



大學叢書

河 工 學

鄭肇經著

上 冊

商務印書館發行

大學叢書

河 工 學

上 冊

大學叢書委員會

委員

丁燮林君	王世杰君	王雲五君
任鴻雋君	朱經農君	朱家驊君
李四光君	李廷勛君	李書華君
李權時君	余青松君	何炳松君
辛樹幟君	吳澤霖君	吳經熊君
周仁君	秉志君	竺可楨君
胡適君	胡庶華君	姜立夫君
翁文灝君	翁文灝君	馬君武君
馬寅初君	孫貴定君	徐誦明君
唐鈺君	郭任遠君	陶孟和君
許璇君	陳裕光君	程天放君
程演生君	馮友蘭君	傅斯年君
傅運森君	曹惠琴君	鄒魯君
鄭貞文君	鄭振鐸君	劉秉麟君
劉湛恩君	黎照寰君	蔡元培君
蔣夢麟君	歐元愷君	顏任光君
顏福慶君	羅家倫君	顧頌剛君

大學叢書
河工學

上册

鄭肇經著

建設總
署
圖書室藏

商務印書館發行

序

民國二十二年末大病初回，身甚志弱，臥休養醫院中，醫藥稍弛，閱書禁，忽得余友鄭權伯書，並以其最近所著河工學稿見示，且索序焉。余閱其書，神爲之旺，志爲之烈，此余十餘年所欲爲者，以人事紛紜，舊稿拉雜，始終未能整理，而權伯爲之，實獲我心。權伯留學德國，親炙於水工著名專家恩格司教授，其學所獲良多。到國後與余先後同事教授於河海工科學，曩時卽已著有路稿，數年來任事於上海市工務局，而以暇晷研究河海工學不輟，今乃立此巨編，其大體本之恩格司氏原著水工學，而參以本國水文研究，河工經驗，甚詳且富。恩格司氏爲創造水工模型試驗場之人，權伯學於其門下，於水工試驗之法，已嘗習矣。故書尾附有河工模型試驗場重要一篇，於試驗場之構造設備及應用，尤爲詳盡。按治河之法，吾國舊書雖汗牛充棟，而歐美科學新法，尙少傳至中國，僅坊間雖有一二新書，然亦均成簡略。今權伯所著，按恩格司教授舊例，而實以中外最新材料，猶巍然楹屋之中，羅列中外珍品，誠足貴也。余病後虛弱，雖未能詳加披覽，而窺其具體，實足以爲吾國河工師

資。凡有學河工者及學校教課，皆宜手此一編。

四月十七日 李協序 於 西安陝西省立醫院

德國恩格司教授序言

Ich kenne zwar nicht das Buch des
Herrn Dipl. Ing. C. C. Cheng „Der Schlafbau“, was
so fern aber kenne ich seinen Verfasser, der an
der Technischen Hochschule Dresden since meiner
fleißigsten und gewissenhaftesten Schüler war.
Auch diese Kenntnis der Persönlichkeit des
Verfassers gibt mir die Gewähr für den
Erfolg eines Buches. Es wird mir eine
besonderen Genüß bringend gereichen, wenn
das Buch seine Aufgabe erfüllt:
Sie besonders im Obere der Lösungs-
herrenden großen und schwierigen
Aufgaben-Probleme zu meistern.

Dresden, im Juni 1933

Herbert Engel.

弁 言

水利興，則國資其利，民賴以安。水利廢，則災稔薦至，黎庶沉淪。小之關係一國之治亂，大之關係民族之盛衰。是以振興水利，為國家要政之一。豈偶然哉。惟水利範圍極廣，凡屬河工、渠工、海港、灌溉、水力等類，莫不屬之。本書所論限於河工，附以堤堰工程。而以開壩工程列入渠工學內，尚待續編。本書內容多半取材於德國治河名家恩格司氏所著之水利大全，並就其他中外河工名著，揆拾精華，以期完備。又於本書章節之後，分別摘錄中國治河之理論與方法，其命意約有數端：

(一) 吾國治河，已有數千年之歷史。治河紀載，更屬卷帙浩繁。最著者古有禹貢，漢有河渠溝洫之志，明季有潘季馴之河防一覽。清代有靳輔之治河方略。其他專著如正河防記，閘水集，正續行水金鑑，河防志，安瀾迥瀾紀要等。當時作者均曾躬親治河之役，積數十年之經驗，而以實施有效之方略。著之於書者也。其他散見於典籍，及私家紀錄者，亦復甚多。惟以書籍流傳絕少，遂致吾國治河之名言論，日

就湮沒，不爲世人所重，良可慨已。茲就瀏覽所及，摭精汰冗，附錄本書，庶幾中西學理之相同者，堪資印證，略有差異者，亦可比較其得失，藉供參考之資料。

(二)世界河流，各有特性，治導方策，亦將隨之而異，宜於甲者，未必宜於乙，合於乙者，又未必合於丙，是以歐美治導河流之方法，莫不因地制宜，而有所差異。況吾國黃河之難治，舉世咸知，西方學者，方孜孜研討之不遑，而吾國數千年修治黃河之方法與經驗，豈容漠然視之。

(三)吾國內地辦理河工，現在尚多沿用舊法，參用西法者，雖亦有之，然內地因財力之枯竭，運輸之困難，材料之缺乏，以及工人新技能之不足，舊式河工，仍佔有相當之地位。故國人研究河工者，對於中國固有之治河方策，不可不習，尤應注意中西治法不同之點，研究其利弊，加以改良，而求進益。

他若河工之專門名詞，選定尤屬不易。蓋其他科學，吾國向無專名，可以譯意譯音，無所顧慮，惟吾國河工名詞，散見於各項記載者，實屬繁多。如有中西名詞相同者，而任意遂譯，不用原名，勢必難以通俗，然採用原名，因乏專門辭書，誠恐難盡確切，反致以辭害意，於是乃先就吾國水利圖籍所載名詞，分類蒐集，逐條探其根源，完成中國河工名詞類鈔一篇，以爲譯名之資料。又以河工模型試驗與治河工程有密切之關係，乃附錄河工模型試驗述要一篇，以資參考，惟閉戶造車，誤謬實所難免，尙望當世賢達，加以糾正，以

匡不逮，幸甚幸甚。

中華民國二十二年孟春泰興鄭肇經權伯識

河 工 學

目 錄

序

弁言

第一章 總論 1—131

第一節 雨量..... 1

第二節 水位..... 7

第三節 水深..... 21

第四節 流速..... 29

第五節 比降..... 53

第六節 流量..... 66

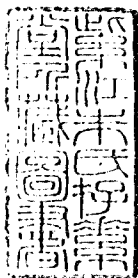
第七節 雨量與流量之關係..... 86

第八節 水位與流量之關係..... 94

第九節 洪水之測驗..... 103

第十節 湖泊之蓄水能力..... 111

第十一節 冰凌..... 124



第二章 河性通論	132—195
第一節 概論	133
第二節 荒溪	152
第三節 河口	154
(甲)總論	154
(乙)無潮汐之河口	157
(丙)有潮汐之河口	159
(A)河口之潮流	159
(B)潮區內流量之規定	163
(C)海水與河水之混合	186
(D)泥土量與潮流之關係	189
(E)潮區內河牀之構造	195
第三章 治河設計	196—247
第一節 概論	196
第二節 治理荒溪	200
第三節 治理山流	203
第四節 河流中下游之治理	208
(甲)總論	208
(乙)裁灣取直	220
(丙)塞支強幹	224
(丁)溜流	234
第五節 治理河口	236

(甲)治理無潮汐之河口.....	236
(乙)治理有潮汐之河口.....	240
第四章 治河工程	248—404
第一節 河工材料.....	248
第二節 梢埝結構.....	255
(甲)歐洲梢工.....	256
(乙)中國埝工.....	278
第三節 治理荒溪工程.....	296
第四節 治河之建築物.....	309
第五節 治河建築物之結構.....	326
(甲)護岸工之結構.....	326
(乙)丁壩之結構.....	338
(丙)順壩之結構.....	354
(丁)潛壩之結構.....	362
(戊)攔沙工之結構.....	366
第六節 截堵支流工程.....	372
第七節 裁灣取直工程.....	376
第八節 埝工程序及補助工事.....	392
第五章 護岸工程	405—468
第一節 概論.....	405
第二節 河岸.....	405
第三節 湖泊岸.....	405

