallwand ist  $m = 1,25$ ,  $n = 0,05$ ,  $p = 0,195$  und die Grenzen des Übergangszustandes:  $0 < \frac{h_u}{h_{gr}} < 2,0$  (Kurve II).

\*) Dr. Ing. Bundschu, Überströmen, Überfall und Ausfluss, Der Bauingenieur 1928, S. 465.

Die dritte Wehrform mit 1:1 geneigter Vorderwand und senkrechter Abfallwand ergibt:  $m = 1,30$ ,  $n = 0,05$ ,  $p = 0,185$  und die Grenzen des unvollkommenen Überfalls  $0 < \frac{h_u}{h_{gr}} < 2,3$  (Kurve III).

Das scharfkantige Wehr besitzt:  $m = 1,40$ ,  $n = 0,05$ ,  $p = 0,180$ . Die obere Grenze des unvollkommenen Überfalls liegt bei  $\frac{h_u}{h_{gr}} = 2,4$  (Kurve IV). Von da ab gilt die Gleichung für Überströmen in der allgemeineren Form

$$\frac{h_e}{h_{gr}} = K \frac{h_u}{h_{gr}} + \frac{0,5}{\left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2} \text{ mit } K = 1,0 + 0,036 \left(3,4 - \frac{h_u}{h_{gr}}\right), \text{ wobei } K_{\min} = 1,0$$

(Kurve VI).

Beim Wehr mit breiter wagerechter Krone ist  $m = 1,62$  bis  $\frac{h_u}{h_{gr}} \approx 1,3$  (Kurve V). Von da ab liegen die gemessenen Punkte innerhalb der hier sehr nahe zusammenliegenden Kurven I, II, III und VI. Der Sicherheit halber wird angenommen, dass die Kurve V von ihrem Schnittpunkt mit der Kurve III in letztere übergeht. Dann erhält man einen kurzen Übergangszustand zum Überströmen zwischen den Grenzen  $2,3 > \frac{h_u}{h_{gr}} > 1,19$  mit der Gleichung

$$\frac{h_e}{h_{gr}} = 1,30 + 0,05 \frac{h_u}{h_{gr}} + 0,185 \left(\frac{h_u}{h_{gr}}\right)^2.$$

Eine Erklärung für das verschiedene Verhalten der einzelnen Wehrformen wird darin gesehen, dass im Strahl ein Unterdruck herrscht, dessen Grösse von der Form der Abfallwand abhängt und der  $h_e$  verringert. Andererseits gibt es Stossverluste beim Eintritt und Reibungsverluste, die auf eine Vergrösserung von  $h_e$  hinweisen. Die geneigte Abfallwand ergibt grösseren Sog als die senkrechte, die geneigte Vorderwand kleinere Eintrittsverluste als die senkrechte. Beim Wehr mit breitem Rücken ist kein Sog festzustellen, demnach müsste theoretisch  $m = 1,5$  sein (s. Bundschu). Tatsächlich ist  $m = 1,62$ , was durch die Eintritts- und Reibungsverluste bedingt ist. Eine Nachprüfung des Wertes  $m = 1,62$  an einem von Musterle\*) nach der Stützkraftgleichung

\*) Die Wasserwirtschaft 1930, Nr. 21.



berechneten Beispiel, ergibt vollkommene Übereinstimmung mit letzterer Berechnung.

Wie aus der Kurventafel ersichtlich tritt der Anfang des „Überströmens“ um so später ein, je grösser der Beiwert  $m$  für die betreffende Wehrform ist, was wohl hauptsächlich auf Nebenwiderstände — Walzenbildung im Ober- und Unterwasser zurückzuführen ist. Je allmählicher der Übergang zwischen den einzelnen Fliessquerschnitten ist, um so geringer sind die Verluste, und um so eher beginnt der Zustand des Überströmens.

Zur Erleichterung der Rechnung können in der Praxis die auf der Kurventafel gezeichneten Linien I bis VI benutzt werden, die  $\frac{h_e}{h_{gr}}$  als Funktion von  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  darstellen. Für gewisse Aufgaben sind die Kurven I<sup>a</sup> bis VI<sup>a</sup> zu benutzen, die  $\frac{h_u}{h_e}$  in Abhängigkeit von  $\frac{h_u}{h_{gr}}$  geben. Für vier in der Praxis vorkommende Aufgaben ist die Benutzung der Kurventafel an Beispielen erläutert.

Der Fakultät vorgelegt den 17. Februar 1933.

Plūdu noteces režīms.  
Pētījumi Latvijas hidroloģijā.

Prof. Dr. ing. Maksimilians Vēgners.

SATURA RĀDĪTĀJS.		Lappuses
(INHALTSVERZEICHNIS.)		(Seite)
Ievads ( <i>Zur Einführung</i> ) . . . . .		386
I. Novērojumi par līmeņa svārstībām . . . . .		389
( <i>Beobachtungen über Wasserspiegelschwankungen.</i> )		
1. Hidrometrisko posteņu tīkls . . . . .		389
( <i>Pegelstationen.</i> )		
2. Līmeņu novērojumu apstrādāšana . . . . .		396
( <i>Bearbeitung der Pegelbeobachtungen.</i> )		
3. Hidroloģiskais gads . . . . .		397
( <i>Das hydrologische Jahr.</i> )		
II. Caurteces ūdens daudzuma mērīšana . . . . .		398
( <i>Bestimmung der Durchflussmenge.</i> )		
III. Gultnes veida raksturojums. Šķēliena moduls . . . . .		415
( <i>Charakteristik des Querprofils. Der Modul des Querschnittes.</i> )		
IV. Caurteces līknes . . . . .		423
( <i>Konsumtionskurven.</i> )		
1. Līkņu veids un raksturojums . . . . .		423
( <i>Form und Charakteristik der Kurven.</i> )		
2. Līkņu analīze . . . . .		438
( <i>Analysis der Kurven.</i> )		
3. Slēdzieni . . . . .		449
( <i>Folgerungen.</i> )		
V. Noteces ūdens daudzums . . . . .		453
( <i>Abflussmenge.</i> )		
1. Līmeņu svārstības . . . . .		453
( <i>Wasserspiegelschwankungen.</i> )		
2. Plūdu noteces ūdens daudzums pēc reģistrētiem max. līmeņiem, saskaņā ar caurteces diagrammām . . . . .		453
( <i>Dem höchsten beobachteten Pegelstand entsprechende max. Abflussmenge laut Konsumtionskurve.</i> )		

3. Pavasara plūdu ūdeņu noteces diagrammas . . . . .	466
( <i>Frühjahrshochwasser-Abflussmengenkurve.</i> )	
4. Vasaras plūdu ūdeņu noteces diagrammas . . . . .	468
( <i>Sommerhochwasser-Abflussmengenkurve.</i> )	
VI. Nokrišņu daudzumu ietekme max. noteces ūdens daudzumā . . . . .	476
( <i>Einfluss der Niederschlagsmenge auf die max. Abflussmenge.</i> )	
Noslēgums . . . . .	483
( <i>Schlussatz.</i> )	
Aizrādījumi uz literatūru . . . . .	484
( <i>Literaturnachweis.</i> )	
<i>Beobachtungen über Hochwasserabfluss. Ein Beitrag zur Hydrologie</i> <i>Lettlands Zusammenfassung</i> . . . . .	487

### ievads.

(*Zur Einführung.*)

Plūdu ūdeņu noteces gaitas un daudzumu novērojumiem un pētījumiem ir relatīva vērtība, jo vienā noteiktā vietā iegūtu datu lietošanu otrajā, arī ar visrūpīgāko to vākšanu un kārtošanu, bez ierunām un korrektūrām tīri empīriski vien, spriežot pēc noteces ietekmētāju faktoru analogijas, nevarēsīm uzlūkot par pietiekoši precīzu paņēmieni.

Galvenie noteces ietekmētāji faktori var svārstīties plašos apmēros, kā

- 1) nokrišņu kopdaudzums gadā,
- 2) to sadalījums pa gada laikiem, mēnešiem, pat dienām, kā arī, piemēram, intensīvo nokrišņu izplatīšanās laukums (12);
- 3) temperatūra, kā faktors, kas tieši ietekmē izgarošanas daudzumu un ar to arī brīvo noteci;
- 4) paidaloģiskie apstākļi (grunts īpašības, grunts sastāvs, slāņošanas veids, fizikālās un ķīmiskās īpašības);
- 5) dzīvā sega, kā iztvaikošanas veicinātājs faktors no vienas puses un tīri mēchanisks brīvās noteces novilcinātājs faktors (retensija);
- 6) noteces baseina reljefs, tā lielums un forma;
- 7) baseinā ietilpstošo platību izmantošanas un apsaimniekošanas veids (piemēram platībās, kuņas intensīvi kultivē un kuņas prasa mitruma pakāpes rēgulēšanu stingrāk nospraustās robežās, arī brīvā notece būs intensīvāka, lielākā vai mazākā mērā paātrināta ar atsevišķu objektu nosausināšanu — drenēšanu);

8) noteces baseina retensijas spēja: purvi, izņemot augstos sūnu purvus, ezeri, lielākas lēzenas platības, pēkšņos plūdos ātri pārplūstot, spēj lielākā vai mazākā apjomā uztvert, uzkrāt plūdu ūdeņus, atdodot tos tālāk uz leju tikai pakāpeniski, tādā ceļā lejup izlīdzinot plūdu noteci, bet toties palielinot normālos, vidējos un zemos ūdeņus.

Kaut arī pēdējā laikā, uzstādot noteces normas, novērojama tendence pēc iespējas ievērot, izteikt, formulēt uzskaitīto faktoru ietekmi uz noteces daudzumu, tomēr tādā ceļā iegūtiem datiem būs, kā aizrādīts, gandrīz vienīgi tīri lokāla, vietēja rakstura nozīme, jo uzskaitītie faktori var mainīties nevien absolūti, bet darboties vienā un tanī pašā laikā līdztekus, vai pretējā virzienā visdažādākās variācijās.

Kā aizrāda Koženy (1) un Lippke (59), līdz šim lietotie paņēmieni noteikt noteces max. tīri empīriskā ceļā izrādījās par neapmierinošiem un tādēļ apsveicama tendence mēģināt atrisināt noteces gaitu uz eksakto pētījumu pamata.

Noteces gaitas pētīšanas laukā hidrologu aprindās pēdējā laikā novērojami trīs noteikti virzieni. Viena grupa zinātnieku, analizējot noteces gaitas ietekmētājus fizikālos faktoros, mēģina atrisināt jautājumu par noteci matēmatiskā ceļā, cenšoties formulēt faktoru ietekmi; otra grupa piegriež lielāku vērību pētījumiem hidrometriskās laboratorijās, sekojot noteces gaitai konstruētos objektos — modeļos, tos nostādot dabiskiem līdzīgos apstākļos, vai arī pētījot atsevišķu faktoru ietekmi uz noteces gaitu; trešā grupa cenšas izpētīt noteces gaitu tieši dabā, novērojot noteci daždažādos apstākļos un salīdzinājumu ceļā mēģinot atrast un noteikt sakarību starp noteci atsevišķos gadījumos un tās ietekmētājiem faktoriem, mēģinot izteikt to ar dažādu koeficientu palīdzību, proti, ka pēdējais virziens prasa plašākā mērogā organizētus darbus, kuŗu veikšana iespējama gandrīz vienīgi valsts mērogā.

Lai saskaņotu un sistematizētu darbību minētos trijos virzienos, atzīmējama, it sevišķi pēdējā laikā, rosīgā zinātnieku darbība, kas izpaužas speciālistu kongresos, konferencēs, sanāksmēs. Hidroloģijas, hidrografijas un hidrometrijas laukā šinī ziņā atzīmējamās, piemēram, Baltijas valšku hidrologu konferences, kas noturētas: Rīgā (1926. g.), Tallinā (1928. g.), Varšavā (1930. g.) un Leņingradā (1933. g.). Konferencēs nolasīta virkne referātu, izdebatēti speciāli jautājumi, pieņemti slēdzieni un vispārīgi sprauti virzieni

pētījumiem daždažādās hidroloģijas un hidrometrijas disciplīnās, lai saskaņotu novērojumus un pētījumus, to rezultātus.

Noteces sistēmu hidroloģiskā pētīšana valsts mērogā pēc *Rundo* (9, 10) uzsākta 1854. g. Francijā, nodibinot „Service hydrométrique du bassin de la Seine“, kuŗu vēlāk ar citām līdzīgām iestādēm apvienoja „Service hydrométrique et d'annonce des crues“. Vācijā pirmā hidroloģiskā iestāde nodibināta 1883. g. Bādenē ar nosaukumu „Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie“, 1902. g. Prūsijā „Preussische Landesanstalt für Gewässerkunde“, kuŗas uzdevums formulējams šā:

1) ūdens stāvokļa novērošana, ūdens pieteces un noteces pētīšana virszemes un gruntsūdeņos, meteoroloģisko un termisko jautājumu pētīšana u. t. t.

2) atsevišķu hidroloģisku jautājumu atrisināšana un atsauksmes sniegšana tehniskos jautājumos, kas saistīti ar hidroloģiju.

Šveicē 1895. g. nodibināts „Eidgenössisches Amt für Wasserwirtschaft“ u. t. t.

Pie mums Latvijā iekšējos ūdeņos bij. Krievijas iestādes ūdens līmeņa novērošanas postenus ierīkojušas Daugavā 1876./77. g., Ventā 1896./97. g. g., Lielupē 1902./03. g., pie kam lielākā daļā no tiem novērošana tika izdarīta tikai ledus brīvā upē (56, 57, 58). Vēl trūcīgāki ir krievu dati par caurteces mērījumiem, kas izdarīti tikai sporadiski, sakarā ar izmeklēšanas darbiem atsevišķās sistēmās.

Latvijas tapšanas laikā atjaunoja priekškaŗa postenus un pakāpeniski paplašināja posteņu tīklu, no kuŗa pēc *Stakles* (6) uz 29. g. 1. XI. Jūrniecības departamenta pārziņā atradās 67 posteņi; šai skaitlī ietilpst kā iekšējo ūdeņu, tā arī jūŗas piekrastes posteņi. Patlaban pie mums hidrometriskie darbi koncentrēti dažādās iestādēs. Ilggadīgas līmeņu svārstību atzīmes izdara Rīgā un Daugavgrīvā Rīgas Biržas komiteja, — bet valsts mērogā hidrometriskos darbus (līmeņu novērošanu un caurteces mērīšanu) veic un pārziņa Jūrniecības departaments un Meliorācijas departaments. Abu šo iestāžu darbība tika saskaņota I. Latvijas zemes ierīcības un kultūrtechniķu kongresā Rīgā 1924. g. (11), kuŗā pieņēma principu, ka lielākās upju sistēmās, ar nozīmi satiksmes un ūdens spēka izmantošanas ziņā, novērojumus izdara Jūrniecības departaments, bet pārējās, un it sevišķi sistēmās, kuŗu robežās var kļūt akūts jautājums par to rēgulēšanu melioratīvā nolūkā, nepieciešamos mērījumus un pētījumus izdara Meliorācijas departamenta hidrometrisko darbu

birojs. Biroja un darbu noorganizēšana 1924. g. tika uzdots man, kā departamenta tehniskam konsultantam.

Samērā šaurā apjomā atvēlētie kredīti deva iespēju tikai pakāpeniski paplašināt novērojumus kā par līmeņu svārstiņanos, tā arī par noteces daudzumu, pie kam darbu plāna sistematisko realizēšanu traucēja arī tas apstāklis, ka departaments prasīja, lai pirmajā vietā novērošana tiktu izdarīta upju sistēmās, kur bija ievadīti izmeklēšanas darbi noteku regulēšanai, tā tad lielākā vai mazākā mērā aizpurtos baseinos, ar samērā nelielu garenkritumu, ar lēzenām plātām ielejām. Otrkārt neizdevās arī pietiekoši vispusīgi uzvest novērošanas posteņu tīklu plašākā apjomā, variējot arī pārējo faktoru ziņā, kas ietekmē noteci, proti baseinu lielumā, formā, to raksturā.

Šinī darbā sakopotie novērojumos un mērījumos iegūtie dati, izpētījot un sistematizējot tos, lai iegūtu pēc iespējas konkrētus slēdzienus par plūdu ūdeņu noteces gaitu un daudzumu, — attiecas uz samērā nelieliem noteces baseiniem (no 10 līdz 2000 km<sup>2</sup>) ar noteku (recipientu) plašākās ielejās, kas pa daļai rēgulāri, mazākā vai lielākā mērā tiek applūdinātas pavasarī vai arī vasarā.

### I. Novērojumi par līmeņu svārstībām.

*(Beobachtungen über Wasserspiegelschwankungen.)*

#### 1) Hidrometrisko posteņu tīkls.

*(Pegelstationen.)*

Hidrometrisko novērojumu veikšanai visa Latvijas teritorija pārklāta ar posteņu tīklu, kas izveidots gan pakāpeniski, cenšoties panākt cik iespējams vienmērīgu sadalījumu un izvēloties pie tam raksturīgākās upes ar dažāda lieluma, formas, reljefa un citām īpašībām. Arī baseinos, kur notekas regulēšanas darbi pabeigti, tomēr turpināta vai pa daļai atjaunota novērošana, lai dotu iespēju spriest kā par faktiskiem sasniegumiem noteces režīma uzlabošanā, tā arī par regulēšanas darbu ietekmi, noteci un tās ietekmētājiem faktoriem, piem. gultnes asuma koeficientu (rigozitātes koeficientu).

Pirmie posteņi iekārtoti 1923. g., pie kam posteņu tīkls pakāpeniski paplašināts līdz 127 (uz 33. 1. XI.), no kuriem patlaban darbojas 96 posteņi.

Posteņus iekārtojot, daudzos gadījumos nebija iespējams saskaņot visas prasības, kuŗas izbīda pēc iespējas precīza un eksakta

novērošana, — kas ievērojami traucēja darbu plāna sistematisku realizēšanu. No hidrografiskā viedokļa piemērotā upes vietā (taisnā posmā ar noteiktiem krastiem, vienmērīgu profilu, stabilu gultni, vienmērīgu kritumu) daudzkārt bija jāatsakās no posteņa iekārtošanas, ievērojot dzirnavu vai nerēgulāras darbības ietekmi uz līmeni un caurteci augšup vai lejup, grūtības novērošanas latas uzstādīšanā un piestiprināšanā, grūtības caurteces mērīšanā (laipu, tiltu, pat laivu trūkums, bez kuņiem dziļākā gultnē mērīšana nav iespējama), galu galā grūtības atrast tuvumā uzticīgas personas, kas uzņemtos kārtīgu līmeņu svārstību novērošanu. Dažos iekārtotos postēnos aiz uzrādītiem iemesliem novērošana bija jāpārtrauc vai pat galīgi jāizbeidz, jo novērojumu rezultāti izrādījās mazvērtīgi.

Pievienotā sarakstā uzskaitīti visi Meliorācijas departamenta uzstādītie posteņi, sagrupējot tos pēc noteces baseiniem un sistēmām. (Sk. 1. tab.)

Sadalot pa sistēmām, upes ar uzstādītiem posteņiem sagrupētas pēc galvenām mūsu upju: Daugavas, Lielupes, Ventas, Gaujas, Salacas, Veļikajas baseiniem, atsevišķās grupās minētas upes, kas ietek tieši jūrā gar Kurzemes un Vidzemes piekrasti. Tabulas 1. slejā minēti posteņu Nr. Nr. chronoloģiskā kārtībā; 2. slejā posteņu katēgorija, pie kam ievestas 2 gradācijas:

A — posteņi līmeņa un caurteces novērošanai,

B — posteņi līmeņa novērošanai.

3. slejā atzīmēts posteņa izbūves veids — proti latas postenis, pāļu postenis (pie lēzena profila), ķeta cauruļu postenis (pie lēzena profila) un limnografs. Līmeņa novērošanai galvenā kārtā lietotas koka latas 1,00 m garos posmos ar iedalījumiem dm un dubultcentimetros. Latas piestiprinātas pie būvēm upes gultnē, visbiežāk pie tiltu balstiem, pie krastmalā augoša koka vai krastmalā iedzīta pāja. Daži posteņi izbūvēti kā pāļu posteņi ar krastmalā iedzītiem koka pāļiem, kas sākot ar 1933. g. pārbūvēti, pāļu vietā zemē ieskrūvējot 2,40 m garus ķeta stieņus; pāļi numurēti pēc kārtas no augšas uz leju. Gadījumos, kur posteņa tuvumā nebija iespējams atrast novērotāju, uzstādīts Ott'a limnografs. (Šādi posteņi Nr. 118 un 119)

Atsevišķā grupā ietilpst tie posteņi, kas atrodas Lubānas ezera līmeņa rēgulēšanas pārvaldes rīcībā; tie sarakstā apzīmēti ar *Al*, ja iekārtoti līmeņa un caurteces novērošanai, un ar *Bl*, ja iekārtoti vienīgi līmeņa novērošanai.





I. tabula (1. turpinājums).

Posteņa № № der Pegel- statio- nen	Posteņa šķira Pegel- klasse )	Posteņa izbūves veids Pegelart	Līmeņa novērojumu datums Pegel- beobachtungen von	Upes vai ezera nosaukums Benennung des Flusses resp. Sees	Baseina raksturojums Charakteristik des Einzugsgebietes			
					Baseina lielums Grösse des Ein- zugsge- bietes km <sup>2</sup>	Galv. ielejas garums Länge des Tal- weges l km	$\frac{b}{l}$ **)	Mežiem apklātā daļa Bewaldeter Teil des Einzugs- gebietes
43	B/	Lata	VI. 20. <sup>1)</sup>	Lubānas ez.				
123	A	"	V. 32.	Ļiška	12	4,5	0,60	0,35
131	A	"	V. 33.	Balda	98	18	0,30	0,25 <sup>2)</sup>
30	B	"	I. 25.—I. 32.	Grumušu dz. k.				
122	A	"	V. 32.	Murānu upe	62	17	0,21	0,05
34	B/	"	XI. 24.—IV. 27. <sup>1)</sup>	Rēzekne				
113	B/	"	VI. 31.	"				
27	A	"	I. 25.—III. 28. V. 32. <sup>1)</sup>	"	451	46	0,21	0,20 <sup>3)</sup>
28	B	"	I. 25.—I. 32.	Kaunatas dz. k.				
29	B/	"	I. 25.—II. 32.	Roznas ez.				
129	B	"	V. 33.	Krēslīņa				
35	B/	"	XI. 23. <sup>1)</sup>	Iča	780			
120	A/	"	V. 28.	Bolupe	948			
36	A/	"	VII. 23. <sup>1)</sup>	"	488			
37	A/	Čug. caur.	IX. 23.	Pededze	1.663			
38	A/	Lata	VII. 23. <sup>1)</sup>	"	1.640			
124	A	"	VI. 32.	Poporze	132	19	0,37	0,10
121	B/	"	IV. 29.	Liede				
126	A	"	VII. 32.	Kuja	296	40	0,18	0,15
86	A	"	VII. 30.	Veseta	287	50	0,11	0,30
127	A	"	VII. 32.	Ogre	290	27	0,40	0,25 <sup>4)</sup>
2	B	"	VII. 24.—XII. 26.	Lobe				
1	A	"	VII. 24.—VI. 30 <sup>4)</sup> V. 33.	"	212	25	0,34	0,40 <sup>5)</sup>
4	B	"	VII. 24.	Lobes ez.				
5	B	"	VII. 24.—XII. 26.	Bebrīte				
3	B	"	VII. 24.—XII. 26.	Lokmane				
108	A	"	V. 31.	M. Jugla	334	40	0,21	0,25
106	A.	"	V. 31.	Tumšupe	130	33	0,12	0,55
<b>Lielupes sistēma. (Das Einzugsgebiet der Kurischen Aa.)</b>								
96	A	Lata	IV. 31.	Džūkste	288	29	0,34	0,20
72	B	"	VI. 29.—VI. 32.	Svēte				
116	A	"	XI. 31.	Melnupe	905	76	0,16	0,20
52	B	"	IV. 27.—IX. 31 <sup>1)</sup>	"				

1) Līmeņa novērojumus ir pārtraukumi.

2) Vairāki ezeri kopplatībā 7,88 km<sup>2</sup>.3) Rēzeknes ezers 61 km<sup>2</sup>.4) " " " " 13,68 km<sup>2</sup>.5) Lobes ezers 5,62 km<sup>2</sup>.

I. tabula (2. turpinājums).

Posteņa №	Posteņa šķira <i>Pegel- klasse</i> (*)	Posteņa izbūves veids <i>Pegelart</i>	Līmeņa novērojumu datums <i>Pegel- beobachtungen von</i>	Upes vai ezera nosaukums <i>Benennung des Flusses resp. Sees</i>	Baseina raksturojums <i>Charakteristik des Einzugsgebietes</i>			
					Baseina lielums <i>Grösse des Ein- zugsge- bietes</i> km <sup>2</sup>	Galv. ielejas gaņums <i>Länge des Tal- weges</i> l km	$\frac{b}{l}$ **)	Mežiem apklātā daļa <i>Bewaldeter Teil des Einzugs- gebietes</i>
95	B	Lata	IV. 31.—IV. 32	Tērvete				
107	A	"	V. 31.	"	156	27	0,21	0,15
94	B	"	IV. 31.—IV. 32.	Platone				
101	A	"	V. 31. <sup>1)</sup>	"	154	30	0,17	0,15
93	B	"	IV. 31.—IV. 32.	Sesava				
99	A	"	V. 31. <sup>1)</sup>	"	62	20	0,15	0,15
92	B	"	IV. 31.—IV. 32.	Svitene				
100	A	"	V. 31.	"	221	37	0,16	0,05
84	A	"	IV. 30.	Susēja (Dienv.)	552	34	0,48	0,35
85	A	"	IV. 30.	"	230	21	0,52	0,25
102	A	"	V. 31.	Dūpupe	92	18	0,28	0,15 <sup>2)</sup>
103	A	"	V. 31.	Viesīte	82	12	0,57	0,35 <sup>3)</sup>
49	A	"	X. 26.	Iecava	527	76	0,09	0,45
50	A	"	X. 26.	"	464	70	0,09	0,55
6	B	"	VIII. 24.—VII. 29.	Misa				
7	A	"	VIII. 24.—IV. 32.	"	797	70	0,16	0,30
68	A	"	IV. 28.	"	764	62	0,20	0,30
69	A	"	IV. 28. <sup>1)</sup>	"	668	56	0,21	0,25
8	A	"	VIII. 24.	"	584	42	0,33	0,25
9	A	"	VIII. 24.	"	514	29	0,61	0,20
11	B	"	VIII. 24.—VII. 29.	"				
12	B	"	VIII. 24.—VII. 29. <sup>1)</sup>	"				
10	A	"	VIII. 24.	Zvirgzda	146	26	0,22	0,35

## Ventas sistēma. (Das Einzugsgebiet der Windau.)

65	B	Lata	XI. 27.—VII. 29.	Vadakste (agr.)				
63	B	"	XI. 27.—V. 29.	Vītiņa kanālis				
62	B	"	XI. 27.—VII. 28.	"				
64	B	"	XI. 27.—VIII. 28.	"				
66	B	"	XI. 27.—I. 30.	Vadakste				
90	A	"	X. 30.	Imula	225	25	0,36	0,30
91	B	"	X. 30.	Amula				

1) Līmeņa novērojumus ir pārtraukumi.

2) Saukas ezers kopplatībā 7,59 km<sup>2</sup>.3) Viesītes ezers 2,81 km<sup>2</sup>.

I. tabula (3. turpinājums).

Posteņa Nē	Posteņa šķīra Pegel- klasse (*)	Posteņa izbūves veids Pegelart	Līmeņa novērojumu datums Pegel- beobachtungen von	Upes vai ezera nosaukums Benennung des Flusses resp. Sees	Baseina raksturojums Charakteristik des Einzugsgebietes			
					Baseina lielums Größe des Ein- zugsge- bietes km²	Galv. ielejas gaņums Länge des Tal- weges l km	$\frac{b}{l}$ **)	Mežiem apklātā daļa Bewaldeter Teil des Einzugs- gebietes

## Gaujas sistēma. (Das Einzugsgebiet der Livländischen Aa.)

74	A	Lata	VIII. 29.	Vija	86	22	0,18	0,25
75	A	"	VIII. 29.	"	23	9	0,28	0,40
98	A	"	VI. 31.	Staklupīte	68	18	0,21	0,70
132	A	"	XI. 33.	Loģe	44	9,5	0,49	0,20

## Salacas sistēma. (Das Einzugsgebiet der Salis.)

70	A	Lata	IX. 28.	Briede	427	39	0,28	0,20
71	A	"	X. 28.	"	293	19	0,81	0,20
23	B	"	IX. 24.	Seda				
22	A	"	IX. 24.	"	340	32	0,33	0,40
25	A	"	VI. 27.	"	56	11	0,46	0,45
76	A	"	XI. 29.	Rūja	576	33	0,53	0,30
77	A	"	XI. 29.	"	289	32	0,28	0,20
58	A	"	VIII. 27. <sup>1)</sup>	Ķīre	104	19	0,29	0,30

## Veļikajas sistēma. (Das Einzugsgebiet der Welikaja.)

88	A	Lata	VIII. 30.	Liepna	125	26	0,18	0,50
87	A	"	VIII. 30.	"	47	12	0,33	0,35
125	A	"	VI. 32.	Voroža	99	20	0,25	0,65
97	A	"	IV. 31.	Kuchva	213	23	0,40	0,35
114	B	"	VIII. 31.	Rītupe				
111	A	"	VI. 31.	Ilža	1.039	68	0,22	0,25 <sup>2)</sup>
112	B	"	VI. 31.	"				
57	B	"	IV. 27.—X. 28.	Ludzas ez.				

## Vidzemes piekraste. (Flüsse der Livländischen Küste.)

133	A	Lata	XI. 33.	Pēterupe	48	9,8	0,50	0,30
-----	---	------	---------	----------	----	-----	------	------

## Kurzemes piekraste. (Flüsse der Kurischen Küste.)

21	B	Lata	II. 25.	Popes ezers				
47	A	"	IX. 26.	Līgupe	58	14	0,30	0,20
53	B	"	XI. 26.—IV. 32.	Tosele				
48	A	"	IX. 26.	Jēčupe	70	15	0,31	0,30
135	A	"	XI. 33.	Ruņa	105	18	0,32	0,25

1) Līmeņa novērojumos ir pārtraukumi.

2) Vairāki ezeri kopplatībā 56,11 km<sup>2</sup>.

I. tabula (4. turpinājums).

Posteņa № <i>Nr der Pegel- station- nen</i>	Posteņa šķira <i>Pegel- klasse *)</i>	Posteņa izbūves veids <i>Pegelart</i>	Līmeņa novērojumu datums <i>Pegel- beobachtungen von</i>	Upes vai ezera nosaukums <i>Benennung des Flusses resp. Sees</i>	Baseina raksturojums <i>Charakteristik des Einzugsgebietes</i>			
					Baseina lielums <i>Grösse des Ein- zugsge- bietes</i> km <sup>2</sup>	Galv. ielejas garums <i>Länge des Tal- weges</i> l km	<i>b</i> <i>l</i> <i>**)</i>	Mežiem apklātā daļa <i>Bewaldeter Teil des Einzugs- gebietes</i>

## Kurzemes piekraste. (Flüsse der Kurischen Küste.)

41	A	Lata	IX. 26.—V. 30. no X. 33.	Ālanda	79	16	0,31	0,10
51	B	"	IX. 26.—V. 28.	Tāšu ezers				
54	B	"	XII. 26.—VI. 28.	Tosmāres ez.				
42	B	"	X. 25.—V. 28.	Durbes ez.				
46	B	"	IX. 26.—VII. 29.	Durbe				
45	A	"	IX. 26.—VII. 29. no V. 33.	"	151	22	0,31	0,10 <sup>2)</sup>
89	A	"	IX. 30.	Rīva	200	41	0,12	0,25
13	B	"	VIII. 24.—VII. 29.	Užava				
14	A	"	VIII. 24. <sup>1)</sup>	"	464	37	0,34	0,35
15	A	"	VIII. 24. <sup>1)</sup>	"	450	33	0,41	0,30
16	A	"	VIII. 24. <sup>1)</sup>	"	262	28	0,33	0,25
20	B	"	VIII. 24.—VIII. 26. <sup>1)</sup>	"				
19	A	"	VIII. 24.	Kauliņa	69	16	0,27	0,35
18	A	"	VIII. 24.	Vanka	106	24	0,18	0,25
134	A	"	XI. 33.	Paksīte	39	10	0,39	0,40
59	A	"	IX. 27. <sup>1)</sup>	Rinda	646	77	0,11	0,55 <sup>3)</sup>
60	B	"	IX. 27.—VII. 29.	"				
61	A	"	IX. 27.	Engure	480	55	0,16	0,55 <sup>4)</sup>
78	B	"	XI. 29.	Stende				
79	A	"	XI. 29.	"	523	66	0,12	0,40
80	A	"	XI. 29.	"	372	47	0,17	0,35

1) Līmeņa novērojumus ir pārtraukumi.

2) Durbes ezers kopplatībā 7,31 km<sup>2</sup>.3) Usmas, Puzes un citi ezeri kopplatībā 52,31 km<sup>2</sup>.4) Usmas un citi ezeri kopplatībā 47,25 km<sup>2</sup>.

Tabulas 4. slejā atzīmēts posteņa atklāšanas resp. arī pārtraukšanas laiks.

5. slejā minēts upes resp. ezera nosaukums, kurā postenis iekārtots; 6. slejā noteces baseina lielums pie posteņa  $\Omega$  — km<sup>2</sup>.

Lai raksturotu baseina hidrografiskās īpašības, 7. slejā minēts ielejas garums  $l$  km; 8. slejā attiecība starp baseina vidējo platumu  $b$  km un garumu —  $p = b : l$ , kas izlēsts no  $p = b^2 : \Omega$  — un zināmā

mērā raksturo baseina formu, bet 9. slejā — attiecība starp mežiem klāto baseina daļu un baseina kopplatību (lai raksturotu dzīvās segas retensiju).

Daļa no posteņiem tā tad iekārtota vienīgi līmeņa novērošanas nolūkā, galvenā kārtā sakarā ar attiecīgā rajonā veicamiem meliorācijas darbiem. Par posteņu grupu, kuŗu iekārtojusi Lubānas ezera rēgulēšanas pārvalde, jāatzīmē, ka to uzdevums noskaidrot režīmu Aiviekstes un Lubānas ezera pietekās, cik tās stāv sakarā ar ezera līmeņa rēgulēšanu. Daļai no šiem posteņiem ir tikai pagaidu raksturs. Šo posteņu datus savam darbam diemžēl nevarēju izmantot, ievērojot to, ka tie ļoti svārstīgi — pilnīgi atkarīgi no Aiviekstes rēgulēšanas darbu gaitas un stāvokļa; to izmantošana būs iespējama, kad Lubānas rajonā iestāsies kaut cik noteikts, no rēgulēšanas darbiem neatkarīgs noteces režīms.

Katram postenim izvēlēts noteikta augstuma nulles punkts, virs kuŗa aplēsti visi līmeņa novērojumi, kā arī reperi, pie kuŗiem posteņu latus pielīmetņotas. Reperu skaits katrā postenī 2 vai 3. Kur vien iespējams, posteņa nulles punkts pielīmetņots noteiktas līmetņošanas vai Meliorācijas departamenta izvesto meliorācijas darbu reperiem, tādā ceļā noteicot posteņa nulles punkta augstuma atzīmi virs Baltijas jūras līmeņa. Latus nulles punkts pieņemts pēc iespējas tādā augstumā, kā nolasījumi arī zemiem līmeņiem vēl būtu pozitīvi.

Dažos posteņos, kur konstatējama rēgulāra līmeņu svārstība diennaktī (kā piemēram upēs, kur augšpus posteņa ir dzirnavas, kas ar savu darbību ietekmē noteces režīmu), novērojumi tiek izdarīti divas reizes dienā: pulkst. 8 un 16. Šāda parādība gan posteņa darbību traucē, bet, posteņa tīklu izveidojot, pilnīgi no tās izvairīties nav bijis iespējams. Līmeņu svārstību nolasīšanas kārtība tā tad sakrīt visumā ar kārtību, kuŗu pēc Rundo (13) ievēro Baltijas valšķu lielākajā daļā.

## 2) Līmeņa novērojumu apstrādāšana.

*(Bearbeitung der Pegelbeobachtungen.)*

Saskaņā ar Meliorācijas departamenta noteikto kārtību, „Visi ikdienas līmeņa novērojumi hidrometrisko darbu birojā tiek pārreķināti virs posteņa nulles un sakārtoti pa mēnešiem, izpildot veidlapas, „ūdens līmeņa svārstību tabulā“. Vertikālā līnija gar līmeņa

atzīmēm atzīmē laiku, kad upe vai ezers pārklāts ar ledus segu, raustītā līnija — pārejas stāvokli, ledus un vižņu iešanu. Veidlapas apakšējā daļā atzīmēti atsevišķo mēnešu, kā arī hidroloģisko pusgadu un gadu vidējie, maksimālie un minimālie līmeņi. Vidējo līmeņu aplēsumam izlietoti tikai kārtējie, bet max. un min. līmeņu noteikšanai ievēroti arī ārkārtējie novērojumi.

Pārskatāmības dēļ atsevišķo hidroloģisko pusgadu un gadu vidējie, maksimālie un minimālie līmeņi ierakstīti līmeņu novērojumu kopsavilkumu veidlapās. Ja no vesela hidroloģiska pusgada trūkst novērojumi tikai par samērā īsu laiku — līdz apm. 15 dienām, pusgada raksturīgie līmeņi noteikti bez šiem trūkstošiem novērojumiem, liekot iegūtos rezultātus iekavās un taisot attiecīgu piezīmi.

Vasaras pusgada novērojumi, kā svarīgākie no meliorācijas viedokļa, apstrādāti vēl pēc dažādu līmeņu stāvokļa atkārtotāšanās biežuma un pārsnieguma ilguma, sastādot „atkārtojamības un ilguma“ tabulas.

### 3) Hidroloģiskais gads.

*(Das hydrologische Jahr.)*

Hidroloģiskais gads pieņemts no XI. līdz X., sadalot to ziemas pusgadā no XI. līdz IV. un vasaras pusgadā no V. līdz X., pieņemot gada sākumu mēnesī ar vismazāko svārstību mitruma krājumā kā iepriekšēja gada nokrišņu atlikumu, kas nepaspēja notecēt. Pēc *V e l i k a n o v a* (14) (Krievijā), piemēram Dņepras baseinā hidroloģiskais gads sākas ar 1. XI.; Okas baseinam piemērots sākums ar 1. VIII. Pēc *L o s k e s* (15) lielākajā daļā no Eiropas Krievijas upju sistēmām laikā no X.—III. notiek cieto nokrišņu uzkrāšanās, kuri pakļauti notecei tikai pavasarī, kamdēļ ieteicams pieņemt hidroloģiskā gada sākumu ap 1. X., pēc *K o č e r i n a* (24) — ar 1. X. vai 1. XI. Prūsijā pēc *J a s m u n d'a* (21) hidroloģiskā gada sākums pieņemts ar 1. XI., iedalot to ziemas pusgadā (XI.—IV.) un vasaras pusgadā (V.—X.). Austrijā, ievērojot piemēram Donavas noteces režīmu, pēc *B r a u e r'a* (17) un *R i e d e l'a* (19) hidroloģiskā gada sākums nolikts uz 1. XII.

Ievērojot hidroloģiskos apstākļus mūsu upju sistēmās, jākonstatē, ka lielākai tiesai piemērota gada sākuma nolikšana uz 1. XI., izņemot vienīgi dažas upes Latgalē, kur dažos gados novērota pa-

vasara ūdeņu noteces nosebošanās un to noplūšana vēl maija pirmajā pusē. Izņēmuma stāvoklī atrodas arī Lubānas baseins, jo Lubānas ezerā saplūstošie atkušņu ūdeņi pēc A. Kursiņa (18) pirms rēgulēšanas darbu uzsākšanas paspēja notecēt caur Aivieksti normāli tikai jūnija beigās, bet katastrofisko plūdu gados tikai augusta sākumā, iestājoties zemam ūdens līmenim normāli augusta beigās, bet katastrofisko plūdu gados tikai septembra beigās. Saņemot, ka tādos apstākļos hidroloģiskā gada sadalīšana pusgados neiespējama. Saskaņā ar I. Baltijas valšķu hidrologu konferences lēmumu 1926. g. (6) hidroloģiskā gada sākums pie mums pieņemts ar 1. XI.

## II. Caurteces ūdens daudzuma mērīšana.

### *(Bestimmung der Durchflussmengen.)*

Līdztekus līmeņu svārstību mērīšanai posteņu daļā tiek izdarīta arī caurteces ūdens daudzuma mērīšana. Sākumā, vērā ņemot niecīgo darbinieku skaitu (1—2) un instrumentu trūkumu, šos darbus izdevās realizēt tikai sporadiski, mērījot caurteces ūdens daudzumu galvenā kārtā pavasara un vasaras plūdu laikā, bet arī vasarā zemos līmeņos, cenšoties noteikt caurteci pie katra posteņa visdažādākajos ūdens līmeņos, sevišķi vērību piegriežot augstajiem līmeņiem. Plašākā apjomā darbi uzsākti tikai 1930. gadā, Meliorācijas departamentam iegādājoties 5 jaunus hidrometriskus spārnus un piekomandējot mērīšanas darbiem attiecīgu personālu. Tas deva iespēju sistematiski paplašināt mērījumus. Pavasarī, iestājoties atkusnim, un arī vasarā lielākos plūdus, saņemot no novērotājiem telefoniskas ziņas par līmeņa celšanos atsevišķos posteņos, noorganizētas 6—7 partijas, uzdodot katrai apkalpot vairāk dienas, pat nedēļas vienā apvidū atrodošos posteņus un izdarīt seriju mērījumu katrā postenī, līmenim krītot vai ceļoties. Tāda sistematiska novērošana vienā paņēmienā deva iespēju savākt daudz precīzākus datus par caurteci dažādos līmeņos nekā sporadiskā rakstura atsevišķi mērījumi, jo bija pietiekoši daudz garantiju, ka mērījumi dažādos līmeņos notiek vienā un tai pašā mērīšanas profilā, pie tam gultnei praktiski nemainoties un galu galā vienādā gultnes stāvoklī (ar vienādu rigozitātes koeficientu).

Ne visi novērošanas posteņi pilnīgi piemēroti caurteces ūdens daudzumu mērīšanai. Vislielākās grūtības dažkārt sagādā mēri-

šana vietās, kur upe plūdos plašākā apjomā applūšina piekrastes, kas dažkārt, it sevišķi pavasarī, padara caurteces ūdens daudzumu mērīšanu par pilnīgi neiespējamu. Datus apstrādājot tālāk būs aizrādīts uz atsevišķiem posteņiem, kur, diemžēl, max., it sevišķi pavasara plūdu uztveršanā, aiz šiem iemesliem izslēgta. Vienā otrā gadījumā, pārnesot mērīšanu no posteņa profila uz augšu vai leju līdz vietai, kur pārplūduma apmērs kļūst niecīgāks, gan izdevās uztvert visu plūdu caurteces ūdens daudzumu, bet, vērā ņemot to, ka mērīšana tādos gadījumos izdarīta citā gultnes vietā, citāda rakstura profilā nekā pārējie — dažkārt radās grūtības iegūto caurteces ūdens daudzumu mērījumu rezultātu saskaņošanā. Arī meandri un gultnes nevienmērība uzlūkojami par caurteces mērīšanas traucētājiem. Dažos posteņos, it sevišķi posteņos, kas ierīkoti pēdējos gados, kur novērojumu kopskaits nav visai liels, pateicoties šiem apstākļiem, mērīšanas rezultāti, it sevišķi zemos līmeņos, dažkārt tik pretrunīgi, ka šo posteņu novērojumu rezultātus bija nepieciešams izslēgt no apstrādājamā materiāla līdz datu papildināšanai. Traucējumus sistēmiskā caurteces ūdens daudzuma mērīšanā radīja arī noteku rēgulēšanas darbi. Kā jau aizrādīts, Lubānas rajona posteņi aiz šā iemesla izslēgti no apstrādājamo posteņu saraksta, bet arī citās sistēmās brīžiem, vietām (piemēram Užavas, Sedas un citās upēs) pat bija pārtraukta līmeņa novērošana, izdarot gultnē padziļināšanas un rēgulēšanas darbus tuvākajā upes posmā.

Caurteces mērīšana ziemā zem ledus nav izdarīta, vērā ņemot to, ka no meliorācijas viedokļa mērījumiem mūsu apstākļos nav visai lielas nozīmes.