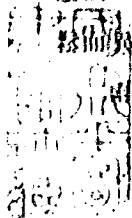
第四節 海岸·····	406
(甲)海水蝕岸之作用·····	406
(乙)海塘工程·····	418
(A)概論·····	418
(B)護岸工及護灘工·····	419
(丙)護沙工·····	464
第六章 堤防工程·····	469—521
第一節 河堤·····	469
(甲)堤防之種類·····	469
(乙)堤線之規劃·····	474
(丙)堤防之橫剖面·····	479
(丁)築堤工事·····	484
(戊)修守事宜·····	490
(己)堤防與農田之關係·····	510
(庚)堤防與河流之關係·····	512
第二節 海堤·····	513
附錄·····	522 570
(一)河工模型試驗述要·····	522
(二)練習問題·····	552
(三)譯名摘要·····	565

河 工 學

第一章 總論

第一節 雨量

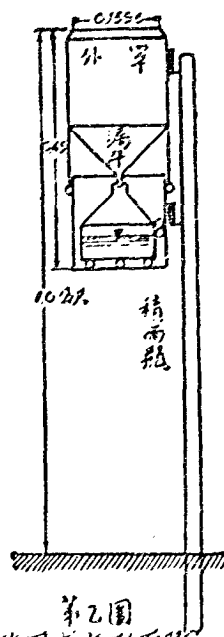
雨量(Regenmenge)者，乃假定降落之雨，毫無蒸發與滲漏或其他損失，而於一定時間內，所積之雨水高度(Regenhöhe)也。如遇雪雹，則以融化之水，計其高度。凡雨水降落地上，除一部分損失於蒸發與滲漏外，多流入河流，實為河流水源之主要來源，是以測驗雨量，為治河工作之初步。雨水之蒸發，與空氣間溫度及溼度成正比例，而與空氣之流動，亦有相當之關係。大雨之後，蒸發量較多，斜坡之處，蒸發較少。種植草木之地，較水面上之蒸發為多，而水面之蒸發，又較空曠之平原為多。森林間之蒸發，較多於空曠平原，而視草地上之蒸發又較少。至若雨水之滲漏，視地土之堅



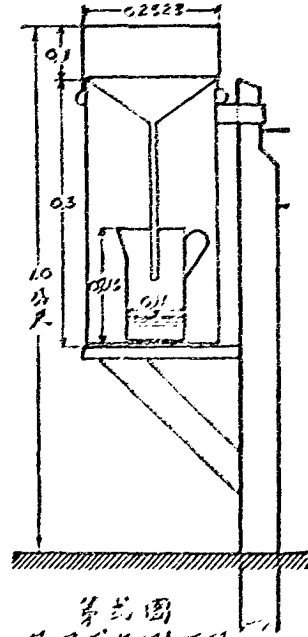
而為，輕鬆之沙層，滲漏最多，如為黏土，則滲漏較少。

雨量之測驗，通常應用測雨器(Regenmesser)，器之全體分

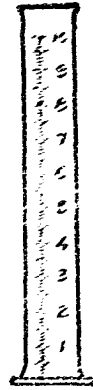
爲三部：一爲受雨漏斗，一爲積雨瓶，一爲外罩，均以鋒板製之，受雨漏斗之底端，插在積雨瓶內，罩以外罩，務使落雪之雨，全部入瓶，不受蒸發滲漏或其他損失，以爲準確。測雨器口徑之高度，尋常距離地面一公尺，全器或懸於鐵柱，或安於木架，安裝之地位，宜在空曠之處，蓋房屋樹木牆壁之類，對於雨電之降落，均足發生障礙也。第一圖爲德國式之測雨器，其受雨漏斗之口徑爲154,6公厘，面積爲200平方公分。第二圖爲奧國式之測雨器，其受雨漏斗之口徑爲252,3公厘，面積爲500平方公分。測場雨水之高度，須



第二圖
德國式之測雨器



第三圖
奧國式之測雨器



第三圖
量雨杯

將雨水從積雨瓶倒入量雨杯 (Measuring) 內。杯外劃分高度，每杯可容十公厘高之雨量（參觀第三圖），其計算之方法如下：

假設 Q 為積雨瓶內之雨量

F 為受雨之面積

h 為雨水之高度

f 為量雨杯之面積

x 為杯上劃分度數之距離

由是可知立下列之算式：

$$Q = fh = fx$$

$$x = \frac{Fh}{f}$$

如 $F = 20f$, $h = 1$ 公厘 (mm.)

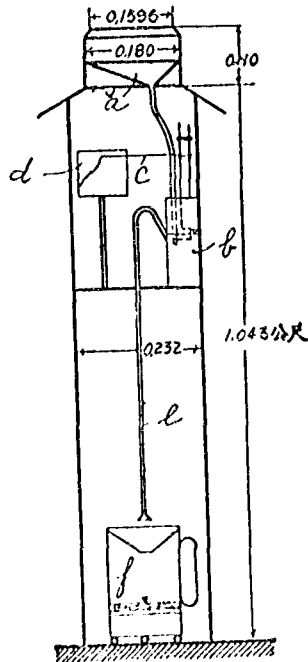
則 $x = 20$ 公厘 (mm.)

換言之，即量雨杯內二十公厘高之雨水，等於一公厘之雨水高度。

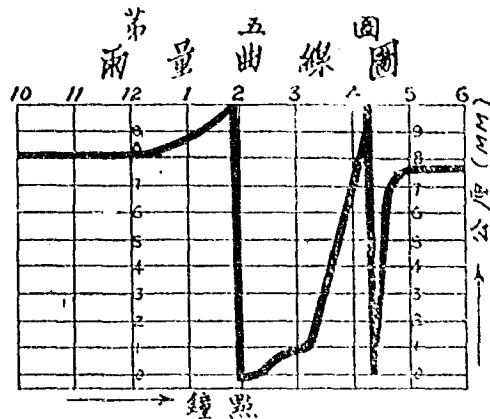
測驗雨量，須分地設站，每站均應各備測雨器具二份，以備調換。如遇降雨之時，忽降雪雹，應迅將積雨瓶蓋塞，另用他器收容雪雹。器具之調換，宜於敏捷，否則難期準確。每日量驗雨水，大都任上午七時舉行一次。設逢大雨，恐積雨瓶不能容納，可於每日上午七時及下午七時量驗兩次。但降雪之際，所估容量較大，往往須每日舉行測驗數次云。

雨水降落之密度，以及暴雨之時間，均與河工有相當之關係。觀

驗之法，可應用自動測雨器（Selbstschreibender Regenmesser）（參觀第四圖）。器之構造，亦頗簡易，雨水先由受雨漏斗 a 流入雨筒 b，筒內有浮塞，可隨雨水之高低而升降。浮塞之上，繫以墨針 c，直接在紙筒 d 上畫出雨水之高度。紙筒由機件運轉，每二十四小時自轉一次，紙面則劃分雨水高度（參觀第五圖）。雨筒滿足之時，墨針即達紙格最高之處。彼時雨水自動由雨筒經吸虹管 e 流入



第四圖
自動測雨器



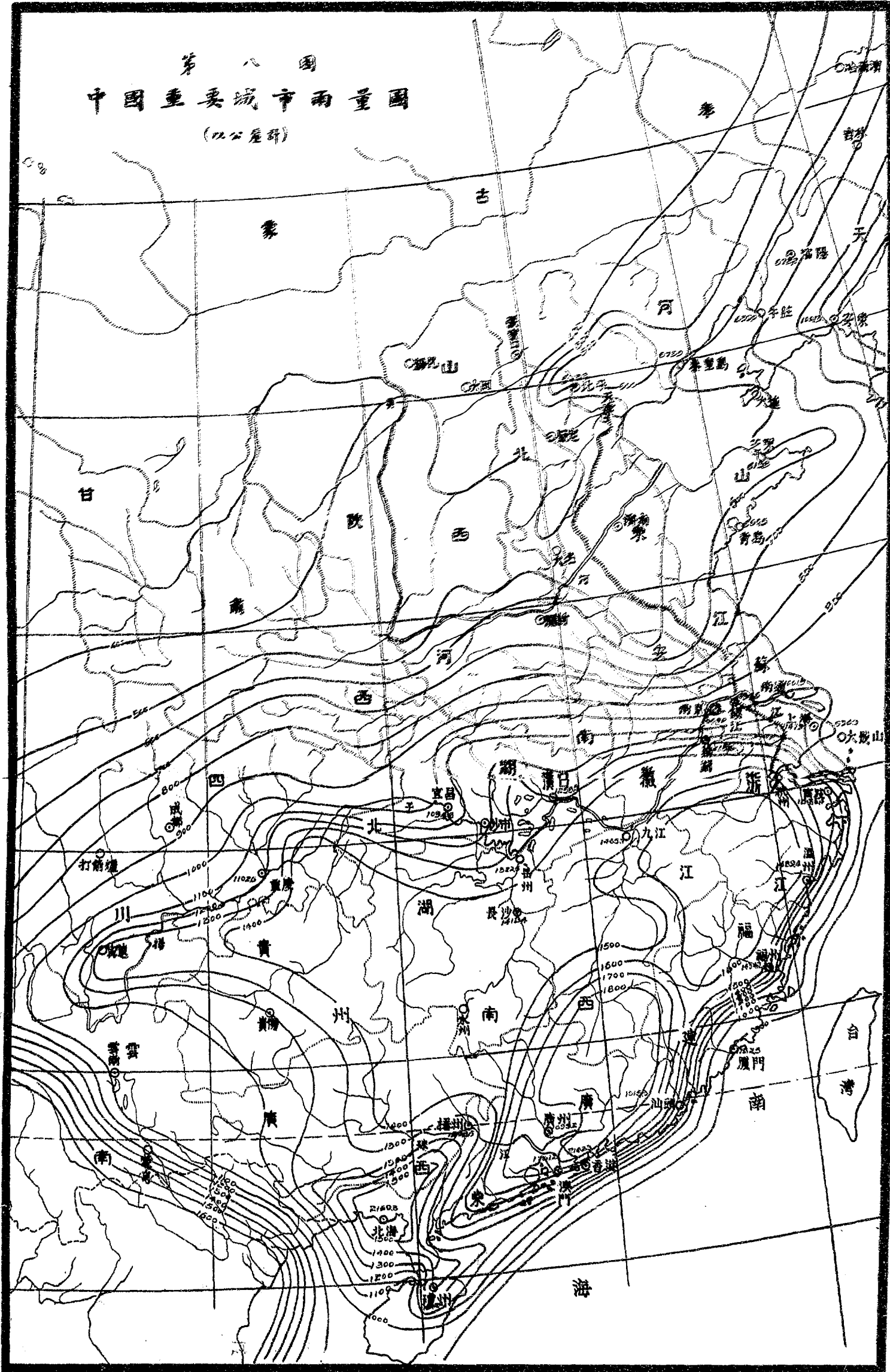
積雨器 f 內。迨雨筒內之雨水流完，墨針即降至零點。是以觀察紙上之曲線，即可明瞭雨水降落之情形矣。

凡大地之上，在一定期限以內，其雨量相等者，以曲線聯絡之，即成爲雨量圖(Regenkarte)。觀察此圖，可知愈近赤道，雨量愈大，愈近海濱，其雨量亦較內地爲大。沙漠之地，爲雨水最少之區。或因貿易風之關係，其經過之區，雨水亦特多。此乃雨量與地帶氣候之關係也。雨量之計算，或以月計，或以年計，積數十年之紀錄，可得平均之數量。如須估計河流區域內之雨量，可用繪有高度線之地圖一張，比例爲十萬分之一或二萬五千分之一，先依分水嶺規定支流及幹河之流域，再各以流域面積乘該區內之平均雨量，依次相加，可知某河流域內之雨量，共計若干。至若規定流域面積，以施泰爾 (Stecher) 氏之方法爲最善。縱坐標畫河流之長度，以公里計。橫坐標畫流域之面積，以平方公里計。第六圖爲幹河及支流之

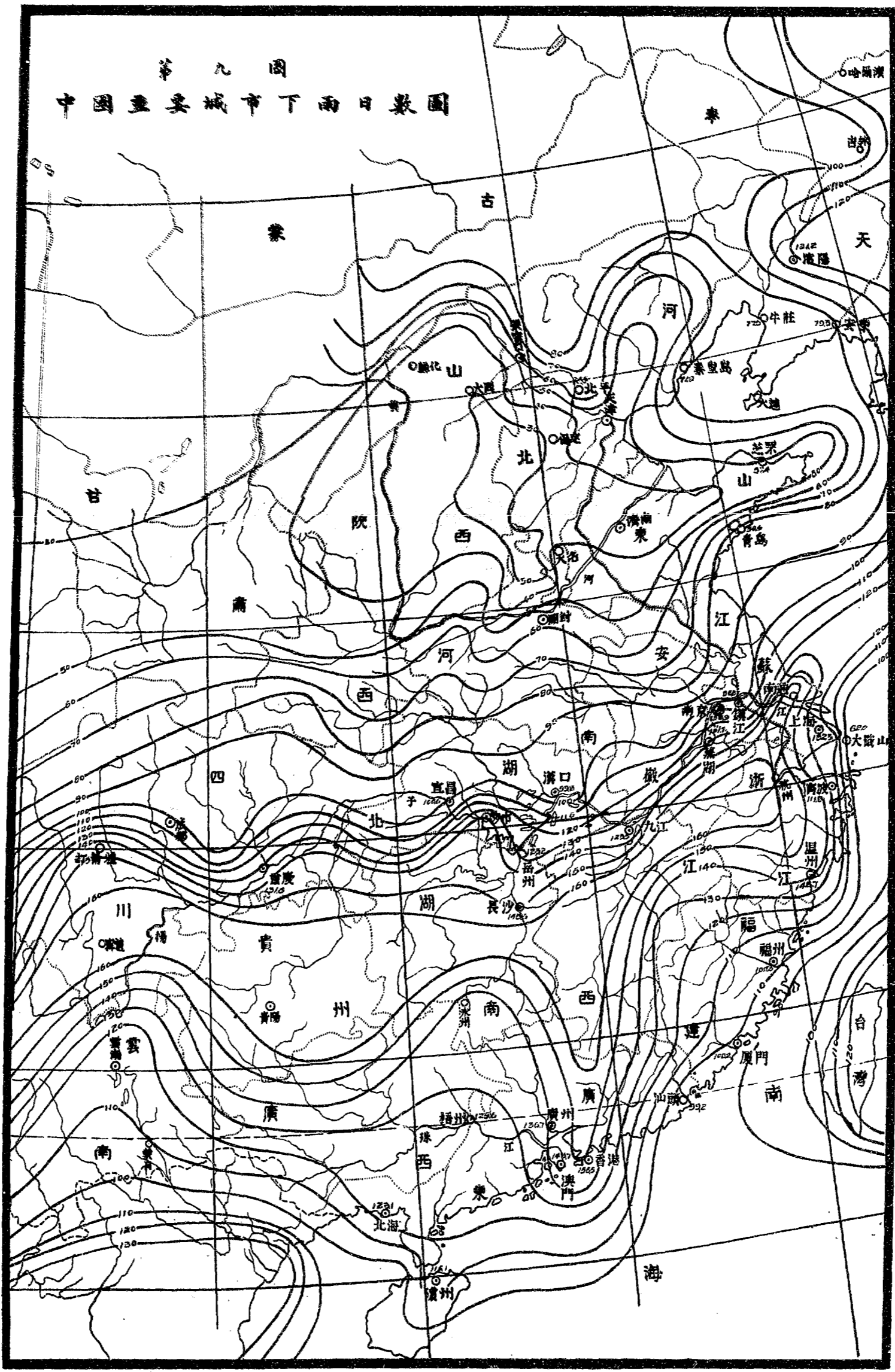
中國重要城市下雨日數表 (第二表)