Hidrometriskie darbi izdarāmi saskaņā ar „instrukciju ūdens caurteces vairuma mērīšanas darbiem“. Vertikālu atstatums profilā pieņemts mazāks nekā piemēram pēc Kollupailo (20) citās Baltijas valstīs.

Ātruma mērīšanai departaments lieto firmas Ott-Kemptena Voltmaņa spārnus, sākumā apmierinoties ar diviem veciem I (Etsch) un X (Neisse) tipa spārnēm, bet 1930./31. gadā iegādājoties piecus V (Arkanzas) tipa elektriskos spārnus (22). Šā tipa spārniņu izvēlē tika uzsvērta nepieciešamība izdarīt mērījumus dažkārt ļoti seklā, bet vietām arī samērā dziļā gultnē — mainoties ātrumam no 0,05 m/sek. līdz 1,50 m/sek. un vairāk. V tipa priekšrocība: 1) iespēja mainīt apgriezību skaitu starp signāliem no 10—20—50, atkarībā no ātruma; 2) vērā ņemot propellera diametru 0,12 m



iespēja mērīt ātrumu 0,15 m zem līmeņa un virs dibena, 3) iespēja piestiprināt instrumentu kā pie tauvas, tā pie stieņa, ar ko netiek ierobežots mērīšanas dziļums; 4) neliels instrumenta svars (5,2 kg) — priekšrocība pārvadāšanā un apkalpošanā. Mērīšana ar citiem instrumentiem nav izdarīta, jo ņemot vērā Stausa (23) aizrādījumus, ka, izdarot ātruma mērīšanu ar hidrometrisko spārniņu ar pietiekošu rūpību, uzmanību un rutīnu, sasniedzama precizitāte, kādu ar citu ātrumu mērīšanas metodi nevar sasniegt. Arī Kiršnera un Esterera pētījumi šinī virzienā deva svārstību mērījumos ar Ott'a spārniem tips V — no 0,30—0,50% (27). Pārbaudei instrumenti regulāri pēc ik 1—2 gadiem tiek nosūtīti tarēšanai Hidrometriskam institūtam Kauņā. 1933. gada pavasarī izdarītā tarēšana pierādīja, ka instrumentu koeficienti ātruma formulās praktiski nav mainījušies — korrektūras izlēstiem ātrumiem prasīja vienīgi vecie (X tipa) spārni, kas bija lietošanā bez tarēšanas vairākus gadus.

Caurteces mērījumu aplēse sākumā tika lietota vienāda ātruma laukumu paņēmieniem, nosakot vidējo ātrumu katrā vertikālē, bet kopš 1931. gada lieto Harlachera grafiski-analitisko metodi, pie kuras pēc Kollupaila (20) pieturas Vācijā, Zviedrijā, Somijā, daļai Igaunijā. Arī Fischer's (25, 26) un Ule (28) saviem darbiem pielietojuši vienīgi Harlachera metodi. Mērījumu aplēses rezultātu salīdzinājumi pēc Harlachera un Cullmaņa metodēm, kā to izdara piemēram Jūrniecības departaments, nav izdarīti.

127 posteņi, kuŗi atrodas Meliorācijas departamenta pārziņā un no kuŗiem patlaban darbojas 96 — sadalāmi 5 grupās:

I. grupā — posteņi, kuŗos tiek novērota tikai līmeņu svārstīšanās, proti Nr. Nr.: 2—6; 11—13; 20; 21; 23; 28—30; 34—35; 42—43; 51; 53—54; 57; 60; 63; 72; 78; 92—95; 101; 112—114; 121; 129 — kopā 36 posteņi vai 28% no kopskaita;

II. grupā — Lubānas pārvaldes posteņi, kur izdarīti vairākkārtīgi caurteces ūdens daudzuma mērījumi, bet kur, vērā ņemot mainīgo režīmu, sakarā ar regulēšanas darbiem, novērojumu sistematizācija nav iespējama. To Nr. Nr. — 31—33; 37—40; 44; 117—120; kopā 12 posteņi vai 9% no kopskaita;

III. grupā — Jaunierīkotie 1932./33. g. posteņi, kuŗos uzsākta caurteces ūdens daudzuma mērīšana, bet novērojumu salīdzinot vēl par maz, lai būtu iespējama to tālāka izmantošana un sistematizā-

cija. Šo posteņu Nr. Nr. — 122—128; 130—135; kopā 13 posteņu vai 10% no kopskaita;

IV. grupā — posteņi, kas ierīkoti gan 1929., gan 1930. gadā, bet kur novērojumu salīdzinot vēl maz, lai būtu iespējama to izlietošana, dažos posteņos novērojumi bij pārtraukti, bet atjaunoti pēdējos gados, paredzot iespēju iegūt izlietojamus datus. Šo posteņu Nr. Nr. — 45; 68—69; 74—75; 84—85; 97; 99—100; 106—108; 110—111; 116 — kopā 17 vai 13%.

V. grupā pārējie 49 posteņi vai 40% no posteņu kopskaita, kušos iegūtie dati izlietoti šim darbam. To Nr. Nr. 1; 7—10; 14—16; 18—19; 22; 25; 27; 36; 41; 46—50; 52; 55; 56; 58—59; 61—62; 64—66; 70—71; 76—77; 79—83; 87—91; 96; 98; 102—104. Šās grupas posteņos izdarīti kopsummā 553 ātrumu mērījumi, uz kušu pamata izlēsts caurteces ūdens daudzums. Caurmērā būtu ap 11 mērījumu katrā postenī.

## II. tabula.

### Caurteces mērījumu datu sakopojums. (*Ergebnisse der Durchflussmengen-Messungen.*)

#### Post. № 1—104.

#### Apzīmējumi:

*H* — Uz latas atzīmētais līmeņa stāvoklis cm virs latas „0”. (*Pegelstand in cm.*)

*B* — Profila virsplatums m. (*Strombreite in m.*)

*t* — Profila lielākais dziļums m. (*Grösste Tiefe in m.*)

*v* — Vidējais ūdens tecēšanas ātrums m/sek. (*Mittlere Geschwindigkeit in m/sec.*)

*F* — Profila darbošais laukums m<sup>2</sup>. (*Querprofil in m<sup>2</sup>.*)

*Q* — Caurteces ūdens daudzums m<sup>3</sup>/sek. (*Durchflussmenge in m<sup>3</sup>/sec.*)

*s* =  $B:T = B^2:F$  — attiecība starp profila virsplatumu (*B*) un vidējo ūdens dziļumu profilā (*T*);  $T = F:B$ . (*Verhältnis zwischen Strombreite B und mittlerer Tiefe T.*)

Nr.	Datums	<i>H</i> cm	<i>B</i> m	<i>t</i> m	<i>v</i> m/sek.	<i>F</i> m <sup>2</sup>	<i>Q</i> m <sup>3</sup> /sek.	<i>s</i>
<b>Nr. 1.</b>								
1.	3. V. 26.	153	13,00	2,00	0,38	17,75	6,67	9,52
2.	5. XI. 26.	98	8,00	0,90	0,37	5,65	2,09	11,33
3.	11. V. 27.	120	7,50	1,15	0,61	5,73	3,50	9,82
4.	15. VIII. 27.	41	4,70	0,39	0,20	1,04	0,21	21,25
5.	11. VII. 28.	178	8,00	1,80	0,81	11,45	9,28	5,59
6.	14. VII. 29.	87	6,80	0,85	0,58	4,05	2,33	11,42
7.	14. XI. 30.	173	13,00	2,75	0,40	23,00	9,23	7,35
8.	14. VI. 33.	52	5,00	0,55	0,33	2,10	0,70	11,90

Nr.	Datums	H cm	B m	t m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
<b>Nr. 7.</b>								
1.	26. IV. 26.	270	20,50	2,90	0,46	49,44	22,61	8,50
2.	16. VI. 27.	106	7,00	3,50	0,44	15,00	6,64	3,27
3.	3. VI. 29.	64	10,80	1,65	0,32	11,70	3,70	10,00
<b>Nr. 8.</b>								
1.	24. V. 27.	144	7,50	1,75	0,52	9,88	5,12	5,69
2.	12. VII. 29.	91	6,00	1,20	0,45	5,88	2,64	6,12
3.	16. VII. 30.	15	3,50	0,40	0,19	0,81	0,14	15,12
4.	19. IV. 32.	213	8,60	2,65	0,59	15,40	9,04	4,80
5.	20. IV. 32.	203	8,40	2,75	0,55	15,23	8,43	4,63
6.	21. IV. 32.	187	8,10	2,65	0,51	13,56	6,96	4,84
7.	21. IV. 32.	177	8,00	2,55	0,51	13,22	6,72	4,84
8.	23. IV. 32.	150	7,70	2,30	0,50	10,80	5,35	5,49
9.	25. IV. 32.	133	7,50	2,20	0,46	10,17	4,65	5,53
10.	4. IV. 33.	151	7,20	2,10	0,64	10,88	6,98	4,76
11.	11. VIII. 33.	37	7,00	0,48	0,35	2,44	0,87	20,08
<b>Nr. 9.</b>								
1.	20. IV. 26.	143	14,50	2,00	0,59	24,20	14,17	6,90
2.	24. V. 27.	56	12,00	1,10	0,35	10,30	3,65	13,98
3.	27. IV. 28.	247*)	12,00	1,50	0,60	13,95	8,20*)	10,00
4.	12. VII. 29.	42	10,00	1,20	0,34	8,20	2,77	12,19
5.	15. IV. 32.	180	16,00	2,30	0,64	29,45	19,00	8,67
6.	16. IV. 32.	157	15,00	2,10	0,61	26,38	16,12	8,53
7.	17. IV. 32.	134	10,50	2,20	0,68	19,12	13,02	5,76
8.	18. IV. 32.	114	10,30	2,00	0,62	16,77	10,36	6,32
9.	19. IV. 32.	100	10,25	1,90	0,56	15,60	8,74	6,74
10.	20. IV. 32.	85	10,20	1,75	0,39	14,02	5,46	7,42
11.	21. IV. 32.	74	10,30	1,60	0,49	12,84	6,22	8,26
12.	23. IV. 32.	60	10,30	1,50	0,44	11,47	5,06	9,25
13.	26. IV. 32.	43	10,00	1,30	0,37	9,60	3,53	10,42
14.	20. X. 32.	200	16,00	2,65	0,63	33,71	21,20	7,60
15.	22. X. 32.	206	16,00	2,65	0,68	34,26	23,40	7,47
16.	25. X. 32.	180	15,25	2,40	0,63	30,22	19,20	7,70
17.	26. X. 32.	161	15,25	2,25	0,58	27,68	16,10	8,40
18.	27. X. 32.	146	15,00	2,05	0,56	25,09	13,96	9,00
19.	28. X. 32.	138	14,75	1,95	0,54	23,87	13,00	9,12
20.	29. X. 32.	136	14,75	1,95	0,55	22,93	12,86	9,49
21.	3. XI. 32.	164	15,20	2,25	0,60	28,03	16,84	8,25
22.	4. IV. 33.	90	9,60	1,80	0,55	13,46	7,41	6,82
23.	11. VIII. 33.	06	10,00	0,36	0,12	2,32	0,29	43,10
<b>Nr. 10.</b>								
1.	20. IV. 26.	156	12,50	2,10	0,36	17,60	6,28	8,80
2.	24. V. 27.	78	7,00	1,30	0,24	6,38	1,55	7,68
3.	27. IV. 28.	96	7,00	1,80	0,26	8,63	2,27	5,68

\*) Mērījums apšaubāms.

Nr.	Datums	H cm	B m	t m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
4.	12. VII. 29.	64	5,00	0,60	0,53	1,90	1,00	13,16
5.	15. VII. 30	33	3,20	0,15	0,28	0,37	0,10	27,67
6.	15. IV. 32.	181	9,50	2,50	0,37	17,15	6,37	5,26
7.	16. IV. 32.	170	9,50	2,45	0,37	16,84	6,18	5,36
8.	17. IV. 32.	142	8,70	2,15	0,33	13,67	4,53	5,54
9.	18. IV. 32.	121	8,50	1,90	0,32	11,27	3,60	6,41
10.	19. IV. 32.	109	8,40	1,80	0,31	10,27	3,17	6,87
11.	20. IV. 32.	97	6,30	1,80	0,32	7,58	2,44	5,24
12.	21. IV. 32.	86	6,30	1,65	0,30	6,84	2,03	5,80
13.	23. IV. 32.	76	6,20	1,55	0,28	6,01	1,68	6,40
14.	26. IV. 32	66	6,00	1,50	0,23	5,50	1,25	6,54
15.	20. X. 32.	168	7,50	2,50	0,42	12,94	5,44	4,71
16.	21. X. 32.	178	7,75	2,60	0,46	13,56	6,28	4,43
17.	22. X. 32.	182	7,90	2,65	0,47	13,92	6,61	4,48
18.	25. X. 32.	153	6,75	2,35	0,41	11,27	4,76	4,04
19.	26. X. 32	145	6,75	2,25	0,41	10,72	4,42	4,25
20.	27. X. 32.	134	6,50	2,15	0,42	9,50	4,02	4,45
21.	28. X. 32.	120	6,50	2,00	0,42	8,74	3,66	4,83
22.	29. X. 32.	122	6,50	2,05	0,42	9,02	3,70	4,68
23.	3. XI. 32.	138	6,70	2,20	0,40	10,19	4,03	4,41
<b>Nr. 14.</b>								
1.	23. VI. 26.	266	7,00	2,90	0,38	18,25	6,86*)	2,69
2.	29. VI. 27.	252	7,00	2,70	0,17	17,08	2,84	2,88
3.	4. VII. 28.	112	5,50	1,60	0,70	6,50	4,57	4,65
4.	12. IX. 28.	100	5,50	1,55	0,62	6,60	4,08	4,59
5.	20. VIII. 29.	47	5,00	0,80	0,34	2,75	0,94	9,09
6.	16. VI. 30.	42	6,00	0,90	0,39	3,25	1,23	11,04
7.	15. VIII. 30.	157	15,00	1,80	0,67	17,20	11,53	13,08
8.	13. XI. 30.	210	14,00	2,60	0,53	26,40	13,88	7,42
9.	19. IV. 31.	228	17,00	2,70	0,75	30,28	22,64	9,54
10.	22. IV. 31.	300	19,00	3,50	1,04	41,35	43,08	8,70
11.	25. IV. 31.	270	18,00	3,15	1,00	37,18	37,59	8,75
12.	28. IV. 31.	155	15,00	1,95	0,65	18,80	12,21	11,96
13.	30. IV. 31.	121	14,00	1,65	0,58	14,30	8,31	13,70
14.	6. V. 31.	89	14,00	1,30	0,57	8,62	4,94	22,73
15.	10. V. 31.	61	12,50	1,00	0,45	6,20	2,82	25,20
16.	16. X. 31.	76	12,00	0,95	0,52	6,50	3,41	22,15
17.	9. VII. 32.	21	7,20	0,60	0,25	3,07	0,78	17,00
18.	22. X. 32.	138	16,00	1,75	0,54	19,64	10,62	13,03
19.	23. X. 32.	121	15,20	1,60	0,48	16,98	8,10	13,59
20.	25. X. 32.	116	15,20	1,55	0,49	16,52	8,09	13,93
21.	27. X. 32.	172	12,30	2,15	0,79	19,25	15,13	7,80
22.	1. VI. 33.	41	5,50	1,05	0,38	4,78	1,82	6,30

\*) 1. un 2. mērijums izdarīti pirms upes rēgulēšanas, bet 3. un 4. rēgulēšanas laikā.

Nr.	Datums	H cm	B m	l m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
<b>Nr. 15.</b>								
1.	24. XI. 26.	212	22,00	1,90	0,50	24,60	12,37	19,67
2.	29. VI. 27.	144	16,00	1,10	0,28	9,80	2,72	26,12
3.	3. VII. 28.	151	16,00	1,30	0,42	12,90	5,41	19,84
4.	12. IX. 28.	79	8,30	1,80	0,39	10,32	4,00	6,67
5.	20. VIII. 29.	27	6,00	1,10	0,21	4,55	0,98	7,91
6.	21. VIII. 29.	31	7,50	0,55	0,31	3,11	0,97	18,09
7.	16. VI. 30.	37	8,70	0,65	0,38	3,62	1,35	20,91
8.	16. VIII. 30.	152	14,50	2,20	0,54	20,40	10,98	10,30
9.	14. XI. 30.	214	16,00	2,80	0,53	27,50	14,54	9,31
10.	17. IV. 31.	168	12,00	2,40	0,78	18,46	14,14	7,80
11.	19. IV. 31.	240	19,00	3,00	0,84	33,60	27,28	10,74
12.	22. IV. 31.	310	30,00	3,80	0,62	72,30	42,11	12,44
13.	26. IV. 31.	259	18,00	3,15	0,74	33,30	24,02	9,70
14.	28. IV. 31.	140	13,00	2,20	0,56	18,73	10,32	9,02
15.	29. IV. 31.	109	12,00	1,80	0,55	14,45	7,68	10,00
16.	6. V. 31.	76	10,50	1,35	0,51	9,53	4,72	11,57
17.	10. V. 31.	52	10,00	1,15	0,34	8,03	2,62	12,45
18.	16. X. 31.	59	9,70	0,95	0,37	7,11	2,66	13,73
19.	9. VII. 32.	23	8,70	0,50	0,23	2,94	0,69	25,74
20.	20. X. 32.	150	19,00	1,85	0,54	22,07	11,90	16,41
21.	22. X. 32.	138	18,40	1,70	0,52	18,42	9,57	12,95
22.	23. X. 32.	115	13,10	1,85	0,57	13,51	7,74	12,70
23.	25. X. 32.	121	13,40	1,95	0,54	15,35	8,35	11,70
24.	27. X. 32.	178	16,20	2,40	0,62	23,72	14,79	11,06

Mērījumi 1.—3. izdarīti pirms upes rēgulēšanas.

<b>Nr. 16.</b>								
1.	21. VIII. 29.	35	8,90	0,30	0,32	2,03	0,65	39,02
2.	17. VI. 30.	40	9,00	0,30	0,30	1,90	0,55	42,10
3.	18. VIII. 30.	204	15,60	2,35	0,60	25,57	15,24	9,52
4.	14. XI. 30.	190	16,00	1,85	0,43	21,60	9,30	11,85
5.	15. IV. 31.	174	17,00	1,60	0,65	18,55	11,81	15,58
6.	20. IV. 31.	250	18,00	2,55	0,77	32,65	24,72	9,92
7.	23. IV. 31.	269	19,50	2,85	0,64	37,70	23,94	10,08
8.	26. IV. 31.	200	17,00	2,05	0,48	23,65	11,05	12,22
9.	28. IV. 31.	120	13,00	1,20	0,54	11,45	5,97	14,76
10.	29. IV. 31.	95	13,00	0,90	0,68	8,27	5,05	20,46
11.	6. V. 31.	80	12,50	0,80	0,60	7,45	4,36	20,97
12.	11. V. 31.	51	11,50	0,40	0,50	3,80	1,80	34,80
13.	16. X. 31.	50	9,50	0,50	0,41	4,49	1,84	20,10
14.	9. VII. 32.	28	9,50	0,30	0,27	2,73	0,75	33,09
15.	21. X. 32.	130	14,00	1,50	0,46	14,82	6,83	13,22
16.	22. X. 32.	118	13,60	1,40	0,45	12,72	5,74	14,54
17.	23. X. 32.	96	12,60	1,25	0,44	10,49	4,60	15,13
18.	24. X. 32.	86	11,60	1,15	0,46	8,90	4,15	15,12
19.	26. X. 32.	110	13,00	1,25	0,45	11,17	5,03	15,10

Nr.	Datums	H cm	B m	l m	v m/sek.	F m <sup>3</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
20.	27. X. 32.	144	14,40	1,50	0,53	15,03	7,94	13,79
21.	28. X. 32.	158	15,70	1,80	0,45	22,62	10,31	10,89
<b>Nr. 18.</b>								
1.	25. XI. 26.	105	5,00	1,10	0,66	5,34	3,52	4,68
2.	4. VII. 27.	28	5,00	0,40	0,41	1,67	0,69	15,00
3.	2. VII. 28.	31	4,30	0,60	0,43	2,10	0,91	8,80
4.	13. IX. 28.	20	4,20	0,50	0,25	1,41	0,35	15,34
5.	22. VIII. 29.	14	4,40	0,30	0,22	0,92	0,20	21,04
6.	17. VI. 30.	30	5,00	0,50	0,43	2,04	0,85	12,26
7.	18. VIII. 30.	74	4,50	0,85	0,63	3,60	2,27	0,63
8.	18. IV. 31.	44	6,00	0,60	0,63	2,31	1,44	15,58
9.	20. IV. 31.	140	5,50	1,55	0,71	7,31	5,20	4,14
10.	27. IV. 31.	80	5,00	0,90	0,67	3,83	2,55	6,53
11.	29. IV. 31.	55	5,50	0,75	0,62	3,02	1,87	10,02
12.	2. V. 31.	45	5,50	0,65	0,60	2,75	1,64	11,00
13.	7. V. 31.	22	5,50	0,30	0,27	1,21	0,33	25,00
14.	11. V. 31.	25	5,25	0,40	0,33	1,47	0,50	18,75
15.	17. V. 31.	35	5,00	0,50	0,45	2,09	0,96	12,00
16.	10. VIII. 32.	18	4,70	0,25	0,20	0,91	0,18	24,27
17.	21. X. 32.	52	5,40	0,65	0,54	2,84	1,54	10,27
18.	24. X. 32.	30	6,00	0,48	0,36	2,17	0,79	16,59
19.	28. X. 32.	52	5,30	0,70	0,56	2,98	1,68	9,42
<b>Nr. 19.</b>								
1.	25. XI. 26.	51	5,00	0,50	0,90	2,02	1,82	12,37
2.	4. VII. 27.	21	4,00	0,30	0,40	1,07	0,43	15,00
3.	2. VII. 28.	23	4,00	0,35	0,51	0,97	0,50	16,43
4.	13. IX. 28.	31	4,00	0,35	0,66	1,20	0,79	13,33
5.	23. VIII. 29.	14	3,50	0,30	0,44	0,67	0,29	18,28
6.	17. VI. 30.	14	3,10	0,25	0,46	0,63	0,28	15,25
7.	18. VIII. 30.	47	4,10	0,65	0,86	2,14	1,84	7,85
8.	18. IV. 31.	38	4,25	0,55	0,71	1,67	1,20	10,81
9.	21. IV. 31.	85	6,50	0,85	0,96	4,29	4,16	9,85
10.	23. IV. 31.	106	7,50	1,60	0,77	8,58	6,64	6,55
11.	27. IV. 31.	60	4,50	0,65	0,90	2,36	2,10	8,58
12.	29. IV. 31.	41	4,00	0,55	0,83	1,58	1,31	10,13
13.	2. V. 31.	35	4,00	0,55	0,80	1,60	1,24	10,00
14.	7. VI. 31.	26	4,00	0,50	0,57	1,32	0,75	12,12
15.	11. VI. 31.	22	4,00	0,40	0,48	1,13	0,53	14,16
16.	17. X. 31.	21	3,40	0,40	0,42	1,12	0,46	10,32
17.	10. VII. 32.	11	3,00	0,30	0,25	0,76	0,19	11,84
18.	21. X. 32.	32	5,25	0,35	0,81	1,13	0,93	15,54
19.	24. X. 32.	24	5,25	0,30	0,60	1,13	0,66	15,54
<b>Nr. 22.</b>								
1.	23. V. 28.	161	12,00	2,00	0,39	17,40	6,71	8,28
2.	30. VIII. 28.	158	12,00	2,10	0,37	19,20	7,18	7,50
3.	20. IX. 29.	45	6,50	0,90	0,27	4,10	1,09	10,30

Nr.	Datums	H cm	B m	t m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
4.	6. VIII. 30.	93	11,70	1,40	0,34	11,75	3,97	11,65
5.	22. XI. 30.	154	15,10	2,00	0,27	19,55	5,22	11,66
6.	30. IV. 31.	295	43,00	3,60	0,54	76,44	26,38	24,19
7.	4. XI. 31.	104	12,30	1,75	0,37	13,72	5,16	11,02
8.	14. IV. 32.	286	45,00	3,60	0,26	102,07	27,04	19,85
9.	19. IV. 32.	131	15,70	1,80	0,47	14,73	6,77	16,73
10.	21. IV. 32.	105	12,75	1,70	0,34	13,34	4,53	12,18
11.	23. IV. 32.	90	11,50	1,55	0,33	11,34	3,71	11,66
12.	24. IV. 32.	86	11,30	1,55	0,34	11,14	3,75	11,46
13.	22. X. 32.	183	25,00	2,65	0,34	33,93	11,58	18,38
14.	24. X. 32.	156	23,50	2,40	0,31	28,81	9,08	19,17
15.	27. X. 32.	128	13,00	1,95	0,41	18,44	7,65	9,16
16.	29. X. 32.	145	13,10	2,15	0,42	20,66	8,67	8,57
17.	IV. 33.	134	13,50	1,85	0,36	19,52	7,02	9,33
18.	VII. 33.	22	7,00	0,85	0,09	3,68	0,34	13,25
19.	VIII. 33.	43	9,50	1,05	0,19	5,46	1,06	16,50
<b>Nr. 25.</b>								
1.	1. VI. 27.	95	7,00	1,10	0,29	5,50	1,61	8,91
2.	23. V. 28.	63	3,00	0,65	0,49	1,04	0,51	8,65
3.	19. IX. 29.	60	3,50	0,70	0,21	1,60	0,31	7,66
4.	6. VIII. 30.	105	5,70	1,00	0,24	4,20	0,95	7,73
5.	21. XI. 30.	77	6,00	0,90	0,16	3,65	0,57	9,86
6.	3. XI. 31.	59	2,70	0,85	0,25	1,92	0,48	3,79
7.	13. IV. 32.	112	5,40	1,30	0,48	5,59	2,68	5,21
8.	15. IV. 32.	80	5,00	0,95	0,50	2,35	1,15	10,64
9.	18. IV. 32.	59	4,70	0,80	0,28	2,65	0,73	8,30
10.	21. IV. 32.	49	4,35	0,65	0,26	1,85	0,48	10,23
11.	23. IV. 32.	44	4,50	0,60	0,22	1,72	0,39	11,77
12.	21. X. 32.	102	5,00	1,15	0,41	4,62	1,90	5,41
13.	23. X. 32.	79	4,50	1,00	0,32	3,54	1,13	5,72
14.	26. X. 32.	71	4,50	0,90	0,27	3,22	0,89	6,29
15.	28. X. 32.	83	4,70	1,05	0,34	3,76	1,27	5,87
<b>Nr. 27.</b>								
1.	15. IX. 26.	47	12,50	0,40	0,51	3,68	1,87	42,45
2.	1. IX. 32.	40	12,40	0,50	0,25	4,37	1,07	35,18
3.	26. IV. 33.	63	12,00	0,85	0,79	7,48	5,93	19,20
<b>Nr. 41.</b>								
1.	26. III. 27.	62	5,50	0,80	0,34	3,08	1,05	9,82
2.	2. VII. 27.	42	4,00	0,70	0,18	1,78	0,32	8,99
3.	28. VI. 28.	68	5,70	0,90	0,24	3,58	0,87	9,08
4.	15. IX. 28.	61	5,50	0,85	0,22	3,40	0,75	8,89
<b>Nr. 46.</b>								
1.	25. III. 27.	106	11,00	2,50	0,35	16,10	5,23	7,51
2.	3. VII. 27.	96	9,00	2,40	0,12	12,80	1,41	6,33
3.	27. VI. 28.	127	11,50	2,60	0,23	16,65	3,46	8,00
4.	14. IX. 28.	114	11,00	2,60	0,18	15,35	2,51	7,88

Nr.	Datums	H cm	B m	t m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
<b>Nr. 47.</b>								
1.	27. III. 27.	131	4,00	0,95	0,24	2,47	0,59	6,48
2.	2. VII. 27.	144	4,00	1,10	0,22	3,44	0,74	4,65
3.	28. VI. 28.	156	3,10	1,15	0,36	2,89	1,05	3,31
4.	30. X. 29.	129	4,50	0,50	0,50	1,36	0,68	14,88
5.	8. IV. 32.	106	6,25	1,04	0,57	5,03	2,84	7,77
6.	9. IV. 32.	98	6,15	0,99	0,55	4,65	2,58	8,13
7.	10. IV. 32.	94	6,10	0,95	0,60	4,50	2,70	8,27
8.	11. IV. 32.	88	6,05	0,89	0,23	4,05	2,15	9,03
9.	13. IV. 32.	80	5,50	0,77	0,51	3,18	1,63	9,51
10.	14. IV. 32.	68	5,00	0,60	0,45	2,34	1,06	10,68
11.	16. IV. 32.	62	4,95	0,50	0,40	1,86	0,77	13,17
12.	17. IV. 32.	56	4,85	0,46	0,40	1,66	0,66	14,17
13.	19. IV. 32.	48	4,50	0,38	0,32	1,29	0,42	15,70
14.	21. IV. 32.	40	4,30	0,31	0,31	0,92	0,29	20,10

Piezīme pie Nr. 47. Mērījumi 1.—3. izdarīti pirms upes rēgulēšanas, mērījums 4. — upes rēgulēšanas laikā.

<b>Nr. 48.</b>								
1.	27. III. 27.	206	4,75	0,90	0,40	3,14	1,24	7,18
2.	2. VII. 27.	215	5,00	1,10	0,30	3,79	1,12	6,60
3.	28. VI. 28.	235	—	—	0,40	4,70	1,83	—
4.	16. VII. 30.	112	2,20	0,27	0,11	0,36	0,04	13,44
5.	8. IV. 32.	192	9,30	1,80	0,42	11,96	5,00	7,23
6.	12. IV. 32.	180	9,00	1,75	0,30	10,58	3,10	7,65
7.	15. IV. 32.	168	8,70	1,60	0,23	9,40	2,15	8,05
8.	16. IV. 32.	156	8,10	1,50	0,19	8,54	1,62	7,68
9.	18. IV. 32.	140	8,60	1,35	0,16	7,24	1,20	10,21
10.	19. IV. 32.	130	5,25	0,94	0,55	1,90	1,04	15,06
11.	20. IV. 32.	122	3,20	0,63	0,57	1,50	0,86	6,83
12.	22. IV. 32.	111	2,75	0,55	0,55	1,10	0,61	6,87
13.	23. IV. 32.	102	2,65	0,47	0,54	0,91	0,49	7,71
14.	25. IV. 32.	94	2,52	0,44	0,46	0,82	0,38	7,74
15.	IV. 33.	175	16,40	1,70	0,19	13,23	2,53	20,37
16.	IV. 33.	163	7,20	1,65	0,20	8,69	1,77	5,95
17.	IV. 33.	152	7,10	1,50	0,19	8,51	1,65	5,93
18.	IV. 33.	145	7,00	1,40	0,18	7,60	1,36	6,44
19.	IV. 33.	137	7,00	1,35	0,16	6,98	1,15	7,01
20.	VIII. 33.	81	2,40	0,76	0,13	0,38	0,05	15,16

Mērījumi 1.—3. izdarīti pirms upes rēgulēšanas.

<b>Nr. 49.</b>								
1.	15. IX. 26.	178	14,00	1,20	0,30	11,40	3,44	17,20
2.	25. V. 27.	204	16,00	1,40	0,39	15,45	6,03	16,57
3.	28. IV. 28.	238	24,00	1,70	0,51	21,95	11,09	26,19



Nr.	Datums	H cm	B m	l m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
4.	29. IX. 29.	252	25,00	1,80	0,41	34,60	14,25	18,06
5.	28. IX. 30.	158	12,00	1,00	0,28	8,75	2,44*)	16,45
6.	17. IX. 31.	201	16,50	1,45	0,24	16,00	3,94	17,02
7.	9. IV. 32.	338	29,00	3,35	0,58	74,87	43,74	11,21
8.	10. IV. 32.	338	29,00	3,35	0,67	75,54	50,38	11,20
9.	11. IV. 32.	330	29,00	3,25	0,60	74,60	44,94	11,20
10.	12. IV. 32.	318	29,00	3,15	0,57	71,07	40,20	11,84
11.	12. IV. 32.	313	29,00	3,15	0,50	69,74	34,60	12,01
12.	13. IV. 32.	307	28,30	3,05	0,48	68,00	32,59	11,77
13.	14. IV. 32.	300	28,25	3,00	0,46	64,88	30,28	12,28
14.	15. IV. 32.	298	28,25	3,00	0,46	64,32	29,35	12,30
15.	18. IV. 32.	279	27,25	2,70	0,36	58,45	21,14	12,70
16.	19. IV. 32.	271	27,00	2,65	0,33	56,45	18,68	12,91
17.	20. IV. 32.	262	23,50	2,00	0,48	35,28	17,00	15,64
18.	21. IV. 32.	254	23,25	1,90	0,44	33,00	14,70	16,73
19.	22. IV. 32.	242	20,70	2,05	0,48	26,63	12,64	16,10
20.	23. IV. 32.	236	20,50	1,95	0,47	25,12	11,80	16,73
21.	21. X. 32.	296	27,50	3,00	0,34	64,80	22,24	11,67
22.	22. X. 32.	298	28,00	3,05	0,33	65,35	21,90	12,00
23.	23. X. 32.	296	27,50	3,05	0,34	64,84	22,28	11,65
24.	24. X. 32.	296	27,50	3,05	0,33	64,82	21,49	11,66
25.	25. X. 32.	294	27,50	3,05	0,32	64,70	20,68	11,69
26.	26. X. 32.	292	27,50	3,00	0,30	64,60	19,92	11,71
27.	27. X. 32.	290	27,50	3,00	0,30	64,45	19,30	11,73
28.	VIII. 33.	157	7,30	1,00	0,28	2,70	0,77	19,73
<b>Nr. 50.</b>								
1.	15. IX. 26.	195	10,50	2,20	0,17	12,20	2,11	9,04
2.	25. V. 27.	220	7,50	2,15	0,46	11,75	5,35	4,80
3.	28. IV. 28.	243	8,00	2,40	0,55	15,96	8,70	4,00
4.	28. IX. 30.	160	6,90	0,90	0,40	4,98	2,01*)	9,56
5.	16. IX. 31.	216	8,40	1,70	0,43	11,51	4,94	6,13
6.	19. IV. 32.	253	25,50	3,05	0,30	46,64	13,94	13,90
7.	22. IV. 32.	243	25,25	3,00	0,22	45,16	10,00	14,40
8.	VIII. 33.	133	6,80	—	0,15	4,66	0,70	17,12
<b>Nr. 52.</b>								
1.	15. III. 27.	176	19,00	1,55	0,47	21,50	10,05	16,79
2.	16. VI. 27.	90	10,00	0,80	0,53	5,00	2,65	20,00
3.	8. VI. 28.	98	11,00	1,40	0,39	9,00	3,48	13,44
4.	4. VI. 29.	86	13,60	0,80	0,47	6,90	3,27	26,80
5.	18. X. 30.	112	18,50	1,30	0,40	13,22	5,31	25,88
6.	5. V. 31.	203	13,00	3,65	0,69	33,40	22,94	5,09
7.	9. V. 31.	157	14,70	2,00	0,81	19,00	15,38	11,37

\*) Mērījums apšaubāms.

Nr.	Datums	H cm	B m	t m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
8.	15. VI. 31.	94	14,00	0,90	0,64	8,56	5,48	22,90
9.	9. IX. 31.	45	13,50	0,65	0,43	4,95	2,17	36,82

Piezīme pie Nr. 52. Mērījumi 1.—4. izdarīti pirms upes rēgulēšanas, mērījums 5. — rēgulēšanas laikā.

#### Nr. 55.

1.	13. VI. 27.	132	12,00	1,90	0,32	13,75	4,42	10,47
2.	28. VII. 30.	73	3,20	1,00	0,26	2,37	0,61*)	4,33
3.	7. VIII. 31.	28	2,00	0,28	0,09	0,34	0,03	11,77
4.	16. IV. 32.	110	20,00	1,70	0,12	28,50	3,46	14,03
5.	20. IV. 32.	90	6,50	2,10	0,19	9,27	1,80	4,55
6.	26. IV. 32.	66	5,50	1,95	0,13	7,08	0,89	4,27
7.	1. VI. 32.	44	3,60	0,90	0,13	2,37	0,30	5,49
8.	22. X. 32.	125	11,00	1,85	0,25	13,56	3,47	8,92
9.	25. X. 32.	119	11,00	1,85	0,20	12,76	2,53	9,48

#### Nr. 56.

1.	14. VI. 27.	122	16,00	1,25	0,82	15,80	12,88	16,20
2.	29. VII. 30.	78	14,10	0,85	0,20	9,33	1,88*)	21,31
3.	7. VIII. 31.	39	13,00	0,40	0,06	3,63	0,22	46,56
4.	15. IV. 32.	128	18,00	1,40	0,86	19,66	16,88	16,48
5.	21. IV. 32.	95	14,00	1,15	0,15	13,14	2,04	14,92
6.	24. IV. 32.	80	17,50	1,10	0,47	16,56	7,73	18,49
7.	28. IV. 32.	70	17,50	1,00	0,30	13,97	4,20*)	21,87
8.	1. VI. 32.	61	17,00	0,85	0,30	10,94	3,35	26,28
9.	22. X. 32.	137	13,70	0,70	0,14	7,57	1,09	24,53
10.	26. X. 32.	127	20,50	1,60	0,87	25,47	22,19	16,50

#### Nr. 58.

1.	20. IX. 29.	117	3,60	0,35	0,21	0,76	0,16	17,05
2.	6. VIII. 30.	156	4,40	0,70	0,32	2,65	0,84	7,30
3.	29. IV. 31.	200	15,00	1,70	0,47	18,78	8,94	11,98
4.	4. V. 31.	180	8,00	1,50	0,40	8,55	3,39	16,00
5.	8. V. 31.	160	7,00	1,30	0,25	6,80	1,71	7,20
6.	11. V. 31.	130	6,50	1,00	0,21	4,77	0,99	8,85
7.	5. XI. 31.	130	6,70	1,20	0,45	6,66	2,99	6,74
8.	5. XI. 31.	125	6,50	1,15	0,39	6,28	2,47	6,73
9.	6. XI. 31.	102	6,20	0,90	0,26	4,61	1,22	8,34
10.	13. IV. 32.	190	7,60	2,05	0,64	11,72	7,53	4,93
11.	15. IV. 32.	132	6,80	1,45	0,32	7,51	2,41	6,15
12.	18. IV. 32.	102	6,60	1,15	0,22	5,74	1,25	7,59
13.	20. IV. 32.	111	6,80	1,20	0,30	6,16	1,84	7,50
14.	21. IV. 32.	76	6,40	0,90	0,15	4,07	0,61	10,05
15.	19. X. 32.	127	6,80	1,30	0,35	6,93	2,40	6,60
16.	21. X. 32.	142	6,80	1,45	0,41	7,62	3,11	6,08
17.	24. X. 32.	116	6,60	1,20	0,30	6,28	1,89	6,92

\*) Mērījumi apšaubāmi.

Nr.	Datums	H cm	B m	l m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
18.	27. X. 32.	98	6,20	1,00	0,20	4,82	0,95	7,97
19.	27. X. 32.	106	6,40	1,05	0,26	5,28	1,39	7,75
20.	30. X. 32.	135	6,75	1,35	0,36	7,25	2,62	6,28
21.	2. XI. 32.	114	6,50	1,15	0,30	5,95	1,77	7,04

Mērījumi 1.—6. izdarīti pirms upes rēgulēšanas.

**Nr. 59.**

1.	19. VIII. 27.	141	14,00	4,50	0,11	42,20	4,73	5,64
2.	25. IV. 31.	180	28,00	3,10	0,63	40,02	25,10	19,60
3.	28. IV. 31.	168	22,50	3,00	0,50	37,55	18,69	13,49
4.	15. X. 31.	66	14,50	1,90	0,24	18,21	4,41	11,55
5.	8. VII. 32.	28	12,75	1,55	0,17	12,75	2,24	12,78
6.	6. XII. 32.	86	15,00	2,10	0,31	20,50	6,47	10,97

**Nr. 61.**

1.	20. VIII. 27.	135	8,00	1,00	0,39	6,05	2,38*)	10,58
2.	20. VIII. 27.	136	12,00	1,55	0,23	11,30	2,62	12,74
3.	6. VII. 28.	210	13,50	2,00	0,38	17,40	6,59	10,47
4.	14. VI. 30.	89	7,70	0,75	0,42	3,95	1,61	15,01
5.	13. VIII. 30.	155	9,50	1,40	0,41	9,56	3,94	9,44
6.	10. IV. 31.	134	9,00	1,30	0,50	8,08	4,02	10,02
7.	23. IV. 31.	242	20,00	2,45	0,67	24,85	16,82	16,00
8.	26. IV. 31.	226	18,50	2,30	0,60	21,72	12,60	16,21
9.	13. X. 31.	118	8,50	0,95	0,53	6,02	3,16	11,98
10.	7. VII. 32.	73	6,20	0,50	0,50	2,15	1,07	18,00
11.	7. XII. 32.	133	8,25	1,30	0,60	8,43	5,09	8,03

**Nr. 62.**

1.	19. IV. 28.	40	4,00	0,75	0,45	2,39	1,08	6,69
2.	14. VI. 28.	90	4,70	1,25	0,54	4,33	2,32	5,10

**Nr. 64.**

1.	20. IV. 28.	70	2,10	0,90	0,53	1,76	0,94	2,50
2.	14. VI. 28.	100	2,10	1,25	0,58	2,58	1,50	1,71

Piezīme pie Nr. 59. Mērījums 1. izdarīts pirms rēgulēšanas.

Piezīme pie Nr. 61. Mērījumi 1.—3. izdarīti upes rēgulēšanas laikā.