地名	測驗年限	正月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月	全年平均日數	冬季 (12,1,2)	春季 (3,4,5)	夏季 (6,7,8)	秋季 (9,10,11)
哈爾濱 齊齊哈爾 安東	1906-1924	60	49	60	74	102	153	142	137	115	75	62	63	1092	17.2	236	432	252
	1907-1924	00	00	07	37	67	157	150	113	77	45	05	00	658	00	11.1	42.0	12.7
	1902-1924	64	58	81	80	129	152	180	156	111	83	63	55	121.2	17.7	290	488	257
	1902-1924	27	26	35	56	77	89	145	113	80	61	55	29	793	82	168	347	196
秦皇島 大連 家	1908-1924	24	20	46	47	71	103	135	107	66	42	37	21	71.9	65	164	345	145
		42	30	43	48	67	79	112	99	77	63	63	47	770	11.9	158	290	203
		04	17	13	12	42	48	66	88	42	22	10	04	368	25	67	202	74
		1.0	14	15	13	34	53	66	55	35	17	05	02	31.9	26	62	174	57
北天 保定 濟南 芝罘	1916-1924	33	23	51	47	82	117	169	115	137	50	34	37	855	93	180	401	181
		1.2	1.2	22	22	35	55	99	86	45	25	17	1.1	44.1	35	79	240	87
		02	1.0	20	15	35	20	72	52	20	10	04	04	264	1.6	70	144	34
	1886-1924	27	28	29	30	42	72	117	99	54	24	23	21	566	7.6	10.1	288	10.1
青島 大港 打鐵 衛	1898-1924	58	41	54	69	81	100	153	119	87	47	49	48	906	14.7	204	372	183
		21	17	28	31	34	52	84	86	51	19	17	09	449	4.7	93	222	87
		20	13	37	30	77	63	107	77	45	30	10	27	536	60	144	247	85
		87	90	103	153	177	203	210	137	173	137	63	35	1568	212	433	550	373
重慶 沙坪壩 九	1891-1924	63	75	95	124	139	148	101	93	136	164	103	75	1316	213	358	342	403
	1882-1924	55	57	93	103	119	113	127	193	91	103	62	40	1066	15.2	315	343	256
	1880-1924	92	113	153	167	139	156	137	117	113	147	113	81	1528	28.6	459	410	373
	1885-1924	70	70	107	115	115	106	92	63	69	80	55	56	998	19.6	357	261	204
蕪湖 蘇州 鎮江 南通	1880-1924	74	80	109	108	99	104	92	81	80	72	57	55	1011	20.9	316	277	209
	1905-1924	99	101	126	127	106	151	153	125	129	102	89	81	1389	28.1	359	429	320
	1886-1924	67	66	96	96	93	99	104	87	90	64	54	52	968	18.5	285	290	208
	1917-1924	97	119	134	129	146	165	150	156	146	94	95	104	1535	32.0	409	421	335
大連 鞍山 長春	1886-1924	61	71	96	94	77	90	52	50	71	62	47	49	820	18.1	267	192	180
	1886-1924	127	145	168	163	138	181	154	149	160	133	103	121	1742	39.3	469	484	369
	1909-1924	79	90	122	120	100	122	85	92	106	83	60	59	1118	22.8	342	299	249
	1909-1924	74	104	140	140	131	128	92	82	78	93	99	71	1232	24.9	411	302	270
永濟 蘇州 蘇州 蘇州	1883-1924	140	130	175	145	185	155	60	55	70	90	80	53	1378	38.5	505	250	240
	1880-1924	91	125	159	161	166	157	132	134	123	90	75	74	1487	29.0	486	423	288
	1880-1924	59	108	104	104	114	110	79	91	99	54	49	49	1020	21.6	322	280	202
	1880-1924	66	109	111	116	128	136	97	108	75	41	43	52	1082	22.7	355	341	159
青島 濟南 濰縣 煙台	1898-1924	60	60	90	140	143	223	210	207	190	200	80	30	1633	15.0	373	640	470
		137	150	130	140	183	183	173	123	135	143	108	80	1685	36.7	453	479	386
		33	39	33	44	91	145	195	196	150	125	54	26	1130	9.7	168	536	329
	1898-1924	28	38	46	78	110	162	175	203	145	102	64	14	1162	7.7	234	540	311
濟南 濰縣 煙台 濰縣	1907-1924	56	94	117	146	172	187	149	163	107	59	55	62	1367	21.2	435	499	221
	1884-1924	77	100	127	138	172	216	191	177	147	92	68	60	1565	23.7	437	584	307
	1910-1924	69	102	126	121	156	203	156	168	126	67	77	65	1437	23.6	403	527	270
	1885-1924	62	81	117	96	101	134	161	172	130	68	48	61	1231	20.4	314	467	246
1912-1924	43	67	82	89	119	121	132	124	129	93	78	74	1151	18.4	290	377	300	

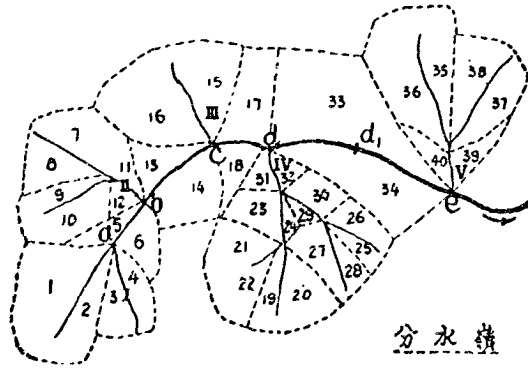
第八圖
中國重要城市雨量圖
(以公厘計)



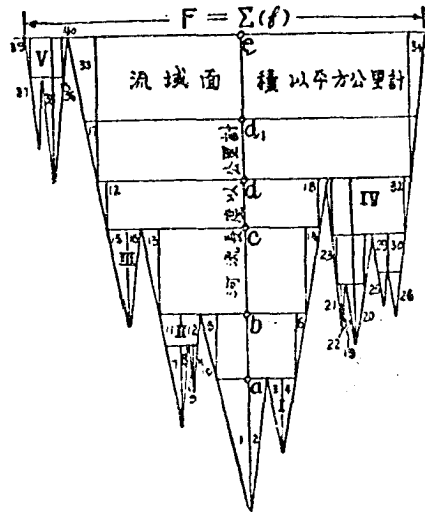
第九圖
中國重要城市下雨日數圖



第 六 圖
幹 河 及 支 流 流 域 圖



第 七 圖
流 域 面 積 圖



流域，第七圖為流域面積圖，同時參考雨量圖，規定各流域之平均雨量。

假定 $f_1, f_2, f_3 \dots$ 為各小部之流域面積，

$H_1, H_2, H_3 \dots$ 為各該流域面積內之平均雨量，

則全部流域面積 F 內之平均雨量應為 h ，求之如下式：

$$h = \frac{f_1 H_1 + f_2 H_2 + f_3 H_3 + \dots}{F}$$

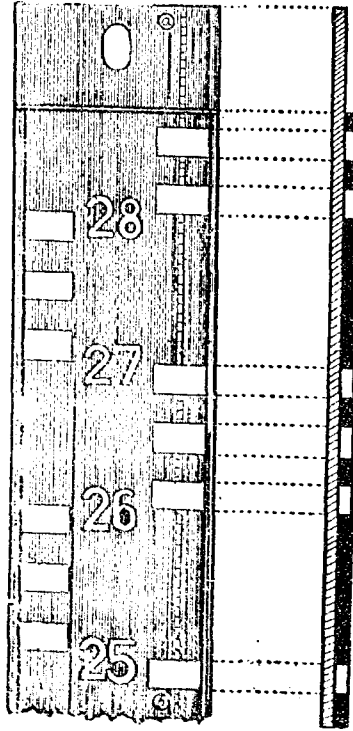
$$h = \frac{\sum(fH)}{\sum(f)}$$

吾國測驗雨量之處，已達二百餘站，依據徐家匯天文臺之報告，摘錄重要城市之雨量及下雨日數，分別繪製圖表，以資參考，各城市測驗雨量之期限，雖有長短之別，然全國雨量之分配，兩期之久暫，大略可考，堪供治河者之採用。參觀第一表第二表及第八圖第九圖。

第二節 水位

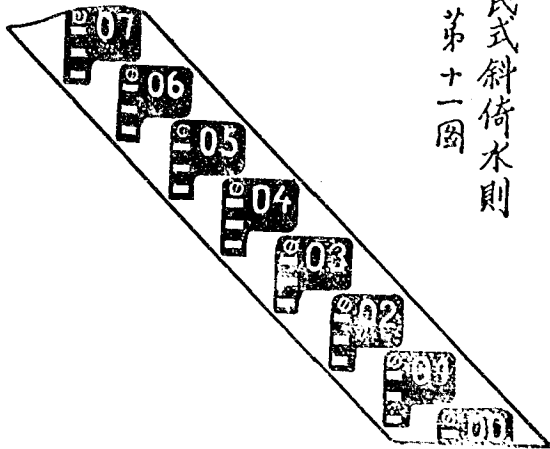
水位(Wasserstand)者，河流水面之高低也。因水位之昇降，可知流量之增減，對於治河工事，息息相關，是故測驗水位，實為治河設計前重要工作之一。測驗之器，名曰水則(Pegel)。水則零點，宜在最低水位之下，以免觀察之數，雜有負值。其高度又須超過最高水位之上，庶幾洪水高度，亦可得而量之。惟水則或以鐵製，或以堅木為之，其高度終屬有限。更有因地位之關係，洪水期內不便觀