**Nr. 65.**

1.	20. IV. 28.	34	2,40	0,40	0,37	0,57	0,21	10,10
2.	14. VI. 28.	83	2,20	0,95	0,54	1,75	0,94	2,76

**Nr. 66.**

1.	20. IV. 28.	130	5,00	1,30	0,47	5,06	2,38	4,94
2.	15. VI. 28.	130	5,00	1,30	0,42	5,33	2,25	4,68

**Nr. 70.**

1.	1. IX. 28.	140	18,50	1,40	0,50	23,40	11,76	14,63
2.	27. VIII. 30.	113	16,60	1,80	0,56	19,15	10,77	14,34
3.	27. IV. 31.	206	30,00	2,20	0,91	43,19	39,51	20,83
4.	3. VI. 31.	176	20,25	2,30	0,80	30,00	24,00	13,66
5.	5. VI. 31.	159	19,25	2,10	0,64	26,46	16,96	14,02
6.	7. VI. 31.	133	18,10	1,85	0,47	21,48	10,04	15,22
7.	9. VI. 31.	117	17,00	1,70	0,43	18,36	7,93	15,74

Nr	Datums	H cm	B m	l m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
8.	12. VI. 31.	91	16,20	1,45	0,36	14,73	5,25	17,81
9.	1. VII. 31.	40	7,00	0,90	0,08	6,80	0,54	7,20
10.	13. X. 33.	50	13,00	1,00	0,21	8,72	1,82	19,38
<b>Nr. 71.</b>								
1.	23. IX. 29.	28	5,00	0,70	0,34	2,75	0,92	9,01
2.	27. VIII. 30.	134	11,00	1,95	0,48	15,92	7,57	7,56
3.	26. IV. 31.	171	22,00	3,20	0,44	62,31	27,42	7,77
4.	2. V. 31.	157	17,50	2,70	0,36	42,04	15,15	7,29
5.	5. V. 31.	134	15,00	2,25	0,21	25,27	8,29	8,90
6.	7. V. 31.	119	15,00	2,05	0,30	23,50	7,10	9,53
7.	9. V. 31.	96	15,00	1,90	0,23	20,46	4,64	11,00
8.	11. V. 31.	74	10,00	1,45	0,33	9,46	3,15	10,57
9.	2. VII. 31.	33	6,00	0,70	0,22	3,33	0,72	10,81
<b>Nr. 76.</b>								
1.	28. IV. 31.	155	36,00	3,25	0,39	79,30	30,81	16,34
2.	3. V. 31.	120	32,00	2,85	0,33	63,75	21,46	16,06
3.	6. V. 31.	95	26,00	2,50	0,36	31,95	11,60	21,12
4.	10. V. 31.	65	23,00	2,10	0,22	22,85	5,05	23,15
<b>Nr. 77.</b>								
1.	27. IV. 31.	170	25,00	3,50	0,33	54,00	18,04	11,57
2.	3. V. 31.	120	14,00	1,50	0,58	16,50	9,57	11,88
3.	6. V. 31.	90	13,00	1,20	0,49	12,45	6,10	13,57
4.	10. V. 31.	50	12,50	0,80	0,27	7,13	1,93	21,91
<b>Nr. 79.</b>								
1.	22. XI. 29.	145	19,00	3,40	0,51	40,80	20,77	8,84
2.	14. VIII. 30.	118	17,20	3,20	0,33	36,00	11,85	8,22
3.	24. IV. 31.	230	—	—	—	—	—	—
4.	27. IV. 31.	172	34,00	3,65	0,58	59,74	35,16	19,27
5.	1. V. 31.	120	24,00	3,15	0,36	46,15	16,78	12,42
6.	14. X. 31.	34	6,50	1,25	0,40	5,50	2,21	7,68
7.	7. VII. 32.	5	5,75	0,95	0,13	3,44	0,45	9,61
8.	IX. 33.	41	6,00	1,30	0,41	6,00	2,48	14,52
<b>Nr. 80.</b>								
1.	23. IV. 31.	112	37,00	4,50	0,82	94,51	77,80	14,48
2.	26. IV. 31.	87	36,00	4,25	0,28	86,19	24,20	15,03
3.	1. V. 31.	66	—	—	—	—	—	—
<b>Nr. 81.</b>								
1.	27. XI. 29.	61	19,00	1,05	0,10	15,35	1,70	23,51
2.	29. VII. 30.	96	17,20	1,35	0,15	17,50	2,50	17,00
3.	5. V. 31.	203	34,00	2,65	0,35	56,84	29,72	20,30
4.	8. V. 31.	159	31,00	2,15	0,34	42,49	14,29	22,61
5.	11. V. 31.	123	24,00	1,80	0,26	29,32	7,64	19,64
6.	14. V. 31.	86	24,00	1,45	0,18	24,40	4,37	23,60
7.	17. V. 31.	77	23,00	1,40	0,15	22,11	3,16	23,94
8.	20. V. 31.	58	22,00	1,25	0,09	19,26	1,74	25,13
9.	3. IX. 31.	76	16,30	1,05	0,11	12,65	1,51	21,00

Nr.	Datums	H cm	B m	l m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
10.	14. IV. 32.	187	32,00	2,70	0,47	55,60	25,98	18,42
11.	18. IV. 32.	132	24,00	2,00	0,32	36,81	10,77	15,65
12.	22. IV. 32.	91	23,00	1,60	0,21	27,20	5,71	19,30
13.	27. IV. 32.	63	21,50	1,40	0,15	22,06	3,32	21,46
14.	20. X. 32.	163	30,00	2,30	0,30	51,64	14,86	17,65
15.	23. X. 32.	179	33,00	2,55	0,37	59,47	21,70	18,36

## Nr. 82.

1.	28. XI. 29.	61	25,00	3,20	0,36	41,35	14,76	15,11
2.	30. VII. 30.	65	22,50	1,85	0,15	28,30	14,20	17,81
3.	6. V. 31.	193	29,00	3,75	1,57	34,73	14,68	24,21
4.	7. V. 31.	183	31,00	3,60	1,66	32,80	14,34	29,30
5.	9. V. 31.	169	28,00	4,05	0,50	91,73	46,04	8,52
6.	13. V. 31.	141	37,00	3,90	0,40	85,75	34,21	15,96
7.	18. V. 31.	119	35,00	3,70	0,33	79,34	26,62	15,32
8.	4. IX. 31.	64	22,00	2,40	0,21	33,44	7,28	14,72
9.	13. IV. 32.	178	25,00	3,70	0,75	68,72	50,53	9,09
10.	17. IV. 32.	151	25,00	3,10	0,70	57,51	39,55	10,87
11.	22. IV. 32.	122	24,50	2,70	0,66	48,80	31,42	12,30
12.	27. IV. 32.	105	23,00	2,40	0,61	40,70	24,33	13,00
13.	21. X. 32.	143	24,00	2,95	0,52	51,12	25,92	11,76
14.	23. X. 32.	158	25,00	3,20	0,64	56,37	35,08	11,09
15.	25. X. 32.	151	24,00	3,10	0,55	55,00	29,66	10,56
16.	26. III. 33.	162	25,00	3,25	0,81	59,20	47,84	10,55
17.	28. III. 33.	130	25,00	2,85	0,67	49,90	33,41	12,50
18.	29. III. 33.	123	25,00	2,75	0,80	47,85	38,18	13,02
19.	31. III. 33.	113	25,00	2,65	0,63	45,10	28,53	13,88
20.	2. IV. 33.	104	24,00	2,60	0,76	44,00	33,62	13,10

Mērījumi 1.—4. izdarīti upes pārplūdušajā posmā un apšaubāmi.

## Nr. 83.

1.	29. XI. 29.	61	13,90	2,90	0,35	28,75	3,10	6,64
2.	30. VII. 30.	64	22,00	1,55	0,16	19,70	3,07	24,56
3.	7. V. 31.	147	37,00	2,75	0,73	24,53	16,00*)	21,73
4.	10. V. 31.	139	31,00	3,20	0,55	63,66	34,27	15,09
5.	12. V. 31.	132	31,00	3,05	0,48	60,05	28,44	16,00
6.	19. V. 31.	119	30,00	2,90	0,38	55,08	21,88	16,36
7.	4. IX. 31.	70	14,20	2,95	0,14	29,64	4,07	6,70
8.	22. X. 32.	133	25,00	3,00	0,40	46,26	18,63	13,51
9.	25. X. 32.	132	25,15	2,95	0,45	45,00	20,00	14,07
10.	28. X. 32.	132	25,20	2,90	0,40	43,79	18,04	14,50
11.	21. III. 33.	156	38,00	3,90	0,59	65,15	38,00	22,22
12.	25. III. 33.	137	29,50	3,75	0,63	56,58	35,06	15,37
13.	27. III. 33.	123	27,00	3,45	0,38	50,85	18,72	14,55
14.	30. III. 33.	114	26,50	3,30	0,53	47,10	24,49	14,92
15.	31. III. 33.	111	26,50	3,25	0,49	46,75	22,57	15,00
16.	1. IV. 33.	108	26,00	3,20	0,49	44,40	21,43	15,23

Piezīme pie Nr. 83. \*) Mērījums 3. izdarīts pārplūdušajā posmā, kādēļ apšaubāms.

Nr.	Datums	H cm	B m	l m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
<b>Nr. 87.</b>								
1.	5. IX. 30.	35	2,30	0,80	0,11	1,08	0,12	4,90
2.	5. XII. 30.	57	2,50	0,80	0,32	1,68	0,53	3,72
3.	16. IV. 32.	110	3,75	1,15	0,47	3,38	1,61	4,16
4.	18. IV. 32.	72	4,45	0,70	0,37	1,97	0,72	9,90
5.	19. IV. 32.	68	3,25	0,60	0,42	1,30	0,55	8,13
6.	20. IV. 32.	34	2,65	0,67	0,27	0,56	0,16	12,54
7.	21. IV. 32.	62	3,15	0,60	0,42	1,38	0,58	7,19
8.	22. IV. 32.	59	3,10	0,55	0,41	1,34	0,55	7,17
9.	24. IV. 32.	25	2,35	0,23	0,15	0,40	0,06	13,80
10.	25. IV. 32.	55	2,90	0,50	0,44	1,17	0,57	7,19
11.	30. V. 32.	24	2,00	0,30	0,18	0,38	0,07	10,53
12.	8. IX. 32.	14	0,80	0,20	0,15	0,13	0,02	5,00
<b>Nr. 88.</b>								
1.	5. IX. 30.	50	6,40	0,45	0,21	2,22	0,47	18,45
2.	5. XII. 30.	83	6,50	0,85	0,29	5,05	1,44	8,36
3.	11. VII. 31.	26	2,00	0,26	0,10	0,40	0,04	10,00
4.	15. IV. 32.	148	10,00	1,65	0,56	13,14	7,37	7,61
5.	16. IV. 32.	140	10,00	1,40	0,45	11,64	5,56	8,60
6.	17. IV. 32.	122	9,70	1,15	0,43	8,66	3,76	10,79
7.	19. IV. 32.	110	9,75	1,05	0,40	7,51	2,99	12,66
8.	20. IV. 32.	102	9,40	0,95	0,40	7,19	2,84	12,27
9.	21. IV. 32.	94	9,20	0,90	0,34	6,53	2,22	12,96
10.	23. IV. 32.	90	9,00	0,85	0,34	5,98	2,06	13,50
11.	25. IV. 32.	82	9,05	0,75	0,30	5,57	1,70	14,70
12.	7. IX. 32.	41	2,60	0,40	0,25	0,95	0,24	7,12
<b>Nr. 89.</b>								
1.	20. VIII. 30.	121	11,10	1,30	0,51	9,98	5,11	12,35
2.	19. X. 31.	44	6,00	0,70	0,37	3,46	1,29	10,40
3.	10. VII. 32.	13	5,00	0,40	0,09	1,68	0,15	14,88
4.	31. X. 32.	107	9,10	1,30	0,50	8,56	4,24	9,67
5.	1. XI. 32.	96	8,60	1,20	0,58	7,68	4,47	9,63
6.	2. XI. 32.	85	8,10	1,15	0,55	6,70	3,69	9,80
7.	VIII. 33.	30	6,00	0,45	0,24	2,62	0,62	13,74
8.	VIII. 33.	21	5,60	0,30	0,18	1,93	0,34	16,25
<b>Nr. 90.</b>								
1.	28. XI. 30.	122	11,00	1,40	0,34	11,42	3,84	10,60
2.	3. VIII. 31.	59	6,15	0,60	0,14	3,12	0,45	12,12
3.	8. XII. 32.	64	3,50	0,90	0,54	2,36	1,30	5,19
<b>Nr. 91.</b>								
1.	3. VIII. 31.	25	6,50	0,50	0,13	2,42	0,32	17,46
2.	9. XII. 32.	29	5,50	0,80	0,16	2,94	0,47	10,29
<b>Nr. 96.</b>								
1.	17. IV. 31.	182	8,00	1,90	0,89	7,50	6,85	8,53
2.	4. V. 31.	154	6,00	1,65	0,88	6,95	6,16	5,15

Nr.	Datums	H cm	B m	l m	v m/sek.	F m <sup>2</sup>	Q m <sup>3</sup> /sek.	s
3.	9. V. 31.	117	5,40	1,35	0,70	4,83	3,35	6,03
4.	15. V. 31.	74	4,10	0,95	0,48	2,99	1,43	5,61
5.	9. IX. 31.	36	3,80	0,50	0,16	1,72	0,82	8,39
6.	11. XII. 32.	56	4,50	0,50	0,52	1,81	0,93	11,25
7.	IX. 33.	24	2,50	0,35	0,13	0,69	0,09	9,06
<b>Nr. 98.</b>								
1.	13. VIII. 31.	9	1,50	2,70	0,26	0,34	0,09	6,62
2.	3. XI. 31.	27	3,15	0,50	0,39	1,18	0,46	8,34
3.	13. IV. 32.	90	4,90	1,55	0,67	4,86	3,23	4,94
4.	16. IV. 32.	62	4,60	1,10	0,53	3,67	1,96	5,76
5.	18. IV. 32.	42	3,40	1,00	0,39	2,27	0,90	5,09
6.	22. IV. 32.	31	3,25	0,90	0,34	1,88	0,64	5,55
7.	24. IV. 32.	31	3,25	1,00	0,33	1,79	0,59	5,86
8.	20. X. 32.	64	3,60	1,05	0,46	3,80	1,76	3,41
9.	23. X. 32.	54	3,75	1,10	0,47	2,92	1,35	4,81
10.	25. X. 32.	51	3,60	1,05	0,45	2,84	1,26	4,56
11.	28. X. 32.	50	3,50	1,05	0,45	2,65	1,21	4,62
12.	1. XI. 32.	50	3,60	1,05	0,45	2,73	1,22	4,74
13.	IX. 33.	73	3,10	—	0,20	1,74	0,35	5,52
14.	IX. 33	24	1,50	—	0,24	0,25	0,06	9,00
<b>Nr. 102.</b>								
1.	28. IV. 31.	175	5,20	2,65	0,60	11,76	7,00	2,30
2.	6. V. 31.	155	5,20	2,45	0,42	10,72	4,46	2,52
3.	8. V. 31.	147	5,20	2,35	0,40	10,15	4,16	2,66
4.	12. V. 31.	135	5,20	2,25	0,37	9,60	3,52	2,82
5.	16. V. 31.	129	5,20	2,00	0,32	9,51	3,03	2,84
6.	30. VII. 31.	60	4,00	0,60	0,25	1,57	0,40	10,19
7.	30. IX. 31.	55	3,40	0,70	0,45	1,80	0,81	6,42
8.	20. VIII. 32.	63	3,50	0,90	0,56	1,78	1,02	7,00
<b>Nr. 103.</b>								
1.	28. IV. 31.	150	4,35	1,65	0,81	6,63	5,40	2,85
2.	5. V. 31.	134	4,35	1,50	0,45	6,08	2,72	3,11
3.	7. V. 31.	122	4,35	1,40	0,36	5,63	2,05	3,36
4.	13. V. 31.	92	4,35	1,10	0,22	4,56	0,99	4,15
5.	30. VII. 31	57	2,75	0,55	0,15	1,31	0,19	5,77
6.	30. IX. 31.	68	2,80	0,65	0,24	1,72	0,40	4,57
7.	19. VIII. 32.	113	4,20	1,30	0,27	5,08	1,37	3,47
<b>Nr. 104.</b>								
1.	29. IV. 31.	112	3,60	1,15	0,52	3,28	1,70	3,95
2.	5. V. 31.	104	3,80	1,10	0,45	3,14	1,43	4,84
3.	8. V. 31.	97	3,75	1,00	0,50	2,82	1,42	5,00
4.	12. V. 31.	86	3,70	0,90	0,43	2,42	1,03	5,40
5.	16. V. 31.	80	4,65	0,85	0,35	2,35	0,82	9,20
6.	29. VII. 31.	22	2,15	0,35	0,12	0,50	0,06	9,25
7.	29. IX. 31.	36	2,50	0,50	0,18	0,87	0,16	7,18
8.	18. VIII. 32.	76	3,40	0,85	0,19	2,33	0,45	5,00

## III.

## Gultnes veida raksturojums. — Šķēliena moduls.

*(Charakteristik des Querprofils. — Der Modul des Querschnittes.)*

Uzskaitītos 49 posteņos, izdarot profila uzmērīšanu, konstatēti tabulā II. minētie profila elementi pie attiecīga līmeņa, t. i. nolāsījuma uz latus.

- $t$  — lielākais dziļums m,
- $B$  — virsplatums m,
- $F$  — darbojošās šķēliena laukums m<sup>2</sup>,
- $v$  — vidējais ātrums profilā m/sek.,
- $Q$  — izlēstais caurteces daudzums m<sup>3</sup>/sek.

Profila forma ļoti svārstīga — mainoties kā dziļumā, platumā un arī nogāžu slīpumā. Konstatējamas arī izmaiņas profila raksturā vienā un tai pašā postenī pie dažādiem līmeņiem, kas mazākā mērā izskaidrojams ar dabiskām deformācijām gultnē — nekā ar to, ka izdarot ātruma mērīšanu, nav ieturēts noteikts mērīšanas profils, it sevišķi šī parādība atzīmējama, salīdzinot mērījumus pirmajos posteņa pastāvēšanas gados ar sistēmatiskiem mērījumiem pēdējos gados. Mēģinājumus raksturot gultnes formu ar hidraulisko rādiju  $R$  — nedeva pietiekoši ilustratīvus rezultātus, kamdēļ mēģināju raksturot to ar attiecību

$$s = B:T,$$

nosaucot to par dzīvā šķēliena modulu. Apzīmējot ar  $B$  gultnes virsplatumu m un ar  $T$  šķēliena vidējo dziļumu un aplešot to, vērā ņemot, ka vidējais dziļums  $T = F:B$ ;

$$s = B:T = B:(F:B) := B^2:F.$$

Uz iespējamību tādējādi raksturot gultnes veidu, aizrāda Matakiewicz's (29) un arī Flynn's (30). Matakiewicz'a slēdziens: „Mit dem Wachsen des Einzugsgebietes flussabwärts, verflachen sich die Normalprofile, also das Verhältnis  $B':T'$  wächst gegen die Mündung des Flusses zu, ungeachtet dessen, dass auch  $T$  wächst“, attiecību  $B':T'$  viņš attiecina uz zemiem ūdeņiem. Pēc Matakiewicz'a (29)  $B':T' = s = 6,821 \cdot i^{0,1} \cdot \Omega^{0,300}$ , kur  $B'$  un  $T'$  gultnes virsplatums un vidējais dziļums pie zemiem ūdeņiem,  $i$  — kritums.

„s“ salīdzinājumi pie augstākiem ūdeņiem, pie kuņiem vēl mērīta caurtece — nedeva saskaņojamus rezultātus, kamdēļ mēģināju atrast sakarību starp  $s$  un  $\Omega$  (noteces baseina laukumu km<sup>2</sup>), attiecinot  $s$  uz augstākiem reģistrētiem uz latus līmeņiem, konstruējot tiem atbilstošu



šķērsprofilu pēc profilu uzmērīšanas datiem departamentā un pēc tā aplēšot  $B$  un  $F$ . Lielākā daļā posteņu aplēses gaita bij salīdzinot vienkārša, bet pretrunīgus rezultātus guvu divos gadījumos: vispirms visur, kur profils nenormāls, nedabīgs, proti, kur viņa forma mākslīgi ietekmēta, piem. posteņi № 64, 14, 102, kur gultne mākslīgi izveidota, to rēgulējot, vai posteņi № 103, 22, 7 un 8, kur mērīšana izdarīta no tilta, lielākā vai mazākā mērā tilta balstiem sašaurinātā gultnes daļā (7,103) vai pārāk platā daļā (8,22), otrkārt visur, kur pie noteikta max. līmeņa upe sāk plūst pāri krastiem (sk. piezīmes III. tab.).

Ja prof. Matakiewicz's formulē  $s = B:T$ , kā attiecību starp gultnes virsplatumu (starp vaterlīnijām) un vidējo dziļumu pie zemiem ūdeņiem, mēģināju atrast  $s = f(Q)$  izteiksmi, apzīmējot ar  $B$  — vispārīgi gultnes platumu. Ja arī Jasmunds (21) definē upes gultni, kā tās daļu, kuŗa apslāpināta pie normāliem ūdeņiem, prof. Gravelius's (31) definē upes gultni: „sofern nun nichts anderes ausdrücklich bemerkt wird, soll hier unter Flussbett immer das gesamte zwischen den Hochufem liegende Bett verstanden werden“ un „Man wird also sich der Wirklichkeit besser anschmiegen, wenn man als Ufer den Teil der Bettwandungen bezeichnet, welcher bei sogenannten mittleren Wasserständen unbenetzt bleibt“; „Das Bett, wie es nach der eben getroffenen Vereinbarung über das Ufer definiert scheint, ist das, was auch kurz als Mittelwasserbett bezeichnet wird. Für den jeweils augenblicklichen Zustand eines Flusses und insbesondere für die Beziehung eines Flusses zum Menschen ist dies Mittelwasserbett zwar der wichtigste Teil des Flussbettes. Aber für das, was man das Leben des Flusses, seine Evolution in und mit dem Tale bezeichnen darf, kommt eben noch ein grösserer Raum in Betracht“; „Der Landstreifen, der vom Uferand des Mittelwasserbettes bis zum Fusse des Hochufers etwa vorhanden ist, bezeichnet man als Vorland“. Analogu definīciju „Vorland“ am dod arī Jasmunds. Pieturoties tā tad pie Gravelius'a terminoloģijas, ar gultni jāsaprot profili pie max. ūdeņiem, pie kam stāvos krastos neapplūdināta pie normāliem ūdeņiem gultnes daļa būtu upes krasti, bet applūdināmas ielejas piekrastes. Vēra ņemot applūdinājuma augstumu piekrastes joslā var attīstīties lielāks vai mazāks tecēšanas ātrums (atkarībā no ūdens dziļuma, kas platās ielejās  $= R$ ), bet caurteces daudzuma pieaugšana līmenim ceļoties nenotiks tik strauji, kā pretim gultnei, jo ātrums būs ietekmēts nevien no  $R$ , bet arī no gultnes asuma (rigozitātes) un nav izslēgti arī gadījumi, kad applūdināta gultnes daļa caurteces ziņā nav aktīva (32), katrā ziņā, kā pierāda grupa izdarīto

mērījumu uzskaitītos postešos, caurteces daudzums applūdinātā daļā, pie neliela pārplūdināšanas augstuma, salīdzinot ar noteci profila galvenā daļā, ļoti niecīga.

Ja tagad attiecina moduli  $s = B:T$  uz profilu, t. i. gultni pie max. līmeņa, bet profilos ar applūdinātām piekrastēm uz līmeni, pie kuŗa tāda novērota — iespējams konstatēt zināmu sakarību starp  $s = B:T$  un noteces baseina laukumu  $\Omega$ .

Klātpieliktā tab. III. izlēsti attiecīgie  $s$  un  $s_1$ , kur  $s$  attiecināms uz upēm salīdzinot stāvos krastos, bet  $s_1$  uz upēm pārplūstošām; „ $s$ “ resp.

### III. tabula.

#### Apzīmējumi (Bezeichnungen).

$\Omega$  — noteces baseina lielums  $\text{km}^2$  (Einzugsgebiet in  $\text{km}^2$ ).

Gultnes grunts slāņu raksturošana:

Grunts apzīmējumi (Bezeichnung des Bodens)	$s$ — smilts (Sand),
	$k$ — kūdra (Torf),
	$v$ — vidēji cieti slāņi (mittelfester Boden),
	$c$ — cieti slāņi (fester Boden),
	$mk$ — mīksti slāņi (lockerer Boden),
	$m$ — māls (Lehm),
	$m. s.$ — mālaina smilts (lehmiger Sand),
	$s. m.$ — smilšains māls (sandiger Lehm),
	$d$ — dūņas (Schlamm),
	$gr$ — grants (Kies),
	$ak$ — akmeņi (Steine),
$pl$ — pliens (Fels-Dolomit, Kalkstein, Sandstein),	

$H'$  — atskaitījums uz lātas pie max. mēritās caurteces  $\text{cm}$  (Pegelstand bei grösster gemessener Durchflussmenge),

$H''$  — max. uz lātas reģistrētais līmeņa stāvoklis  $\text{cm}$  (höchster registrierter Pegelstand),

$s = B:T = B^2:F$  — attiecība starp virsplatumu un vidējo dziļumu profilā pie attiecīgā līmeņa (Verhältnis zwischen Strombreite und mittlerer Tiefe bei entsprechendem Pegelstand),

$B$  — gultnes virsplatums  $\text{m}$  — (Strombreite in  $\text{m}$ ),

$F$  — gultnes šķērsprofila laukums  $\text{m}^2$  (Querprofil in  $\text{m}^2$ ),

$s_1 = B:T$  — attiecība starp gultnes virsplatumu un vidējo dziļumu pie max. novērotā līmeņa resp. pie līmeņa, pie kuŗa upe sāk pārplūst (Verhältnis  $B:T$  bei höchstem Pegelstand vor Ausuferung),

$s_n$  — pēc nolīdzinājuma izlēstā attiecība (Verhältnis  $B:T$  laut Gleichung),

$s = s_n - s_1$  — absolūtā diference (Differenz zwischen  $s_1$  und  $s_n$ ),

$\% = (s_n - s_1) : s_1$  — relatīvā diference (relative Differenz).

## III. tabula.

Posteņa №	Nosaukumi	Q km <sup>2</sup>	Grunts īpašības		max (H) cm		$s = \frac{B}{T}$ (pie H <sub>1</sub> )
					mērīts	konstatēts	
65	Vadakste	9	s.	v.	83	132	2,76
104	Pikstere	24	k. s.	v.	112	112	3,93
87	Liepna	47	s.	v.	110	200	4,16
25	Seda	56	s.	v.	112	275	5,21
47	Līga	58	s.	v.	106	170	7,77
66	Vadakste	65	s.	v.	130	169	4,68
98	Staklupe	68	s.	v.	90	93	4,94
19	Alsunga	69	oļi	c.	106	148	6,55
48	Jēčupe	70	s.	v.	230	230	7,23
41	Ālande	79	s.	mk.	68	165	9,08
103	Viesīte	82	s.	mk.	150	170	? 2,85
64	Vītiņa kan.	85	—	—	100	140	1,71
102	Dūņupe	92	s.	mk.	175	175	2,30
58	Ķīre	104	s.	v.	190	204	4,93
62	Vītiņa kan.	104	—	—	90	130	5,10
18	Ēdole	106	s.	mk.	140	225	4,14
88	Liepna	125	s.	mk.	148	218	7,61
55	Nereta	142	m. s.	v.	125	181	8,92
10	Zvirgzda	146	s.	v.	182	256	4,48
46	Durbe	186	s.	mk.	127	235	8,00
89	Rīva	200	m.	c.	121	228	12,35
1	Lobe	212	s.	mk.	173	267	7,35
90	Imula	225	sm.	v.	122	240	10,60
91	Amula	250	sm.	v.	29	84	10,29
16	Užava	262	s.	v.	269	294	10,08
96	Džūkste	288	m.	c.	182	200	8,53
77	Rūja	289	s. d.	v.	170	(319) 170	11,57

III. tabula.

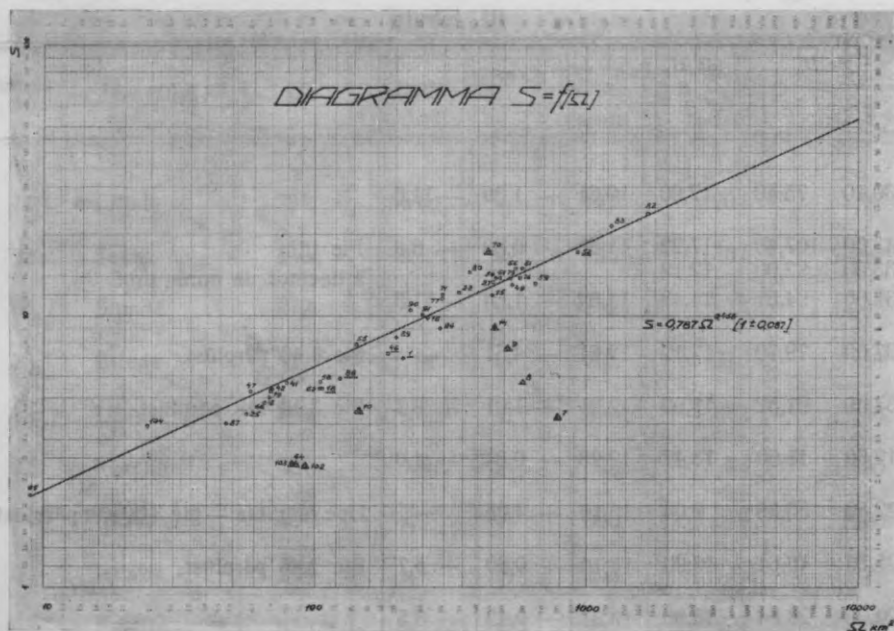
pie $H_{II}$		pie $H_{II}$	$s_{II}$	$\Delta s =$ $= s_{II} - s_I$	%	Piezīmes
B	F	$s_0 = \frac{B}{T} =$				
2,60	3,05	2,22	2,15	- 0,07	- 3,2	
3,60	3,28	3,95	3,37	- 0,58	- 14,5	
5,55	7,55	4,00	4,59	+ 0,59	+ 14,8	
8,60	17,00	4,35	4,97	+ 0,62	+ 14,1	
7,00	9,27	5,27	5,06	- 0,21	- 3,9	
6,00	7,48	4,80	5,33	+ 0,53	+ 11,0	
5,00	5,01	5,00	5,44	+ 0,44	+ 8,8	
8,00	11,94	5,33	5,47	+ 0,14	+ 2,6	
4,50	3,79	5,34	5,51	+ 0,17	+ 3,2	
7,50	10,00	5,63	5,82	+ 0,19	+ 3,4	
—	—	—	5,90	—	—	Zem tilta.
2,90	3,58	2,32	5,92	—	—	Rakts kanālis.
5,20	11,70	2,30	6,24	—	—	Rēgulēta gultne.
8,50	12,80	5,70	6,60	+ 0,90	+ 15,8	
5,20	6,30	5,39	6,60	+ 1,31	—	Rakts kanālis.
8,50	13,30	5,40	6,66	+ 1,26	+ 23,3	
11,00	20,50	5,90	7,18	+ 1,28	+ 21,7	
12,50	19,98	7,81	7,62	- 0,19	- 2,4	
?	—	—	7,71	—	—	Pie 1,82 pārplūst.
15,00	30,86	7,30	8,62	+ 1,32	+ 18,1	
14,00	24,00	8,37	8,92	+ 0,55	+ 6,5	
16,00	36,63	7,00	9,15	+ 2,15	+ 30,7	Pie 2,50 sāk pārplūst.
—	—	10,60	9,40	- 1,20	- 11,3	Krasts pārplūst.
—	—	10,29	9,87	- 0,42	- 4,1	" "
20,50	42,70	9,84	10,08	+ 0,24	+ 2,4	
9,00	9,00	9,00	10,53	+ 1,53	+ 17,0	
25,00	54,00	11,57	10,55	- 0,02	0,0	Pie 1,70 pārplūst.

III. tabula.

Posteņa №	Nosaukumi	Ω	Grunts īpašības		max. (H) cm		$s = \frac{B}{T}$ (pie $H_1$ )
					mērīts	konstatēts	
71	Briede	293	gr. s.	v.	171	204	7,77
22	Seda	340	s.	v.	295	367	24,19
80	Stende	372	s.	v.	112	113	14,48
70	Briede	427	gr. s.	c.	206	315	20,83
15	Užava	450	s.	v.	310	372	12,44
27	Rēzekne	451	gr. oļi	c.	63	96	19,20
14	Užava	464	s.	v.	300	370	8,70
50	Iecava	464	s.	v.	253	(310) 250	11,79
61	Engure	480	s.	v.	242	263	16,00
36	Bolupe	488	—	—	274	317	—
9	Misa	514	s.	v.	206	(417) 200	7,47
79	Stende	523	s.	v.	172	(232) 164	17,10
49	Iecava	527	gr.	v.	338	381	11,20
56	Nereta	548	ak.	c.	127	(342) 95	16,50
76	Rūja	576	s.	mk.	155	277	16,34
81	Uša	577	s.	mk.	187	265	18,42
8	Misa	584	s.	v.	213	310	24,80
59	Rīnda	646	s.	v.	180	180	13,22
7	Misa	793	s.	v.	270	512	850
52	Melnupe	932	pl.	c.	176	368	16,79
83	Dubna	1.243	s.	mk.	147	(174) 147	21,33
82	Dubna	1.672	s.	mk.	193	(304)	24,21

III. tabula.

pie $H_{II}$		pie $H_{II}$	$s_{II}$	$\Delta s =$ $= s_{II} - s_1$	%	Piezīmes
B	F	$s_1 = \frac{B}{T} =$				
30,10	75,40	12,00	10,61	- 1,39	-11,6	
43,00	107,40	17,22	11,36	- 0,83	- 6,8	Pie tilta
33,50	92,00	12,19				attiecinot uz norm. prof.
37,00	94,51	14,48	11,84	- 1,64	-11,3	
37,00	79,70	17,12	12,61	- 4,51	-	Pie 1,40 pārplūst.
33,00	91,52	11,90	12,91	+ 1,01	+ 8,4	Pie 3,10 sak pārplūst.
12,50	11,60	13,47	12,93	- 0,54	- 4,0	
22,50	55,88	9,04	13,10	+ 4,06	-	Upe regulēta — pie 3,00 sak pārplūst.
25,50	46,64	13,90	13,10	+ 0,80	+ 5,7	Pie 2,45 pārplūst.
20,00	28,84	13,80	13,31	- 0,49	- 3,5	
—	—	—	13,40	—	—	Trūkst datu.
16,00	33,71	7,60	13,73	- 6,13	—	Pie 2,00 pārplūst.
28,00	57,26	13,75	13,83	+ 0,08	+ 0,5	Pie 1,72 pārplūst.
34,00	88,40	13,08	13,89	+ 0,81	+ 6,2	
20,50	25,47	14,92	14,14	- 0,78	- 5,2	Pārplūst 100.
42,00	126,90	13,90	14,46	+ 0,56	+ 4,0	
35,00	81,40	15,05	14,48	- 0,57	- 3,8	
12,00	25,40	5,66	14,55	+ 8,89	—	Zem šosejas tilta daļa plūdu ūdeņu nav uztverta.
23,00	40,02	13,22	15,24	+ 2,02	+15,5	
20,50	99,05	4,23	16,74	+12,51	—	Zem šosejas tilta.
36,50	79,80	17,10	18,03	+ 0,93	+ 5,5	
37,00	63,00	21,73	20,57	- 1,16	- 5,3	Pie 1,50 pārplūst krasts.
29,00	34,73	24,20	23,56	- 0,64	- 2,6	Pie 1,90 pārplūst krasts.
					± 8,7	



1. diagramma.

„ $s_1$ “ rezultāti uznesti grafiski uz logaritmiska papīra (sk. diagramma № 1). Ievilktaī līknei atrasta izteiksme modulim

$$s = \frac{B}{T} = 0,787 \cdot \Omega^{0,458}$$

vai

$$\log s = \log 0,787 + 0,458 \log \Omega;$$

atmetot posteņus № 103, 64, 102, 62, 10, 70, 14, 36, 9, 8, 7 pie līknes konstruēšanas, aritmētiski vidējā relatīvā kļūda „ $s$ “ izteiksmē  $= \pm 8,7\%$ .

Posteņi 7, 8 un 103 — atrodas nedabiskā upes posmā un profilu uzmērīšana izdarīta zem tilta;

posteņi 62, 64, 102 — atrodas mākslīgi izveidotā (rēgulētā) upes posmā;

postenim 36 — kas atrodas Lubānas pārvaldes pārzināšanā, trūkst datu par gultnes un piekrastes formu;

postēnos 9, 10, 14 un 70 — pārplūduma augstums ievērojams un trūkst aizrādījumu kā par piekrastes veidu, tā arī par pārējiem noteces ietekmētājiem profila elementiem.

## Slēdzieni.

- 1) Šķēliena modulis, t. i. attiecība starp gultnes virsplatumu ( $B$ ) un vidējo dziļumu ( $T$ ) pieaug, pieaugot noteces baseinam. Sakarība formulējama izteiksmē  $s = B:T = 0,787\Omega^{0,458}(1 \pm 0,087)$ ; saprotot ar gultnes platumu atstatumu starp pretējo krastu vaterlīnijām pie max. ūdeņiem upēs ar neapplūdinātiem krastiem, bet upes ar applūdinātiem krastiem pie līmeņiem, pie kuŗiem upe iziet no krastiem;
- 2) šai likumībai nepadodas noteces sistēmas, kuŗās upes darbojošais profils mākslīgi izveidots, t. i. nesamērīgi paplašināts vai saspīests, salīdzinot ar upes profilu normālā posmā;
- 3) šai likumībai nepadodas arī sistēmas, kuŗās, upei pārplūstot, piekrastes top ievērojami applūdinātas (ap 1,00 un  $> m$ ).
- 4) Upes, kuŗu gultnes sastādās no samērā irdeniem un viegliem, izskalošanai padotiem, slāņiem (smilts), diference starp]faktisko „s“ un vidējo (pēc diagrammas) ir lielāka (sk. posteņus № 18, 88, 46, 1, 59), profils kļūst relatīvi dziļāks (caurmērā par 22%).
- 5) Regulējot notekas vai upes, lai sasniegtu stabilu režīmu, jācenšas piedot tām profilu ar atbilstošu noteces baseinu lielumam un grunts slāņiem, attiecību starp virsplatumu un vidējo dziļumu.

## IV.

Caurteces līknes (*Konsumtions-Kurven*).

- 1) Līkņu veids un nolīdzinājums.

Caurteces līknes izteiksme, kā zināms, vispār trejāda:

$$1. \quad Q = a + bh + ch^2,$$

pie kuŗas galvenā kārtā pieturas franču hidrologi, un Bresse (2) piemēram sastādījis statistiku Francijas upēm, kuŗā viscaur pieturas pie tās.

Allard's (2) Sēnai pie Parīzes dod caurteces līknei drusku citādu izteiksmi:

$$Q = 48 + 209h^2 + 5,8h^3.$$



F l a m a n d's (3) dod noteces liknei izteiksmi

$$2. \quad Q = a \cdot (h + z)^{1.5},$$

galu galā trešā forma

$$3. \quad Q = a \cdot (h \pm z)^n,$$

kas atšķiras no otrās ar variāblu pakāpi „ $n$ “.

Šinīs izteiksmēs nozīmē:

$Q$  — caurteces daudzums  $m^3/\text{sek.}$ ,

$h$  — līmeņa stāvoklis  $m$  virs lātas „0“,

$z$  — diference starp lātas nulli un pieņemto „0“ punktu, pie kuŗa faktiskā notece kļūst „0“,

$a, b, c, n$  — koeficienti.

Katram postenim grafiski attēlojot sakarību starp noteces daudzumu un līmeņa stāvokli pie dažādiem izdarītiem mērījumiem, aplūkojamiem posteņiem izdevās sastādīt caurteces diagrammas, kuŗas pieņem paraboliskas līknes veidu ar izteiksmi

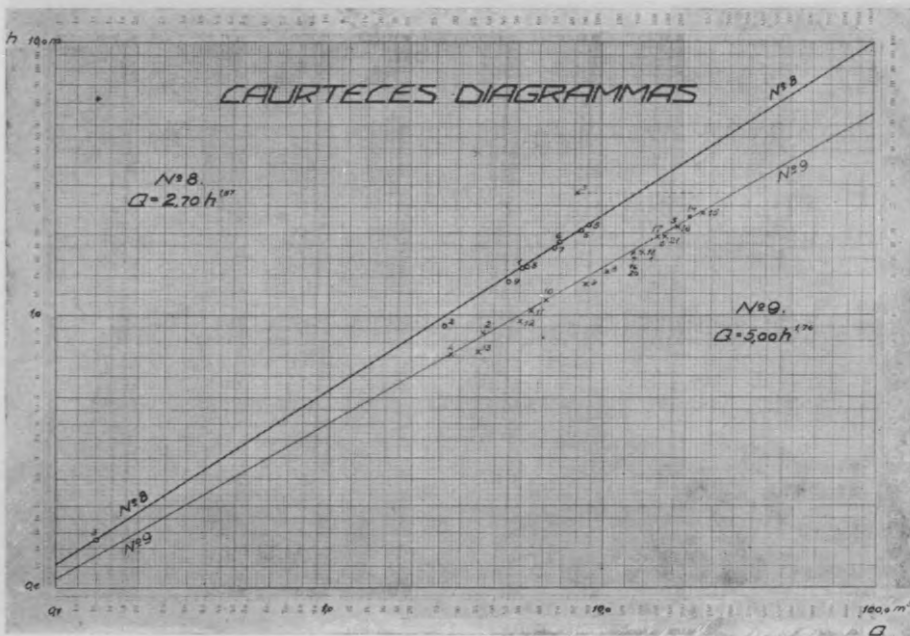
$$Q = a \cdot h^n$$

pie kam, lai saskaņotu  $h$   $m$  ar nolasiņumiem uz lātas  $H$   $cm$  un saskaņotu arī diagrammu koordinātu sistēmas „0“ punktu ar lātas nulli, pieņemts, ka

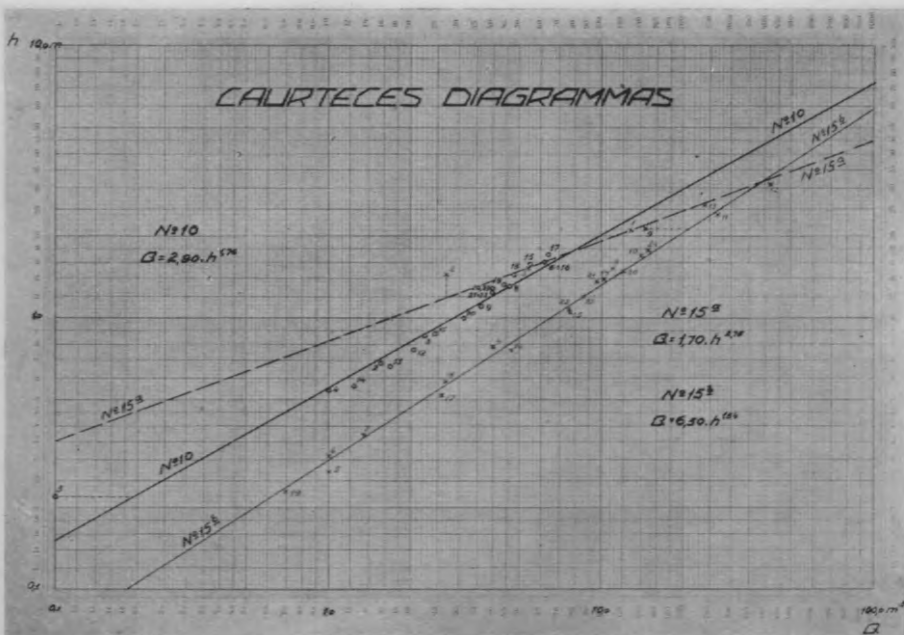
$$h = (H \pm z) \cdot 0,01.$$

Diagrammās № 2.—19. attēlota raksturīgākā daļa no caurteces līkņēm. Koeficienti „ $a$ “ un „ $n$ “, kā redzams, svārstās samērā plašos apmēros. Attiecībā uz „ $z$ “ atzīmējams, ka daudzos posteņos  $z = 0$ , t. i. koordinātu sistēmas nulles punkts atbilst lātas nulles punktam, pie kuŗa caurteces daudzums praktiski līdzīgs nullei, bet dažos posteņos bija nepieciešams pabīdīt izejas punktu uz leju vai uz augšu no lātas „0“, vienā postenī  $z = 1,00$   $m$ , kas aizrāda uz to, ka ārkārtīgi zemos ūdeņos iespējami negatīvi nolasiņumi.

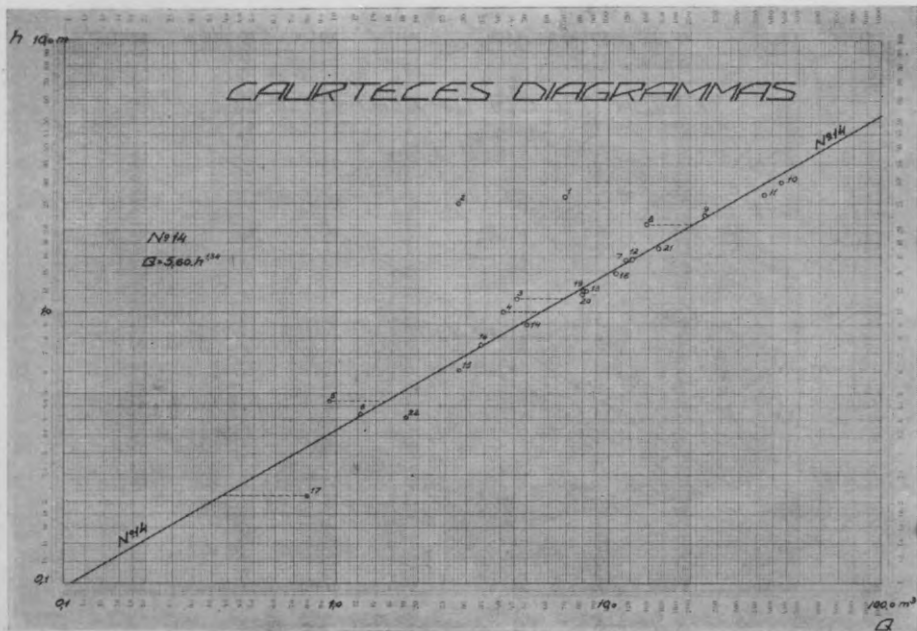
Sastādot diagrammas atsevišķiem posteņiem, izmantoti, kā jau aizrādīts, 553 mērījumu rezultāti, no kuŗiem 492 vai 89% izrādījās par pilnīgi drošiem, kas iztaisa uz 1 posteni caurmērā 10 mērījumus. Starp ignōrētiem mērījumiem atzīmējami tādi, kuŗu rezultāti ir pretrunīgi ar grupu mērījumiem, galvenā kārtā sistematisko seriju mērījumu rezultātiem, piemēram post. № 1 — apšaubāms mērījums № 6, salīdzinot ar 2. un 4.; post. № 9 — apšaubāms mērījums № 3., salīdzinot ar mērījumiem 5., 14., 15., 16.,



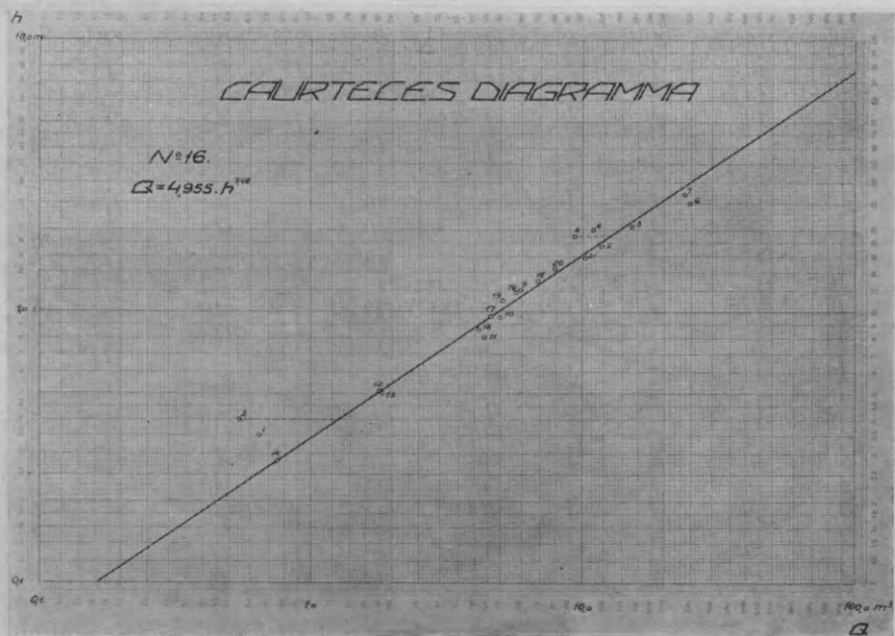
2. diagramma.



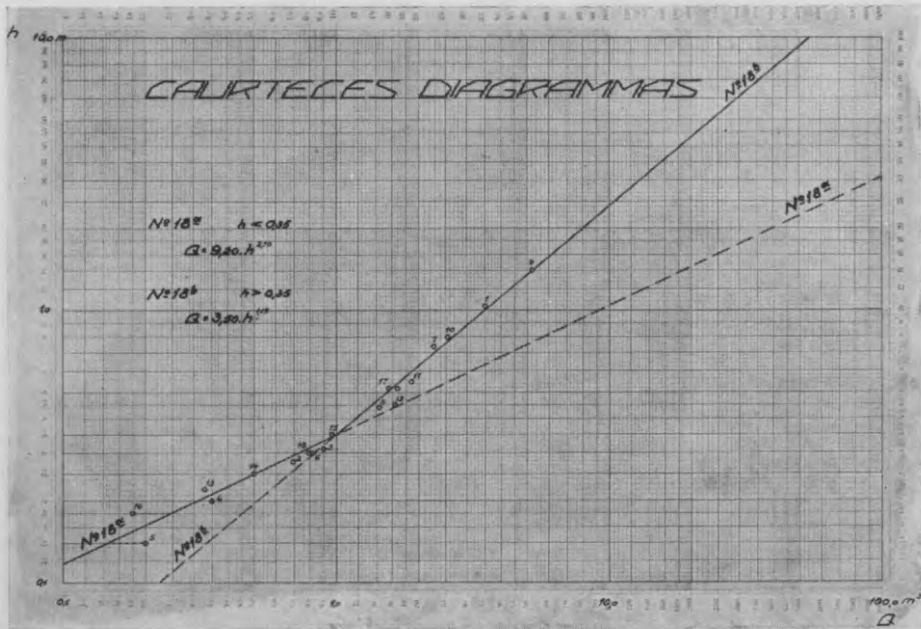
3. diagramma.



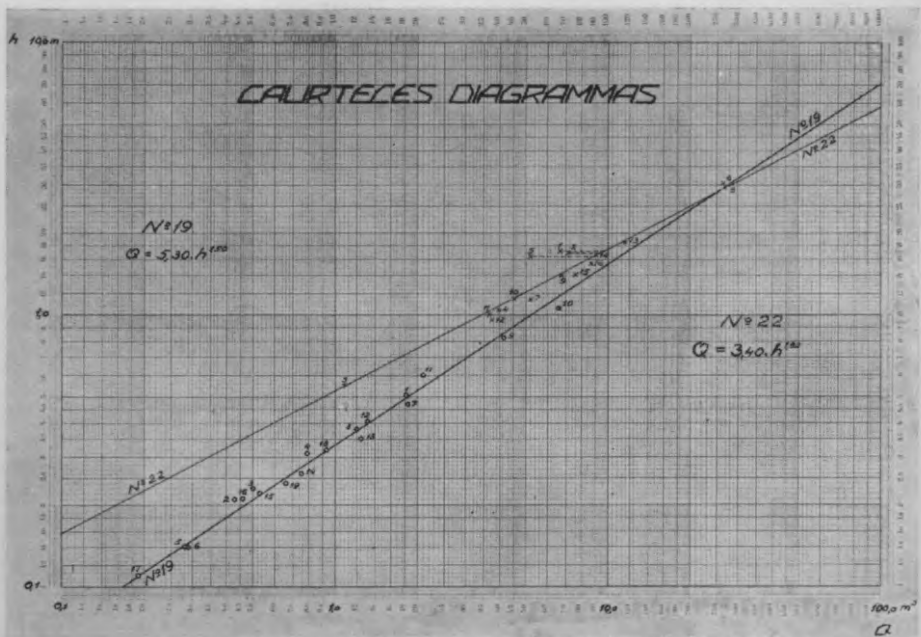
4. diagramma.



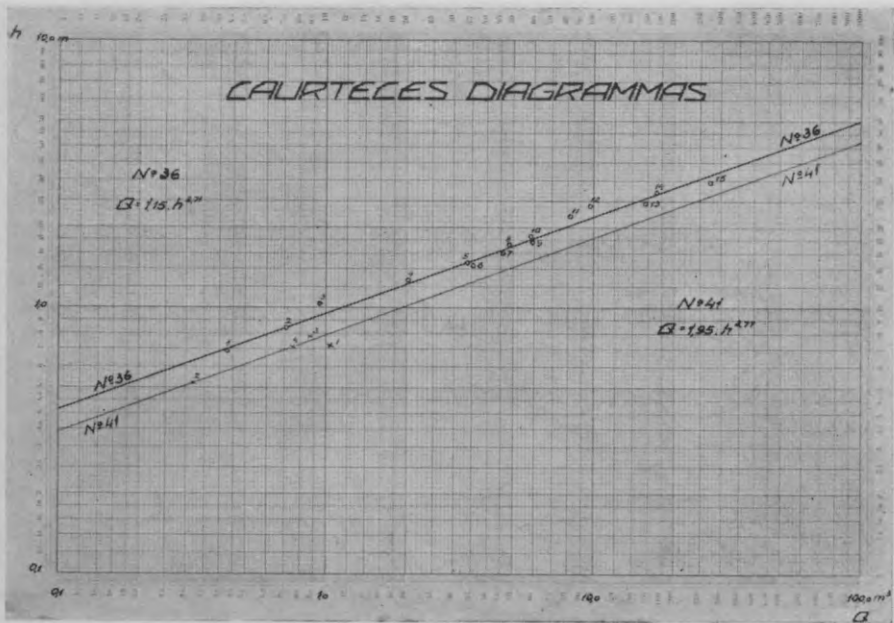
5. diagramma.



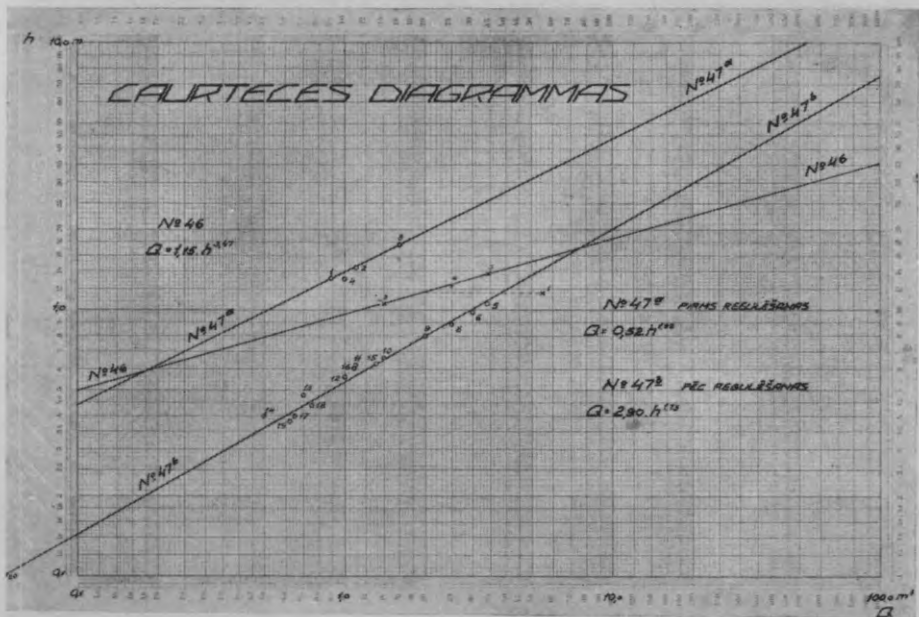
6. diagramma.



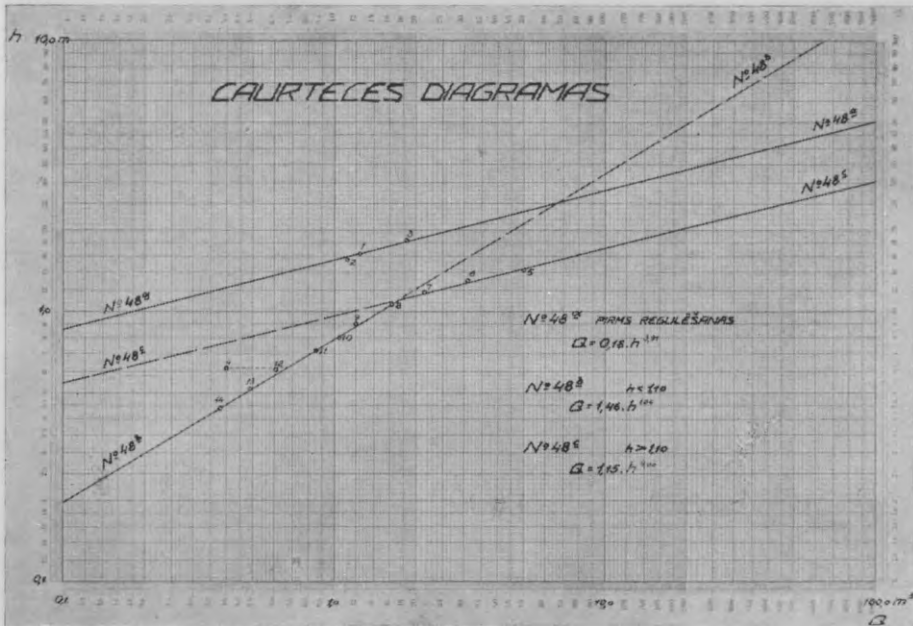
7. diagramma.



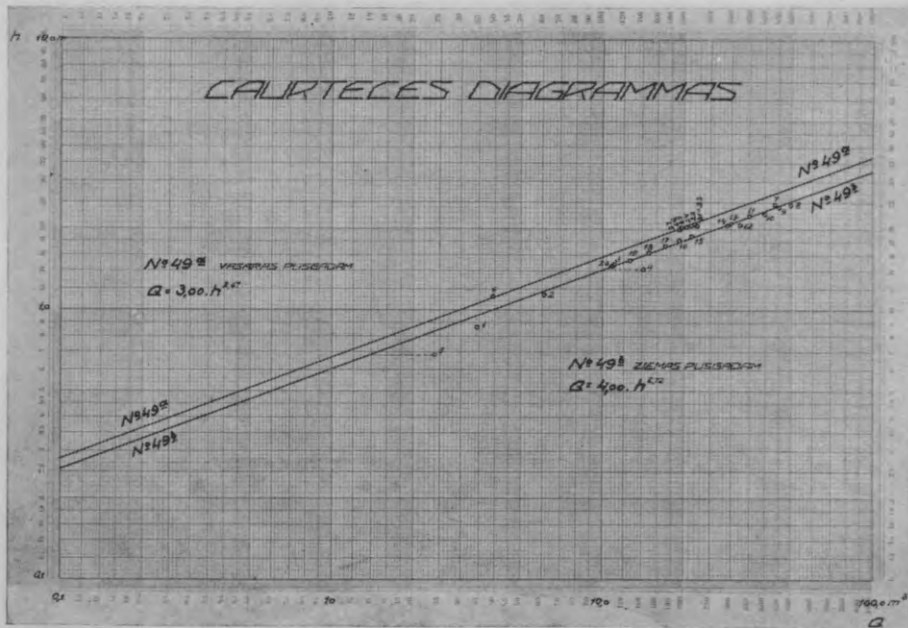
8. diagramma.



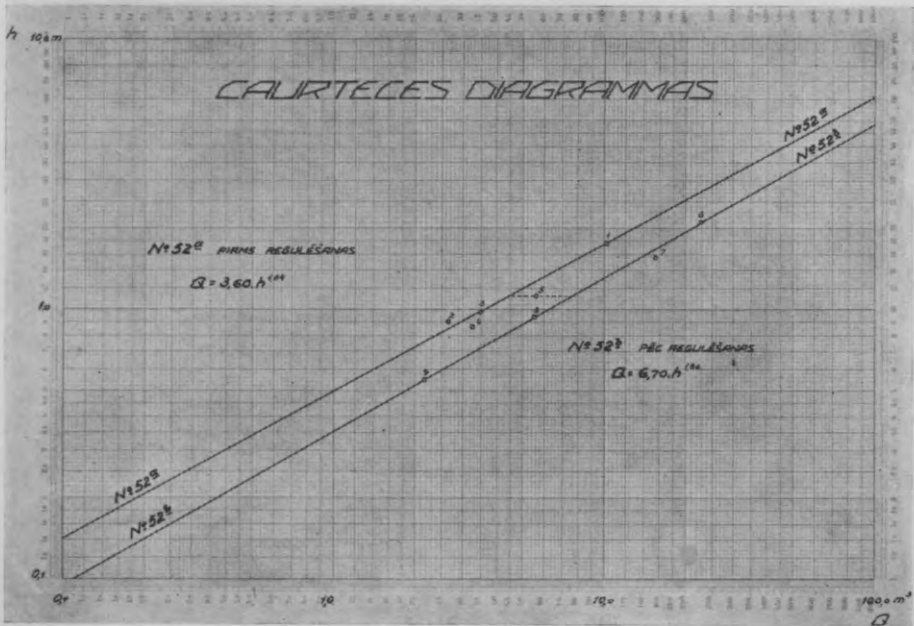
9. diagramma.



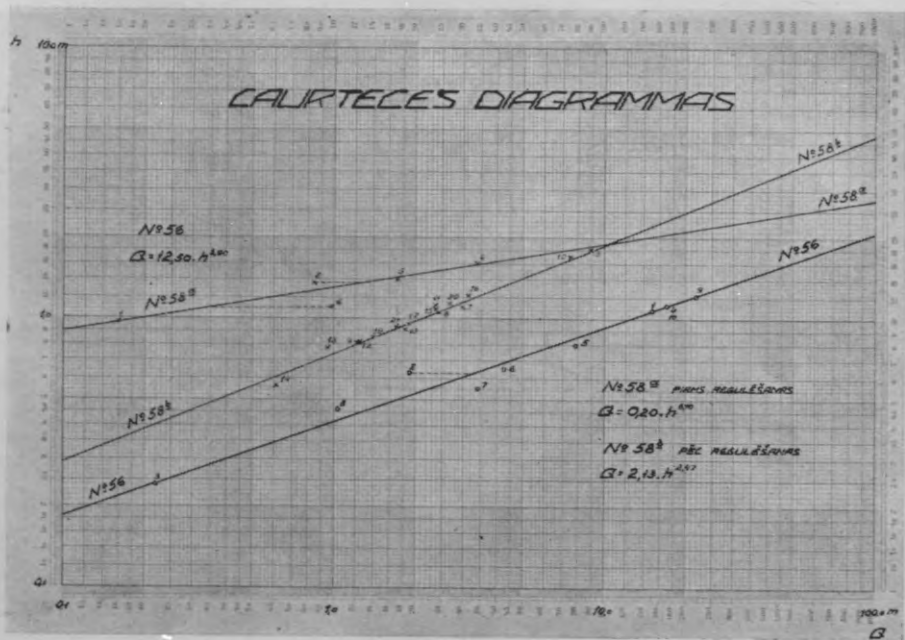
10. diagramma.



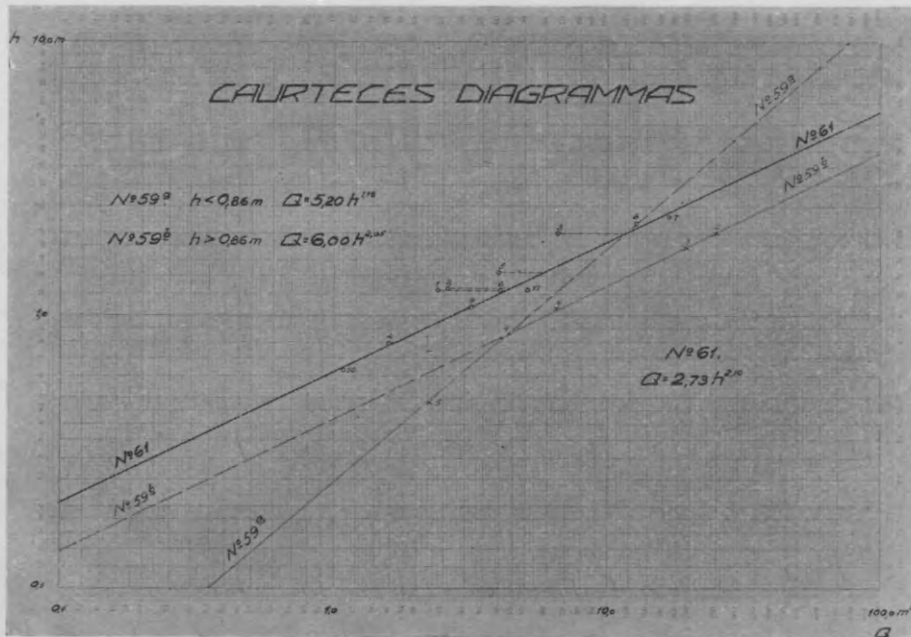
11. diagramma.



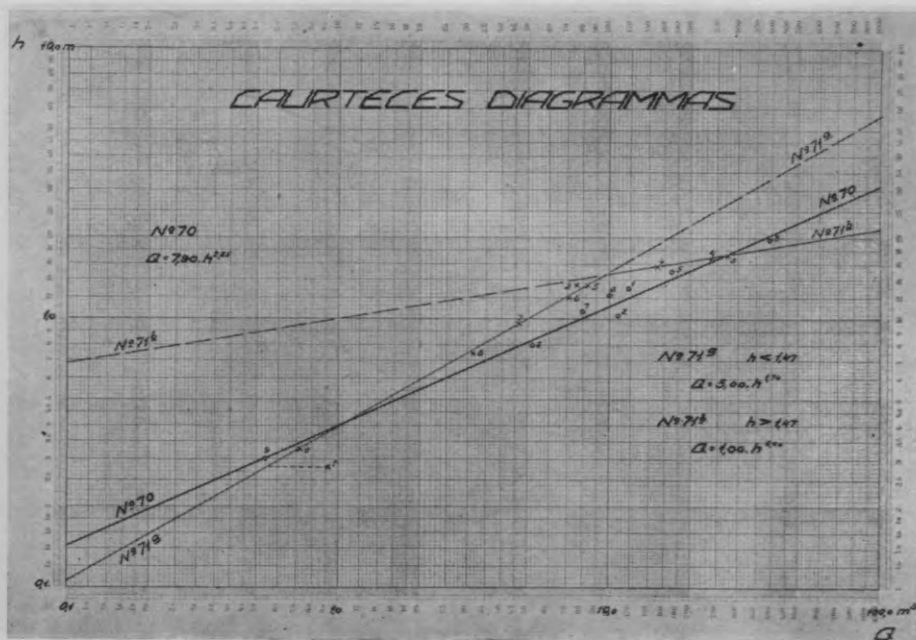
12. diagramma.



13. diagramma.

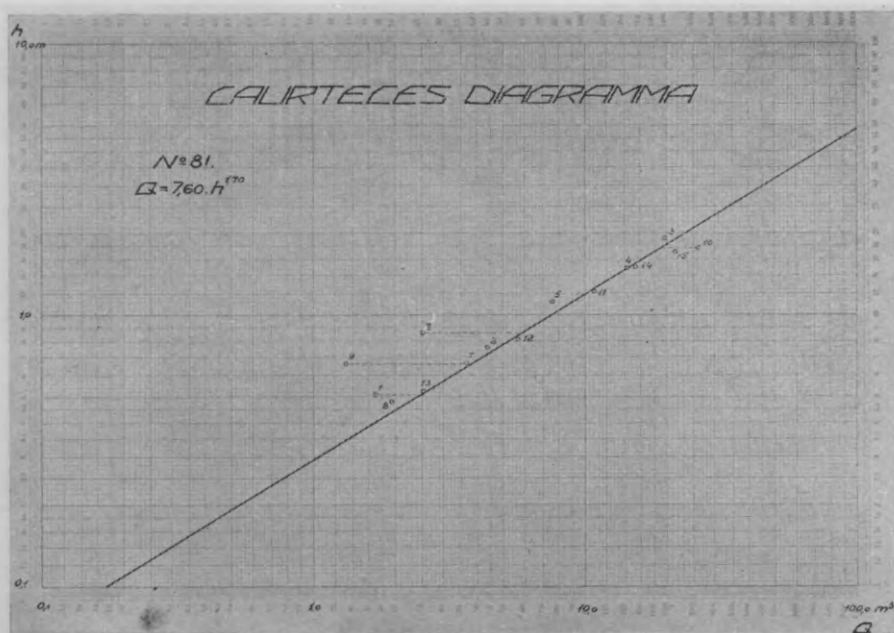


14. diagramma.

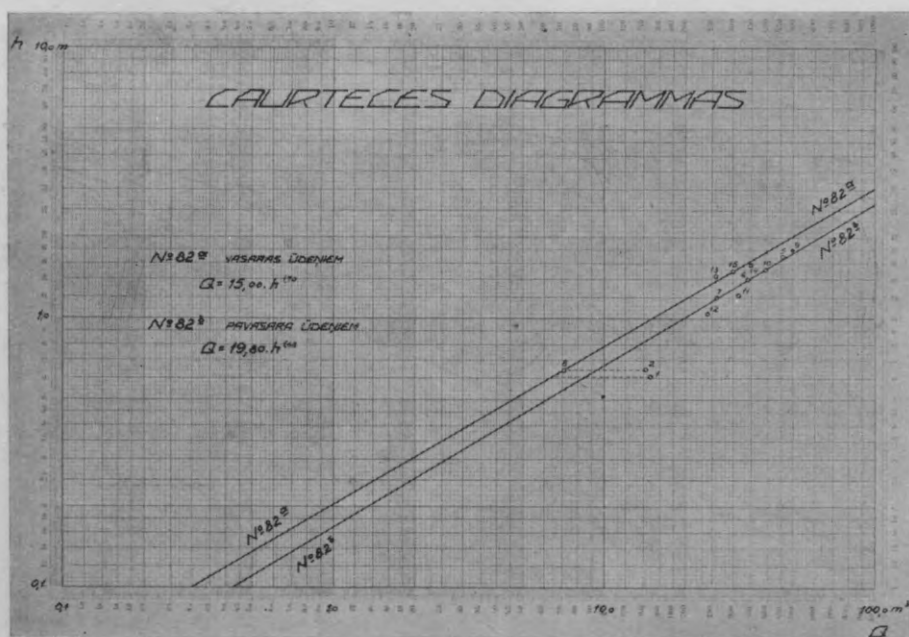


15. diagramma.

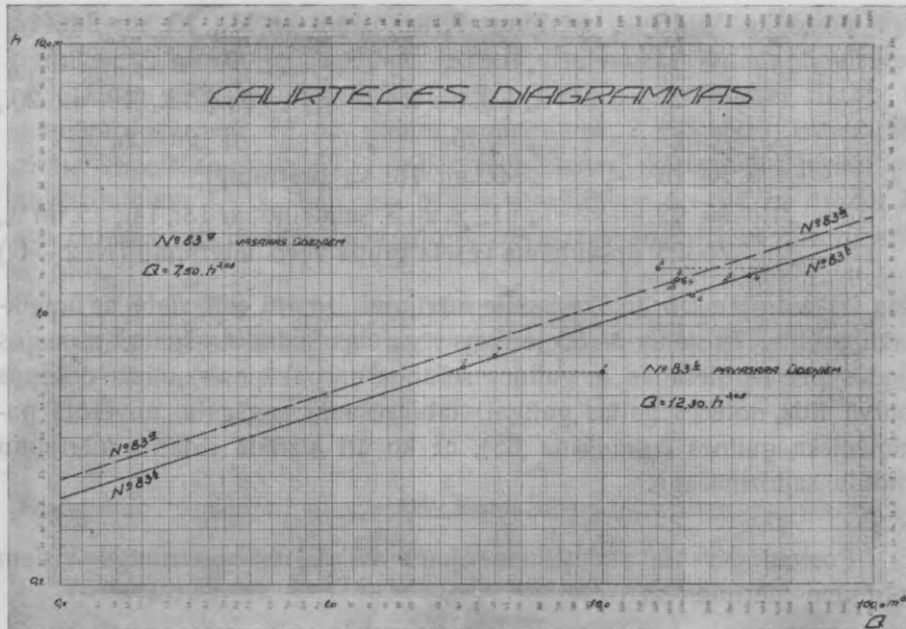




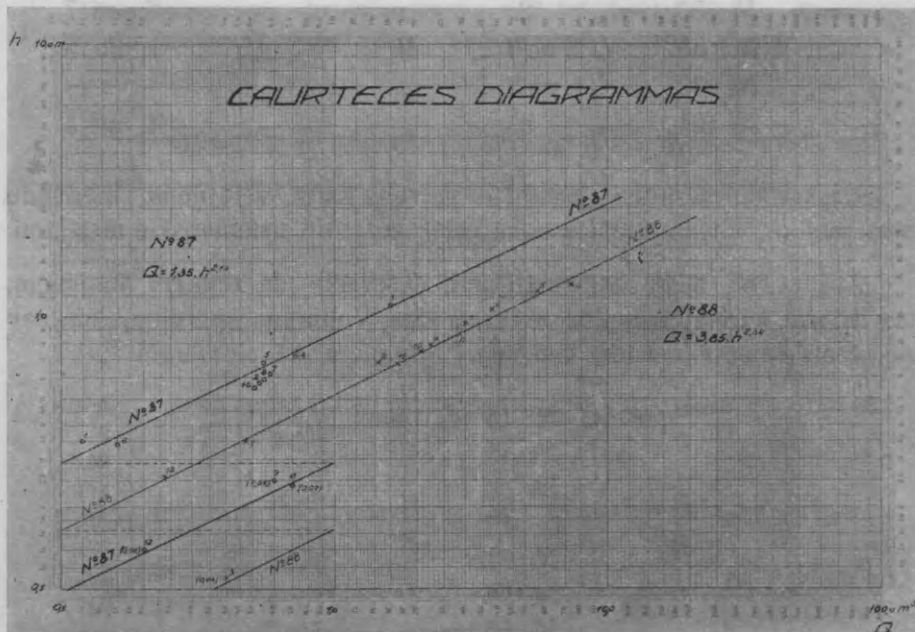
16. diagramma.



17. diagramma.



18. diagramma.



19. diagramma.

postenim № 15	—	mērījums 9.	salīdzinot ar 11., 13. un 24.,
„ № 14	—	„ 8.	„ „ 9. un 21.,
		„ 3. un 4.	„ „ 14., 13., 19. un 20.,
		„ 5.	„ „ 6. un 22.,
„ № 18	—	„ 5. un 16.	kā pretrunīgi,
„ № 19	—	„ 1., 2. un 5.	salīdzinot ar 13., 14., 15. un 9.,
„ № 25		apšaubāma vesela grupa	vecu mērījumu (№ 2.—6.)

kas izskaidrojams ar to, ka jaunie mērījumi izdarīti citā vietā ar noteiktāku profilu. Postenis № 25 ierīkots rēgulētās Sedas augšgalā; pirmajos gados pēc rēgulēšanas, ar gultnes sēšanos un pakāpenisku izveidošanos purvā līdz noteces gaitas galīgai stabilizēšanai augšgalā, novērota pakāpeniska gultnes izgraušana (33), uz ko arī aizrāda izdarīto mērījumu profilu salīdzināšana.

Postenī № 46 atmests mērījums № 1., kā pretrunīgs visiem pārējiem mērījumiem.

Postenī № 48	mērījums 4.	kā pretrunīgs mērījumam 12.,
„ № 49	„ 4.	„ „ „ 3. un 2.,
„ № 50	„ 2.	„ „ „ 6. un 7.,
„ № 58	„ 2. un 6.	„ „ „ 1. un 5.,
„ № 83	„ 1. un 3.	„ „ „
„ № 104	„ 8.	„ „ „ 4. un 5.

Uzskaitītie mērījumi apšaubāmi galvenā kārtā, vērā ņemot mērīšanu citos profilos, citos apstākļos nekā vēlāk izdarītie sistēmatiskie mērījumi.

Apšaubāmi tālāk daži mērījumi, it sevišķi pie zemiem līmeņiem, kas izdarīti pirmajos gados ar vecā tipa Voltmaņa spārniņu, kas nav piemērots samērā maziem tecēšanas ātrumiem, kā piemēram

postenī № 14	mērījums 17.,
„ № 10	„ 5.,
„ № 18	„ 5.,
„ № 49	„ 5.,
„ № 71	„ 1.,
„ № 98	„ 1.,
„ № 55	„ 7.,

apšaubāms arī postenī № 9 mērījums № 3., pie augsta līmeņa upei pārplūstot, kur nebija iespējams uztvert visu noteces ūdens daudzumu.

Dažās upēs novērojumus traucēja gultnes rēgulēšanas darbi, kā piemēram postenī № 52, kuŗam konstruētas 2 caurteces līknes 52a pirms rēgulēšanas un 52b — pēc rēgulēšanas, konstruējot pirmo pēc novērojumiem 1.—4., bet otro pēc novērojumiem 6.—9.; mērījumu 5., kas izdarīts rēgulēšanas laikā, proti, nevar saskaņot ne ar pirmo, nedz ar otro.

Par nedrošām uzlūkojamas diagrammas 62., 64., 66. un 90., kas konstruētas uz pārāk niecīgu novērojumu pamata. Papildinot mērījumus katrā ziņā to pareizība pārbaudāma.

#### IV. tabula.

Datu sakopojums par min. un max. novērotiem līmeņiem 49 postešos.  
(Zusammenfassung der Data über min. und max. Pegelstand

- 1 — im Sommer,  
2 — im Frühjahr.)

Datu sakopojums par izdarīto un pie caurteces diagrammu sastādīšanas ievēroto mērījumu rezultātu skaitu.

(Zusammenfassung der ausgeführten und bei Aufstellung der Konsumtionskurven verwerteter Durchflussmengen-Bestimmung.)

Datu sakopojums caurteces diagrammu nolīdzinājumu vidējo aritmētisko relatīvo kļūdu aplēsei.

(Zusammenfassung der mittleren Fehler aufgestellter Konsumtionskurven).

Nr.	h min. m	h max. m		Mērījumu skaits	Izlietoto mērījumu skaits	Caurteces līkn. nolīdzin. vid. kļūd. ± %
		1. vasarā	2. pavasārī			
1	0,19	2,67	3,06	8	7	6,8
7	0,10	4,60	5,32	3	3	0,5
8	0,10	2,81	3,10	11	11	9,7
9	0,32	3,60	4,47	23	21	5,9
10	0,20	2,30	2,46	23	22	9,7
14	0,18	3,70	3,30	22	16	9,5
15	0,20	3,72	3,30	24	22	7,7
16	0,14	2,94	2,71	21	18	8,8
18	0,10	2,25	2,20	19	17	8,0
19	0,10	1,48	1,26	19	19	7,6
22	0,14	2,90	3,77	19	17	8,1

IV. tabula.

Nr.	h min. m	h max. m		Mērījumu skaits	Izlietoto mērījumu skaits	Caurteces līkn. nolīdzin. vid. k[ū]d. ± %
		1. vasarā	2. pavasārī			
25	0,30	2,35	2,75	15	10	7,2
27	0,38	0,96	1,40	3	3	5,4
36	0,40	3,06	3,27	15	14	11,2
41	0,10	1,51	1,75	4	4	10,1
46	0,48	2,16	2,45	4	3	0,9
47	0,05	1,90	1,70	20	18	9,1
48	0,10	1,43	1,80	20	18	6,7
49	0,10	2,90	2,91	28	27	6,8
50	0,20	2,10	2,04	8	6	6,6
52	0,35	2,86	3,68	9	9	9,7
55	0,09	1,44	1,66	9	6	11,3
56	0,07	2,15	2,43	10	10	9,2
58	0,12	1,60	2,16	21	19	6,8
59	0,40	1,88	2,07	6	5	4,9
61	0,12	2,49	2,53	11	7	6,6
62	0,10	1,06	1,40	2	2	0,0
64	0,10	0,96	1,30	2	2	0,6
65	0,10	1,25	1,42	2	2	0,6
66	0,20	1,68	1,79	2	2	2,8
70	0,15	2,05	3,05	10	9	12,8
71	0,14	1,80	2,40	9	9	8,1
76	0,14	1,70	2,77	4	4	5,5
77	0,16	1,85	3,19	4	4	2,6
79	0,10	2,20	2,52	8	7	10,7
80	0,16	1,05	1,13	3	2	1,1
81	0,10	2,25	2,60	15	11	10,2
82	0,24	2,27	3,04	20	16	7,7
83	0,12	1,69	1,74	16	14	7,4
87	0,10	1,64	2,00	12	10	11,4
88	0,10	1,35	2,03	12	11	6,4
89	0,11	1,90	2,28	8	8	8,1
90	0,07	1,32	2,10	3	3	8,7
91	0,07	0,69	0,84	2	2	1,1
96	0,10	1,84	2,00	7	7	7,9
98	0,14	1,43	1,42	14	14	7,5
102	0,13	1,65	1,65	8	7	4,9
103	0,10	1,59	1,60	7	7	7,0
104	0,12	1,12	1,12	8	7	2,9
Kopā 49				553	492 = 89 %	caurmēra
Vidēji . . .	0,16	2,04	2,35			
Caurmērā . .				11,1	10,0	± 6,7 %

Diagrammas № 82 mērijumi 1. un 2., kas izdarīti ar veco spārniņu, apšaubāmi.

Posteņiem № 47, 48, 58, 15 un 52 nepieciešams bija sastādīt 2 diagrammas — „a” sakarībai starp noteci un līmeni pirms gultnes rēgulēšanas, un „b” caurtecei pēc rēgulēšanas.

Posteņiem № 48, 103, 102, 18 un 59 sastādītas divas diagrammas, pie noteikta līmeņa, mainoties gultnes veidam, galu galā divas diagrammas sastādītas arī posteņiem № 82 un 83, kur konstatēta gultnes asuma (rigozitātes koeficienta) maiņa vasarā un ziemā resp. pavasarī, kas izskaidrojams galvenā kārtā ar ievērojamu gultnes aizaugšanu ūdens zālēm, tādējādi traucējot vai kavējot noteci.

Dažiem posteņiem, sastādot caurteces diagrammas, nebija iespējams uzņemt 1933. gadā izdarīto mērijumu rezultātus, tie gan ievesti pa posteņiem tabulā II., kur taisītas attiecīgas piezīmes un, kā redzams, vispārīgi saskan ar sastādītām diagrammām.

Lai raksturotu sastādīto caurteces diagrammu pareizību un precizitāti minēti dati par novērotu pie attiecīgiem līmeņiem un izlēsto pēc diagrammām noteces daudzumu, to absolūtā un relatīvā diference, kā arī vidējā aritmētiskā relatīvā kļūda.

Tabulā IV. dati sakopotī pa visiem posteņiem; kā redzams, caurteces diagrammu nolīdzinājumu vidējā aritmētiskā relatīvā (%) kļūda — 6,7%.

Kaut gan Kirschner's un Esterer's (27), izdarot Voltmaņa spārnu pārbaudi, konstatējuši pie ātruma  $v = 0,19$  m mērijumos precizitāti 3,12%, pie lielākiem 0,56%, tomēr tāda precizitāte iespējama vienīgi laboratoriska rakstura pētījumos, mērijot ātrumu betonētā silē ar noteiktu profilu pie vienmērīga, kā izdarīts, tecēšanas ātruma. Hidrometriskos darbos dabā Tjapkins (32) konstatējis diferenci mērijumu rezultātos pie maziem ātrumiem no 3—7%, pie lielākiem 3—5%. Pie sistematiskiem mērijumiem stabilā gultnē Gravelius'am (4) piemērā Volgā pie Samaras izdevās izdarīt caurteces mērijumus ar vidējo precizitāti 3,3%.

Vērā ņemot to, ka apskatītos posteņos mērijumi izdarīti dažādā laikā, vairāk gados, dažādās vietās, samērā nestabilā gultnē, mainoties kā gultnes formai, tā gultnes stāvoklim — minētā vidējā diference 6,7% mērijumu rezultātos uzlūkojama par apmierinošu.

## 2) Līkņu analīze.

Konstruēto līkņu izteiksme

$$Q = a \cdot h^n$$

resp. izejot no nolasiņumiem uz latas, kas izdarīti cm, un vērā ņemot diferenci starp latas „0” un caurteces diagrammu koordinātu sistēmas „0”

$$Q = a \cdot [(H \pm z) \cdot 0,01]^k$$

Forchheimer's (2), analizējot likni, nāk pie atzinuma, ka tanī „ $n$ ” atkarīgs no gultnes formas, jo piemēram gultnē ar stāvām nogāzēm, kur virsplatums  $B$ , līmeņiem ceļoties, svārstās, samērā nelielos apmēros, t. i. gultnes forma tuvojas četrstūra profilam, caurteces līknes izteiksme

$$Q = a(h \pm z)^{3/2}, n = 1,5$$

arī Gravelius's (4; 35) pieturas pie izteiksmes

$$Q = a(h \pm z)^{1,5}$$

Koženi (8) — caurteces līknei dod vispārīgo izteiksmi

$$Q = a(h \pm z)^{m + \frac{1}{k}}$$

kurā koeficients  $k$  atkarīgs no gultnes asuma (rigozitātes), kuŗu tas pieņem, atsaucoties uz Forchheimeru mazāku par 2,00, vai  $\frac{1}{k} >$  par 0,5, atsaucoties, piemēram, uz Harlachera (34) noteikto

$$\frac{1}{k} = 0,642.$$

Koeficients „ $m$ ”, pēc Koženi atkarīgs no gultnes formas un izteic sakarību starp gultnes vidējo dziļumu  $T$  un max. dziļumu ( $t$ ):

$$(m = T : t),$$

$$\text{trisstūra profilā } T = F : B = \left(\frac{B \cdot t}{2}\right) : B = \frac{t}{2}; m = 2,00,$$

$$\text{četrstūra profilā } T = t; m = 1,00,$$

$$\text{paraboliskā profilā } T = \left(\frac{2}{3} \cdot B \cdot t\right) : B = \frac{2}{3} t; m = 1,5.$$

Koeficients  $n = m + \frac{1}{k}$  tā tad pēc Koženi

$$\text{trīsstūra profilam } n = 2,00 + 0,50 = 2,50,$$

$$\text{četrstūra } \quad \quad \quad n = 1,00 + 0,50 = 1,50,$$

$$\text{paraboliskam } \quad \quad n = 1,50 + 0,50 = 2,00.$$

Tādā kārtā Koženi (8) nāk pie atzinuma: „da die Profile in der Natur mehr zwischen dem parabolischen und rechteckigen Profile liegen, wird „n“ zwischen 1,50 und 2,00 am häufigsten liegen“.

Savā jaunākā darbā „Die Wasserführung der Flüsse“ — Koženi (1) dod noteces liknei modificētu izteiksmi

$$Q = h^{m+0,5} \cdot (\mu + \nu \cdot \sqrt{h}),$$

kur  $(\mu + \nu \cdot \sqrt{h})$  koeficients vidējā ātruma izteiksmei katrā mērīšanas profila vertikālē  $= V_m (\mu + \nu \cdot \sqrt{h})$ , kuŗš izteicot to pēc Chezy klūst konstants.

Glouškovs, izpētījot caurteces līknes veidu un raksturu (36, 37) nācis pie slēdziena, ka koeficients „a“ un „n“ izteiksmē

$$Q = a(h \pm z)^n$$

atkarīgi galvenā kārtā no gultnes formas, gultnes asuma pakāpes un hidrauliskā krituma, attiecībā uz koeficientu „n“ Bachmetjevs (38) aizrāda, ka tāds atkarīgs no gultnes formas un asuma pakāpes. Lai noskaidrotu koeficienta „a“ un „n“ atkarību no gultnes formas un citiem faktoriem, pārskatāmības dēļ apskatāmo 49 caurteces diagrammu nolīdzinājumi sakopoti tabulā V., sakārtojot tos nevis pēc posteņu tekošiem numuriem, bet pieturoties pie noteces baseina lieluma, tādām pieaugot no 9 līdz 1672 km<sup>2</sup>.

Analizējot caurteces līkņu izteiksmes posteņiem № 48, 58, 71, 102 un 103 konstatējams, ka, mainoties profilu veidam, piemēram upei pārplūstot, un arī gadījumos kad tāda izveidošana sasniegta mākslīgi izvedot gultnes rēgulēšanu vai padziļināšanu, — mainās nevien koeficients „n“, bet līdztekus arī koeficients „a“.

#### 1) Postenis № 48.

$$\text{Līdz līmenim } h = 1,10 \text{ m, } Q = 1,46 \cdot h^{1,46},$$

$$\text{pie līmeņa } h > 1,10 \text{ m, } Q = 1,15 \cdot h^{4,00},$$

tā tad upei pārplūstot krastos, palielinoties attiecībai  $B:T$  — koe-



ficients „ $n$ “ pieaug no 1,46 līdz 4,00, tanī pašā laikā samazinoties koeficientam „ $a$ “ no 1,46 līdz 1,15.

2) Postenis № 48.

Pirms gultnes rēgulēšanas, kas izdarīta, lai ietilpinātu profilu normālos ūdeņos, tas ir izslēgtu krastu pārplūšanu pie normāliem un vasaras plūdu ūdeņiem caurteces liknes izteiksme  $Q = 0,18 \cdot h^{3,91}$ , salīdzinot izteiksmi ar  $Q = 1,46 \cdot h^{1,46}$  (pēc rēgulēšanas), konstatējams, ka samazinoties attiecībai  $B:T$ , koeficients „ $n$ “ samazinās no 3,91 līdz 1,46, tanī pašā laikā palielinoties „ $a$ “ no 0,18 līdz 1,46.

3) Postenis № 103.

Līdz  $h = 1,20$  m,  $Q = 1,52 \cdot h^{2,77}$ ,  
pie  $h > 1,20$  m, upei pārplūstot  $Q = 0,83 \cdot h^{5,57}$ ,  
pieaugot „ $n$ “ no 2,77 līdz 5,57,  
samazinās „ $a$ “ no 1,52 līdz 0,83.

4) Postenis № 104.

Līdz  $h = 1,40$  m,  $Q = 2,55 \cdot h^{1,57}$ ,  
pie  $h > 1,40$  m,  $Q = 1,36 \cdot h^{3,28}$  (upei pārplūstot),  
pieaug „ $n$ “ no 1,57 līdz 3,28,  
samazinās „ $a$ “ no 2,55 līdz 1,36.

5) Postenis № 15.

Pirms gultnes rēgulēšanas  $Q = 1,70 \cdot h^{2,75}$ ,  
pēc rēgulēšanas  $Q = 6,50 \cdot h^{1,54}$ ,  
samazinoties „ $n$ “ no 2,75 līdz 1,54,  
palielinoties „ $a$ “ no 1,70 līdz 6,50.

V. tabula.

Caurteces likņu tabula.

(Zusammenfassung der Gleichungen der Konsumtionskurven).

Paskaidrojumi (Erläuterungen):

Iekavās minētie nolīdzinājumi pie kļūdu aplēses IV. tabulā nav ņemti vērā.

(Die in Klammern angeführten Werte sind bei Berechnung des mittleren Abweichungsfehlers aus Gründen die in letzter Kolonne angeführt unberücksichtigt geblieben).