測者，可分水則爲上下數部分，安設於適當之處，而以共同之零點爲依據。或遇非常洪漲，超過水則之頂，即須安設臨時水則，以誌水之高低。而臨時水則之零點，須於水退之後，用水平儀較準高度，以定其值。總之每一水則至少須用兩個固定之水平標點爲依據。而水則零點之高度，每年至少應校正一次，務使其差異不得超過一公分。至若水則之設置，宜求安穩，勿爲船隻或冰漸所撞觸。其地位並須易於觀察，勿爲他物所障蔽。故水則之設置，或在基址深

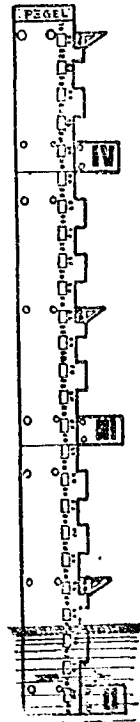


符氏式直立水則
第十圖

固之建築物上，或在深簷之樁上，或安於岸壁或橋礮之上。每一水則範圍以內，須流量相同。設遇支河匯入幹河之處，即應在支河口之上下，各設水則一座。水則之上，劃分尺度，每二公分，作一分畫。水則斜倚者，則其尺度，須按其直立高度準確分之。尺度之劃分，以顯明易見為主。昔時通用之水則，係以木製，惟因質軟，易為風雨及冰漸所侵蝕，分割不甚明顯，現已漸次淘汰。最近適用之水則，多係鐵製，分割係用磁質，嵌於鐵板之內。如第十圖及

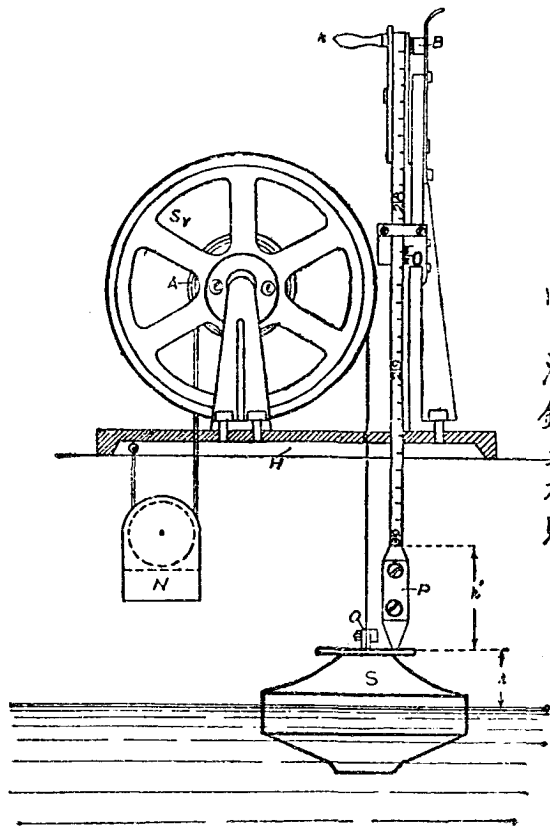


符氏式斜倚水則
第十一圖



第十二圖 歐特式水則

第十一圖均爲符氏式 (Seift-Fuess)。 又如第十二圖爲愛勃歐特式 (Epper-Ott)，其分畫係在鐵板上鑿洞，鐵板之一邊爲齒狀，公尺用羅馬字誌之。如水位之高低，不能直接在固定之水則上觀察，可採用浮錘式之水則，如第十三圖。S 爲浮錘，N 爲反重，反重乃用以維持浮錘位置之平衡者也。P 爲立桿，其零點 0，須先與水則之

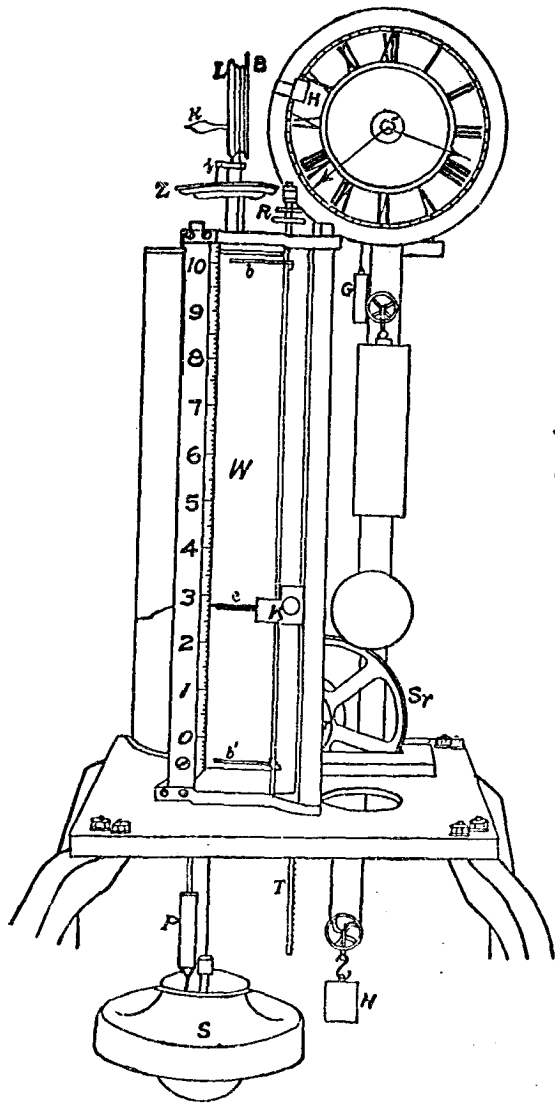


第十三圖 浮錘式水則

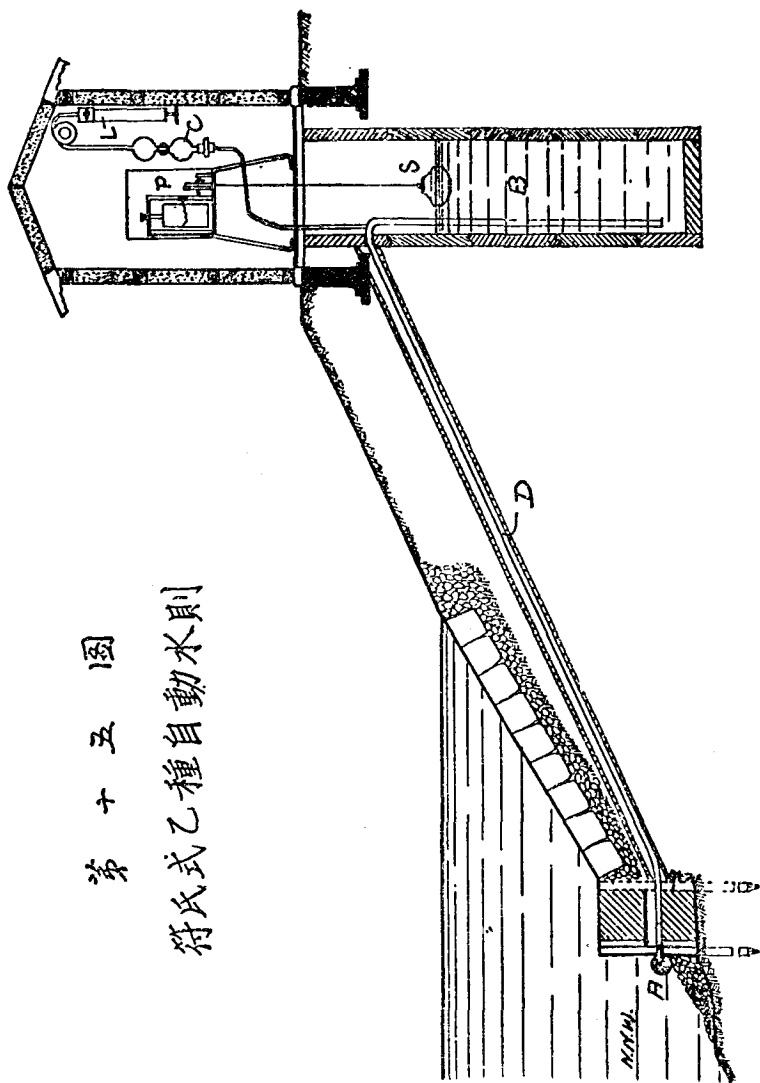
零點校準。假定二者相差之高度爲 H ，則測驗之時，立桿放至浮錘之上，首應量出 h 及 h' 二值。則立桿上測得之數，須減去 $H - (h + h')$ 之值，即爲真正水位之高度矣。