V. tabula.

Nr.	km <sup>2</sup>	$Q = a \cdot h^n$	P i e z ī m e s
65	9	1,08 . $h^{2,00}$	
104	24	1,35 . $h^{2,10}$	
87	47	1,35 . $h^{2,00}$	
25	56	1,95 . $h^{2,01}$	
47	58	(0,52 . $h^{1,98}$ ) 2,90 . $h^{1,73}$	pirms regulēšanas. pēc regulēšanas.
66	65	1,48 . $h^{1,30}$	
98	68	3,33 . $h^{1,96}$	
19	69	5,30 . $h^{1,50}$	
48	70	(0,18 . $h^{3,91}$ ) 1,46 . $h^{1,46}$ (1,15 . $h^{4,00}$ )	pirms regulēšanas. $h < 1,10$ m $h > 1,10$ m upei pārplūstot, profils kļūst nenormāls.
41	79	1,95 . $h^{2,77}$	
103	82	1,52 . $h^{2,77}$ (0,83 . $h^{5,57}$ )	$h < 1,20$ m $h > 1,20$ m upei pārplūstot, profils kļūst nenormāls.
64	85	1,70 . $h^{1,14}$	rakts kanālis, profils nedabisks.
102	92	2,55 . $h^{1,57}$ 1,36 . $h^{3,28}$	$h < 1,40$ m $h > 1,40$ m upei pārplūstot, profils kļūst nenormāls.
62	104	(2,33 . $h^{1,10}$ )	rakts kanālis, profils nenormāls.
58	104	(0,20 . $h^{6,10}$ ) 2,13 . $h^{2,47}$	pirms regulēšanas. pēc regulēšanas.
18	106	(9,20 . $h^{2,10}$ ) 3,50 . $h^{1,19}$	$h < 0,35$ m pie zemiem ūdeņiem profils nenormāls. $h > 0,35$ m
88	125	3,85 . $h^{2,04}$	
55	142	3,45 . $h^{2,33}$	
10	146	2,90 . $h^{1,76}$	
46	186	(1,15 . $h^{3,47}$ )	Mērījums zem tilta, nenormālā profilā.
89	200	4,50 . $h^{1,66}$	
1	212	2,20 . $h^{2,52}$	
90	225	4,50 . $h^{1,84}$	
91	215	(11,50 . $h^{2,60}$ )	Pārāk maz mērījumu, lai spriestu par diagrammas pareizību.
16	262	4,965 . $h^{1,48}$	
96	288	3,14 . $h^{1,75}$	
77	289	6,80 . $h^{1,83}$	
71	293	5,00 . $h^{1,74}$ (1,00 . $h^{6,00}$ )	$h < 1,47$ m $h > 1,47$ m upei pārplūstot, profils kļūst nenormāls.
22	340	3,40 . $h^{1,92}$	
80	372	(44,00 . $h^{4,84}$ )	mērījums nenormālā profilā, zem tilta.
70	427	7,80 . $h^{2,25}$	
15	450	(1,70 . $h^{2,75}$ ) 6,50 . $h^{1,54}$	pirms regulēšanas. pēc regulēšanas.

V. tabula.

Nr.	km <sup>2</sup>	$Q = a \cdot h^n$	P i e z ī m e s
27	451	(25,00 . $h^{3,42}$ )	mērījums nenormālā profilā, zem tilta.
14	464	5,60 . $h^{1,84}$	
50	464	(2,50 . $h^{3,90}$ )	upei pārplūstot, profils kļūst nenormāls.
61	480	(2,73 . $h^{2,10}$ )	profils uzņemts zem tilta, nenormāls.
36	488	(1,15 . $h^{2,71}$ )	trūkst datu par profila raksturu.
9	514	5,00 . $h^{1,76}$	
79	523	8,20 . $h^{2,10}$	
49	527	(3,00 . $h^{2,67}$ )	vasaras notece aizaugusi gultne, notece nenormāla.
		4,00 . $h^{2,72}$	pavasara notece.
56	548	12,50 . $h^{2,90}$	
76	576	12,50 . $h^{2,07}$	
81	577	7,60 . $h^{1,70}$	
8	584	(2,70 . $h^{1,57}$ )	mērījums zem tilta, nenormāls profils.
59	646	(5,20 . $h^{1,16}$ )	$h < 0,86$ m pie zemiem ūdeņiem nenormāls profils.
		6,00 . $h^{2,05}$	$h > 0,86$ m
7	797	(4,75 . $h^{1,47}$ )	mērījumi zem tilta, nenormālā profilā.
52	932	(3,60 . $h^{1,84}$ )	pirms rēgulēšanas.
		6,70 . $h^{1,86}$	
83	1243	7,50 . $h^{3,05}$	vasaras notece „a” pieņemts vidējais = 10,06.
		12,50 . $h^{3,05}$	pavasara notece
82	1672	15,00 . $h^{1,70}$	vasaras notece „a” pieņemts vidējais = 17,40.
		19,80 . $h^{1,68}$	pavasara notece.

VI. tabula.

## Vidējās aritmētiskās kļūdas aplēse.

Koeficienti „n” un „a”.

## P a s k a i d r o j u m i.

Pieņemts  $n = 1,98$  un  $a = 0,224 \cdot \Omega^{0,55}$ ; $\log a' = 1,35 + 0,55 \cdot \log \Omega$ ;slajā  $n - n'$  — minētā diference starp faktisko  $n$  un caurmēra  $n' = 1,98$ ;slajā  $\%_0$  — relatīvā diference (attiecība starp  $n - n'$  un  $n$ );slajā  $a$  — koeficientu  $a$  (nolidzinājumā  $a = a \cdot h^n$ ) faktiskā vērtība;slajā  $a'$ ,  $a - a'$  un  $\%_0$  — izlēsto pēc nolidzinājuma  $\log a' = \log 0,224 + 0,55 \log \Omega$  — ( $a'$  vērtības kā  $f[\Omega]$ ), absolūtā diference  $a - a'$ , % attiecība starp  $a - a'$  un  $a$ . $i \%_{00}$  — ielejas (tālvega) vid. garenkritums  $\%_{00}$ .

VI. tabula.

Nr.	$n$	$n-n'$	%	$\Omega$	$a$	$\log \Omega$	$0,55 \cdot \log \Omega$	$\log a'$	$a'$	$a-a'$	%	$t'_{100}$
65	2,00	-0,02	- 1,0	9	1,08	0,95424	0,52483	1,87483	0,75	- 0,33	- 30,6	1,70
104	2,10	-0,12	- 5,7	24	1,35	1,38021	0,75916	0,10916	1,29	- 0,06	- 4,4	—
87	2,00	-0,02	- 1,0	47	1,35	1,67210	0,91971	0,26971	1,86	+ 0,49	+ 36,3	—
25	2,01	-0,03	- 1,5	56	1,95	1,74819	0,96150	0,31150	2,05	+ 0,10	+ 5,1	1,67
47	1,73	+ 0,25	+ 14,4	58	2,90	1,76343	0,96989	0,31989	2,09	- 0,81	- 27,9	0,40
66	1,30	+ 0,68	+ 34,7	65	1,48	1,81291	0,99710	0,34710	2,22	+ 0,74	+ 50,0	1,40
98	1,96	+ 0,02	+ 1,0	68	3,33	1,83251	1,00788	0,35788	2,28	- 1,05	- 31,5	—
19	[1,50]	+ 0,48	(+ 32,0)	69	5,30	1,83885	1,01137	0,36137	2,30	- 3,00	[- 56,6]	3,27
48	[1,46]	+ 0,52	(+ 35,6)	70	1,46	1,84510	1,01481	0,36481	2,31	+ 0,85	[+ 58,2]	2,10
41	2,77	- 0,79	- 28,2	79	1,95	1,89763	1,04370	0,39370	2,48	+ 0,53	+ 27,1	0,51
103	[2,77]	- 0,79	(- 28,2)	82	1,52	1,91381	1,05260	0,40260	2,52	+ 1,00	[+ 65,8]	—
102	1,57	+ 0,41	+ 26,1	92	2,55	1,96379	1,08008	0,43008	2,69	+ 0,14	+ 5,5	—
58	2,47	- 0,49	- 19,8	104	2,13	2,01703	1,10937	0,45937	2,88	+ 0,75	+ 35,2	—
18	1,19	+ 0,79	+ 66,0	106	3,50	2,02531	1,11392	0,46392	2,91	- 0,59	- 16,9	2,30
88	2,04	- 0,06	- 3,0	125	3,85	2,09691	1,15330	0,50330	3,19	- 0,66	- 17,1	—
55	2,33	- 0,35	- 15,0	142	3,45	2,15229	1,18376	0,53376	3,42	- 0,03	- 0,8	0,62
10	1,76	+ 0,22	+ 12,5	146	2,90	2,16435	1,19039	0,54039	3,47	+ 0,57	+ 19,6	1,80
89	1,66	+ 0,37	+ 22,3	200	4,50	2,30103	1,26557	0,61557	4,13	- 0,37	- 8,2	—
1	[2,52]	- 0,54	(- 21,4)	212	2,20	2,32634	1,27949	0,62949	4,26	+ 2,06	[+ 93,7]	1,26
90	1,84	+ 0,14	+ 7,7	225	4,50	2,35218	1,29370	0,64370	4,40	- 0,10	- 2,2	—
16	1,48	+ 0,50	+ 33,9	262	4,96	2,41830	1,33007	0,68007	4,79	- 0,17	- 3,4	1,70
96	1,75	+ 0,23	+ 13,1	288	3,14	2,45939	1,35266	0,70266	5,04	+ 1,90	+ 60,5	—
77	1,83	+ 0,15	+ 8,2	289	6,80	2,46090	1,35350	0,70350	5,05	- 1,75	- 25,7	—

VI. tabula.

Nr.	$n$	$n-n'$	$\sigma_0$	$\varrho$	$a$	$\text{og } \varrho$	$0,55 \cdot \log \varrho$	$\log a'$	$a'$	$a-a'$	$\sigma_0$	$f \sigma_0$
71	1,74	+0,24	+13,8	293	5,00	2,46687	1,35678	0,70678	5,08	+0,08	+1,6	—
22	1,92	+0,06	+3,1	340	3,40	2,53148	1,39231	0,74231	5,52	+2,12	+62,3	1,12
70	2,25	+0,27	+12,0	427	7,80	2,63043	1,44674	0,79674	6,26	-1,54	-19,7	0,60
15	1,54	+0,44	+28,5	450	6,50	2,65321	1,45927	0,80927	6,44	-0,06	-0,9	1,04
14	1,84	+0,14	+7,6	464	5,60	2,66652	1,46659	0,81659	6,55	+0,95	+16,9	0,95
9	1,76	+0,22	+12,5	514	5,00	2,71096	1,49103	0,84103	6,93	+1,93	+38,6	0,90
79	2,10	-0,12	+5,7	523	8,20	2,71850	1,49518	0,84518	7,00	-1,20	-13,8	—
49	[2,72]	-0,74	(-27,2)	527	4,00	2,72181	1,49700	0,84700	7,03	+3,03	[+75,8]	0,66
56	[2,90]	-0,92	(-31,7)	548	12,50	2,73878	1,50630	0,85630	7,18	-5,32	[-42,6]	1,25
76	[2,07]	-0,09	(-4,3)	576	12,50	2,76042	1,51823	0,86823	7,21	-5,29	[-42,3]	—
81	1,70	+0,28	+16,5	577	7,60	1,76118	1,51865	0,86865	7,22	-0,38	-5,0	—
59	2,05	-0,07	-3,4	646	6,00	2,81023	1,54563	0,89563	7,86	+1,86	+31,0	0,64
52	1,86	+0,12	+6,5	932	6,70	2,96942	1,63318	0,98318	9,62	+2,92	+43,6	1,68
83	3,05	-1,07	-35,0	1,243	10,00	3,09447	1,70196	1,05196	11,27	+1,27	+12,7	—
82	1,69	+0,29	+17,1	1,672	17,40	3,22324	1,77278	1,12278	13,27	-4,13	-23,7	—
(38) 31	1,91		$\pm 15,4$								$\pm 21,9$	1,31

Piezīme: — pie „ $n$ ” vid. un „ $a$ ” vid. kļūdas aptēses atbilstošie skaitļi nav ņemti vērā sekojošiem posteņiem aiz tā iemesla, ka darbojošais profils tanis maksīgi ietekmēts. Post. Nr. 19 — augšpus atrodošām dzirnavām; post. Nr. 48 — ar lejup atrodošām dzirnavām; post. Nr. 103 — tīta balstiem; post. № 1 — gultne maksīgi izveidota to rēgulējot; post. Nr. 49 — lejup atrodošām dzirnavām; post. № 56 — lejup atrodošām dzirnavām; post. Nr. 76 — gultne maksīgi padziļināta.

## 6) Postenis № 58.

Pirms gultnes padziļināšanas (upei pārplūstot arī pie samēra normāliem līmeņiem)  $Q = 0,20 \cdot h^{6,10}$ ,  
 pēc regulēšanas  $Q = 2,13 \cdot h^{2,47}$ ,  
 samazinoties tā tad „n” no 6,10 līdz 2,47,  
 pieaug „a” no 0,20 līdz 2,13.

## 7) Postenis № 71.

Līdz  $h = 1,47$  m,  $Q = 5,00 \cdot h^{1,74}$ ,  
 pie  $h > 1,47$  m (upei pārplūstot)  $Q = 1,00 \cdot h^{6,00}$ ,  
 pieaugot „n” no 1,74 līdz 6,00,  
 samazinoties „a” no 5,00 līdz 1,00.

## 8) Postenis № 18.

Salīdzinot caurteces liknes pie zemiem ūdeņiem ( $h < 0,35$  m) un augstiem ( $h > 0,35$  m) konstatējama pretēja parādība nekā piemēram posteņos № 48, 103, 102, 71, proti pie zemiem ūdeņiem  $a = 9,20$ ;  $n = 2,10$  un

$a = 3,50$ ;  $n = 1,19$  pie augstiem ūdeņiem,

kas izskaidrojams ar gultnes raksturu, tās skēliens plakans, aptuveni četrstūrīgs, kuŗā pie zemiem ūdeņiem attiecība  $B:t$  lielāka nekā pie augstiem ūdeņiem, parādība pretēja nekā upēs lēzeniem kras-tiem, kuŗas pie augstiem ūdeņiem pārplūst, šinī gadījumā samazinoties „n” no 2,10 līdz 1,19 samazinās arī „a” no 9,20 līdz 3,50.

No minētiem piemēriem redzams, ka caurteces liknēs atkarīgs no gultnes veida nevien koeficients „n”, bet arī koeficients „a”.

## 9) Salīdzinot abas caurteces liknes postenī № 52

pirms regulēšanas  $Q = 3,60 \cdot h^{1,84}$  un

pēc regulēšanas  $Q = 6,70 \cdot h^{1,86}$ ,

konstatējams, ka koeficients „n” pēc regulēšanas gandrīz nav mainījies, toties pieaudzis „a” no 3,60 līdz 6,70, kas izskaidrojams ar to, ka šinī vietā (rēgulējot Melnupi) darbojošās profila veids salīdzinot maz grozīts, gandrīz ieturēts vecais gultnes virsplatums, bet pazemināts ap 7,00 km garajā posmā gultnes dibens gandrīz līdztekus vecajam. Koeficienta „a” pieaugšana pēc regulēšanas aizrāda uz to, ka rēgulētā gultne pie atbilstoša līmeņa, salīdzinot ar veco profilu, spēj novadīt lielāku ūdens daudzumu, vēŗā ņemot gultnes asuma pakāpes maiju.

Vēŗā ņemot, ka šinī gadījumā ūdens kārtas dziļums un relatīvais kritums, kā arī profila veids maz mainījušies, rēgulētās upes lielāka ūdens novadišanas spēja izskaidrojama ar mazāku gultnes pretestību

notecei pēc rēgulēšanas, salīdzinot ar veco stāvokli, vai koeficienta „ $k$ ” palielināšanu Manninga (2, 39, 43) ātruma formulā

$$v = k \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

vai Forchheimera (2)

$$v = k \cdot R^{0,7} \cdot i^{0,5},$$

kurš šinī gadījumā palielinājies, apzīmējot to pirms rēgulēšanas ar  $k_1$ , bet pēc rēgulēšanas ar  $k_{II}$ ,

$$k_1 : k_{II} = 3,6 : 6,7 = 1 : 1,86.$$

Ka tāda rigozitātes koeficientu izmaiņa iespējama, uz to aizrāda mani 1929./30. gados izdarīti pētījumi šinī virzienā (33, 41). Izdarot mērījumus upes dabiskā stāvoklī un pēc rēgulēšanas, 36 gadījumos konstatēts

vidējais  $k_1$  (dabiskā gultnē) 23,2, svārstoties starp 12,3 un 41,0, vidējais  $k_{II}$  (rēgulētā gultnē) 33,3, svārstoties starp 25,4 un 45,2, vidējā attiecība starp  $k_1$  un  $k_{II} = 23,2 : 33,3 = 1 : 1,48$ , bet ekstrēmos gadījumos

$$k_1 : k_{II} = 12,3 : 45,2 = 1 : 3,67.$$

#### 10) Postenis № 83.

Konstruētas divas caurteces diagrammas vasaras ūdeņu un pavasara ūdeņu notecei

$$Q_a = 7,50 \cdot h^{3,05}$$

$$Q_b = 12,50 \cdot h^{3,05}$$

atsaucoties uz aizrādījumiem zem 9) — jākonstatē arī šinī gadījumā rigozitātes koeficienta ietekme uz koeficientu „ $a$ ” noteces diagrammas izteiksmē, bet, vērā ņemot to, ka šinī Dubnas posmā rēgulēšanas darbi nav izdarīti, gultnes asuma maiņa vasarā un pavasarī izskaidrojama ar lielāku vai mazāku gultnes aizaugšanu ūdens zālēm vasaras mēnešos, kas ievērojami atsaucas uz ātrumu  $v$  mērījumiem, kuŗi izdarīti VI.—X.; šinī gadījumā attiecība

$$a_1 : a_{II} = 7,5 : 12,50 = k_1 : k_{II} = 1 : 1,67.$$

Arī Delvigs (42), pamatojoties uz pētījumiem Ventā 1929. g., konstatējis svārstības koeficientu „ $k$ ” atkarībā no gultnes stāvokļa, aizrādot, ka ūdens zāles it sevišķi ietekmē rigozitātes koeficientu pie zemiem ūdeņiem, pēc Delviga attiecība

$$k_1 : k_{II} = 29,0 : 37,5 = 1 : 1,29.$$

## 11) Arī posteni № 82

uz Dubnas konstatējama analoga parādība attiecībā

$$a_1 : a_{11} = 15,0 : 19,8 = k_1 : k_{11} = 1 : 1,32$$

gandrīz nemainoties koeficientam „n” noteces diagrammu nolīdzinājumos.

## 12) Postenis № 49

Koeficients „n” praktiski nemainās (2,67 un 2,71), attiecība

$$a_1 : a_{11} = 3,00 : 4,00 = k_1 : k_{11} = 1 : 1,33.$$

Minētie piemēri aizrāda uz to, ka ar

rēgulēšanas darbiem samazinot gultnes asumu, rigozītātes koeficients atsaucas uz koeficientu „a” noteces diagrammas izteiksmē, palielinoties „k”, palielinās arī „a”.

Caurteces likņu nolīdzinājumu sarakstā (sk. IV. tab.) no 68 nolīdzinājumiem 30 nolīdzinājumi ierakstīti iekavās un atbilst caurtecei nenormālā gultnes stāvoklī, piemēram diagrammas 48<sup>c</sup>, 103<sup>b</sup>, 102<sup>b</sup>, 71<sup>b</sup> un 50 upei pārplūstot, diagrammas 47<sup>a</sup>, 48<sup>a</sup>, 58<sup>a</sup> un 52<sup>a</sup> atbilst notecei gultnē pirms rēgulēšanas; diagrammas 64, 62 un 46 — caurtecei raktā gultnē, kuņu profili mākslīgi izveidoti, ietekmējot tādējādi arī koeficientu „n” caurteces diagrammu nolīdzinājumos; diagrammas 91. izteiksmi nevar uzlūkot par pietiekoši drošu, vērā ņemot nelielo mērījumu skaitu; diagrammā 36 — postenim trūkst gultnes raksturotāji elementi; diagrammas 18<sup>a</sup>, 80, 27, 61, 49<sup>a</sup>, 8, 59<sup>a</sup> un 7, kuņas atbilst caurtecei caur nenormālu profilu, piemēram rakta gultne, profili zem tilta u. t. l. (sk. piezīmes V. tabulā).

Izslēdzot sarakstā no 68 nolīdzinājumiem minētos 30, — pārējiem sastādīta diagramma koeficienta „a” atkarības noteikšanai no baseina lieluma  $\Omega$  (sk. diagrammu № 20).

VI. tabulā izlēsta aritmētiskā vidējā koeficienta „n” vērtība ar rezultātu  $n' = 1,91$ , kuņa apmēram gan atbilst Koženi (8) pieņemtam  $n = 2,00$ , bet pieņemama ar caurmēra (vidējo aritmētisko) relatīvo kļūdu  $\pm 15,4\%$ ; diferencei svārstoties absolūti

$$\text{no } n - n' = 1,91 - 3,05 = -1,14$$

$$\text{līdz } n - n' = 1,91 - 1,19 = +0,72$$

vai relatīvi:  $(n - n') : n = \text{no } -35\%$  līdz  $+66,0\%$ .

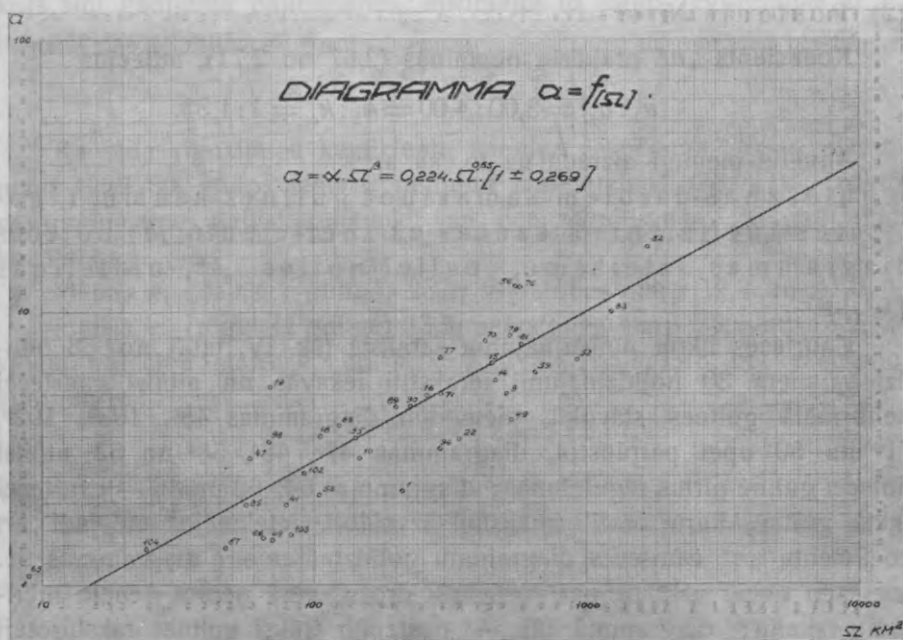


Sakars starp koeficientu „ $a$ ” un baseina lielumu (sk. diagrammu № 20) izpaužas nolīdzinājumā

$$a = \alpha \cdot \Omega^{\beta} = 0,224 \cdot \Omega^{0,55}$$

$$\text{vai } \log a = \log 0,224 + 0,55 \log \Omega$$

ar vidējo aritmētisko kļūdu  $\pm 21,9\%$  (sk. V. tab.).



20. diagramma.

Salīdzinot liela svārstība aizrāda uz to, ka koeficients „ $a$ ” atkarīgs nevien no baseina lieluma, bet līdztekus citu faktoru ietekmēs, proti, kā redzējām gultnes asuma (koeficients „ $k$ ”) un arī, kā aizrāda Glouškovs (36, 37), notekas hidrauliskā krituma.

Koeficients „ $k$ ” vienā un tai pašā profilā, izdarot mērījumus dažādā laikā, kā redzējām var svārstīties attiecībā no 1:1,29 līdz 1:1,67, t. i. var palielināties par 29% — 67%, bet salīdzinot mērījumus dažādos profilos, dažādās noteces sistēmās svārstība caurmērā var būt 1:1,86, svārstoties no 1:1,48 — 1:3,67, tā tad iespējama „ $k$ ” palielināšana par 48% — 367%, caurmērā par 86%.

Krituma ietekmi uz koeficientu „ $a$ ” novērojumu trūkuma dēļ, diemžēl, patlaban nav iespējams noteikt; aizrādot uz 1930. gada pētiju-

miem par gultnes asumu (41), atzīmējams, ka arī tāds var svārstīties salīdzinot plašos apmēros.

Sedā pie posteņa № 23 konstatēts	1930. gada	28. VIII.	$i = 0,10^{0/00}$
Melnupē 4 km lejup post. № 52 konst.	1930.	18. X.	$i = 0,10^{0/00}$
Iecavā pie posteņa № 49 konstatēts	1930.	28. IX.	$i = 0,13^{0/00}$
Engurē " " № 61 " "	1930.	13. VIII.	$i = 0,20^{0/00}$
Užavā " " № 15 " "	1930.	16. VIII.	$i = 0,29^{0/00}$
Užavā " " № 14 " "	1930.	15. VIII.	$i = 0,33^{0/00}$
Briedē " " № 70 " "	1930.	27. VIII.	$i = 0,45^{0/00}$
Tērvetē " " — " "	1930.	17. X.	$i = 0,70^{0/00}$
Misā " " № 68 " "	1930.	21. VII.	$i = 1,02^{0/00}$

### 3. Slēdzieni.

1. Caurteces līkne ir parabola, kuņas nolīdzinājums

$$Q = a[(H \pm z) \cdot 0,01]^n.$$

2. Koeficients „ $n$ ” atkarīgs no gultnes veida; mainoties gultnes formai, mainās koeficients „ $n$ ”, bet līdztekus arī koeficients „ $a$ ”, pie kam mainoties gultnes veidam vienā un tai pašā profilā pie dažādiem līmeņiem, — upei pārplūstot, — pieaug „ $n$ ”, līdztekus samazinoties koeficientam „ $a$ ”; veidojot profilu mākslīgi rēgulēšanas darbiem, samazinās, „ $n$ ” līdztekus palielinoties „ $a$ ”. Sakarības likums pētījumiem nav noteikts.

3. Koeficients „ $a$ ”, salīdzinot noteces līknes dažādiem posteņiem, vispārīgi pieaug ar noteces baseina laukumu palielināšanu, pie kam atrasta sakarība

$$a = 0,224 \cdot \Omega^{0,55} (1 \pm 0,219).$$

Lielā diference izskaidrojama ar to, ka „ $a$ ” atkarīgs nevien no baseina lieluma ( $\Omega$ ), bet līdztekus arī no citiem faktoriem, un proti:

4. koeficientu „ $a$ ” ievērojami ietekmē gultnes asums, tas taisni proporcionāls rigozitātes koeficientam „ $k$ ”.

Salīdzinot piemēram „ $a$ ” caurteces nolīdzinājumos postenī № 52 (Melnupe)

$$Q = 3,60 \cdot h^{1,84} \text{ pirms rēgulēšanas}$$

$$\text{un } Q = 6,70 \cdot h^{1,86} \text{ pēc rēgulēšanas}$$

un uzsverot, ka Melnupes profila veids rēgulēšanas darbiem mainīts praktiski niecīgos apmēros (ieturēta parabola ar gandrīz to pašu attiecību ( $B:T$ )). Koeficienta „ $a$ ” palielināšana no 3,60 līdz 6,70 izskaidrojama vienīgi ar gultnes asuma koeficienta „ $k$ ” palielināšanu.

Apzīmējot

ar „ $a'$ ” — koeficientu gultnē pirms rēgulēšanas,

ar „ $a''$ ” — koeficientu gultnē pēc rēgulēšanas,

ar „ $k'$ ” — rigozitātes koeficientu gultnē pirms rēgulēšanas,

ar „ $k''$ ” — rigozitātes koeficientu gultnē pēc rēgulēšanas,

minētā piemērā

$$\frac{a'}{a''} = \frac{3,6}{6,7} = \frac{k'}{k''}.$$

Savā darbā „Novadu noteces režīma stabilizēšanas principi” (41) 1933. gadā aizrādu, ka pēc rigozitātes koeficienta „ $k$ ” noteikšanas konstatēta tā svārstīšanās attiecībā no gultnes stāvokļa

starp  $k' = 18$  — ļoti aizaugušā nerēgulārā dabiskā gultnē

un  $k'' = 40$  — jaunraktā gultnē ar noteiktu nemainīgu profilu.

Pieņemot minētā piemērā  $k'' = 40$ ,

$$k' = \frac{40 \cdot 3,6}{6,7} = 21,5.$$

5. Koeficients „ $a$ ” atkarīgs no „ $i$ ” — (ielejas resp. recipienta garenkrituma).

Darbā „Plūdu ūdeņu noteces daudzums 1927./28. g.” (40) — 1929. gadā izpētot noteces apstākļus 35 hidrometriskos posteņos, raksturoju noteces baseinu, uzrādot pēc ģenerālstāba kartēm ielejas (tālvega) vidējo garenkritumu, kas izrādījās  $i = 1,14\text{‰}$ .

Daļa no šiem posteņiem apskatīta arī šinī darbā, un VI. tabulā dots attiecīgs to baseinu garenkritums, kuŗš šinī gadījumā svārstās starp  $0,40\text{‰}$  un  $3,27\text{‰}$ , caurmērā tā tas  $\cong 1,31\text{‰}$ .

Vidējais kritums posteņiem, kas atrodas „ $a$ ” diagrammas tuvumā (lpp. 87), t. i. posteņiem № 65, 25, 55, 16, 15 —  $i = 1,34\text{‰}$ ; pielaižot, ka arī pārējiem posteņiem, kuŗiem diemžēl „ $i$ ” nav noteikts, bet kuŗu baseini līdzīga rakstura ar iepriekšējiem, tālvegas garenkritums pēc analogijas būs tas pats ap  $1,30\text{‰}$ , „ $a$ ” diagrammas nolīdzinājumam aptuveni atbilst vid.  $i = 1,30\text{‰}$ .

Salīdzinot krituma diferenci ar „ $a$ ” kļūdas diferenci, posteņiem ar dažādu gultnes asumu, proti № 65, 19, 41, 18, 16, 14, 9, 49, 59, konstatējams, ka pieaugot vai samazinoties kritumam  $i$ , izejot no vid.  $i = 1,30$  pa  $0,10\text{‰}$ , attiecīgi mainās arī relatīvā diference pa  $5,2\text{‰}$ .

Iespējams arī, turpinot pētījumus, atrast precīzāku izteiksmi  $a$  formulai, piemēram sakārtojot novērojumus tādejādi, ka krituma svārstība būtu niecīga.

Sakārtojot tādejādi 9. posteņa datus klātpieliktā tabulā, kur

$$i_{\text{vid.}} = 0,80$$

$$k_{\text{vid.}} = 30,0,$$

ievēdot korektūru koeficienta  $a$  — proporcionāli  $k$ ,  $k_{\text{vid}}$  attiecībai, nolīdzinājums pieņem formu

$$a = 0,174 \cdot \Omega^{0,55} (1 \mp 0,087),$$

tā tad samazinoties  $i$  no 1,30 līdz 0,80, t. i. par 0,5‰, samazinās arī koeficients  $a$  no 0,224 līdz 0,174, tas ir par 0,05, no kā redzams, ka  $a$  tieši proporcionāls  $i$ .

VII. tabula.

Nr.	$i$	$a$	$k$	$ak$	$a'$	$a$	%	
41	0,51	1,95	37,5	1,95	1,95	0,0	0,0	$a = 0,174 \cdot \Omega^{0,55} (1 \mp 0,087)$
55	0,62	3,45	23,0	2,80	2,65	+ 0,15	+ 5,4	
22	1,12	3,40	35,3	3,40	4,25	+ 0,85	+ 25,0	
70	0,60	7,80	17,9	4,70	4,85	+ 0,15	+ 3,2	
15	1,04	6,50	25,6	5,50	5,10	- 0,40	- 7,3	
14	0,95	5,60	37,2	5,60	5,15	- 0,45	- 8,0	
9	0,90	5,00	33,5	5,00	5,30	+ 0,30	+ 6,0	
49	0,66	4,00	33,5	4,50	5,50	+ 1,50	+ 22,2	
59	0,40	6,00	35,0	6,00	6,10	+ 0,10	+ 1,7	
Vid.	0,80		30,0				$\mp 8,7$	

6. Kaut arī caurteces ūdens daudzuma mērīšana izdarīta dažādā gada laikā — gan pavasarī, gan vasarā un rudenī, un teoretiski uzskatot ūdens temperatūras ietekmi uz noteces ātrumu ( $v$ ), noteces gaitu (turbulenci), ūdens sīkstību (viskozitāti) un galu galā arī uz koeficientu „ $a$ “ caurteces diagramas nolīdzinājumos par iespējamu, jo Reynold'a skaitlis

$$R_o = \frac{q \cdot w \cdot l}{\mu} = \frac{\text{blīvums}}{\text{sīkstība}} = \text{const.}$$

būs mazs — ja pārsvarā sīkstība (Zähigkeit),

„ liels — ja „ kūtrība (Trägheit),

$$R_o = \frac{v_m \cdot t}{\mu},$$

kur pēc Poiseulles (2)

$$\mu = \frac{0,01779}{1 + 0,0337 T + 0,000221 T^2}; T^{\circ}\text{C.}$$

Kaut arī Unvien's (2) atradis, ka rigozitātes koeficients „ $k$ “ pieaug par 1%, pieaugot  $T$  par 3°.

Tomēr šim faktoram nav ievērojamas praktiskas nozīmes, vērā ņemot Ehrenberger'a (62) pētījumus „Versuchsanstalt für Wasserbau“ un viņa atzinumus:

„Anregung zu Versuchen gaben Veröffentlichungen von Schaubberger in der Wasserwirtschaft 1930., welcher folgende Thesen aufstellte:

- 1) Die Turbulenz ist bei Wasser von +4°C unter gleichen Verhältnissen in ein und demselben Profil am kleinsten;
- 2) Die Turbulenz und hiermit im Zusammenhang die Geschwindigkeitsverminderung wird grösser, je mehr das Wasser in seiner Temperatur von +4°C entfernt;
- 3) Es ist möglich, eine Beschleunigung der mittleren Bewegung zu erreichen durch Annäherung der Wassertemperatur gegen +4°C“.

Ehrenberger's nāk pie atzinuma: „auf Grund der in der Versuchsanstalt für Wasserbau durchgeführten Versuche mit Wasser von verschiedener Temperatur (10° — 20°C) liess sich ein praktisch messbarer Einfluss der Temperatur auf die Geschwindigkeit des Wassers nicht feststellen“.

7. Uzsvērāms, ka „ $a$ “ izteiksmē konstatējama salīdzinot mazāka diference posteņos, kuŗu profilu veids visvairāk atbilst normālam dabiskam, par tādu uzlūkojot profilu, kuŗa moduls

$$s = B : T = 0,787 \cdot \Omega^{0,458}.$$

Papildinot novērojumus ar datiem par „ $k$ “ un „ $i$ “, katram postenim būs iespējams noteikt šo divu faktoru tiešo ietekmi uz koeficientu „ $a$ “ un atrast pēdējam precizāku izteiksmi.

8. Parametru „ $n$ “ vidējais lielums 1,91 ar vidējo svarstību  $\pm 17,5\%$ , absolūti svārstoties starp 1,19 — 3,05. Šeit aizrādāms, ka Koženy (8) piemēram šo koeficientu caurteces liknes izteiksmē pieņem konstantu  $n = 2,00$ .

## V. Noteces ūdens daudzums.

(*Abflussmenge.*)

### 1. Līmeņu svārstības.

(*Wasserspiegelschwankungen.*)

Līmeņu svārstības aplūkojamajos posteņos ļoti dažādas un nenoīkotas. Kā redzams IV. tabulā, vasaras plūdu līmeņu svārstīšanās robežas, izejot no  $h_{min}$ , kas, kā aizrādīts, pieņemts aptuveni caurteces diagrammu koordinātu sistēmas nulles līmenim, svārstās starp +0,69 m (pie post. Nr. 91) un +4,60 m (pie post. Nr. 7); caurmēra līmeņa svārstīšanās līdz +2,04 m. Samērā niecīgā amplitūda pie post. Nr. 91 izskaidrojama ar īslaicīgiem novērojumiem šinī vietā (ap 2 gadi), pie post. Nr. 7 (uz Misas pie Rīgas Jelgavas šosejas tilta) gultne ļoti dziļa, saspiesta tilta balstiem, ar ko arī izskaidrojama pārmērīga, salīdzinot ar novērojumiem citos posteņos, amplitūda; otrs līdzīgs max. novērots pie post. Nr. 8, arī uz Misas pie Rīgas Iecavas šosejas tilta.

Attiecībā uz pavasara plūdiem aizrādāms, ka svārstību robežas augstākas. Analogi vasaras plūdiem min. amplitūda +0,84 m pie post. Nr. 91, max. pie post. Nr. 7 — +5,32 m un otra max. pie post. Nr. 8 — +4,47 m; vidējā amplitūda 2,35 m.

Caurmērā tā tad amplitūdu attiecība starp vasaras plūdiem un pavasara plūdiem ir

$$2,04 : 2,35$$

resp. caurmēra pavasara plūdu līmenis augstāks par vasaras plūdu līmeni par 0,31 m resp. 16,7%.

### 2. Plūdu noteces ūdens daudzums

pēc reģistrētiem max. līmeņiem, saskaņā ar caurteces diagrammām.

(*Dem höchsten beobachteten Pegelstand entsprechende max. Abflussmenge laut Konsumtionskurve.*)

Caurteces ūdens daudzuma mērīšanu pie max. novērotā līmeņa bija iespējams izdarīt tikai 10 posteņos no aplūkojamiem 49, t. i. ap 20%, pārējiem novērotā max. atbilstošā caurtece aplēsta pēc caur-

teces diagrammām eksterpolācijas ceļā. Tādā ceļā iegūtos datus nevarēsīm uzlūkot par pietiekami drošiem, it sevišķi gadījumos, kur pie augstiem līmeņiem mainās darbojošās šķēliena forma, kas savukārt ietekmē caurteces diagrammu; kaut arī vienā daļā posteņos mērījumi izdarīti pie līmeņa, pie kuŗa upe izgājusi no kras-tiem, un tādā ceļā izdevās noteikt arī caurteces diagrammas liknes veidu, tomēr tas bija iespējams nedaudzos posteņos.

Tālāk sekojošās tabulās, kuŗās sakopoti dati par pavasara un vasaras plūdu ūdeņu noteces daudzumu, eksterpolācijas ceļā no-teiktie max., kas nav uzlūkojami par pietiekami drošiem, uzrādīti iekavās, attiecīgi par to piezīmējot.

Lai dotu iespēju salīdzināt max. noteces daudzumu atsevišķos novērošanu posteņos, pārskatāmības dēļ, datus sakārtojot, pieņemti šādi principi:

- 1) no absolūtā noteces daudzuma „Q“  $m^3/sec.$  izlēsts katram postenim noteces daudzums no  $1 km^2$  noteces baseina  $q$  —  $lit./sek. km^2$ ,
- 2) šķiroti pavasara plūdu noteces rezultāti no vasaras plūdiem, sastādot 2 tabulas (VIII. un IX. tab.). Tomēr arī tādā dife-rencēšanā radās lielas grūtības rezultātu sakārtošanā pārskatāmā veidā, jo novērotie max. atsevišķos baseinos nesakrīt laika ziņā, nerunājot par mēnešiem, pat gadiem, kas apgrūtina sakarības noteikšanu starp plūdu max. un nokrišņu daudzumu kā viena no galveniem noteces daudzuma ietekmētājiem faktoriem.

Attiecībā uz pavasara plūdiem, piemēram, aizrādāms, ka max. max. novērošanas laikā konstatēts pa lielākai daļai 1930./31. hidrolo-giskajā gadā, t. i. 1931. gada pavasarī — 31 postenī no 49, t. i. 63%. Attiecībā uz vasaras plūdiem:

1929./30. hidroloģiskajā gadā konstatēts 34% gadījumos no novē-rotā max.

1927./28 hidroloģiskajā gadā konstatēts 38% gadījumos no novē-rotā max.

Meteoroloģisko faktoru raksturošanai sakopoti dati par no-krišņu daudzumu ziemas pusgadā (XI.—IV.), vasaras pusgamam pa

atsevišķiem mēnešiem, kopsummā par vasaras pusgadu (V.—X.) un gada summas. Dati savākti pēc Barloti (44) publicētiem materiāliem, kas papildināti atsevišķiem meteoroloģiskiem posteņiem ar datiem, kuri ievākti zemkopības ministrijas meteoroloģiskajā birojā. Nokrišņu daudzumi sakārtoti pa upju sistēmām, kuŗas ietelp zināmā rajonā, pie kam pa novērošanas laiku, kas atsevišķām hidrometrisko posteņu grupām nesakrīt ar Barloti novērošanas laiku, izlēsts aritmētiski vidējais pusgada un gada nokrišņu daudzums, paņēmiens, pie kuŗa pieturējies piemēram savā darbā Ule (28), uzlūkojot to par pietiekami precīzu gadījumos, ja meteoroloģisko posteņu tīkls salīdzinot rets, kā piemēram Saales baseinā: 1 uz 470 km<sup>2</sup> (pie mums Latvijā 1 uz 510 km<sup>2</sup>).

Peppler's (45) dod priekšrocību Penck'a (46,47) metodei, t. i. aplēst vid. nokrišņu daudzumu plānimetrējot laukumus starp izohiētēm, kaut gan jāaizrāda uz to, ka Bādenē meteoroloģisko posteņu tīkls ciešāks — 1 stacija uz 225 km<sup>2</sup>. Pēc Oldekopa (48) aplēstais pēc pirmā paņēmiena nokrišņu stabs ap 2,0% lielāks nekā aplēstais pēc otra paņēmiena; pēc Fischer'a (25) aplēstais pēc I. paņēmiena nokrišņu daudzums Vezeras baseinā 1896.—1915. gadam dod caurmērā par 2,7% lielākus rezultātus nekā aplēse pēc Penck'a metodes, bet Schreiber'a paņēmiens (16, 49), pēc kuŗa noteces baseins sadalāms vienāda laukuma kvadrātos, dod vidējus starp I. un II. rezultātus.

Sistēmām, kur hidrometrisko novērojumu ilgums sakrīt ar Barloti novērojumu ilgumu, pirmās grupas vidējie dati gandrīz sakrīt ar Barloti vidējiem, kas aplēsti attiecīgiem baseiniem pēc Penck'a metodes, izlietojot Barloti darbam pievienotās kartes.

Ievērojot to, ka pēdējos desmit gados pie mums novērots ievērojams nokrišņu daudzuma pieaugums virs normas, par tādu uzlūkojot Sreznjevskā (50) vidējos datus, pie kam piemēram 35 posteņiem, kuŗu novērojumus apstrādāju savā darbā (40) „Plūdu ūdeņu noteces daudzums 1927./28. gadā”, — vasaras pusgada nokrišņu daudzuma svārstība no 17,2% virs normas līdz 98,0% virs normas, bet atsevišķos mēnešos no 3,3% līdz 266,0% virs normas. VI. pielikumā atzīmēts pa pusgadiem vēl III. vidējais pēc Sreznjevskā, kas aplēsts arī pēc Penck'a metodes.

Sreznjevskā vidējos varam uzlūkot par caurmēra vidējiem 30.—35. gadu posmam, t. i. Brückner'a (51) periodā, jo piemēram



Peppler's (45) konstatējis, ka 1891.—1920. g. g. vidējie, salīdzinot ar 1888.—1917. g. g. vidējiem, pārsniedz pēdējos tikai par 4%. Pēc Drenckhahn'a — „Die 30-jährigen Mittelwerte können ohne Bedenken als langjährige Mittelwerte betrachtet werden, da ihr wahrscheinlicher Fehler nur etwa 1,8% beträgt. Die Abweichung ist mit Rücksicht auf die grossen Unsicherheiten in den Messungen vernachlässigbar“.

Sastādot sarakstu novērotai max. caurtecei, VIII. un IX. tab. noteces daudzumiem  $q$  lit./sek. km<sup>2</sup> izlēsti  $q_a$  (novērotam max. max.).

$q_b$  — atbilst max. līmenim, kāds reģistrēts, resp. aptuveni atbilst reģistrētam pusgadā ar nokrišņu daudzumu, kas aptuveni saskaņots ar vidējo nokrišņu daudzumu 1922. g. — 1932. g.  
 $q_c$  — izlēsts analogi  $q_b$  —, izejot no vidēja ilggadīga nokrišņu daudzuma (pēc Srežņevska).

Jāatzīmē, ka posteņos, kur novērošanu par līmeņu svārstīšanos turpina 5 un vairāk gadus, bija iespējams atrast gadu nokrišņu stabu, augstuma ziņā gandrīz atbilstošu minētajiem 2 vidējiem. Attiecībā uz vasaras plūdiem šinī ziņā gandrīz nebija pretrunu starp max. nokrišņos un max. notecē; dažas nesaskaņas konstatējamas attiecībā uz pavasara plūdiem, kad dažkārt arī novērots liels noteces max. pusgadā ar mazākiem nokrišņiem, salīdzinot ar pusgadiem, kad nokrišņu stabs augstāks. Pretruna šinī gadījumā izskaidrojama ar lielākām temperatūras svārstībām nevien visā pusgadā, bet it sevišķi atkušņa laikā, jo var atgadīties, ka nokrišņiem bagātajā pusgadā, vērā ņemot gaisa temperatūru, notece ir bijusi vienmērīgāka nekā pusgados ar niecīgāku nokrišņu stabu. Diemžēl šī faktora, t. i. temperatūras ietekmi uz noteces daudzumu man nebija iespējams tuvāk izpētīt un aplūkot šinī darbā.

Gadījumos, kad nebija iespējams konstatēt pusgadus ar vidējiem nokrišņiem atbilstošu stabu — attiecīgo vid. max. līmeņu ( $h$ ) un noteces daudzumu ( $Q$  un  $q$ ) tālākām aplēsēm pa daļai izlietots novērošanas laika vidējais max. līmeņa stāvoklis.

Tab. VIII. un IX. posteņiem, kuŗos eksterpolācijas ceļā izlēstie  $Q_{max}$  un  $q_{max}$  nedroši (vērā ņemot piekrastu applūdināšanu, it sevišķi pie eksterpolācijas augstākas līmeņa robežas virs mērītiem), rezultāti minēti iekavās, tos tālākā apstrādāšanā un sistematizācijā neievērojot. Attiecīgie motīvi paskaidroti piezīmēs.

Noteces diagrammas sastādītas atsevišķi ziemas un vasaras pusgadiem, vērā ņemot to, ka tādā veidā diferencēti nokrišņi spēj vairāk illūstrēt to ietekmi uz noteces daudzumu, nekā gada nokrišņu kopdaudzums, ko uzsver Zuncker's (53) un uz ko aizrādīju savā, Techniskajā žurnālā 1929. g. iespiestajā darbā (54).

### VIII. tabula.

#### Pavasara plūdu ūdeņu noteces max. rezultātu sakopojums. (Max. Frühjahrshochwasser-Abflussmengen.)

Paskaidrojumi:

Erläuterungen.

- a — novērotais max. max. (*beobachtetes max. max.*)  
sleja (*Colonne*) „gads” — hidroloģiskais gads,  
(*hydrologisches Jahr*).
- „ „ mm — registrēto nokrišņu daudzums,  
(*registrierte Niederschlagsmenge in mm*).
- „ „ h — konstatētais līmenis,  
(*registrierter Pegelstand*).
- „ „ Q — attiecīgais absolūtais noteces daudzums m<sup>3</sup>/sek.,  
(*Absolute Abflussmenge m<sup>3</sup>/sek.*).
- „ „ q — relatīvais noteces daudzums lit./sek. no km<sup>2</sup>,  
(*Abflussmenge von 1 km<sup>2</sup> in lit./sek.*)
- b — atbilstošais 1922.—1932. gadiem vidējam nokrišņu stabam, kāds novērots slejā „gadi”,  
(*max., welches einer mittleren für den Zeitraum 1922.—1932. Niederschlagsmenge entspricht*).
- slejā (*Colonne*) mm — nokrišņu augstums,  
attiecīgie Q un q<sub>b</sub> (*derselben entsprechende Q und q<sub>b</sub>*).
- c — atbilstošie ilggadīgam vidējam nokrišņu stabam,  
(*max., welches einer langjährigen mittleren Niederschlagsmenge entspricht*).
- attiecīgie Q un q<sub>c</sub> (*derselben entsprechende Q und q<sub>c</sub>*).

VIII. tabula.

№	Q km <sup>2</sup>		Gads	m/m	h	Q	q <sub>a</sub>	q <sub>b</sub>	q <sub>c</sub>
65	9	a	27./28.	152	1,42	2,17	241,1	—	—
		b	—	200	—	—	—	241,1	—
		c	27./28.	145	1,25	1,69	—	—	187,9
104	24	a	31./32.	164	1,12	1,70	(70,8) <sup>1)</sup>	—	—
		b	—	262	—	—	—	> 70,8	—
		c	—	200	1,12	1,70	—	—	> 70,8
87	47	a	30./31.	218	2,00	5,40	114,9	—	—
		b	(30./31.)	210	2,00	5,40	—	114,9	—
		c	31./32.	185	1,89	4,82	—	—	102,5
25	56	a	30./31.	299	2,75	15,60	(278,5) <sup>2)3)</sup>	—	—
		b	vid.	230	1,83	6,40	—	114,3	—
		c	32./33.	220	1,77	6,11	—	—	109,1
47	58	a	30./31.	330	1,70	7,25	125,0	—	—
		b	vid.	290	1,52	6,13	—	105,7	—
		c	29./30.	265	(1,38) <sup>4)</sup>	5,02	—	—	(86,6) <sup>4)</sup>
66	65	a	27./28.	152	1,79	3,15	(48,4) <sup>5)</sup>	—	—
		b	—	200	—	—	—	—	—
		c	—	145	—	—	—	—	(48,4) <sup>6)</sup>
98	68	a	31./32.	138	1,42	6,61	97,2	—	—
		b	—	240	—	—	—	—	—
		c	29./30.	205	—	—	—	—	—
19	69	a	30./31.	296	1,26	7,50	108,7	—	—
		b	26./27.	255	0,96	4,99	—	72,3	—
		c	vid.	250	0,86	4,23	—	—	61,3
48	70	a	27./28.	278	1,80	12,05	172,2	—	—
		b	vid.	275	1,67	8,94	—	127,7	—
		c	1925. g.	255	1,43	4,70	—	—	67,1
41	79	a	28./29.	303	1,75	9,19	116,3	—	—
		b	(29./30.)	250	1,58	6,92	—	87,5	—
		c	vid.	270	1,58	6,92	—	—	87,5
103	82	a	30./31.	322	1,60	11,38	138,8	—	—
		b	vid.	262	1,50	7,94	—	96,8	—
		c	31./32.	200	1,32	(3,87)	—	—	47,2

1) Postenis darbojas sākot ar 1930. g., raksturīgi max. līmeņi nav novēroti.

2) Mērīts pie 1,27, pie 2,00 pārplūst.

3) Apšaubāms.

4) 1929./30. g. pirms regulēšanas novērots  $h = 1,68$  m, gultne padziļināta un lata pacelta pa 0,30 m.

5) Postenī novērojumi izdarīti 2 gadus, trūkst datu, lai spriestu par  $q_a$ ,  $q_b$  un  $q_c$ .

6) Apšaubāms.

VIII. tabula (1. turpinājums).

№	Ω km <sup>2</sup>		Gads	m/m	h	Q	q <sub>a</sub>	q <sub>b</sub>	q <sub>c</sub>
64	85	a	27./28.	152	1,30	2,29	(27,1) <sup>1*</sup>	—	—
		b	—	200	—	—	—	—	—
		c	—	145	—	—	—	—	—
102	92	a	30./31.	322	1,65	7,02	76,2	—	—
		b	30./31.	262	1,65	7,02	—	76,2	—
		c	—	210	—	—	—	—	—
62	104	a	27./28.	152	1,50	3,62	(34,8) <sup>2*</sup>	—	—
		b	—	200	—	—	—	—	—
		c	—	145	—	—	—	—	—
58	104	a	31./32.	265	2,16	14,26	137,1	—	—
		b	—	225	—	—	—	—	—
		c	—	225	—	—	—	—	—
18	106	a	30./31.	296	2,20	8,94	84,3	—	—
		b	(25./26.)	255	1,97	7,84	—	74,0	—
		c	vid.	250	1,52	6,00	—	—	56,6
88	125	a	30./31.	218	2,03	16,30	130,4	—	—
		b	vid.	210	1,77	12,34	—	98,7	—
		c	31./32.	185	1,69	11,23	—	—	89,8
55	142	a	27./28	195	1,66	11,24	79,2	—	—
		b	31./32.	210	1,60	11,24	—	79,2	—
		c	31./32.	180	1,39	7,43	—	—	50,9
10	146	a	30./31.	309	2,46	14,14	98,6	—	—
		b	27./28.	215	2,24	11,98	—	82,0	—
		c	28./29.	200	1,95	9,36	—	—	64,1
46	186	a	27./28.	290	2,35	22,31	120,0	—	—
		b	vid.	270	2,05	13,42	—	72,1	—
		c	28./29.	240	1,88	10,29	—	—	55,3
89	200	a	30./31.	316	2,28	17,68	88,4	—	—
		b	vid.	265	2,15	14,82	—	74,1	—
		c	32./33.	210	1,94	13,52	—	—	67,6
1	212	a	30./31.	327	3,06	36,85	(173,8) <sup>3*</sup>	—	—
		b	vid.	250	2,27	17,17	—	81,0	—
		c	26./27.	215	1,65	7,77	—	—	36,6
90	225	a	30./31.	255	2,10	17,61	78,3	—	—
		b	vid.	245	1,86	14,13	—	62,8	—
		c	31./32.	155	1,72	12,20	—	—	50,0
91	250	a	31./32.	198	0,84	7,30	(29,2) <sup>4*</sup>	—	—
		b	(30./31/)	245	0,84	7,30	—	(29,2) <sup>5*</sup>	—
		c	—	155	—	—	—	—	—

1) Pa kanāli notek tikai daļa plūdu noteces. 2) Pa kanāli notek tikai daļa plūdu noteces. 3) Mērīts pie 1,73. pie 2,50 pārplūst. 4) Caurtece aplēsta ievērojot max. 5) Novērojumi apšaubāmi (sk. diagrammu), mērīts pie 0,29. \*) Apšaubāms.

VIII. tabula (2. turpinājums).

№	Ω km <sup>2</sup>		Gads	m/m	h	Q	q <sub>a</sub>	q <sub>b</sub>	q <sub>c</sub>
16	262	a	30./31.	296	2,71	21,67	82,7	—	—
		b	24./25.	255	2,30	17,05	—	65,1	—
		c	29./30.	250	1,88	12,64	—	—	48,2
96	288	a	31./32.	185	2,00	10,57	(36,7) <sup>1*)</sup>	—	—
		b	31./32.	190	2,00	10,57	—	(36,7) <sup>*)</sup>	—
		c	—	145	—	—	—	—	36,7
77	289	a	30./31.	310	3,19	56,81	(196,6) <sup>2*)</sup>	—	—
		b	vid.	250	2,36	32,74	—	(113,3) <sup>*)</sup>	—
		c	vid.	245	2,36	32,74	—	—	(113,3) <sup>*)</sup>
71	293	a	30./31.	341	2,04	72,06	(245,9) <sup>4*)</sup>	—	—
		b	vid.	285	1,70	24,00	—	81,9	—
		c	29./30.	225	1,42	9,20	—	—	31,4
22	340	a	30./31.	299	3,77	43,46	(127,8) <sup>5*)</sup>	—	—
		b	vid.	230	2,84	13,50	—	74,1	—
		c	29./30.	220	2,05	13,50	—	—	39,7
80	372	a	30./31.	282	1,13	79,50	(213,7) <sup>6*)</sup>	—	—
		b	32./33.	240	0,94	32,62	—	87,7	—
		c	29./30.	200	0,84	18,92	—	—	50,8
70	427	a	30./31.	341	3,05	95,87	(224,5) <sup>7*)</sup>	—	—
		b	vid.	285	2,21	46,45	—	(108,8) <sup>*)</sup>	—
		c	29./30.	225	1,42	17,17	—	—	40,2
15	450	a	26./27.	257	3,30	41,01	91,1	—	—
		b	28./29.	255	2,98	34,93	—	77,6	—
		c	29./30.	250	2,08	20,01	—	—	44,6
27	451	a	(26./27.)	212	1,40	79,40	(176,0) <sup>8*)</sup>	—	—
		b	—	195	—	—	—	—	—
		c	—	225	—	—	—	—	—
14	464	a	26./27.	257	3,30	50,40	(108,6) <sup>9*)</sup>	—	—
		b	vid.	250	2,19	23,64	—	51,0	—
		c	29./30.	250	2,19	23,64	—	—	51,0
50	464	a	30./31.	300	2,04	40,32	86,9	—	—
		b	vid.	210	1,77	23,18	—	50,0	—
		c	27./28.	170	1,75	22,17	—	—	47,7
61	480	a	28./29.	286	2,53	19,17	(40,0) <sup>10*)</sup>	—	—
		b	(28./29.)	260	2,53	19,17	—	40,0	—
		c	27./28.	200	2,48	18,39	—	—	38,3

1) Novērojumi pārāk īsi, lai būtu iespējams atrast atbilstošu max. 2) Mērīts pie 1,70, pārplūst. 4) Mērīts pie 1,71, pie apm. 1,70 sāk pārplūst pār krastiem. 5) Pie 2,90 pārplūst. 6) Apšaubāmi vērā ņemot atbodi, pārplūst pie 0,90. 7) Pie 1,40 pārplūst, mērīts pie 2,06. 8) Mērīts pie 0,63, pie 1,00 pārplūst. 9) Mērīts pie 3,00, pie kuŗa pārplūst. 10) Neatbilst max. max. \*) Apšaubāms.

VIII. tabula (3. turpinājums).

№	Ω km²		Gads	m/m	h	Q	q <sub>a</sub>	q <sub>b</sub>	q <sub>c</sub>
36	488	a	27./28.	— <sup>1)</sup>	3,27	28,47	58,3	—	—
		b	vid.	—	2,84	19,46	—	40,0	—
		c	28./29.	—	2,53	14,23	—	—	29,0
9	514	a	30./31.	309	4,47	69,75	(135,7) <sup>*2)</sup>	—	—
		b	vid.	215	2,84	30,71	—	59,7	—
		c	26./27.	200	2,31	21,83	—	—	45,2
79	523	a	30./31.	282	2,52	56,62	(108,2) <sup>*3)</sup>	—	—
		b	vid.	240	2,00	34,98	—	66,9	—
		c	29./30.	200	1,70	24,93	—	—	47,6
49	527	a	30./31.	300	2,91	72,40	(137,4) <sup>*4)</sup>	—	—
		b	32./33.	210	2,18	33,33	—	63,70	—
		c	32./33.	170	1,92	17,12	—	—	32,5
56	548	a	30./31.	314	2,43	164,15	(299,5) <sup>*5)</sup>	—	—
		b	(28./29.)	190	1,60	48,81	—	(89,0) <sup>*</sup>	—
		c	29./30.	215	1,41	34,03	—	62,1	—
76	576	a	29./30.	215	1,30	26,67	—	—	48,8
		b	31./32.	310	2,77	103,00	(178,8) <sup>*6)</sup>	—	—
		c	vid.	250	2,23	65,75	—	(114,1) <sup>*</sup>	—
81	577	a	29./30.	250	1,47	27,75	—	48,2	—
		b	29./30.	245	1,47	27,75	—	—	48,2
		c	30./31.	300	2,60	38,50	66,7	—	—
8	584	a	29./30.	160	2,00	24,69	—	42,8	—
		b	29./30.	220	2,00	24,69	—	—	42,8
		c	30./31.	304	3,10	16,00	(27,4) <sup>*7)</sup>	—	—
59	646	a	vid.	205	2,81	13,68	—	(23,5) <sup>*</sup>	—
		b	28./29.	195	2,75	13,21	—	—	(22,6) <sup>*</sup>
		c	30./31.	329	2,07	26,65	(41,3) <sup>8)</sup>	—	—
7	797	a	(30./31.)	260	2,07	26,65	—	41,3	—
		b	—	200	—	—	—	—	—
		c	30./31.	271	5,32	55,44	69,5	—	—
52	932	a	vid.	195	3,92	35,40	—	44,3	—
		b	26./27.	170	3,60	31,22	—	—	39,2
		c	30./31.	232	3,68	75,59	(81,1) <sup>*9)</sup>	—	—
83	1243	a	26./27.	180	2,34	32,56	—	35,0	—
		b	29./30.	155	2,28	31,04	—	—	33,3
		c	30./31.	249	2,26	150,20	(120,1) <sup>*10)</sup>	—	—
82	1672	a	(32./33.)	225	1,62	54,44	—	43,81	—
		b	1925. g.	225	1,62	54,44	—	—	43,8
		c	30./31.	249	3,04	126,78	75,8 <sup>11)</sup>	—	—
		a	(31./32.)	225	2,28	79,06	—	(47,30) <sup>*</sup>	—
		b	32./33.	225	2,13	70,53	—	42,2	—
		c	—	225	2,13	70,53	—	—	42,2

<sup>1)</sup> Trūkst datu par nokrišņiem. <sup>2)</sup> Mērīts pie 2,06, pie 2,10 pārplūst. <sup>3)</sup> Mērīts pie 1,92, pārplūst. <sup>4)</sup> Mērīts pie 2,42, pie kuŗa pārplūst. <sup>5)</sup> Mērīts pie 1,27, pie 1,00 pārplūst. <sup>6)</sup> Pie 1,55 pārplūst. <sup>7)</sup> Daļa plūdu noteces nav uztverta, jo notek pa upes atzarojumiem. <sup>8)</sup> Neatbilst max. max. <sup>9)</sup> Mērīts pie 1,76. <sup>10)</sup> Pie 1,95 pārplūst. <sup>11)</sup> Pie 2,00 pārplūst. \*) Apšaubāms.

## IX. tabula.

Vasaras plūdu ūdeņu noteces max. rezultātu sakopojums.  
(max. Sommerhochwasser-Abflussmenge)

P a s k a i d r o j u m i: Sk. paskaidrojums pie VIII. tabulas.  
(Erläuterungen siehe neb. Tab. VIII.)

Nē	Ω km²		Gads	m/m	h	Q	q <sub>a</sub>	q <sub>b</sub>	q <sub>c</sub>
65	9	a	27./28.	538	1,25	1,69	187,9	—	—
		b	—	410	1,25	1,69	—	187,9	—
		c	—	315	—	—	—	—	—
104	24	a	30./31.	470	1,12	1,70	(70,8) <sup>1*)</sup>	—	—
		b	(31./32.)	465	1,12	1,70	—	(70,8) <sup>*)</sup>	—
		c	—	350	1,12	1,70	—	—	70,8
87	47	a	31./32.	569	1,64	3,64	(66,7) <sup>1)</sup>	—	—
		b	—	460	—	—	—	—	—
		c	vid.	415	1,23	2,05	—	—	43,6
25	56	a	30./31.	478	2,35	10,86	(193,9) <sup>2*)</sup>	—	—
		b	31./32.	480	1,65	5,31	—	94,8	—
		c	28./29.	395	1,29	3,25	—	—	58,0
47	58	a	29./30.	541	1,90	8,81	151,9	—	—
		b	29./32.	460	1,27	4,38	—	75,5	—
		c	30./32.	385	0,95	2,65	—	—	40,0
66	65	a	27./28.	538	1,68	2,90	(44,6) <sup>3*)</sup>	—	—
		b	—	410	—	—	—	—	—
		c	—	315	—	—	—	—	—
98	68	a	31./32.	442	1,43	6,71	98,7	—	—
		b	29./30.	500	1,43	6,71	—	98,7	—
		c	28./29.	395	—	—	—	—	—
19	69	a	29./30.	579	1,48	9,54	138,3	—	—
		b	30./31.	450	0,96	4,99	—	72,3	—
		c	23./24.	345	0,69	3,04	—	—	44,0
48	70	a	26./27.	625	1,45	5,07	72,7	—	—
		b	27./28.	485	1,45	5,07	—	72,7	—
		c	28./30.	375	1,23	2,64	—	—	37,7
41	79	a	27./28.	535	1,51	6,11	77,3	—	—
		b	(27./28.)	450	1,51	6,11	—	77,3	—
		c	28./29.	380	0,87	2,86	—	—	36,2
103	82	a	31./32.	519	1,59	10,98	133,9	—	—
		b	30./31.	465	1,36	4,60	—	56,1	—
		c	—	350	—	—	—	—	—
64	85	a	27./28.	538	0,96	1,62	(18,8) <sup>4*)</sup>	—	—
		b	—	410	0,96	1,62	—	(18,8) <sup>*)</sup>	—
		c	—	315	0,96	1,62	—	—	(18,8) <sup>*)</sup>

1) Novērots 2 gadus, atbilstošie max. nav uztverti. 2) Mērīts pie 1,27; pie 2,00 pārplūst. 3) Novērojumi izdarīti 2 gadus, trūkst datu, lai spriestu par q<sub>a</sub>, q<sub>b</sub>, q<sub>c</sub>. 4) Pa kanāli notek tikai daļa no plūdu noteces. \*) Apšaubāms.

IX. tabula (1. turpinājums).

Nē	Ω km <sup>2</sup>		Gads	m/m	h	Q	q <sub>a</sub>	q <sub>b</sub>	q <sub>c</sub>
102	92	a	30./31.	410	1,65	7,02	76,2	—	—
		b	30./31.	465	1,65	7,02	—	76,2	—
		c	31./32.	350	1,45	4,60	—	—	50,0
62	104	a	27./28.	538	1,16	2,72	(26,1) <sup>1*)</sup>	—	—
		b	—	410	1,16	2,72	—	(26,1) <sup>*)</sup>	—
		c	—	315	1,16	2,72	—	—	(26,1) <sup>*)</sup>
58	104	a	30./31.	458	1,60	6,79	65,3	—	—
		b	31./32.	505	1,60	6,79	—	65,3	—
		c	—	395	—	—	—	—	—
18	106	a	29./30.	579	2,25	9,20	86,8	—	—
		b	30./31.	450	1,66	6,40	—	60,4	—
		c	28./29.	345	1,02	4,36	—	—	41,1
88	125	a	31./32.	569	1,35	7,09	56,7	—	—
		b	vid.	460	1,25	6,07	—	48,6	—
		c	30./31.	415	1,15	5,12	—	—	41,0
55	142	a	27./28.	678	1,44	8,07	56,8	—	—
		b	32./33.	470	1,32	6,59	—	46,4	—
		c	30./31.	415	1,19	5,18	—	—	35,5
10	146	a	27./28.	736	2,30	12,56	80,0	—	—
		b	30./31.	475	1,90	8,95	—	61,3	—
		c	28./29.	360	1,35	4,90	—	—	33,5
46	186	a	26./27.	587	2,06	14,14	76,0	—	—
		b	vid.	480	1,93	11,06	—	60,0	—
		c	—	370	—	—	—	—	—
89	200	a	30./31.	454	1,90	13,17	65,9	—	—
		b	30./31.	475	1,90	13,17	—	65,9	—
		c	—	390	—	—	—	—	—
1	212	a	27./28.	726	2,67	26,13	(123,2) <sup>2*)</sup>	—	—
		b	vid.	500	2,08	13,93	—	65,7	—
		c	28./29.	390	1,49	6,01	—	—	28,3
90	225	a	30./31.	462	1,32	7,50	(33,3) <sup>3*)</sup>	—	—
		b	30./31.	455	1,32	7,50	—	(33,3) <sup>*)</sup>	—
		c	—	275	1,32	7,50	—	—	33,3
91	250	a	32./33.	462	0,69	4,38	(17,5) <sup>4*)</sup>	—	—
		b	32./33.	455	0,69	4,38	—	(17,5) <sup>*)</sup>	—
		c	—	275	0,69	4,38	—	—	(17,5) <sup>*)</sup>
16	262	a	29./30.	579	2,94	24,44	93,3	—	—
		b	30./31.	450	2,18	15,74	—	60,1	—
		c	31./32.	345	1,60	9,95	—	—	38,0

1) Pa kanāli notek tikai daļa no plūdu noteces. 2) Mērīts pie 1,73, pie 250 pārplūst.

3) Pārāk īsā novērošanas laikā vasaras max. nav novērots.

4) Mērīts pie 0,29. \*) Apšaubāms.



IX. tabula (2. turpinājums).

№	Q km <sup>2</sup>		Gads	m/m	h	Q	q <sub>a</sub>	q <sub>b</sub>	q <sub>c</sub>
96	288	a	30./31.	398	1,84	9,13	(31,7) <sup>1*</sup>	—	—
		b	30./31.	420	—	—	—	—	—
		c	—	295	1,84	9,13	—	—	31,7
77	289	a	29./30.	600	1,85	20,96	72,5	—	—
		b	31./32.	510	1,60	16,05	—	52,1	—
		c	—	390	—	—	—	—	—
71	293	a	29./30.	605	1,80	34,01	(116,1) <sup>2*</sup>	—	—
		b	30./31.	535	1,63	18,76	—	64,0	—
		c	vid.	400	1,50	11,39	—	—	39,0
22	340	a	30./31.	478	2,90	26,26	77,3	—	—
		b	vid.	480	2,21	15,58	—	45,8	—
		c	28./29.	395	1,75	9,96	—	—	2,93
80	372	a	29./30.	584	1,05	55,72	(149,9) <sup>3*</sup>	—	—
		b	30./31.	480	0,94	32,62	—	(87,7)*	—
		c	—	325	—	—	—	—	—
70	427	a	29./30.	605	2,05	39,21	(91,8) <sup>4*</sup>	—	—
		b	31./32.	535	1,92	33,85	—	(79,2)*	—
		c	28./29.	400	1,02	8,16	—	—	(19,1)*
15	450	a	29./30.	579	3,72	49,15	(109,2) <sup>5*</sup>	—	—
		b	vid.	450	2,34	24,14	—	53,6	—
		c	28./29.	345	1,87	17,55	—	—	39,0
27	451	a	32./33.	467	0,96	21,85	48,4	—	—
		b	32./33.	470	0,96	21,85	—	48,4	—
		c	—	415	—	—	—	—	—
14	464	a	29./30.	579	3,70	62,18	(134,0) <sup>6*</sup>	—	—
		b	30./31.	455	2,20	21,91	—	47,2	—
		c	28./29.	345	1,92	18,43	—	—	39,7
50	464	a	27./28.	700	2,10	45,15	(97,3) <sup>7*</sup>	—	—
		b	vid.	480	1,72	20,81	—	44,8	—
		c	28./29.	345	1,65	17,63	—	—	38,0
61	480	a	29./30.	588	2,49	18,54	38,6	—	—
		b	29./30.	495	2,49	18,54	—	38,6	—
		c	—	335	2,49	18,54	—	—	38,6
36	488	a	27./28.	<sup>8)</sup>	3,06	23,80	48,7	—	—
		b	vid.	—	2,63	15,80	—	32,2	—
		c	31./32.	—	2,42	12,55	—	—	25,8
9	514	a	27./28.	736	3,60	47,60	(82,9) <sup>9*</sup>	—	—
		b	vid.	475	2,23	20,56	—	40,0	—
		c	28./29.	360	1,76	13,52	—	—	26,3

1) Neatbilst maksimumam. 2) Mērīts pie 1,71, pārplūst pie 1,76. 3) Apšaubāms, vēra ņemot atbodi, pārplūst pie 0,90. 4) Mērīts pie 2,06, pie 1,40 pārplūst. 5) Mērīts pie 3,10, pie kuŗa pārplūst. 6) Mērīts pie 3,00, pie kuŗa pārplūst. 7) Mērīts pie 1,53, pie 1,45 pārplūst. 8) Trūkst datu par nokrišņiem. 9) Mērīts pie 2,06, pie 2,10 pārplūst. \*) Apšaubāms.

IX. tabula (3. turpinājums).

Nē	Ω km <sup>2</sup>		Gads	m/m	h	Q	q <sub>a</sub>	q <sub>b</sub>	q <sub>c</sub>
79	523	a	29./30.	584	2,20	42,57	(81,4) <sup>1*)</sup>	—	—
		b	vid.	480	1,58	21,43	—	41,0	—
		c	—	325	—	—	—	—	—
49	527	a	27./28.	700	2,90	50,76	(96,3) <sup>2*)</sup>	—	—
		b	29./30.	480	2,13	22,60	—	43,0	—
		c	28./29.	345	1,92	17,12	—	—	32,5
56	548	a	27./28.	635	2,15	115,10	(210,0) <sup>3*)</sup>	—	—
		b	31./32.	465	1,27	25,00	—	45,6	—
		c	28./29.	400	1,10	16,33	—	—	30,0
76	576	a	29./30.	600	1,70	37,50	(65,1) <sup>4*)</sup>	—	—
		b	30./31.	510	1,56	29,28	—	50,8	—
		c	32./33.	390	1,06	14,10	—	—	24,4
81	577	a	29./30.	453	2,25	30,01	52,0	—	—
		b	30./31.	460	2,10	26,82	—	46,5	—
		c	31./32.	405	1,81	20,87	—	—	36,2
8	584	a	27./28.	616	2,81	13,60	(23,3) <sup>5*)</sup>	—	—
		b	vid.	465	2,60	12,10	—	(20,7) <sup>*</sup>	—
		c	28./29.	350	2,54	11,67	—	—	23,3
59	646	a	30./31.	468	1,88	21,90	33,9	—	—
		b	30./31.	495	1,88	21,90	—	33,9	—
		c	—	335	1,76	19,14	—	—	29,6
7	797	a	27./28.	562	4,65	45,48	56,8	—	—
		b	29./30.	440	3,12	25,30	—	31,7	—
		c	28./29.	365	2,42	17,43	—	—	21,8
52	932	a	27./28.	522	2,86	47,30	50,8	—	—
		b	29./30.	400	2,15	27,77	—	30,0	—
		c	—	305	2,15	27,77	—	—	30,0
83	1243	a	30./31.	429	1,69	37,23	30,0	—	—
		b	30./31.	455	1,69	37,20	—	30,0	—
		c	32./33.	410	1,53	27,40	—	—	22,0
82	1672	a	30./31.	429	2,27	60,44	36,1	—	—
		b	31./32.	455	1,90	44,71	—	26,1	—
		c	vid.	410	1,58	32,69	—	—	19,5

1) Mērīts un pārplūst pie 1,92.

2) Mērīts pie 2,42, pie kuŗa pārplūst.

3) Mērīts pie 1,27, pie 1,00 pārplūst.

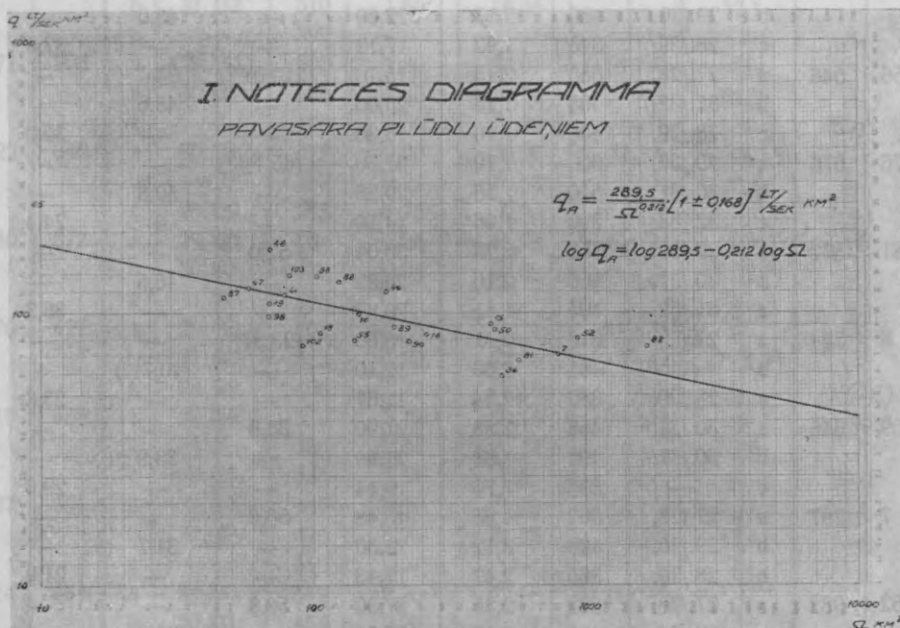
4) Mērīts pie 1,55, pārplūst.

5) Daļa plūdu noteces nav uztverta, jo notek pa upes atzarojumiem.

\*) Apšaubāms.

### 3. Pavasaļa plūdu noteces diagrammas. (Frühjahrshochwasser-Abflussmengenkurve.)

Sastādot diagrammas notecei  $q_a$ ,  $q_b$ ,  $q_c$  pavasaļa plūdu ūdeņiem, mēģināts atrast sakarību starp  $q$  un  $\Omega$ , uzlūkojot  $q = f(\Omega)$  (skat. diagrammas 21—23), izlietojot pietiekami drošus aplēses rezultātus.



21. diagramma.

Noteces likņu izteiksmes:

I. pavasaļa plūdu noteces daudzuma diagrammai

$$q_a = \frac{289,50}{\Omega^{0,212}} (1 \pm 0,168) \text{ lit./sek. km}^2,$$

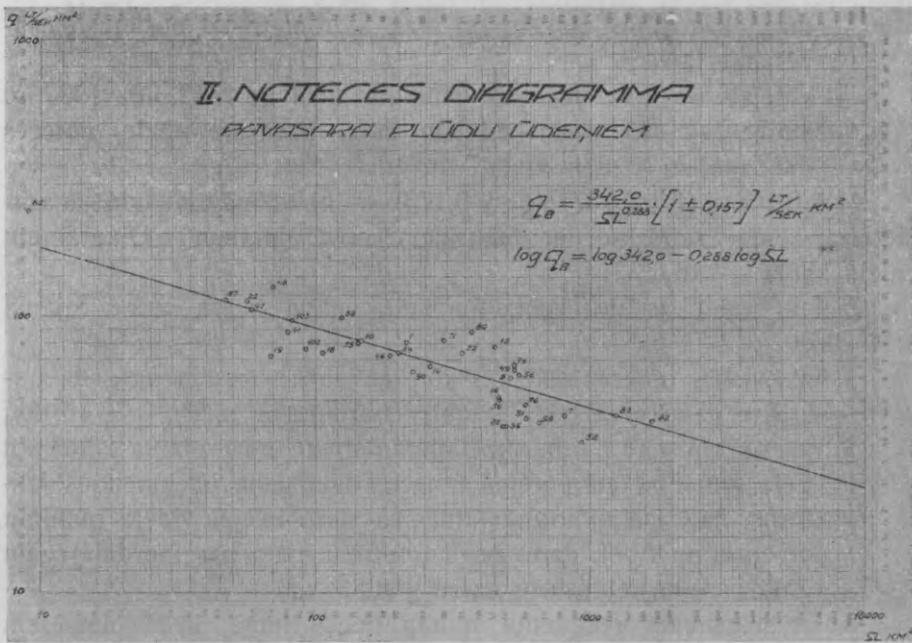
II. diagrammai:

$$q_b = \frac{342,00}{\Omega^{0,288}} (1 \pm 0,157) \text{ lit./sek. km}^2,$$

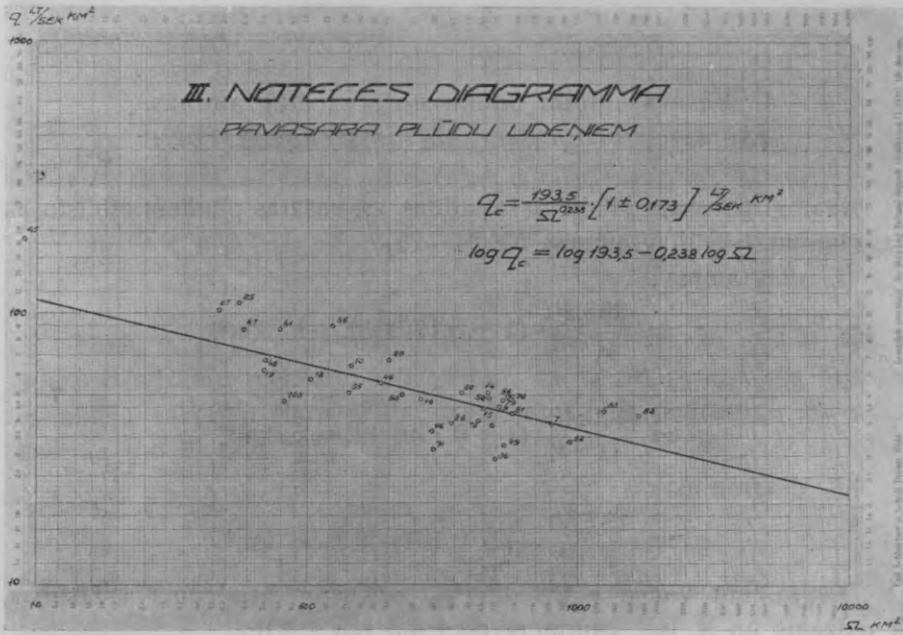
III. diagrammai:

$$q_c = \frac{193,50}{\Omega^{0,238}} (1 \pm 0,173) \text{ lit./sek. km}^2,$$

kur  $\Omega$  noteces baseina lielums  $\text{km}^2$ ,



22. diagramma.



23. diagramma.

$q_a$  — max., kas atbilst novērotam max. hidrometrisko posteņu pastāvēšanas laikā;

$q_b$  — vidējais no max. pavasara plūdiem laikā no 1922. līdz 1932. g.

$q_c$  — atbilstošais 35 gadu vidējam max. pavasara plūdu noteces daudzumam lit./sek. km<sup>2</sup>.

( $1 \pm 0,168$ ); ( $1 \pm 0,157$ ); ( $1 \pm 0,173$ ) — nolīdzinājumu vidējā aritmētiskā kļūda, salīdzinot ar faktiskiem novērojumiem. Diagrammu vidējā kļūda — 16,6%.

Lielas svārstības un salīdzinot liela vidēja kļūda izskaidrojama ar to, ka:

1. atsevišķās noteces sistēmās konstatējama svārstība pusgada nokrišņu daudzuma (sk. X. tab.) caurmērā  $\pm 12,9\%$  —  $\pm 15,1\%$ ,
2. kā redzams no I. tab. minētajiem datiem, novērojama salīdzinot liela svārstība arī pārējos noteces daudzuma ietekmētajos faktorus, kā baseinu formā (attiecība starp ielejas vidējo platumu un gaļumu  $b:l$ ), dzīvā segā (mežiem klāta baseinu daļa) galu galā baseinā ietilpstošu ezeru platībā, un
3. ar svārstībām recipientu hidrauliskā kritumā, kāds piemēram novērots un noteikts dažiem posteņiem (sk. aizrādījumus pie caurteces likņu analīzes).

#### 4. Vasaras plūdu ūdeņu noteces diagrammas. (Sommerhochwasser-Abflussmengenkurve.)

Analogi pavasara plūdiem sastādītas arī vasaras plūdiem atbilstošas diagrammas (sk. diagrammas № 24—26).

I. diagramma:

$$q_a = \frac{393,50}{\Omega_{0,332}} (1 \pm 0,172) \text{ lit./sek. km}^2,$$

II. diagramma:

$$q_b = \frac{420,40}{\Omega_{0,374}} (1 \pm 0,129) \text{ lit./sek. km}^2,$$

III. diagramma:

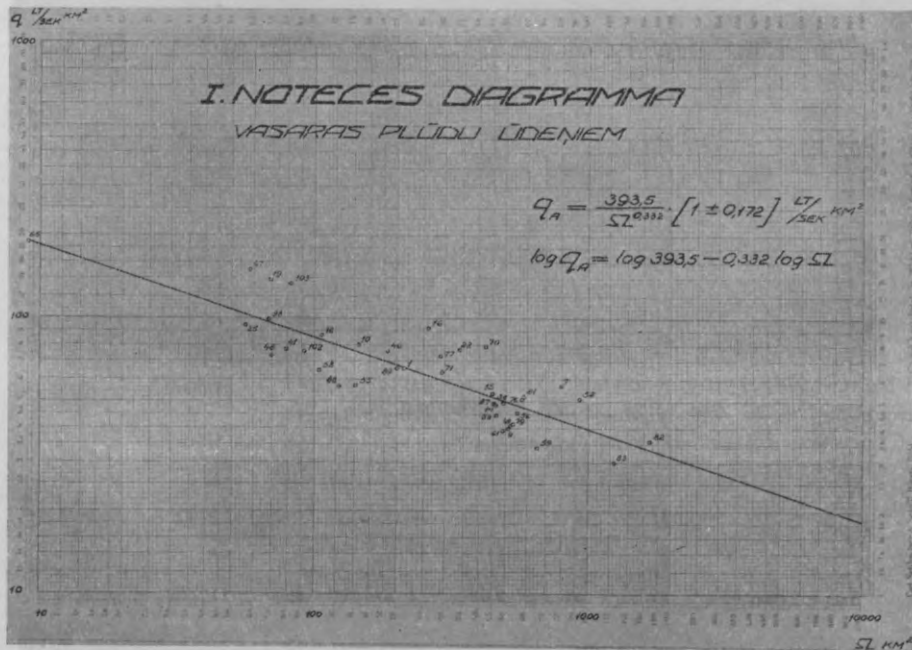
$$q_c = \frac{187,50}{\Omega_{0,300}} (1 \pm 0,161) \text{ lit./sek. km}^2.$$

Diagrammu vidējā kļūda 15,4%, nokrišņu daudzuma svārstības, kā redzams no X. tab. caurmērā no  $\pm 4,5$  līdz  $\pm 9,6\%$ .

Nolīdzinājumu vispārējā forma kā pavasaļa, tā arī vasaras plūdu ūdeņiem tā tad ir

$$q = \frac{a}{\Omega^b} \text{ lit./sek. km}^2.$$

Tā pieņemama par pietiekoši precīzu un pareizu, svārstoties  $\Omega$  starp 10—2000 km<sup>2</sup>.

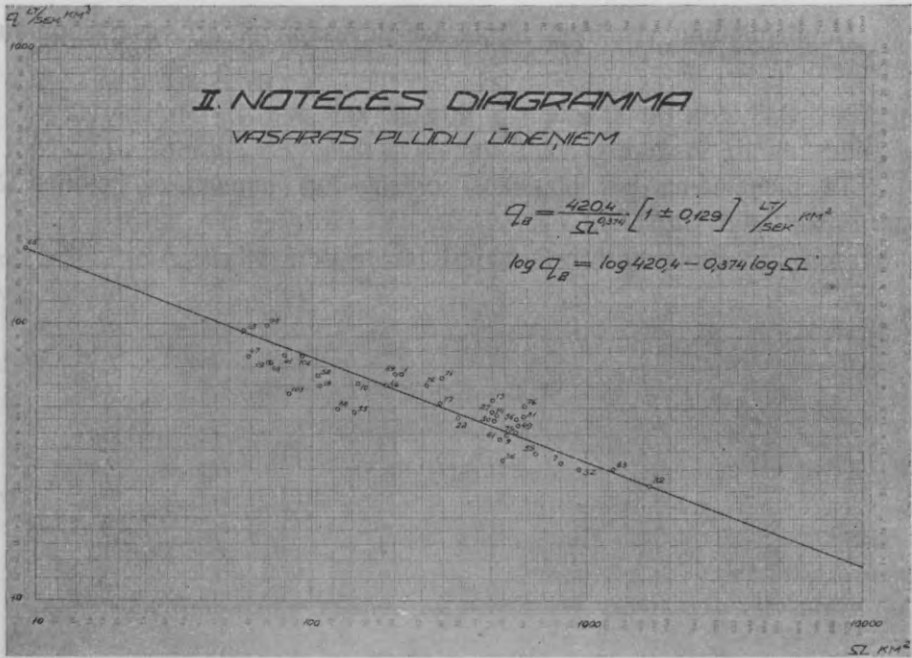


24. diagramma.