設在水位變遷頻數之處，宜採用自動水則 (Selbst-schreibende Pegel)，其種類雖多，然構造則大同小異。第十四圖爲符氏式甲種自動水則。S 爲浮錘，N 爲反重。浮錘用細鋼絲懸於滑輪 S_r 上。反重 N 懸於同軸相連而半徑較小之輪上。水面增高，浮錘上昇，則反重下墜。其動作由齒輪 r ，及齒桿 T，而傳之於墨針 C。墨針之尖（或用鉛筆）着於圓筒 W 外之圖紙上。圓筒之旋轉，在二十四小時，或一星期以內，自轉一次。水面高低之變遷，即隨時畫於紙上，成爲水位曲線 (Pegellinie)。但遇地基不堅，或水力及冰澌衝擊甚猛之處，符氏式之甲種自動水則易受影響，難期準確。其裝置與構造，應稍改變，如第十五圖。B 爲測水井，A 爲進水口，S 爲浮錘，D 爲吸虹管。C 爲玻璃球。吸虹管爲厚鉛皮所製，埋在不凍之地面以下。玻璃球有上下兩個，下面之球，由一小管通至吸虹管，爲排洩空氣之用。上面之球及吸筒 L，爲進出水之用。P 爲自動之紙筒，爲紀錄水位之用。

觀察水則，至公分爲止。遇有特別情形，例如非常之洪水低水等，須隨時登記，附以日期，俾資參考。每日多次觀察之水位，平均之，求得一日內之平均水位。積一月內各日之平均水位，以日數除之，求得一月內之平均水位。積一年內各日之平均水位，以三百六十五日除之，求得一年內之平均水位。以此類推，積多年觀察之



符氏式甲種自動水則
第十四圖



第十五圖
符氏乙種自動水則

數，而平均之，可以推求下列各種對於河工最有關係之水位如下：

(一)低水位 N. W. (Niedrigwasser) 爲多年測驗中最低水位之平均值。

(二)高水位 H. W. (Hochwasser) 爲多年測驗中最高水位之平均值。

更有夏令高水位 S. H. W. (Sommer-Hochwasser) 與冬令高水位 W. H. W. (Winter-Hochwasser) 之別。

(三)中水位 M. W. (Mittelwasser) 爲多年測驗中一切水位之平均值。

(四)最低水位 N. N. W. (Niedrigstwasser) 爲多年測驗中之最低水位。

(五)最高水位 H. H. W. (Hoechstwasser) 爲多年測驗中之最高水位。

(六)非常低水位 bek. N. N. W. (Bekanntes-Niedrigstwasser) 爲測驗時偶然遇得之非常最低水位，須記明日期。

(七)非常高水位 bek. H. H. W. (Bekanntes-Hoechstwasser) 爲測驗時偶然遇得之非常最高水位，須記明日期。

(八)常水位 G. W. (Gewoehnlicher Wasserstand) 與中水位不同，中水位爲計算所得之平均值，常水位則爲多年測驗中最尋常之水位。換言之，即在測驗之時期內，一半水位之紀錄，高於常水位，一半低於常水位。

至若中水位之界限，可用下式定之。

假設 h_{max} 代 H. W.

h_{min} 代 N. W.

h_m 代 M. W.

則中水位之上下界限如下：

$$h_{m1} = \frac{h_{max} + h_m}{2}$$

$$h_{m2} = \frac{h_m + h_{min}}{2}$$

換言之，水位之超過 h_{m1} 者為高水位。在 h_{m2} 以下者為低水位。 h_{m1} 與 h_{m2} 之間均為中水位。

關於水位之名稱，更有下列之區別，分述如次：

(一) 水位常度 (Häufigkeit der Wasserstaende) 如對於水則上任何一分格之高度而言，即水位在規定之時期內，達至此高度之次數。換言之亦即一年之中，水位達至此高度之日數也。

(二) 浸水期間 (Benetzungsdauer) 水則上某高度之浸水期間，即在測驗之時期內，水位超過此高度之日期也。

(三) 水位空間 (Spiegelraum) 即測驗期內，水位在水則上所達之最高點與最低點相差之高度。

(四) 平均水位空間 (Spielraummitte) 即平均高水位與平均低水位相差之高度。

(五) 平均常度 (Mittlere absolute Häufigkeit) 即水位常度之平均數。

(六)平均浸水期間(Mittlere Benetzungsdauer) 即浸水期間之平均數。

茲舉歐洲蘭茵河 (Rhein) 嚶荷地方 (Waldshut) 之水位表爲例 (參觀第三表)。表內第一行，爲水則上每一公寸之分格。第二行爲每分格之水位常度，乃從一年中之水位表上，檢查水位高度，在每一公寸之分格內，計有若干日，此項日數，即爲該分格之水位常度。再就第二行之水位常度，查得一年之中，超過某分格之水位，計有若干日，是爲某分格之浸水期間，填於第四行內。如欲求其百分數，則第二行及第四行之日數，以一百乘之，再以三百六十五日除之，分別填入第三行及第五行內。依據上表及第十六圖之各月水位曲線，可以繪製第十七圖。橫坐標表明日數，或百分數。縱坐標表明水位之高度。依照水位常度表第四行，畫出曲線，是爲浸水期曲線 (Linie der Benetzungsdauer)。此項曲線，表示任何水位高度之浸水期間，或任何浸水期間之水位高度。曲線與中間縱線相交之點，是爲常水位之高度。假定圖中用虛線標明之長方形，其長爲一年之日數，其高爲水位空間 (即一年中最高水位與最低水位相差之高度)，其底線在最低水位之上。又假定

F 爲浸水期曲線與長方形左角包圍之面積。

T 爲一年之日數或百分數。

H 爲水位空間，以公尺計。

t_m 爲平均浸水期間，以日數計，或以百分數計。

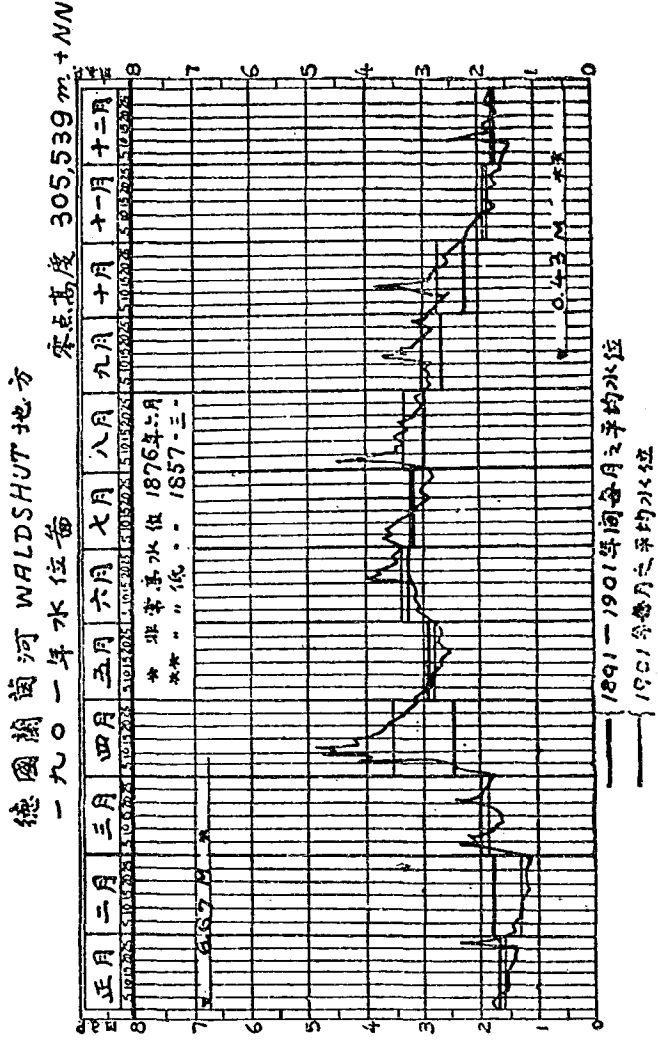
h_m 爲中水位減去最低水位之高度。

第 三 表

一九〇一年水位之常度

地点歐洲蘭茵河 Waldshut 地方 水則零點之高度為+305.539m N.N.