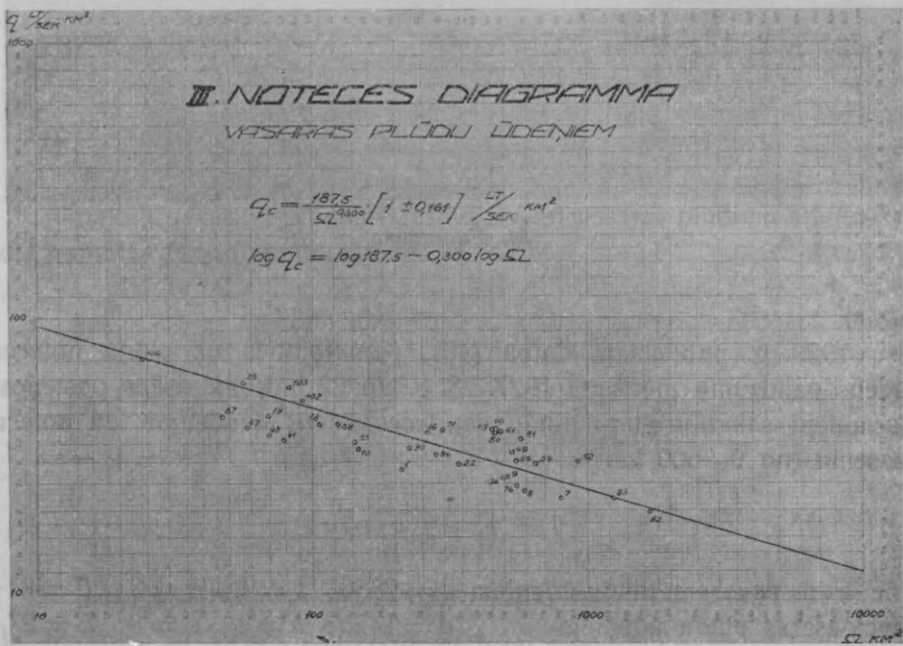
1929. g. publicētajā darbā (40), pamatojoties uz plūdu noteces ūdens daudzumu mērīšanu 1927./28. g. ap 23 hidrometriskos posteņos, formulēju sakarību starp plūdu caurteces ūdens daudzumu un noteču baseinu (no 9—600 km<sup>2</sup>):

$$q = \frac{a}{(\Omega + \omega)^b} + E,$$

pie kam pavasaļa plūdu ūdeņiem  $a = 2850$ ;  $b = 1$ ;  $\omega = 3$ ;  $E = 31$ ;  
bet vasaras plūdu ūdeņiem  $a = 1425$ ;  $b = 1$ ;  $\omega = 3$ ;  $E = 27$ .



25. diagramma.



26. diagramma.

Pētījumu turpinājums 1929.—1931. g. baseinos no 10—1000 km<sup>2</sup> deva iespēju korrigēt šos nolīdzinājumus (41; 55), un to izteiksme izveidota šā:

$$q = \frac{a}{\Omega^b} + E,$$

pie kam pavasara plūdu ūdeņiem  $a = 2800$ ;  $b = 1$ ;  $E = 34$ ,  
bet vasaras plūdu ūdeņiem  $a = 1430$ ;  $b = 1$ ;  $E = 18$ .

#### X. un XI. tabula.

Datu sakopojums par vidējo nokrišņu daudzumu ziemas un vasaras pusgadā atsevišķos noteces baseinos.

(Zusammenfassung der Data über mittlere Niederschlagshöhe im Winter- und Sommerhalbjahr für einzelne Einzugsgebiete.)

Apzīmējumi — Bezeichnung:

1. sleja — *Colonne* — Atsevišķās meteoroloģisko staciju grupās ietilpstošie hidrometriskie posteņi. (*Pegelstationen, welche einer geschlossenen Gruppe von meteorologischen Stationen entsprechen.*)
2. " — "  $N_0$  — Vidējais hidrometrisko posteņu pastāvēšanas laikā novērotais nokrišņu stabs mm. (*Die mittlere Niederschlagshöhe im Zeitraum der Tätigkeit der Pegelstationen.*)
3. " — "  $N_a$  — Max. novērotais nokrišņu stabs posteņu pastāvēšanas laikā. (*Die max. Niederschlagshöhe während desselben Zeitraums.*)
4. " — "  $N_b$  — Vid. nokrišņu daudzums 1922.—1932. gados. (*Die mittlere Niederschlagshöhe in der Zeitspanne 1922—1932.*)
5. " — "  $N_c$  — Vid. ilggadīgie nokrišņi 1886.—1920. gados. (*Die langjährige mittlere Niederschlagshöhe 1886—1920.*)
6. " — " — Novērošanas gads, kādā reģistrēts max.  $N_a$ . (*Das dem max.  $N_a$  entsprechende Beobachtungsjahr.*)
7. " — "  $N'_a - N_a$  } (Absolūtā diference starp nokrišņu stabu attiecīgā grupā un caurmēra vidējo attiecīgā laika posmā.
9. " — "  $N'_b - N_b$  } (*Die absolute Differenz zwischen der Niederschlagshöhe in einzelnen Gebieten und der mittleren aller Gruppen in entsprechender Zeitspanne.*)
11. " — "  $N'_c - N_c$  }
8. " — " }  $\%$  — Relatīvā diference  $\%$ . (*Die relative Divergenz in %.*)
10. " — " }
12. " — " }



X. tabula.

Posteņa №№	Ziemas pusgadā				Novērošanas gads
	N <sub>o</sub>	N <sub>a</sub>	N <sub>b</sub>	N <sub>c</sub>	
1—5	236	367	250	251	23./24.
6; 7; 68—69	213	271	195	170	30./31.
8	235	304	205	195	30./31.
9—10	244	309	215	200	30./31.
13—20	244	353	250	250	23./24.
21; 47	302	343	290	265	28./29.
22; 25	232	321	230	220	23./24.
27; 113	180	243	195	225	25./26.
41; 51	259	286	250	270	26./27.
42; 45; 46	267	321	270	240	26./27.
48;	274	346	275	255	26./27.
49; 50	208	300	210	170	30./31.
52; 116	170	232	180	155	30./31.
55	246	393	210	180	30./31.
56	218	314	190	215	30./31.
58	172	265	225	225	30./31.
59—61	254	329	260	200	30./31.
62—66	143	152	200	145	27./28.
67; 98	188	275	240	250	30./31.
70—71	234	341	285	225	30./31.
76—77	236	310	250	245	30./31.
79—80	231	282	240	200	30./31.
81	238	300	160	220	30./31.
82; 83	202	249	225	225	30./31.
87—88; 115	200	218	210	185	30./31.
89	274	316	265	210	30./31.
90—91	227	255	245	155	30./31.
96	215	244	190	145	30./31.
102—104	243	322	262	200	30./31.
vid. N'	227	295	230	207	70% 30./31.
%	+ 9,6	+ 42,5	+ 11,1	0	

X. tabula.

$N'_a - N_a$	%	$N'_b - N_b$	%	$N'_c - N_c$	%
- 72	- 19,6	- 20	- 8,0	- 8	- 3,7
+ 24	+ 8,8	+ 35	+ 17,6	+ 37	+ 21,6
- 9	- 3,0	+ 25	+ 12,2	+ 12	+ 6,0
- 14	- 4,5	+ 15	+ 7,0	+ 7	+ 3,5
- 58	- 16,4	- 20	- 8,0	- 43	- 17,2
- 48	- 14,0	- 60	- 20,7	- 58	- 21,9
- 26	- 8,1	- 0	- 0	- 13	- 5,9
+ 52	+ 21,4	+ 35	+ 17,6	- 18	- 8,0
+ 9	+ 2,8	- 20	- 8,0	- 63	- 23,3
- 26	- 8,1	- 40	- 14,8	- 33	- 13,7
- 51	- 14,4	- 45	- 16,3	- 48	- 18,8
- 5	- 1,7	+ 20	+ 9,5	+ 37	+ 21,8
+ 63	+ 27,1	+ 50	+ 27,9	+ 52	+ 33,5
- 98	- 25,2	+ 20	+ 9,5	+ 27	+ 15,0
- 19	- 6,0	+ 40	+ 21,0	- 8	- 3,7
+ 30	+ 11,3	+ 5	+ 2,2	- 18	- 8,0
- 34	- 10,3	- 30	+ 11,5	+ 7	+ 3,5
+ 143	+ 94,1	+ 30	+ 15,0	+ 62	+ 42,7
+ 20	+ 7,3	- 10	- 4,2	+ 2	+ 1,0
- 46	- 13,5	- 55	- 19,3	- 18	- 8,0
- 15	- 4,8	- 20	- 8,0	- 38	- 15,5
+ 13	+ 4,6	- 10	- 4,2	+ 7	+ 3,5
- 5	- 1,7	+ 70	+ 43,7	- 13	- 5,9
+ 46	+ 18,4	+ 5	+ 2,2	- 18	- 8,0
+ 77	+ 35,3	+ 20	+ 9,5	+ 22	+ 11,9
- 21	- 6,6	- 35	- 16,6	- 3	- 1,5
+ 40	+ 15,7	+ 15	+ 6,1	+ 52	+ 33,5
+ 57	+ 25,0	+ 40	+ 21,0	+ 62	+ 42,7
- 27	- 8,4	- 32	- 12,2	+ 7	+ 3,5
	$\pm 15,1$		$\pm 12,9$		$\pm 14,6$

XI. tabula.

Posteņa №№	Vasaras pusgadā				Novērošanas gads
	N <sub>o</sub>	N <sub>a</sub>	N <sub>b</sub>	N <sub>c</sub>	
1—5	500	727	500	390	27./28.
6; 7; 68—69	428	562	440	365	27./28.
8	457	616	465	350	27./28.
9—10	480	736	475	360	27./28.
13—20	462	579	455	345	29./30.
21; 47	493	629	460	385	25./26.
22; 25	474	646	480	395	27./28.
27; 113	480	578	470	415	27./28.
41; 51	479	534	450	380	26./27.
42; 45; 46;	567	588	480	370	26./27.
48	519	629	485	375	25./26.
49; 50	483	700	480	345	27./28.
52; 116	401	523	400	305	27./28.
55	490	709	470	415	29./30.
56	465	635	465	400	27./28.
58	502	683	505	395	27./28.
59—61	497	588	495	335	29./30.
62—66	491	538	410	315	27./28.
67; 98	438	516	500	395	29./30.
70—71	516	605	535	400	29./30.
76—77	553	600	510	390	29./30.
79—80	520	584	480	325	29./30.
81	472	545	460	405	29./30.
82; 83	491	529	455	410	31./32.
87—88; 115	480	569	460	415	31./32.
89	493	587	475	390	29./30.
90—91	458	512	455	275	29./30.
96	404	410	420	295	31./32.
102—104	495	519	465	350	31./32.
vid. N'	482	590	470	370	34% 29./30.
%	+ 30,5	+ 50,3	+ 27,0	0	38% 27./28.

XI. tabula.

$N'_a - N_a$	%	$N'_b - N_b$	%	$N'_c - N_c$	%
-137	-18,7	-30	-6,0	-20	-5,1
+28	+4,9	+30	+6,8	+5	+1,4
-26	-4,2	+5	+1,1	+20	+5,7
-146	-19,7	-5	-1,0	+10	+2,8
+11	+1,9	+15	+3,3	+25	+7,2
-39	-6,2	+10	+2,2	-15	-3,9
-56	-8,6	-10	-2,1	-25	-7,2
+12	+2,1	0	0	-45	-10,8
+56	+10,5	+20	+4,4	-10	-2,9
+2	+0,4	-10	-2,1	0	0
-39	-6,2	-15	-3,1	-5	-1,3
-110	-15,7	-10	-2,1	+25	+7,2
+67	+12,8	+70	+17,7	+65	+21,9
-119	-16,8	0	0	-45	-10,8
-45	-7,1	+5	+1,1	-30	-7,5
-93	-13,6	-35	-7,0	-25	-7,2
+2	+0,4	-25	-5,0	+35	+10,4
+62	+11,5	+60	+14,7	+55	+14,3
+74	+14,3	-30	-6,0	-25	-7,2
-15	-2,5	-65	-12,2	-30	-7,5
-10	-1,7	-40	-7,8	-20	-5,1
+6	+1,0	-10	-2,1	+45	+13,8
+45	+8,3	+10	+2,2	-35	-8,8
+61	+11,5	+15	+3,3	-40	-9,8
+21	+3,7	+10	+2,2	-45	-10,8
+3	+0,5	-5	-1,0	-20	-5,1
+78	+15,2	+15	+3,3	+95	+34,5
+180	+43,9	+50	+11,9	+75	+25,5
+71	+13,7	+5	+1,1	-80	-22,8
	± 9,6		± 4,5		± 9,6

**Nokrišņu daudzuma ietekme max. noteces ūdens daudzumā.**  
*(Einfluss der Niederschlagshöhe auf die max. Abflussmenge.)*

Opokovs savā darbā (63) — „Abfluss und Verdunstung als Funktion des Niederschlags im Flussgebiet“ 1934. g. uz pētījumu un novērojumu pamata Dienvidkrievijā nāk pie Kelleram (65) analoga slēdziena, proti: „bei Zunahme der Niederschläge um 100 mm jährlich, nimmt die Verdunstungsmenge nur um 6—12 mm jährlich zu“. Apzīmējot nokrišņu stabu ar  $N$ , bet iztvaikoto mitruma stabu ar  $V$ , pēc Opokova, ja

$$\begin{aligned} N=435 \text{ mm} & \text{ gadā, tad } V=409 \text{ mm,} \\ N=560 \text{ mm} & \text{ " " } V=420 \text{ mm,} \\ N=741 \text{ mm} & \text{ " " } V=436 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Schafernaka (64) uzstādītā mitruma balanses izteiksme (Grundgleichung des Wasserhaushaltes eines geschlossenen Einzugsgebietes)

$$N = A_o + A_u + V + R_o + R_u,$$

kur  $A_o$  — noteces ūdens daudzums pa zemes virsmu,

$A_u$  — gruntsūdeņu noteces daudzums,

$R_o$  — retendētais vai piemēram ezeros un purvos aizkavētais gada noteces ūdens daudzums,

$R_u$  — tas pats apakšzemes slāņos.

Ievērojot to, ka mūsu gadījumā noteces baseini nav lieli,  $A_u$  un  $R_u$  būs samērā niecīgi bez ievērojamas praktiskas nozīmes, kuŗu iespējams ignōrēt, bet attiecībā uz  $R_o$  ievērojama retensija konstatēta vienīgi Lubānas baseina posteņos (kuŗi šinī darbā sīkāk nav apskatīti) un Lobes baseinā (postenis № 1) — atstājot tā tad  $A_u$ ,  $R_o$  un  $R_u$  bez ievēribas — mitruma balanses izteiksme pieņem šādu veidu:

$$\begin{aligned} N &= A + V \\ \text{resp. } A &= N - V \end{aligned}$$

$V$  svārstoties pēc Opokova samērā niecīgos apmēros.

$N$  pieaugums tieši ietekmē arī  $A$  vai brīvo noteci un nevien gada, bet arī plūdu ūdeņu noteces daudzumu.

Pavasara un vasaras plūdu ūdeņiem sastādītās 3 noteces diagrammas atbilst

- I. — laika posmā no 1922. līdz 1932. g. novērotam vid. max. nokrišņu stabam novērotos baseinos. Ziemas pusgadā  $N=295$  mm; vasaras pusgadā  $N=590$  mm vai gadā  $N=885$  mm.
- II. — vidējam 1922. līdz 1932. g. nokrišņu stabam. Ziemas pusgadā  $N=230$  mm; vasaras pusgadā  $N=470$  mm, vai gadā  $N=700$  mm.
- III. — ilggadīgam vidējam (no 1886. līdz 1920. g. pēc Srezņevska) nokrišņu stabam. Ziemas pusgadā  $N=207$  mm; vasaras pusgadā  $N=370$  mm, vai gadā  $N=577$  mm.

Pēc Drenkhahn'a 30 gadu vidējais nokrišņu stabs pieņemams līdzīgs ilggadīgam vidējam ar svārstību  $\pm 1,8\%$  apmērā.

Mūsu meteoroloģiskajam birojam diemžēl trūkst datu par 10 gadu vidējo (1922. līdz 1932. g.) saskaņošanai ar 35 gadu vidējiem (1886. līdz 1920. g.) izņemot meteoroloģiskos datus Rīgai, kuŗi pēc Barloti (44) ir šādi:

1885. g. līdz 1910. g. (25 gadi)  $N=607$  mm;  $N=-0,7\%$ ,

1885. g. „ 1920. g. (35 gadi)  $N=610$  mm;  $N=\pm 0,0\%$ ,

1897. g. „ 1932. g. (35 gadi)  $N=622$  mm;  $N=\pm 1,8\%$ ,

1922. g. „ 1932. g. (10 gadi)  $N=684$  mm;  $N=+12,0\%$ .

1929. un 1931. gados sastādītās diagrammas (40, 41, 55) savkārt atbilst nokrišņu stabam:

I. — ziemas pusgadā  $N=202$  mm, vasaras pusgadā  $N=654$  mm, vai gadā  $N=856$  mm,

II. — ziemas pusgadā  $N=183$  mm, vasaras pusgadā  $N=374$  mm, vai gadā  $N=557$  mm.

Sakarības noskaidrošanai starp max. noteci no  $1 \text{ km}^2$  un pusgada nokrišņu staba augstumu pēc noteces diagrammu „a“, „b“ un „c“ nolīdzinājumiem, XII. tabulā sakārtoti pēc baseiniem  $=10-2000 \text{ km}^2$  ziemas pusgadam atbilstošie „q“, pie kam salīdzinājumam minu arī uz 1928./29. gadā novēroto plūdu ūdeņu daudzumu pamata konstruēto noteces līkņu nolīdzinājumus, pēc kuŗiem izlēsti  $q'_0$  un  $q''_0$  (40, 41, 55).

$q_c$  — max. notece, kas atbilst normāliem pusgada nokrišņiem  $N_n = 207$  mm (ziemas pusgadā normālais nokrišņu daudzums),

$q_b$  — ja  $N=230$  mm  $q'_0$  — pie  $N=202$  mm,

$q_a$  — ja  $N=295$  mm  $q''_0$  — pie  $N=183$  mm.

Salīdzinot noteces ūdens daudzuma pieaugumu  $\left(\frac{q-q_c}{q_c}\right) \%$  ar nokrišņu daudzumu, konstatējams, ka, pieaugot  $N$  par  $1\%$ , palielinās  $q$  par  $2,4\%$ .

XII. tabula.  
Pavasara plūdu noteces ūdens daudzums no 1 km<sup>2</sup>.

$N =$	207 mm	230 mm	+ 11%	295 mm	+ 42%	202 mm	183 mm
$\Omega$ km <sup>2</sup>	$q_c$	$q_b$	$\frac{q_b - q_c}{q_c}$	$q_a$	$\frac{q_a - q_c}{q_c}$	$q_{c'}$	$q_{c''}$
10	112,0	176,0	57,1	178,0	59,0	—	—
25	90,0	135,0	50,0	146,3	62,5	150,0	122,0
50	76,4	111,0	44,2	126,3	65,8	100,0	79,5
75	69,3	98,6	44,0	115,8	66,5	74,5	63,5
100	64,7	90,8	40,2	109,0	68,2	63,3	55,0
150	58,8	80,7	37,0	100,2	70,2	52,8	45,5
200	54,8	74,3	35,4	94,1	71,4	48,0	42,1
250	52,0	69,7	34,0	89,9	72,9	45,0	39,5
300	49,8	66,2	33,0	86,4	73,0	43,1	37,7
400	46,6	61,0	31,0	81,2	73,4	40,7	35,4
500	44,2	57,2	30,0	77,6	76,0	39,4	34,0
600	42,3	54,2	28,1	74,6	76,4	38,5	33,1
800	39,4	49,9	26,6	70,2	78,2	37,3	31,9
1.000	37,4	46,8	25,1	68,5	80,0	36,6	30,7
1.250	35,5	43,9	23,6	63,8	80,5	36,1	30,5
1.500	34,0	41,5	22,4	61,5	81,0	35,7	30,4
1.750	32,7	39,8	21,7	59,4	81,6	—	—
2.000	31,7	38,3	20,8	57,8	82,3	—	—

XII. tabula.  
Pavasara plūdiem.

$\Delta q_1$	$\Delta q_2$ ‰	$\Delta q$ vid.	Posteņu skaits	$S_p \times \Delta q$	Posteņu №№
5,2	1,4	3,3	1	3,3	№ = 65.
4,5	1,5	3,0	1	3,0	№ = 104.
4,0	1,6	2,8	1	2,8	№ = 87.
4,0	1,6	2,8	6	16,8	№ 25, 47, 66, 98, 19, 48.
3,6	1,6	2,6	4	10,4	№ 41, 103, 64, 102.
3,4	1,6	2,5	6	15,0	№ 62, 58, 18, 88, 55, 10.
3,2	1,7	2,5	2	5,0	№ 46, 89.
3,1	1,7	2,4	3	7,2	№ 1, 90, 91.
3,0	1,7	2,4	4	9,6	№ 16, 96, 77, 71.
2,8	1,8	2,3	2	4,6	№ 22, 80.
2,7	1,8	2,3	7	16,1	№ 70, 15, 27, 14, 50, 61, 36.
2,6	1,8	2,2	7	15,4	№ 9, 79, 49, 56, 76, 81, 8.
2,4	1,9	2,2	2	4,4	№ 59, 7.
2,3	1,9	2,1	1	2,1	№ 52.
2,1	1,9	2,0	1	2,0	№ 83.
2,0	1,9	2,0	—	—	
2,0	1,9	2,0	1	2,0	№ 82.
1,9	2,0	2,0	—	—	
		2,4	49	119,7	119,7 : 49 = 2,4.



Sakarība starp  $q$ , ja nokrišņu daudzums ir  $N$ , un  $q_c$  kad normālais nokrišņu daudzums ir  $N_n (= 207 \text{ mm})$ , izpaužas šādā veidā:

$$q = q_c \left[ 1 + \left( \frac{N - N_n}{N_n} \right) 2,4 \right],$$

un noteces ūdens daudzuma nolīdzinājums atkarībā no noteces baseina laukuma  $\Omega \text{ km}^2$  pieņem formu:

$$q = \frac{193,50}{\Omega^{0,238}} \left[ 1 + 2,4 \left( \frac{N - N_n}{N_n} \right) \right] \text{ lit./sek. km}^2.$$

Vai citi faktori, piem.  $t^\circ$  atkušņa laikā, nespēj ietekmēt  $q$ , diemžēl izdevās noskaidrot tikai pa daļai.

Z. M. meteoroloģiskā biroja mērījumi par sniega segas atkušānu gan tiek reģistrēti, bet tie nav sakopotī un apstrādāti, jo trūkst datu par sniega segas blīvumu; blīvums noteikts atsevišķiem posteņiem 1931. gadā sistēmātiski, pārējos gados sporadiski: piem. 15. III. 1931. — noteikts blīvums 7 post. Jelgavas—Bulduru—Ķemeņu rajonam un konstatēts:

segas biezums 29—60 cm, vid. 43 cm,  
blīvums 0,224—0,361, vid. 0,265 mm  
pārvēršot 71,6—152,5 cm, vid. 112,2 mm.

Atkušņa intensitāte 7—8 cm  $48^h$ .

1931. gadā Jelgavā —163 mm,

27 cm sniega — 8 dienas.

1932. gadā 24 cm sniega — 14 dienās 88,3 mm,

1926. gadā 12 cm sniega — 2 dienās 174 mm,

kad blīvums bija 0,08.

Analogi arī vasaras plūdiem sastādīta XIII. tabula ar

$q_c$ , kas atbilst  $N = 370 \text{ mm}$  pusgadā

$q_b$ , " "  $N = 470 \text{ mm}$  "  $q'_o$  — atbilst  $N = 654 \text{ mm}$ ,

$q_a$ , " "  $N = 590 \text{ mm}$  "  $q''_o$  — "  $N = 374 \text{ mm}$ ,

no kušanas redzams, ka nokrišņu pieaugums par 1% rada noteces palielināšanu caurmērā par 1,6%.

Sakarība starp  $q$  kādā pieņemtā nokrišņu daudzumā  $N$  vasaras pusgadā un  $q_c$  normālā nokrišņu daudzumā  $N_n = 370 \text{ mm}$  izpaužas

$$q = q_c \left[ 1 + \left( \frac{N - N_n}{N_n} \right) 1,6 \right],$$

un noteces ūdens daudzuma nolīdzinājums atkarībā no noteces baseina laukuma  $\Omega \text{ km}^2$  pieņem šādu formu:

$$q = \frac{187,50}{\Omega^{0,300}} \left[ 1 + 1,6 \left( \frac{N - N_n}{N_n} \right) \right] \text{ lit./sek. km}^2.$$

XIII. tabula. Vasaras plūdu noteces ūdens daudzums no 1 km<sup>2</sup>.

N = Ω km <sup>2</sup>	370 mm	470 mm	27%	590 mm	60%	654 mm	374 mm	q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub> <sup>0/0</sup>	q vid.	Posteņu skaits	S <sub>v</sub> × q
	q <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	$\frac{q_b - q_c}{q_c}$	q <sub>a</sub>	$\frac{q_a - q_c}{q_c}$	q' <sub>o</sub>	q'' <sub>o</sub>					
10	94,0	178,0	90,0	183,2	95,0			3,3	1,6	2,5	1	2,5
25	71,5	126,0	76,0	135,2	88,5	143,6	76,4	2,8	1,5	2,2	1	2,2
50	57,9	97,3	68,0	107,4	85,3	91,5	46,6	2,5	1,5	2,0	1	2,0
75	51,3	83,6	63,0	93,8	82,8	67,5	37,0	2,3	1,4	1,9	6	11,4
100	47,1	75,0	59,3	85,3	81,2	56,7	32,3	2,2	1,4	1,8	4	7,2
150	41,7	64,4	54,1	74,6	80,0	47,0	28,0	2,0	1,3	1,7	6	10,2
200	38,3	57,8	50,9	67,8	77,6	42,2	25,2	1,9	1,3	1,6	2	3,2
250	35,8	53,2	50,0	63,1	76,0	39,4	24,0	1,8	1,3	1,6	3	4,8
300	33,9	49,8	46,8	59,3	75,0	37,6	23,0	1,7	1,2	1,5	4	6,0
400	31,1	44,7	44,0	53,8	73,2	36,4	22,0	1,6	1,2	1,4	2	2,8
500	29,0	41,1	42,0	50,1	72,7	34,1	21,0	1,6	1,2	1,4	7	9,8
600	27,6	38,4	40,0	47,1	70,7	33,2	20,7	1,5	1,2	1,4	7	9,8
800	25,2	34,4	36,8	42,8	70,4	32,2	20,0	1,4	1,2	1,3	2	2,6
1.000	23,6	31,7	34,7	39,8	68,6	31,5	19,4	1,3	1,1	1,2	1	1,2
1.250	22,1	29,2	32,3	36,9	67,3	31,0	19,2	1,2	1,1	1,2	1	1,2
1.500	20,9	27,2	30,0	34,8	66,2	30,7	19,0	1,1	1,1	1,1	—	—
1.750	20,0	25,7	28,5	33,0	65,0			1,1	1,1	1,1	1	1,1
2.000	19,2	24,4	27,1	31,6	64,5			1,1	1,1	1,1	—	—
		vid.								1,5	49	1,6

## Slēdzieni.

1. Pavasara un vasaras plūdu noteces ūdens daudzums  $q$  no  $1 \text{ km}^2$  lit./sek. samazinājās palielinoties noteces baseinam  $\Omega$  ( $\text{km}^2$ ), pie kam konstruētās noteces liknes ir hiperboliskas un atbilst nolīdzinājumam

$$q = \frac{a}{\Omega^b},$$

kurā koeficients  $a$  un  $b$  mainās atkarībā no nokrišņu daudzuma ziemas un vasaras pusgadā.

2. Šo nolīdzinājumu vidējā aritmētiskā kļūda svārstās starp  $\pm 12,9\%$  un  $\pm 17,3\%$ , kas izskaidrojams ar to, ka atsevišķās vietās noteces ūdens daudzums aplēsts, tanī laikā novērotajam pusgada nokrišņu stabam svārstoties vidējās robežās no  $\pm 4,5\%$  līdz  $\pm 15,1\%$ .

3. Šo nolīdzinājumu samērā lielā vidējā aritmētiskā kļūda izskaidrojama arī ar to, ka apskatītajos noteces baseinos arī citi noteces ietekmētāji faktori svārstās, proti: baseinu forma, kas izpaužas attiecībā starp baseina vidējo platumu „ $b$ ” un garumu „ $l$ ”; tāpat baseina reljefs, kritums, dzīvā sega, kā arī retensijas apstākļi (ezeri). Ievērojot novērojumu trūkumu, šo faktoru ietekmi notecē nebija iespējams noskaidrot un formulēt.

4. Palielinoties pusgada nokrišņu daudzumam, pieaug arī max. notece, pie kam ziemas pusgada nokrišņu palielināšana virs normas ( $N=207 \text{ mm}$ ) par  $1\%$  noteic noteces ūdens daudzuma „ $q$ ” palielināšanu caurmērā par  $2,4\%$  — bet vasaras pusgadā par  $1,6\%$ , izejot no nokrišņu normas ( $N=370 \text{ mm}$ ),

5. Pavasara plūdu noteces ūdens daudzuma pieaugums, palielinoties nokrišņu stabam, nav vienmērīgs; tas atkarīgs kā no baseina lieluma, tā arī no nokrišņu staba pieaugšanas. Salīdzinot mazākos baseinus, notece pirmajā stadijā (pieaugot  $N$  par  $11\%$ ) pieaug straujāk (par  $5,2\%$ ), tālāk noslīdot līdz  $3,3\%$  — turpretim lielākos baseinos ( $\Omega > 1000 \text{ km}^2$ ) noteces palielināšana kļūst gandrīz vienmērīga ( $\cong 2,0\%$ ). Parādība izskaidrojama ar nevienmērīgu sniega segas atkušānu pavasarī, kuŗa nelielos baseinos spēj radīt straujāku noteci nekā lielākajos, kur laika apstākļi atsevišķās baseina daļās var būt nevienādi.

6. Analoga parādība novērojama arī vasaras plūdu ūdeņu noteces gaitā; arī šeit lielākos baseinos ( $\Omega \cong 1000 \text{ km}^2$ ) noteces ūdens daudzuma pieaugums kļūst gandrīz vienmērīgs ( $\cong 1,1\%$ ), bet mazākos —

sākumā, pieaugot nokrišņu stabam līdz 27% — pieaug par 3,3%, noslīdot vēlāk līdz 1,6%.

Šinī gadījumā nokrišņu staba pirmais pieaugums izskaidrojams ar sporadiskām lietus gāzēm pārkoņa lietus laikā, kuŗš izdalās uz salīdzinot nelielu laukumu, radot it sevišķi nelielos baseinos pēkšņu noteces ūdens pieaugumu — bet tālākais nokrišņu staba pieaugums, pieņemot ilgstoša lietus raksturu sezonā un palielinot absolūto noteces ūdens daudzumu pusgadā, palielina vidējo noteces ūdens daudzumu, max. noteci ietekmējot jau samērā daudz mazāk.

### Noslēgums.

(*Schlussatz.*)

Noteces ūdens daudzuma mērišanā un noteces gaitas izpētīšanā, kā ievadā aizrādīts, pie mums vēl ļoti maz kas veikts, kamdēļ noteiktu un mūsu apstākļiem pietiekoši atbilstošu datu trūkuma dēļ tehniski praktiskām vajadzībām apmierinošu atbildi jāmeklē mūsu apstākļiem svešā un bieži vien nepiemērotā ārzemju literātūrā.

Vērā ņemot analogus pētījumus ārzemēs šinī virzienā, jāaizrāda, ka precīzus rezultātus iespējams iegūt, turpinot novērojumus 30 līdz 35 gadus. Kaut arī izdarītie novērojumi pie mums var atskatīties uz 10 gadiem, tomēr šiem samērā īslaicīgajiem novērojumiem piemīt tā vērtība, ka viņi pa daļai aptver gadus ar katastrofiska rakstura plūdiem. Tā piemēram 1928./29. gadā šādi plūdi novēroti vasarā un rudenī, un 1930./31. gadā pārmērīgi plūdi konstatēti pavasarī.

Kaut arī šinī darbā izlietotie pētījumi vēl nepietiekami aizpilda jūtamu robu šinī hidroloģijas nozarē, jo, kā šai darbā aizrādīts, novērojumu trūkumu dēļ neizdevās noskaidrot noteces gaitas un noteces ūdens daudzuma atkarību no svarīgiem noteces ietekmētājiem faktoriem, kā piemēram: baseina kritums, tā forma un retendētāji faktori. Tomēr izdarītie pētījumi un uz tiem pamatotie slēdzieni varēs dot zināmus norādījumus par noteces ūdens daudzuma maksimumu, it sevišķi tais objektos, kuŗi prasa noteces režīma uzlabošanu melioratīvā nolūkā. Ceru, ka, turpinot novērojumus iesāktajā gaitā un papildinot tos darbā aizrādītā virzienā, būs iespējams gūt vērtīgākus un noteiktākus slēdzienus.

Aizrādījumi uz literātūru. (*Literaturnachweis.*)

1. J. Koženy. Die Wasserführung der Flüsse mit besonderer Berücksichtigung der turbulenten Strömung. — Leipzig und Wien. 1920.
2. Ph. Forchheimer. Hydraulik. — Berlin. 1914.
3. Flamand. Hydraulique. — Paris. 1923.
4. Gravelius. Die Wassermenge der Wolga bei Samara. — Zeitschrift für Gewässerkunde. — 1900.
5. Lippke. Die Grundgesetze des Gleichgewichts und der gleichförmigen Wasserbewegung in den natürlichen Strömen. — Zeitschrift für Gewässerkunde. — 1910.
6. Stakle. Hidrometriskie novērojumi Latvijā par laiku līdz 31. X. 1929. gadam. — Rīgā. 1931. g.
7. Vegners. Noteces normas. — Referāts I. Latvijas zemes ierīcību un kultūrtechniķu kongresā. Rīgā, 1924. g. Iespiests Tehniskajā žurnālā 1925. g.
8. J. Koženy. Über den Hochwasserverlauf in Flüssen und das Retentionsproblem. — Zeitschrift des oesterreichischen Ingenieur- und Architektenvereins. — Wien. 1917.
9. A. Rundo. Instytucje hydrograficzne zagranica, ich organizacja i dziatelnosc. — Warszawa. 1923.
10. A. Kursišs. Atreferējums par A. Rundo darbu „Hidrografiskās iestādes ārzemēs, viņu organizācija un darbība“. — Latvijas inženieru un techniķu kongresa biroja žurnāls. — Rīgā, 1924. g.
11. — I. Latvijas zemes ierīcības un kultūrtechniķu kongress. — Mērniecības un Kultūrtechnikas Vēstnesis. 1924. g.
12. R. Pāvels. Caur kanalizācijas tīklu novadāmo ūdeņu daudzumi Rīgā. — Tehniskā žurnālā. 1926. g.
13. A. Rundo. Die Arbeitsmethoden auf dem Gebiete des Pegelwesens und deren Vereinheitlichung. — Warszawa. 1930.
14. Velikanoff. Hydrologija suši. — Moskva. 1925. g.
15. Loske. Seļskochozjaistvennaja meteorologija. — Moskva. 1913.
16. Schreiber. Bestimmung des Abflusses aus Stromgebieten. — Zeitschrift für Gewässerkunde. — 1899.
17. Brauer. Praktische Hydrographie. — Hannover. 1907.
18. Kursišs. Lubānas ezera ūdens līmeņa pazemināšana. — Rīgā. 1926. g.
19. Riedel. Das Verhältnis zwischen Niederschlag und Abfluss. — Oesterreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst. — Wien. 1902.
20. S. Kollupaila. Arbeitsmethoden der Abflussmengenbestimmung und deren Vereinheitlichung. — Warszawa. 1930.
21. R. Jasmund. Fließende Gewässer. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. — III. Teil. I. B.
22. A. Ott. Ott-Flügel und Zubehör. — Liste 101. 1930.
23. Stauss. Der Genauigkeitsgrad von Flügelmessungen. — Berlin. 1926.
24. Kočerīn. Hydrometričeskija izyskanija v Krymu. — Simferopol. 1910.
25. K. Fischer. Niederschlag, Abfluss und Verdunstung des Wesergebietes. — Berlin. 1925.

26. K. Fischer. Niederschlag, Abfluss und Verdunstung im Weser- und Allergebiet. — Berlin, 1932.
27. Kirschmer und Esterer. Die Genauigkeit einiger Wassermessverfahren. — Zeitschrift deutscher Ingenieure. — 1930.
28. Ule. Hydrographie der Saale. — Stuttgart, 1896.
29. Matakievics. Hydrologischer Masstab der Schiffbarkeit. — Warszawa, 1930.
30. Flynn. Irrigation Canals and Other Irrigation Works, 1892. — San-Francisko.
31. H. Gravelius. Flusskunde. — Berlin und Leipzig, 1914.
32. Apollonof un Lukašin. Hydrometrija. — Tiflis, 1932.
33. Vegners. Noteku dimenziju noteikšana un priekšlikums viņu hidrauliskai aplēsei. — Mērniecības un Kultūrtechnikas Vēstnesis. — Rīgā, 1932. g.
34. Harlachner. Beiträge zur Hydrographie Böhmens. — Prag, 1875.
35. Gravelius. Die mittlere Abflussmenge. — Zeitschrift für Gewässerkunde. — Leipzig, 1900.
36. Glouschkov. Vozmožnija formy krivych rashoda vodnych potokov — Petrograd, 1910.
37. Glouschkov. Instrukcija dļa postroenija krivych rashoda vody. — Petrograd, 1915.
38. Bachmetjev. O neravnomjernom dviženii židkosti v otkrytom rusle. — Leningrad, 1928.
39. Lindquist. On Velocity Formules for open Channals and Pipes. — Stockholm, 1933.
40. Vegners. Plūdu ūdeņu noteces daudzums 1927./28. gadā. — Tehniskais žurnāls, 1929. g. — Rīgā.
41. Vegners. Novadu noteces režīma stabilizēšanas principi. — Referāts Kultūrtehniskā kongresā 21. III. 31. Latvijas būvinženieru izdevums, Rīgā, 1933.
42. Delvigs. Pētījumi par Ventas upes ūdens noplūdes apstākļiem vasaras laikā. — Mēchanikas fakultātei iesniegtais darbs pro vena legendi. — Rīgā, 1929. g.
43. Strickler. Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformeln und der Rauigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. — Mitteilungen des Amtes für Wasserwirtschaft. — Bern, 1923.
44. Barloti. Nokrišņi Latvijā no 1922.—1932. g. — Lauksaimniecības mēnešraksts, 1932. g. Rīgā.
45. Peppler. Die Niederschlagsverteilung in Baden. — Karlsruhe, 1922.
46. Penck. Morphologie der Erdoberfläche. — Stuttgart, 1894.
47. Penck. Niederschlag und Abfluss in Mitteleuropa. Forschung zur deutschen Land- und Volkskunde. — Berlin, 1903.
48. Oldekop. Ob ispareniji s poverchnosti rečnych basseinov. — Tērbata, 1911.
49. Schreiber. Beitrag zur meteorologischen Hydrologie der Elbe. — Leipzig, 1897.
50. Sreznjevski. Bericht über die Ergebnisse der Beobachtungen für das Liv-, Est- Kurländische Regenstationsnetz. — 25-jährige Mittelwerte der Niederschlagsmenge für den Zeitraum 1886—1910. — Dorpat, 1913.

51. Brückner. Klimaschwankungen seit 1700. — Wien. 1900.
52. Drenckhahn. Die hydrographischen Grundlagen für die Planung von Wasserkraftswerken in S. W. Deutschland. — Berlin. 1926.
53. Zuncker. Eignung des mechanischen Verfahrens zur Bestimmung der Drainentfernung. — Der Kulturtechniker. 1928.
54. Vegners. Drenu dziļums un atstatums. — Techniskais žurnāls. — Rīgā. 1929.
55. Vegners. Plūdu ūdeņu noteces daudzums. — Mērniecības un kultūrtechnikas vēstnesis. — Rīgā. 1930.
56. Stakle, P. Das hydrologische Regime der Düna (Daugava). — Warszawa. 1930.
57. Vītols, A. Latvijas hidroloģijas attīstība. — Rīgā. 1934.
58. Vegners, M. Plūdu ūdeņu noteces daudzums nelielos baseinos Latvijā. — Rīgā. 1934. g.
59. Lippke. Beitrag zur Kenntnis des Abflussgesetzes in den natürlichen Strömen. Zentralblatt der Bauverwaltung. — 1934.
60. v. Kooten. Methoden zur Berechnung der grössten Abflussmengen. — Leipzig. 1934.
61. Vegners, M. Pētījumi par plūdu ūdeņu noteces gaitu un daudzumu. — Rīgā. 1934. g.
62. Ehrenberger. Temperatur und Wasserbewegung. — Wasserwirtschaft. — 1933.
63. Oppokow. Abfluss und Verdunstung als Funktion des Niederschlags im Flussgebiet. — Wasserwirtschaft und Wasserkraft. — 1934.
64. Schaffernak. Hydrographie. — Wien. 1935.
65. Keller. Niederschlag, Abfluss und Verdunstung in Mitteleuropa. — Berlin. 1906.
66. Stakle, P. Die hydrometrischen und hydrologischen Arbeiten in Lettland. — Riga. 1927.

Beobachtungen über Hochwasserabfluss.  
Ein Beitrag zur Hydrologie Lettlands.

ZUSAMMENFASSUNG.

*M. Vēgners.*

**Zur Einführung.**

Die ältesten Pegelbeobachtungen in Lettland datieren vom Jahre 1865 in Liepāja (Libau), 1866 — Riga und 1873 — Ventspils (Windau); systematische Beobachtungen sind eingeleitet worden: 1876/77 auf der Daugava (Düna) bei Riga, 1896/97 — auf der Venta (Windau) bei Ventspils (Windau) und 1902/03 auf der Lielupe (Kurischen Aa). Die Gesamtzahl der ständigen Pegelstationen betrug zu Anfang des Weltkrieges 14 (66), hinzu kommen noch etwa 10 Posten temporären Charakters, die auf der Daugava (Düna) in den Jahren 1906—1910 eingerichtet wurden, in Anschluss an geodätische und hydrometrische Arbeiten im Flusslauf der Daugava.

Durchflussmengenbestimmungen sind bis 1906 nur vereinzelt ausgeführt worden — hauptsächlich im Stromgebiet der Daugava.

Während der deutschen Okkupationszeit (1915—1918) sind in Kurzeme (Kurland) mehrere Pegel aufgestellt worden, doch sind die dortselbst gewonnenen Beobachtungen verlorengegangen.

Erst seit Gründung Lettlands wurden auf diesem Gebiet der Hydrologie systematische Arbeiten eingeleitet, wobei das Lettländische See- departement, welchem auch die Aufsicht über die Binnengewässer zufällt, beginnend etwa um 1920, in erster Linie an die Wiedereröffnung früherer eingerichteter Pegelstationen schritt und das Pegelstationen- netz um 1930 bis auf 70 erweiterte (57).

Der grösste Teil der Stationen dient nur Wasserstandsbeobachtungen, wobei von wasserbautechnischer Seite das Hauptgewicht auf die Interessen der Schifffahrt gerichtet ist, ergänzend kommen hinzu Hochwasser- meldedienst für unsere hauptsächlichsten Ströme und Flüsse und in letzteren Jahren erst Durchflussmengenbestimmung im Zusammen-



hang mit eingeleiteten Vorarbeiten zwecks Aufstellung eines Wasserkatasters und im Zusammenhang mit der Planung grösserer Wasserkraftanlagen.

Ausser dem Seedepartement befasst sich mit hydrometrischen Arbeiten und Beobachtungen noch das Meliorationsdepartement des Landwirtschaftsministeriums. Die Arbeiten beider Institutionen wurden 1924 in Einklang gebracht, wobei als Richtlinie aufgestellt wurde, dass grössere Flüsse, welchen eine Rolle im Verkehr oder Wasserkraftnutzung zufällt, in dieser Hinsicht der Kompetenz des Seedepartements unterstehen — dagegen kleinere Rezipienten dem Meliorationsdepartement, insbesondere solche Objekte, welche meliorationsbedürftig sind oder in deren Einzugsgebiet grosse Vorflutregulierungen und Landeskulturarbeiten geplant sind. Bei Ausführung grösserer Flussregulierungsarbeiten zwecks Bodenkultur werden erforderliche hydrometrische Arbeiten gleichfalls vom Meliorationsdepartement ausgeführt.

Zwecks Ausführung systematischer hydrologischer und hydrometrischer Arbeiten wurde 1923 beim Meliorationsdepartement ein „hydrometrisches Bureau“ eröffnet, dessen Organisation, Arbeitsplan so wie Errichtung eines Pegelnetzes dem Verfasser als dem technischen Konsulenten des Departements aufgetragen wurde.

Bei Aufstellung des Arbeitsprogrammes wurden folgende Richtlinien festgesetzt:

1) Sammlung, Erhebung und Systematisierung von Beobachtungen über Abflussverhältnisse in natürlichen Wasserläufen, insbesondere die Interessen der Melioration hierbei im Auge behaltend; wobei

2) in erster Linie Wasserstandbeobachtungen einzuleiten sind im Bereich nicht regulierter und der Verbesserung bedürftiger Wasserläufe, um Anhaltspunkte über nicht genügend zureichende Wasserstände- und Grundwasserstandsverhältnisse zu gewinnen, zugleich auch Hinweise über Art und Ausmass der erforderlichen Landeskulturarbeiten;

3) in zweiter Linie solche Beobachtungen auch nach Vorflutregulierungen fortzusetzen, um festzustellen, in welchem Umfange eine Verbesserung durch ausgeführte Arbeiten bereits erzielt ist, bezw. welchen Einfluss ausgeführte Arbeiten auf das Abflussregime ausgeübt;

4) neben Pegelbeobachtungen sollen systematische Durchflussmengenbestimmungen vorgenommen werden, insbesondere zwecks Feststellung der Hochwasserabflussmenge. Die hierbei gewonnenen Data sollen als Grundlage einer Aufstellung von Abflussnormen dienen;

5) nach Möglichkeit sollen Beobachtungen und Erhebungen über Strömungsverhältnisse in natürlichen und bereits regulierten Flussläufen resp. Flussstrecken ausgeführt werden, um Auswirkung und Mass der Flussregulierungsarbeiten auf das Abflussregime festzustellen. Ins Auge gefasst waren hierbei: Auswirkung der Form des Querschnittes auf die Geschwindigkeiten, Beobachtungen über Rauigkeit, Bestimmung des Rigositätskoeffizienten, Verteilung der Geschwindigkeit in der Lotrechten, Einwirkung der Verkrautung auf Abfluss und andere Elemente des Abflussregimes.

Die Realisierung des aufgestellten Programms gelang Verfasser während der kurzen Zeitspanne (von 1924—1931), während welcher ihm die Leitung des Bureau's aufgetragen war, nur in bescheidenem Umfange.

Der Ausbau des Netzes der Pegelstationen war nur schrittweise möglich und mit der Bewilligung der erforderlichen Kredite in Einklang zu bringen, auch musste hierbei der Anzahl zur Verfügung gestellter Techniker als auch Instrumente Rechnung getragen werden. Des öfteren musste das aufgestellte Arbeitsprogramm Änderungen unterworfen werden, hervorgerufen dadurch, dass Einleitung von Vorarbeiten grösseren Umfanges in irgendeinem Stromgebiet eine Verlegung des Schwerpunktes der hydrometrischen Arbeiten auf dasselbe erforderte; dadurch wurde eine gleichmässige Verteilung der Beobachtungen auf das gesamte Territorium Lettlands erschwert. Zweitens mussten insbesondere solche Gebiete besonders berücksichtigt werden, die stark versumpft waren. Eine Unterbrechung mussten bereits eingeleitete systematische Arbeiten des öfteren dort erfahren, wo Flussregulierungsarbeiten solche erschwerten oder gar behinderten. Systematische Durchflussmengenbestimmungen wurden des öfteren auch durch rein lokal ungünstige Lage der Posten und Rezipienten stark behindert.

Bei Abflussmengen-Messungen gelang es nicht alle Faktoren und deren Variationen zu berücksichtigen, welche Einfluss auf die Durchflussmenge haben; auch ist die Zeitspanne der Beobachtungen (1924 bis 1933) eine zu kleine, um die auf Grund der gewonnenen Data gezogenen Schlüsse und gemachten Folgerungen als genügend vollwertig anzusprechen, jedoch ermöglichen dieselben einen Einblick in das Abflussregime kleinerer Einzugsgebiete Lettlands (von 10 bis 2000 km<sup>2</sup>).

## I. Beobachtungen über Wasserspiegelschwankungen.

Bei Aufstellung des Pegelnetzes wurde eine möglichst grosse Mannigfaltigkeit in der Gestaltung des Einzugsgebietes angestrebt, dafür Sorge tragend, dass solche von verschiedener Grösse und mit wechselnder Gestaltung der Oberfläche, möglichst gleichmässig über das ganze Gebiet verteilt wären, um dadurch auch Abweichungen der klimatischen Faktoren in Lettland berücksichtigen zu können, insbesondere Schwankungen in der Niederschlagshöhe.

Zum 1. Oktober 1933 sind vom Meliorationsdepartement 127 Pegelstationen eingerichtet worden, von denen gegen Ende des 10-jährigen Bestehens des Bureau's 96 in Tätigkeit sind, die übrigen 31 hatten nur temporären Charakter im Zusammenhang mit ausgeführten Meliorationsvorarbeiten. (Siehe Tab. I. Seite 391—395.)

Die aufgestellten Pegel zerfallen in 2 Klassen, welche in der Tabelle mit „A“ und „B“ bezeichnet sind. Die erstere dient neben Wasserstandsbeobachtungen gleichzeitig auch Durchflussmengenbestimmungen, die zweite Klasse ausschliesslich der Registrierung der Wasserstände. Die Anzahl der ersten beträgt 91, die der zweiten Klasse 36.

Die Grösse der Einzugsgebiete schwankt zwischen 9 km<sup>2</sup> (Pegel № 65) und 8385 km<sup>2</sup> (Pegel № 44). Die Erhebungen dieser Arbeit beschränken sich jedoch nur auf Stromgebiete, deren Einzugsgebiet zwischen 9 und 1672 km<sup>2</sup> (Pegel № 82 auf der Dubna) schwankt; alle grösseren entfallen auf das Gebiet der Aiviekste (Ewst) und des Lubahnschen Sees, welche eine besondere Stellung einnehmen. Die Ewst mit ihren Nebenflüssen zählt zur Klasse schiffbarer Flüsse und hydrometrische Arbeiten und Erhebungen im Bereich derselben unterliegen eigentlich der Kompetenz des Seedepartements, werden aber vom Meliorationsdepartement ausgeführt, im Zusammenhang mit den seit 1927 in Angriff genommenen Regulierungsarbeiten der Ewst zwecks Vorflutverbesserung, Wasserspiegelsenkung des Lubahnschen Sees und Behebung der Überschwemmungen im Bereich des letzteren. Die Pegelstationen des Lubahnschen Gebietes sind in erwähnter Tabelle mit „A1“ und „B1“ bezeichnet und tragen durchweg temporären Charakter; dieselben bezwecken hauptsächlich Beobachtungen über Auswirkung der bereits ausgeführten Vorflutregulierungsarbeiten anzustellen. Die hierbei gewonnenen Data sind somit von den Vertiefungsarbeiten im Flussbett direkt abhängig, sie schwanken in Abhängigkeit von ersteren und sind nicht geeignet einen Aufschluss über den natürlichen Abfluss im

Rezipienten zu geben, weswegen dieselben in dieser Arbeit nur erwähnt, jedoch bei Bearbeitung der Daten ausseracht gelassen sind. Die Anzahl der Lubahnschen Pegel beträgt 12, und nach Abzug derselben sind es 79 Pegelstationen, an welchen sowohl Spiegelschwankungs- als auch Durchflussmengenbestimmungen ausgeführt worden sind resp. möglich waren.

Verwertet wurden die Erhebungen an 49 Pegeln d. h. 62%; der Rest von 30 konnte nicht berücksichtigt werden. Zum Teil, weil etwa 13 derselben erst im letzten hydrologischen Jahr 1933/34 in Tätigkeit gesetzt wurden, zum Teil weil die Beobachtungen lückenhaft und ungenügend, zum Teil einanderwidersprechend, zum Teil weil sie unterbrochen worden sind.

Eine Unterbrechung der Tätigkeit einzelner Pegel war hervorgerufen durch Inangriffnahme von Vorflutregulierungs-Arbeiten, infolgedessen dortselbst ähnliche Zustände, wie im Gebiet des Lubahnschen Sees eintraten; unvollständige und zum Teil sich widersprechende Beobachtungen sind zurückzuführen auf ungenügende Sorgfalt bei Ablesung des Pegelstandes von seiten der Beobachter, welche sich zum grössten Teil aus einheimischen Anliegern rekrutieren, denn mit Ausnahme von 2 Limnigraphen sind alle aufgestellten Pegel Lattenpegel. In die Reihe der lückenhaften Beobachtungen sind ferner einzuschalten Pegel, die zum Beispiel während des Hochwassers, und besonders im Frühjahr während des Eisganges, mehr oder weniger beschädigt worden sind. Auch war bei vollkommen einwandfreien Wasserspiegelmessungen nicht immer möglich vollständige und genügend genaue Durchflussmengenbestimmungen auszuführen, insbesondere bei stark ausufernden Profilen und oft infolge Fehlens von Verkehrsmitteln (Booten, Prähmen etc.), ohne welche eine Peilung breiterer und tieferer Querschnitte als auch die Ausführung von Geschwindigkeits-Messungen falls nicht unmöglich gemacht, so doch bedeutend erschwert wurde.

Die Oberflächengestaltung des grössten Teiles der Einzugsgebiete ist besonders bei Pegeln, die im Unterlauf der Rezipienten aufgestellt sind, fast durchweg ohne ausgesprochene Erhebungen, es handelt sich hier grösstenteils um mehr oder weniger versumpfte Niederungen, nur der Oberlauf entsprechender Gebiete zeichnet sich durch mehr oder weniger kupiertes Terrain aus, mit einzelnen Moränen, Hügeln und mehr oder weniger abschüssigen Hängen. Für einzelne Objekte ist in der Tabelle V. (Seite 441—442) das mittlere Gefälle des Talweges des

Hauptrezipienten laut Generalstabskarten errechnet worden; dasselbe schwankt in 21 von 38 Fällen zwischen  $0,4\text{‰}$  und  $3,27\text{‰}$  und beträgt im Mittel etwa  $1,31\text{‰}$ .

In Tabelle I. sind zur Charakteristik des Einzugsgebietes angegeben: die Länge des Talweges, das Verhältnis der mittleren Breite des Einzugsgebietes zur Länge desselben und der bewaldete Teil des Gebietes; ausserdem in einzelnen Fällen im Index noch Angaben über Flächen einzelner, grösserer vom Rezipienten durchflossener Seen als Retentionsfaktor.

Das hydrologische Jahr ist, im Einklang mit dem Beschluss der I. Hydrologischen Konferenz der Baltischen Staaten im Jahre 1926 in Riga, vom 1. November bis 31. Oktober festgesetzt und zerfällt in 2 Halbjahre: das Winterhalbjahr vom 1. November bis 30. April und das Sommerhalbjahr vom 1. Mai bis 31. Oktober. Eine derartige Festsetzung und Einteilung des hydrologischen Jahres ermöglicht den Verlauf und Abfluss der Niederschläge des Winterhalbjahres voll zu erfassen, da laut Srezniewski (50) die Tagestemperaturen im Mittel etwa in der ersten Hälfte des November unter den Gefrierpunkt sinkt und laut Verlauf des Frühjahrhochwasser, dasselbe, mit Ausnahme abnormer Fälle, schon gegen Ende April zum Abschluss gekommen ist. Eine Ausnahme bildet hier nur das Gebiet des Lubahnschen Sees, aus welchem noch 1929 d. h. im 2. Jahr nach Einsetzen der Regulierungsarbeiten, das Frühjahr-Hochwasser normal sich erst Ende Juni verlief, in Jahren aber mit abnormen Niederschlägen zuweilen erst gegen Ende September (12).

Die Fixpunkte und der Nullpunkt der Pegel einzelner Stationen sind fast durchweg an das Generalnivellement angeschlossen und auf absolute Höhe über dem Meeresspiegel gebracht.

Regulär werden die Wasserstände einmal täglich, bei schwankendem Spiegel infolge Regengüssen oder Schneeschmelzen öfters bis 3—4mal täglich vermerkt. Die Erhebungen werden allmonatlich dem hydro-metrischen Bureau zugestellt, wo die Daten nach üblichem Verfahren und in Einklang mit dem Beschluss der obenerwähnten Konferenz verarbeitet werden. In Auszügen werden für einzelne Posten die Maxima, normalen, mittleren und minimalen Wasserstände für die einzelnen Monate, Halbjahre und das hydrologische Jahr errechnet und vermerkt: dergleichen auf analytischem Wege Benetzungsdauer und Häufigkeit der einzelnen Wasserstände in Intervallen von je  $0,10$  m errechnet.

Das derart gesammelte und verarbeitete Material ist vom Meliorationsdepartement bisher leider noch nicht veröffentlicht worden.

## II. Bestimmung der Durchflussmenge.

Zur Bestimmung der Durchflussmenge wurde an den erwähnten 49 Pegelstationen 553 Geschwindigkeitsmessungen ausgeführt, im Mittel also etwa 11 Messungen je Pegel.

Die Aufnahme des Querprofils geschah mit einer grösseren Genauigkeit als in den übrigen Baltischen Staaten, in Anbetracht der verhältnismässig geringeren Ausmasse der Rezipienten. Der Abstand der einzelnen Lotrechten schwankt zwischen 0,25 und 1,00 Meter bei Abstand der Flügelmessungen in den einzelnen Lotrechten von 0,20—0,50 m.

Die Messung der Geschwindigkeiten geschah durchweg mit elektrischen Flügeln Ott Typ X.

Zur Ermittlung der Durchflussmenge diente das Harlachersche grapho-analytische Verfahren. Zur Ermittlung der Abflussmenge bei verschiedenen Spiegellagen wurden Messungen bei möglichst verschiedenen Wasserständen ausgeführt, sowohl im Frühjahr nach eingetretener Schneeschmelze als auch im Sommer und Herbst nach gemeldetem Hochwasser, zugleich auch Messungen bei normalem und niedrigem Wasserstand. Messungen unter der Eisdecke wurden bisher nicht ausgeführt, hauptsächlich aus dem Grunde, weil das Meliorationsdepartement ein besonderes Interesse für Verlauf und Ausmass des Hochwassers hat.

Ein Vergleich der Messungen während des Frühjahrs- und Sommerhochwassers ermöglichte es Schlüsse über Einwirkung der Verkräutung auf den Abfluss zu ziehen.

In der beigefügten Tabelle II. (Seite 401—414) sind die Ergebnisse der Messungen für jede einzelne Pegelstation gesondert in chronologischer Reihenfolge angeführt. Die Tabelle enthält (siehe Erläuterungen zu derselben auf Seite 401) das Datum der ausgeführten Messung, den Wasserstand „*H*“ in cm über Pegelnullpunkt, die aufgemessene Strombreite „*B*“ in m, die grösste gemessene Tiefe „*t*“ in m im Profil; das ermittelte Querprofil „*F*“ in m<sup>2</sup>, die errechnete mittlere Geschwindigkeit „*Q*“ in m<sup>3</sup>/sek, und das Verhältnis „*s*“ der mittleren Strombreite „*B*“ zur mittleren Tiefe „*T*“. ( $T = F : B$ ;  $s = B : T = B^2 : F$ ) „*s*“ dient zur Charakteristik des Querprofils. Im Index sind die einzelnen Messungen vermerkt, deren Ergebnis in Zweifel zu stellen ist, mit Angabe der Gründe.

### III. Charakteristik des Querprofils. Der Modul des Querschnittes.

Zur Charakterisierung des Querprofils schlägt Verfasser an Stelle des hydraulischen Radius das Verhältnis  $s=B:T$  vor, und bezeichnet es als Modul des Querschnittes; wie erwähnt ist  $B$  die Strombreite,  $T$  die mittlere Tiefe des Schnittes. Ähnliches ist seinerzeit von Flynn (30) für Irrigationskanäle und von Matakiewicz (29) für grössere Flüsse in Vorschlag gebracht worden. Letzterer fand für  $s$  den Ausdruck  $s = B':T' = 6,821 \cdot i^{0,9} \cdot \Omega^{0,3}$ , wo  $B'$  die Strombreite für Niedrigwasser,  $T'$  die mittlere Tiefe des Stromes bei Niedrigwasser,  $i$  das Gefälle und  $\Omega$  das Einzugsgebiet des Stromes in  $\text{km}^2$  ist. Der Verfasser bezeichnet  $s$  als den Massstab der Schiffbarkeit eines Flusses.

Der Modul des Querschnittes bezieht sich nach Vorschlag des Verfassers auf den Hochwasserspiegel im Falle eines hochwasserfreien Ufergeländes, in Fällen aber starker Ausuferung — auf den Wasserspiegel, bei welchem eine Ausuferung beginnt. Für die einzelnen Pegelstationen sind entsprechende Daten in der Tabelle III. (Seite 417—421) zusammengefasst.

Zwecks Feststellung der Abhängigkeit des Moduls „ $s$ “ von der Grösse des Einzugsgebietes wurde das graphische Verfahren gewählt, dessen Ergebnis auf dem Diagramm № 1 (Seite 422) dargestellt ist. Die Gleichung der ermittelten Kurve lautet:

$$s = 0,787 \cdot \Omega^{0,458} (1 \pm 0,087)$$

bei mittlerer Toleranz von  $\pm 8,7\%$ .

Hierbei wurden für 9 Profile errechnete Modula unberücksichtigt gelassen, weil dieselben eine starke Abweichung von der allgemeinen Tendenz aufwiesen, was damit zu erklären ist, dass die Pegelprofile an Flussstrecken aufgenommen worden sind, die nicht voll den natürlichen Verhältnissen entsprechen; so zum Beispiel in 3 Fällen auf Durchstichen, in 4 Fällen an Auskolkungen oberhalb resp. unterhalb von Brücken und in 2 Fällen in stark unregelmässigen und vom mittleren natürlichen Profil stark abweichenden Stellen.

Die Analyse der „ $s$ “ Kurve berechtigt den Verfasser folgende Schlüsse zu ziehen:

- 1) der Modul des Querschnittes wächst mit Zunahme des Einzugsgebietes,
- 2) eine Ausnahme bilden Flussprofile, welche durch Arbeiten und Bauten im Flussbett oder angrenzenden Ufergelände künstlich übermässig erweitert oder eingengt worden sind,

3) eine Ausnahme bilden auch Stromgebiete, deren Ufer bei Hochwasser übermässig (etwa über 1,00 m) überflutet werden,

4) für Querprofile in Flüssen mit leichterem Boden (Sand), welcher in grossem Masse Ausspülungen unterworfen ist, ergibt die faktische Grösse des Moduls „s“ eine relativ grössere negative Abweichung (bis zu 22%) vom mittleren „s“, woraus folgt, dass in leichteren Böden eine relative Vertiefung des Flussbettes beobachtet wird,

5) bei Einleitung und Ausführung von Flussregulierungsarbeiten muss man daher bestrebt sein, ein nicht nur in rein hydraulischem Sinne günstiges Querprofil aufzustellen, sondern auch bedacht sein ein Profil zu wählen, dessen Modul sowohl den Bodenverhältnissen als auch der Grösse des Einzugsgebietes entspricht, nur dadurch wird ein stabiles Abflussregime erreicht werden,

6) desgleichen ist derselben Forderung zu genügen beim Entwerfen von Strombauten, Leit- oder Streichwerken, Wehren, Brücken etc., durch welche das Regime des Flusses beeinflusst wird. Wenn sich die Anlage solcher Bauten aus konstruktiven oder anderen Gründen solcherart nicht durchführen lässt, ist dafür Sorge zu tragen, dass eine Stabilität des Profils durch künstliche Vorkehrungen erreicht wird.

#### IV. Konsumtionskurven.

Zur Konstruktion der Konsumtionskurven der einzelnen Posten dienten ausgeführte Durchflussmengenbestimmungen bei variierendem Pegelstand. Von 553 Messungen konnten hierbei 492 resp. 89% verwertet werden. Im Durchschnitt ergab das somit etwa 10 Messungen je Posten. Unter den ausseracht gelassenen Messungen seien erwähnt solche älteren Datums, die bei Beginn der hydrometrischen Arbeiten im Bureau meist nur sporadisch und mit verhältnismässig veralteten Flügeln ausgeführt worden sind, und deren Ergebnis in gewissem Widerspruch zu neueren stehen, die mit Ottschem Flügel Typ X systematisch durchgeführt worden sind; unberücksichtigt blieben ferner Messungen welche in einzelnen Fällen während der Regulierungsarbeiten im Bereich der Rezipienten ausgeführt worden sind.

Die Konsumtionskurve ist in allen Fällen eine Parabel und deren Gleichung

$$Q = a [(H \pm z) 0,01]^n \text{ m}^3/\text{sek},$$

wo „H“ der entsprechende Pegelstand in cm über Pegelnullpunkt,

„z“ die Differenz zwischen Nullpunkt und Flusssohle, „a“ und

„n“ für einzelne Posten variable Parameter.



Die mittlere Abweichung der eingezeichneten Konsumtionskurven für 49 Pegelstationen beträgt im Durchschnitt  $\pm 6,3\%$ , solche mittlere Divergenz muss als genügend angesprochen werden, insbesondere in Berücksichtigung des Umstandes, dass die Messungen zu verschiedenen Zeiten stattfanden, stellenweise bei verändertem Zustand und Form des Flussbettes, und nicht immer in ein und demselben Querprofil des entsprechenden Rezipienten.

Die charakteristischsten Konsumtionskurven sind in den beigegeführten Diagrammen № 2—19 wiedergegeben.

Die Zusammenfassung der ausgeführten und bei Aufstellung der Konsumtionskurven verwerteten Durchflussmengenbestimmungen, als auch der mittleren Streuung (Fehler) der aufgestellten Konsumtionskurven siehe in beigegeführter Tabelle IV. (Seite 435—436).

Für einige Profile war die Aufstellung zweier, ja sogar dreier, Kurven erforderlich und zwar:

a) in Fällen wo bei gewissem Pegelstand eine Ausuferung stattfindet oder überhaupt Änderungen in der Form des Querprofils beobachtet werden (Pegel №№ 18, 48, 59, 102, 103);

b) in Fällen, wo durch Regulierungsarbeiten eine Änderung der Form, eine Vertiefung des Profils oder auch nur Reinigung und Entkrautung stattgefunden hat. Hierbei mussten besondere Kurven für den Abfluss vor und nach Ausführung der Arbeiten aufgestellt werden (Pegel №№ 15, 47, 48, 52, 58);

c) gesonderte Kurven mussten auch in den Fällen eingezeichnet werden, wo Abweichungen zwischen dem Abflussregime im Frühjahr und Sommer festgestellt worden sind, wo dank starker Verkrautung im Sommer, der Einfluss der Rauigkeit des Flussbettes auf den Abfluss ein bedeutender ist (Pegel № 82, 83).

Die beigegeführte Tabelle V. (Seite 440—442) enthält eine Zusammenfassung der Gleichungen der aufgestellten Konsumtionskurven, Tabelle VI. (Seite 443—444) die Zusammenfassung der mittleren Fehler der errechneten Durchschnittsausdrücke für die Parameter „a“ und „n“.

Eine Analyse der Konsumtionskurven berechtigt den Verfasser zu folgenden Schlussfolgerungen:

1) die Konsumtionskurve ist eine Parabel mit der Gleichung

$$Q = a[(H \pm z) 0,01]^n.$$

2) Der Parameter „n“ ist abhängig von der Form des Flussquerschnittes, bei Änderung der allgemeinen Form des Querschnittes bei

bestimmtem Pegelstand ändern sich sowohl „ $n$ “ als „ $a$ “, im Falle einer Ausuferung wächst „ $n$ “ und schrumpft „ $a$ “, bei Vertiefung des Flussbettes der Regulierungsarbeiten schrumpft „ $n$ “ und wächst „ $a$ “.

3) Der Parameter „ $a$ “ wächst mit Zunahme der Grösse des Einzugsgebietes. Der Ausdruck für „ $a$ “ als Funktion des Einzugsgebietes  $\Omega$  lautet:

$$a = 0,224 \Omega^{0,55} (1 \pm 0,219).$$

(Siehe Diagramm № 20 Seite 448.)

Die relativ grosse Divergenz ist damit zu erklären, dass „ $a$ “ gleichzeitig auch durch andere Faktoren beeinflusst wird.

4) Der Parameter „ $a$ “ wird durch die Rauhigkeit des Flussbettes stark beeindruckt und ist dem Rigositätskoeffizienten „ $k$ “ direkt proportional. Ein Vergleich der Ausdrücke der Konsumtionskurven für Pegel № 52 auf der Melnupe, einem Nebenfluss der Lielupe (Kurischen Aa), vor und nach Regulierung derselben ergibt

$$Q = 3,60 \cdot h^{1,84} \text{ vor der Regulierung,}$$

$$Q = 6,70 \cdot h^{1,86} \text{ nach der Regulierung.}$$

Hierbei sei betont, dass an entsprechender Stelle die Form des Querprofils kaum geändert worden ist, jedenfalls wurde das Verhältnis  $s = B : T$  bei parabolischem Profil vor und nach der Regulierung beibehalten, es fand somit Vertiefung, Verbreiterung und Entkrautung statt.

Ein Anwachsen von „ $a$ “ von 3,60 auf 6,70 ist durch Vergrösserung des Rigositätskoeffizienten „ $k$ “ zu erklären, welcher auf Grund von Messungen vor der Regulierung etwa  $k = 20 - 21$  ergab, nach Ausführung der Arbeiten mit  $k \cong 40$  bestimmt wurde.

5) Der Parameter „ $a$ “ ist ferner abhängig vom Gefälle der Rezipienten resp. dem Gefälle des Talweges „ $i$ “.

Wie erwähnt, beträgt das mittlere Gefälle des Talweges der in Frage kommenden Rezipienten (siehe Tabelle VI. Seite 443—444)  $1,31\text{‰}$ , zwischen  $i = 0,40\text{‰}$  und  $3,27\text{‰}$  schwankend.

Das mittlere Gefälle bei Pegel №№ 15, 16, 25, 55 und 65, welche im Diagramm № 20 sich der eingezeichneten Kurve am besten anschmiegen, beträgt  $1,34\text{‰}$ , woraus zu folgern ist, dass der Ausdruck für  $a = 0,224 \Omega^{0,55}$  solchen Einzugsgebieten entspricht, deren mittleres Gefälle etwa  $i = 1,30\text{‰}$  beträgt.

Die Divergenz im Ausdruck für „ $a$ “ ist um so grösser, je mehr eine Abweichung im Gefälle des Talweges von  $i = 1,30\text{‰}$  eintritt. Ein Vergleich der Resultate „ $a$ “ für Pegelstationen №№ 9, 14, 16, 18, 19, 41, 49, 59 und 65, nach entsprechender Korrektur des Parameters „ $a$ “

nach Vergleich des gemessenen „ $k$ “ (siehe Tabelle VII. Seite 451) ergibt das bei Zuwachs oder Schrumpfung des mittleren Gefälles  $i = 1,30\text{‰}$  um  $0,10\text{‰}$ , auch die Divergenz der Gleichung für „ $a$ “ um  $5,2\text{‰}$  zunimmt oder abnimmt.

Weitere Erhebung in dieser Richtung ergaben für „ $a$ “ die Gleichung  

$$a = 0,174 \Omega^{0,55} (1 \pm 0,087)$$
 gültig für  $i = 0,80\text{‰}$  und  $k = 30$ .

Eine Vervollständigung derartiger Erhebungen wird es ermöglichen für „ $a$ “ einen präzisen Ausdruck zu finden und zwar nicht nur als Funktion von  $\Omega$ , sondern zugleich auch von „ $i$ “ und „ $k$ “.

6) Der Parameter „ $n$ “ beträgt im Mittel 1,91 bei einer Divergenz von  $\pm 17,5\text{‰}$ , absolut zwischen 1,19 und 3,05 schwankend. Koženy (8) nimmt denselben konstant mit  $n = 2,00$  an.

7) Obwohl die Geschwindigkeitsmessungen sowohl im Frühjahr, als im Sommer und Herbst ausgeführt worden sind, d. h. bei wechselnder Temperatur des Wassers, so hat der Verfasser einem Einfluss schwankender Zähigkeit des Wassers auf die Abflussgeschwindigkeit keinen praktischen Wert zugeschrieben, im Einklang mit den neuesten Forschungen Ehrenbergers (62) in der Versuchsanstalt für Wasserbau in Wien auf diesem Gebiete (siehe Wasserwirtschaft 1933). Ehrenberger sagt: „auf Grund der in der Versuchsanstalt für Wasserbau durchgeführten Versuche mit Wasser von verschiedener Temperatur ( $10^\circ + 20^\circ\text{C}$ ) lässt sich ein praktisch messbarer Einfluss der Temperatur auf die Geschwindigkeit des Wassers nicht feststellen“.

8) Hingewiesen sei noch darauf, dass ein geringerer Ausschlag im Ausdruck für  $a = 0,224 \Omega^{0,55}$  dort festgestellt ist, wo das Querprofil der natürlichen Form möglichst entspricht und die Grösse des Moduls  $s = B : T = 0,787 \Omega^{0,458}$  ist.

## V. Die Abflussmenge.

Nur in 10 Fällen von 49, d. h.  $20\text{‰}$ , war es möglich eine Durchflussmengenbestimmung beim höchsten beobachteten Wasserstand auszuführen — für alle übrigen Posten wurden dieselben auf Grund konstruierter Komsumtionskurven bestimmt. Es musste hierbei selbstverständlich damit gerechnet werden, dass ein solcherart bestimmtes Maximum nicht immer als absolut zuverlässig angesprochen werden kann. Solcherart errechnete Maxima sind besonders in Frage zu stellen in Fällen, wo bei starker Ausuferung des Hochwassers eine schroffe Änderung

des Querprofils eintritt, was eine Auswirkung auf den Charakter der Konsumtionskurve haben muss. In manchen Fällen gelang es wohl, wie bei der Analysis der Kurven erwähnt war, diesem Umstande durch Konstruktion einer Ergänzungskurve Rechnung zu tragen, aber nicht durchweg.

In folgenden Tabellen VIII. und IX., welche eine Zusammenfassung der beobachteten oder errechneten Abflussmaxima enthalten, sind Resultate, welche derart durch Exterpolation errechnet wurden und dank dem Charakter des Rezipienten nicht als absolut sicher angesprochen werden können — durch Anführung in Klammern in Frage gestellt worden. Im Index sind die leitenden Motive einer Ausschaltung solcher Ergebnisse näher angeführt und begründet.

Zwecks Übersicht und um die Möglichkeit zu schaffen einen Vergleich und eine Analyse der Abflussmengen der einzelnen Stromgebiete durchzuführen, sind bei Aufstellung der Tabellen VIII. und IX. folgende Modulationen durchgeführt worden:

1) aus der absoluten Durchflussmenge  $Q$  m<sup>3</sup>/sek ist die Abflussmenge von 1 km<sup>2</sup> des Einzugsgebietes  $q$  lit/sek km<sup>2</sup> für die einzelnen Pegelstationen bestimmt worden;

2) sind Frühjahrs- und Sommerhochwasser getrennt behandelt worden, die ersteren in Tab. VIII., die letzteren in Tab. IX.;

3) jedoch auch solcherart durchgeführte Differenzierung des Abflusses ergab noch keine Möglichkeit einer übersichtlichen Systematisierung der Ergebnisse, da erstens die Zeitspanne der Beobachtungen auf einzelnen Stationen eine verschiedene war, zweitens das beobachtete Maximum zu verschiedener Zeit in verschiedenen Jahren festgestellt worden ist. Hinsichtlich des Frühjahrshochwassers entfällt dasselbe grösstenteils d. h. in 31 Fällen von 49 oder 63% auf das Jahr 1930/31.

Das Max. des Sommerhochwassers fiel in 38% der Fälle auf das Jahr 1927/28 und 34% der Fälle auf das Jahr 1929/30.

Da die Höhe der Niederschläge einer der Hauptfaktoren ist, welche den Abfluss und auch das Abflussmaximum beeinflussen, wurde bei Systematisierung der Ergebnisse derart verfahren, dieselben wurden derart geordnet, dass dieselben möglichst gewissen charakteristischen Niederschlagshöhen angepasst wurden. Hierbei wurden 3 einzelne Gruppen festgelegt:

Gruppe „a“ (das „a“ figuriert der Übersichtlichkeit wegen als Index einer „N“-Niederschlagshöhe und „q“-Abflussmenge bei weiterer

Bearbeitung des Materials) extreme Fälle oder Max. Max. welches in entsprechender Zeitspanne (1924—1933) beobachtet ist.

Gruppe „b“ entspricht einem mittleren Wert für die Zeitspanne 1924—1933 des hydrometrischen Dienstes resp. 1922—1932 des meteorologischen Dienstes Lettlands.

Gruppe „c“ entspricht einem mittleren Werte für langjährige Beobachtungen, angepasst an die meteorologische Zeitspanne 1886—1920.

Die meteorologischen Ergebnisse für einzelne Posten und Einzugsgebiete sind für Gruppe „a“, „b“ und „c“ gesondert für Winter- und Sommerhalbjahr in Tabellen X. und XI. (Seite 471—475) zusammengefasst. Erläuterungen der Bezeichnungen dortselbst.

Tabelle VIII. enthält eine Zusammenfassung der Ergebnisse der Frühjahrshochwasser-Abflussmengen; hierbei sind für „q“ drei Gruppen, entsprechend der obenerwähnten Differenzierung eingeführt worden. Aus beobachteter oder errechneter grösster Abflussmenge „Q“ wurde „q“ bestimmt und in die Gruppe „a“, „b“ oder „c“ eingereiht, je nach dem, welcher Niederschlagsmenge dasselbe entsprach. Für Pegelstationen, welche 6—10 Jahre in Betrieb waren, ergab sich hiermit die Möglichkeit nicht nur das Max. Max. zu erfassen, sondern auch mittleres Hochwasser festzustellen und zu berechnen, welches in Jahren beobachtet worden ist, deren mittlere Niederschlagshöhe der Gruppe „b“ oder „c“ entspricht.

Entsprechend wurde bei Aufstellung der Tabelle IX. bei Sommerhochwasser verfahren.

Für einzelne Hochwassergruppen wurden gesondert fürs Winter- und Sommerhalbjahr Abflussmengenkurven aufgestellt, welche in den beigefügten Diagrammen wiedergegeben sind:

Diagramm № 21—23 — Seite 466—467 für Frühjahrshochwasser,

„ № 24—26 — „ 469—470 „ Sommerhochwasser.

Die allgemeine Form der Gleichung der Kurven lautet:

$$q = \frac{a}{\Omega^b} \text{ lit/sek km}^2,$$

sie hat Gültigkeit für Einzugsgebiete  $\Omega = 10 + 2000 \text{ km}^2$ .

Auf Grund früherer Erhebungen hat der Verfasser in einer entsprechenden Arbeit (40), die Ergebnisse diesbezüglicher Forschungen

über Verlauf des Hochwassers in den Jahren 1927/28 veröffentlicht und hierbei der Gleichung die vollständige Form

$$q = \frac{a}{(\Omega + \omega)^b} + E$$

gegeben, wobei für Frühjahrshochwasser

$$a = 2850; b = 1; \omega = 3; E = 31 \text{ sich ergab,}$$

für Sommerhochwasser dagegen

$$a = 1425; b = 1; \omega = 3; E = 27.$$

Weitere Erhebungen in den Jahren 1929—1931 veranlassten den Verfasser oben angeführte Gleichungen einer Korrektur zu unterwerfen (41, 55), er gab derselben den vereinfachten Ausdruck

$$q = \frac{a}{\Omega^b} + E,$$

wobei für Frühjahrshochwasser

$$a = 2800; b = 1; E = 34,$$

für Sommerhochwasser

$$a = 1430; b = 1; E = 18.$$

Die oben angeführte, auf Grund dieser Forschungen vom Verfasser vorgeschlagene Ausdrucksform für die Abflussmenge hat für die einzelnen Gruppen „a“, „b“ und „c“ Gültigkeit und zwar mit folgenden Koeffizienten:

für Frühjahrshochwasser:

$$q_a = \frac{289,50}{\Omega^{0,212}} \text{ entsprechend einem } N_a = 295 \text{ mm,}$$

$$q_b = \frac{342,00}{\Omega^{0,288}} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad N_b = 230 \text{ mm,}$$

$$q_c = \frac{193,50}{\Omega^{0,237}} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad N_c = 207 \text{ mm,}$$

die mittlere Divergenz der Gleichungen beträgt  $\pm 16,6\%$ ,

für Sommerhochwasser:

$$q_a = \frac{393,50}{\Omega^{0,332}} \text{ entsprechend einem } N_a = 590 \text{ mm,}$$

$$q_b = \frac{420,40}{\Omega^{0,374}} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad N_b = 470 \text{ mm,}$$

$$q_c = \frac{187,50}{\Omega^{0,300}} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad N_c = 370 \text{ mm,}$$

die mittlere Divergenz der Gleichungen beträgt  $\pm 15,4\%$ .

Die grosse mittlere Abweichung (Streuung) der faktischen Ergebnisse von einer mittleren erklärt sich dadurch, dass:

1) in einzelnen Gebieten genannter Gruppen laut Tabelle X. und XI. Schwankungen in der Niederschlagshöhe von  $\pm 4,5\%$  bis zu  $\pm 15,1\%$  beobachtet wurden,

2) die Form des Einzugsgebietes, die sich zum Beispiel durch das Verhältnis der Länge des Talweges zur mittleren Breite des Einzugsgebietes teilweise veranschaulicht wird, eine stark variierende ist. Auch spielen hierbei Retentionsfaktoren z. B. Seen eine Rolle. Es konnte jedoch bisher auf Grund vorliegender Beobachtungen diesem Umstand nicht genügend Rechnung getragen werden.

Eine Vervollständigung der Beobachtungen und Erhebungen wird es ermöglichen für die angeführten Abflussmengen-Kurven eine präzisere Ausdrucksform zu finden.

## VI. Einfluss der Niederschlagshöhe auf die maximale Abflussmenge.

Zwecks Veranschaulichung des Zusammenhanges zwischen Niederschlagshöhe und Abflussmenge sind in Tabelle XII. auf Grund der Abflussmengengleichungen „a“, „b“ und „c“ für Einzugsgebiete von 10—2000 km<sup>2</sup> in grösseren Intervallen die Abflussmenge  $q_a$ ,  $q_b$  und  $q_c$  errechnet und zusammengefasst und gleichzeitig über denselben entsprechende Niederschlagshöhe in mm angeführt; zur Vervollständigung ausserdem die entsprechenden  $q'_0$  und  $q''_0$ , nach den 1929 und 1931 aufgestellten Gleichungen (40, 41, 55).

Ein Vergleich des Anwachsens der Niederschlagshöhe mit dem der Abflussmenge ergibt im Mittel, dass bei Zunahme der Niederschlagsmenge  $N$  um  $N=1\%$  von  $N$ , auch die Hochwasser-Abflussmenge  $q$  sich erhöht und zwar um  $\Delta q = 2,4\%$  von  $q$

$$q = q_c \left( 1 + 2,4 \frac{N - N_c}{N_c} \right),$$

wo  $q_c$  — der Abfluss von 1 km<sup>2</sup> ist, entsprechend einer normalen Niederschlagshöhe  $N_c = 207$  mm im Winterhalbjahr.

Ausgehend von einer beliebigen Niederschlagsmenge  $N$  lässt sich somit eine allgemeine Frühjahrshochwasser-Abflussmengengleichung aufstellen, und zwar:

$$q = \frac{193,50}{\Omega^{0,238}} \left( 1 + 2,4 \frac{N - 207}{207} \right) \text{ lit/sek km}^2.$$

Analog ergibt sich nach Tabelle XIII. für Sommerhochwasser  $\Delta q = 1,6\%$  von  $q$

$$q = q_c \left( 1 + 1,6 \frac{N - N_c}{N_c} \right),$$

wo  $q_c$  die Abflussmenge von 1 km<sup>2</sup>, entsprechend einer normalen Niederschlagshöhe  $N_c = 370$  mm im Sommerhalbjahr ist, und die allgemeine Gleichung für Sommerhochwasserabfluss

$$q = \frac{187,50}{\Omega_{0,300}} \left( 1 + 1,6 \frac{N - 370}{370} \right) \text{ lit/sek km}^2.$$

#### Folgerungen.

1) Mit Zunahme der halbjährigen Niederschlagsmenge um 1% gegenüber einem langjährigen Mittel vergrössert sich entsprechend auch die max. Hochwasser-Abflussmenge je km<sup>2</sup> und zwar um 2,4% im Winterhalbjahr (ausgehend von  $N_c = 207$  mm) und um 1,6% im Durchschnitt im Sommerhalbjahr (ausgehend von  $N_c = 370$  mm).

2) Das Anwachsen der Abflussmenge ist keine gleichmässige, dasselbe ist abhängig sowohl von der Grösse des Einzugsgebietes als auch der Intensität resp. dem Anwachsen der Niederschlagshöhe.

Bei Anwachsen der letzteren bis etwa 11% nimmt die Frühjahrs-hochwasser-Abflussmenge kleinerer Gebiete anfangs um 5,2% zu, bei weiterem Anwachsen derselben jedoch nur noch um 3,3% je 1% Niederschlagszuwachs; in grösseren Einzugsgebieten (>1000 km<sup>2</sup>) ist der Zuwachs der Abflussmenge fast konstant und schwankt um 2,00%.

Eine Erklärung dieser Erscheinung ist im ungleichmässigen Schwinden der Schneedecke zu suchen, welches in kleineren Gebieten in grossem Masse einheitlich ist als umgekehrt.

3) Ähnliches wird auch bei Sommerhochwasser beobachtet; in kleineren Gebieten wächst die Abflussmenge bei Ansteigen der Niederschlagshöhe bis zu 28% anfangs um 3,3% pro 1% Niederschlagszuwachs, später jedoch nur um 1,6%, in grösseren Einzugsgebieten (> 1000 km<sup>2</sup>) wiederum fast gleichmässig um 1,1%.

Diese Erscheinung ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass das Anwachsen der Niederschlagshöhe in Grenzen grösserer Einzugsgebiete hauptsächlich auf Landregen zurückzuführen ist — in kleineren jedoch auf Rechnung von Gewitterregen kleiner Ausdehnung.



### Schlussatz.

Die hydrologischen Beobachtungen und Erhebungen im Sinne einer Erforschung des Abflussregimes sind bei uns in Lettland, wie schon aus der Einführung zu ersehen, jungen Datums und in recht bescheidenem Umfange ausgeführt worden.

Insbesondere ist die Zeitspanne von 10 Jahren als eine zu geringe anzusprechen, um auf Grund eines in dieser Zeit gesammelten Materials mehr oder weniger bestimmte und bestimmende Schlüsse und Folgerungen zu ziehen.

Wertvolle Daten können nur auf Grund langjähriger Beobachtungen etwa der Brücknerschen 35jährigen Periode entsprechend, gewonnen werden. Ausgeführte Beobachtungen müssen somit als noch lückenhaft bezeichnet werden. Jedoch muss man feststellen, dass trotzdem recht wichtige Anhaltspunkte für eine Errechnung abnormen Hochwassers gefunden und festgelegt worden ist, was dem Umstande zu verdanken ist, dass es gelang den Abfluss des Jahres 1927/28 mit abnormen Niederschlagshöhen und dem Hochwasser im Sommer und Herbst, sowie die abnormen Frühjahrshochwasser im Jahre 1930/31 infolge intensiver Schneeschmelzung — zu erfassen.

Eine Vervollständigung der Forschungen und Beobachtungen im Rahmen des aufgestellten Programms und eine Ausdehnung derselben auf eine grössere Zeitspanne wird es ermöglichen, auch alle übrigen den Abfluss beeinflussenden Faktoren zu berücksichtigen und vollwertigere Abflussmengen aufzustellen.

Inženierzinātņu fakultātes mācības spēku darbi,  
kas iespiesti Latvijas Universitātes Rakstu iepriekšējos I—XX sējumos  
(pirmajā serijā resp. kopserijā), 1921.—1929. g.

*In Actis Universitatis Latviensis (series prima generalis, tom. I—XX,  
1921—1929) ab ingeniariorum ordinis professoribus, docentibus assi-  
stentibusque eorum scripta haec inveniuntur.*

	Sējums Volum	Lapp. Pag.
<b>E. Jacoby.</b> Beitrag zur Berechnung von Flossgassen	I,	67—71.
<b>A. Tramdachs.</b> Ledgriežu aplēses jautājums (Über die Berechnung von Eisbrechern.) . . . . .	III,	91—108.
<b>A. Tramdachs.</b> Tuvīnu formulas tapu aplēsei. . . . . Näherungsformeln für die Dimensionierung von Zapfen (Zusammenfassung) . . . . .	VII,	327—340. VII, 340—341.
<b>M. Bīmanis.</b> Aktivēto dūņu metode . . . . .	XIII,	479—552.
Activated sludge progress . . . . .	XIII,	553—561.
<b>M. Bīmanis.</b> Lietus pārgāzes aprēķini . . . . . Über die Berechnung von Regenauslässen . . . . .	XX,	251—270. XX, 271—274.









LU bibliotēka



220041020

246524