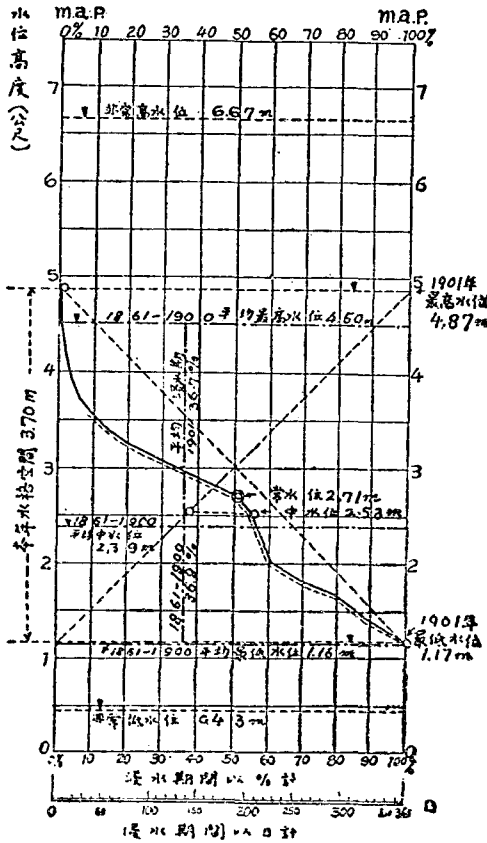
1 水則上每一 公寸之分格	2 水則分格上 之水位常度 日期	3 全年百分數	4 水則上各分 格之浸水期 間 日期	5 全年百分數	6 平均數及極限數	
4.90 至 4.81	1	0.3	0	0.0	a) 1901年之紀錄 a.P. H.H.W. 4.87m N.N.W. 1.17m 水位空間(=h _{max} -h _{min}) 3.70m 平均水位空間 3.02m M.W. 2.53m G.W. 2.71m 平均常度(參觀2.3格) 9.9日或2.7% 平均浸水期間(參觀4.5格)13.4日或36.7%	
4.80 > 4.71	0	0.0	1	0.3		
4.70 > 4.61	0	0.0	1	0.3		
4.60 > 4.51	2	0.5	1	0.3		
4.50 > 4.41	0	0.0	3	0.8		
4.40 > 4.31	2	0.5	3	0.8		
4.30 > 4.21	3	0.8	5	1.4		
4.20 > 4.11	2	0.5	8	2.2		
4.10 > 4.01	2	0.5	10	2.7		
4.00 至 3.91	2	0.5	12	3.3		b) 1891—1900平均數之紀錄之比較 H.W. 4.29m N.W. 1.14m 水位空間 3.15m 平均水位空間 2.72m M.W. 2.39m 平均常度 11.6日或3.18% 平均浸水期間 14.5日或39.7%
3.90 > 3.81	4	1.1	14	3.8		
3.80 > 3.71	7	1.9	18	4.9		
3.70 > 3.61	5	1.4	25	6.8		
3.60 > 3.51	12	3.3	30	8.2		
3.50 > 3.41	13	3.6	42	11.5		
3.40 > 3.31	11	3.0	55	15.1		
3.30 > 3.21	19	5.2	66	18.1		
3.20 > 3.11	20	5.5	85	23.3		
3.10 > 3.01	16	4.4	105	28.8		
3.00 至 2.91	25	6.8	121	33.2		c) 極限數 非常高水位 6.67m 非常低水位 0.43m 非常水位空間 6.24m
2.90 > 2.81	22	6.0	146	40.0		
2.80 > 2.71	17	4.7	168	46.0		
2.70 > 2.61	13	3.6	185	50.7		
2.60 > 2.51	7	1.9	198	54.2		
2.50 > 2.41	1	0.3	205	56.1		
2.40 > 2.31	7	1.9	206	56.4		
2.30 > 2.21	5	1.4	213	58.4		
2.20 > 2.11	4	1.1	218	59.8		
2.10 > 2.01	5	1.4	222	60.8		
2.00 至 1.91	14	3.8	227	62.2		
1.90 > 1.81	16	4.4	241	66.0		
1.80 > 1.71	26	7.1	257	70.4		
1.70 > 1.61	20	5.5	283	77.6		
1.60 > 1.51	12	3.3	303	83.0		
1.50 > 1.41	18	4.9	315	86.3		
1.40 > 1.31	17	4.7	333	91.2		
1.30 > 1.21	12	3.3	350	95.9		
1.20 > 1.11	3	0.8	362	99.2		
1.10 > 及以下	0	0.0	365	100.0		
	共365日	共100.0%				



第十六圖

第十七圖

一九〇一年洪水期曲線
 (地址) 蘭荷河 Waldshut 地方
 水則零點高度 305.539 m + NN



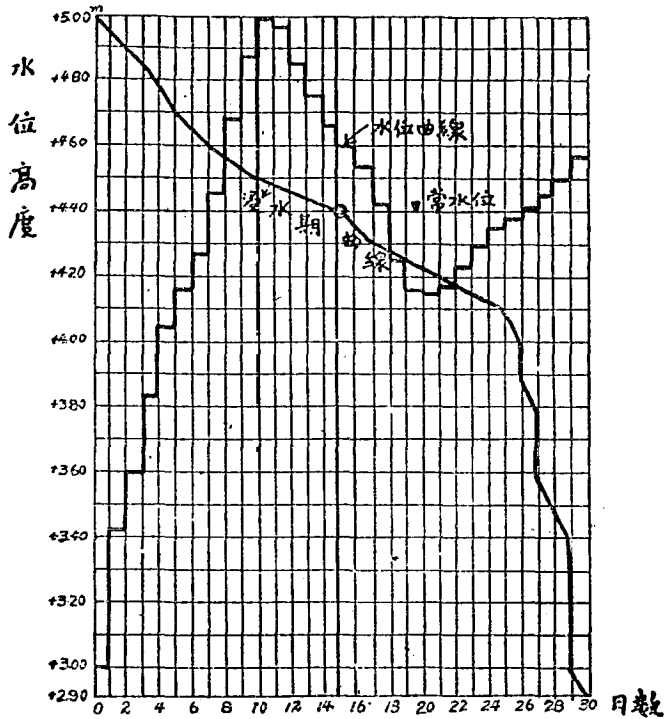
如是則

$$F = T \cdot h_m = H \cdot t_m$$

$$\frac{T}{t_m} = \frac{H}{h_m}$$

此式即係表示全年日數與平均浸水期間之比例，等於水位空間與平均水位高度之比例。如將一年中各日水位之和，以三百六十五

第 十 八 圖



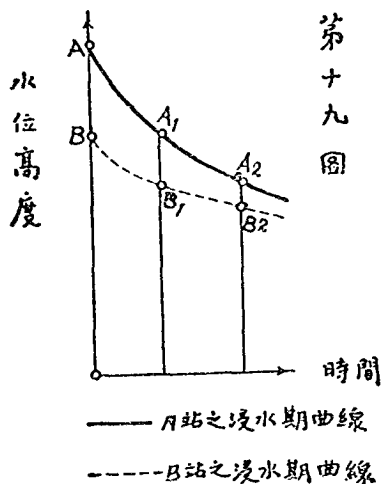
日除之，可以算出 h_m 之值。則 t_m 可依下式求之。

$$t_m = \frac{h_m \cdot T}{H}$$

又因
$$\frac{t_m}{h_m} = \frac{T}{H}$$

則中水位之橫線，與右邊對角線相交之點，即為平均浸水期間 t_m 。蓋 T 與 H 之比，等於 t_m 與 h_m 之比也。

設每日測得之水位，用第十八圖之格式表明之。則水位常度之檢查，更為簡易。而浸水期之曲線，亦易繪製。（參觀第十八圖）蓋就水位曲線，可以直接數出任何水位高度之浸水期間，用以繪製浸水期曲線。此項曲線，與十五日之縱線相交之點，即為常水位之高度。



設在相隣之水位測量站 A, B 二處, 求得浸水期曲線, 爲 AA_1A_2 及 BB_1B_2 並畫於同一坐標之內, 則各站在同年或同月中任何水位高度之浸水期間, 或任何浸水期間之水位, 均可立即求得, 堪爲互相比較之用。(參觀第十九圖)

按水則之名, 始見於宋史河渠志:『宋仁宗景祐二年(公元一〇三五年)楊億知雄州, 請立木爲水則, 以限盈縮。』又河工器具圖說有水誌之名, 以竹竿紮樁爲之。前者蓋爲永久誌水之用。後者祇用以暫時探水, 其結構雖均簡陋, 然我國河工學術進步之早, 於此可見一斑。又我國黃河水位之漲落, 月有差別, 名稱亦強之而異。宋史河渠志紀之甚詳:『立春之後, 東風解凍, 河邊人候水初至, 如漲一寸, 至夏秋大汛, 定漲一尺, 頗爲信驗, 謂之信水。二三月桃華始開, 冰泮雨積, 川流復集, 波瀾盛漲, 謂之桃華水。春末蕪菁華開, 謂之榮華水。四月末麩麥結秀, 榴芒變色, 謂之麥黃水。五月瓜實延蔓, 謂之瓜蔓水。朔野之地, 深山窮谷, 因陰沍寒, 冰堅曠泮, 迨乎盛夏, 消釋方盡, 而沃蕩山石, 水帶礫石, 併流於河, 故六月中旬後, 謂之礫山水。七月菽豆方秀, 謂之豆華水。八月荻亂華, 謂之荻苗水。九月以重陽紀節, 謂之登高水。十月水落安流, 復其故道, 謂之復橋水。十一月十二月斷冰雜流, 滿河澗凌, 乘寒復結, 謂之蹙凌水。水信有常, 率以爲準, 非時暴漲, 謂之客水。』此項名稱, 其源甚古, 漢代已沿用之。而黃河水汛又大別爲四: 自清明節起, 二十日止, 是爲桃汛。自初伏日起, 立秋日止, 是爲伏汛。自立秋日起, 霜降日止, 是爲秋汛。霜降以後時交冬令, 是爲凌汛。治河者, 視四汛之期, 而預爲修守工程之備, 蓋亦極可貴之經驗也。

第三節 水深

河流之水位, 時刻變易。是以測量水之深度(Wassertiefe), 須注意彼時之水面高度。如附近有水則之設備, 可直接觀察得之。否

則須設立臨時水則，以資依據。此項臨時水則之高度，應先從固定之水平標點較準之。如在潮流區域，則觀察水面之高度，每隔五分鐘須舉行一次。

測驗水深，通常用測桿 (Peilstange) 探之。測桿為圓形，桿底有圓盤，以免陷入鬆鬆之河牀內。桿而自下而上劃分尺寸，其零點適在圓盤。每一公寸作一分割，公分須於觀察時估計之。木質測桿之圓徑，下端約為三十公厘，上端約為四十至四十五公厘，惟應用時稍覺粗笨耳。最好採取鋼管製之測桿 (參觀第二十圖)，圓徑約為二十五至四十公厘。中部空虛，須不透氣，其重量適可下沉，而又能平直浮立，外塗油漆，以防銹蝕。每一公寸作一分割，並標明數碼。大致四公尺長之鋼桿，其重量約為1,9公斤。測驗時須將測桿逆流插入水中，藉水流之力扶之直立。設小河之內，水深在二公尺半以下者，可用標尺 (Nivellierlatte) (參觀第二十一圖)。標尺之脚，係用鋼質薄管製造。長度約為三公尺，可以任意伸縮，其重量約為五公斤。大河之內，水深超過八公尺者，測桿已不適用，須用鉛錘 (Lot) 繫繩探之。繩上標明尺寸。但風浪過大之處，鉛錘之繩，難以直立，亦即不易準確矣。至若規定測量水深之地位，如河寬在一百公尺以下，可用繩索張於河面，其兩端則繫於兩岸。繩索之上用記號標明河之寬度，測量者乘小船沿繩索測量水深。此項繩索最好為鋼質所製，其厚度及重量，隨長度而異，參觀第四表。如河面寬闊，則鋼索難以緊張，須每隔一百公尺，在固定之小船上，設法支撐之。然在河口或船舶交通繁盛之河內，上項測法，即不適



第二十圖
測桿

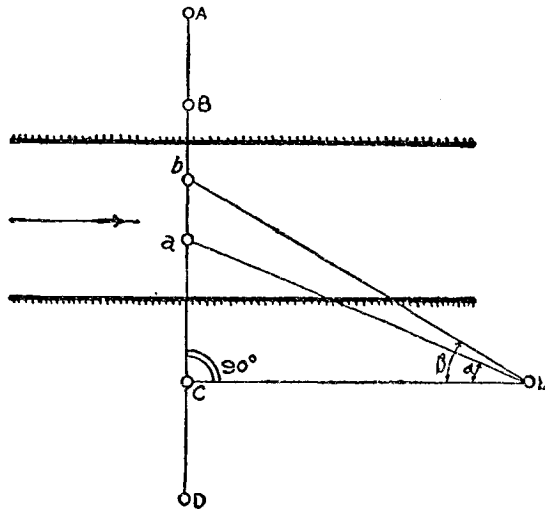


第二十一圖
標尺

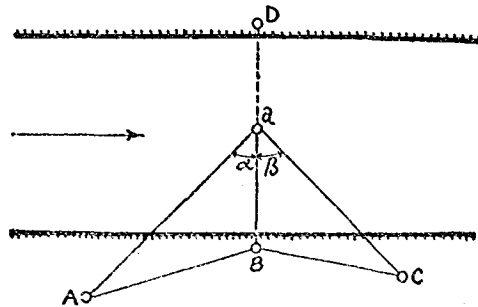
第 四 表

鋼索長度 公尺	厚 公厘	重 量 公斤
25	4	1.8
50	5	4.2
75	5	6.0
100	5	8.0
200	5	16
200	6	22
300	6	23

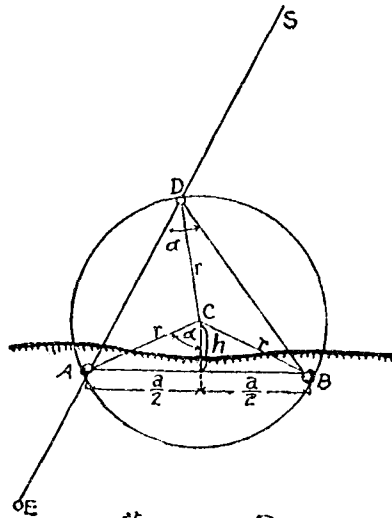
用。須完全利用測量方法計算之。假定兩岸均為空地，可採用第一法，如第二十二圖，ABCD 為標桿，在一直線上。E 處安設經緯儀一架，實測 CE 為基線。如測深處在 a 或 b，便在 E 處同時測出 α 及 β 之角度，由此算出 a 與 b 之地位。如河面遼闊，而在河之一邊岸上，除 B 點外，尚有 A C 兩點可以觀察，可採用第二法，如第二十三圖，測量水深之船，停於 a 點，由 a 向 A 及 C 兩點測出 α 及 β 兩角，並實測 AB 及 BC 之長度，與 $\angle aAB$ 及 $\angle aBC$ 角度，即可計算 a 之地位。如近海邊可用第三法，如第二十四圖，先實測 AB



第廿二圖



第廿三圖



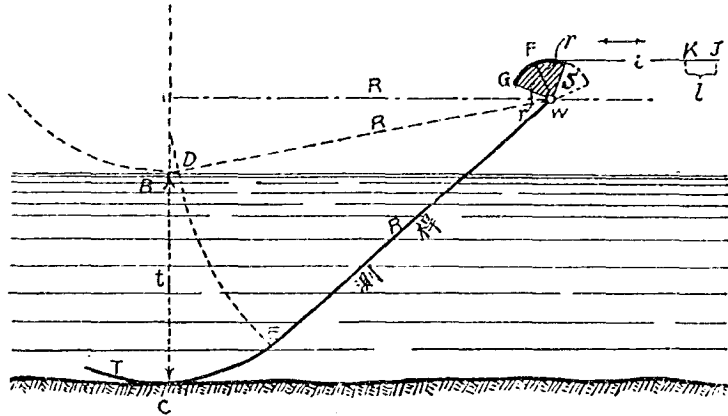
第十四圖

為基線。D 為測深之點，S A E 在一直線上。駕船至 D 點測出 α 之角度，則 $h = \frac{a}{2} \cot \alpha$ ， $r = \frac{h}{\cos \alpha}$ 然後應用繪圖法，求出 D 之地位。先平分 AB 線作 h，再從 A 以 r 為半徑，與 h 相交於 C，從 C 再以 r 為半徑作圓，即可求得 C 點矣。

在同一橫断面內測量水深，須視河面之寬度，及河牀之情形，而定測深點之多寡。如河面寬廣，河牀平整，則測點之距離愈可放大。通常在小河內，每隔一公尺測量水深一次。在大河內，每隔十公尺測量水深一次。測量者須隨時酌奪為之。河流橫断面之距離，在同一河段內，通常為河面寬度之半。但遇河灣及不規則之處，距離應減小。測量水深之結果，先畫於河流平面圖內。然後將同等水深

之點連接之，是為水深曲線(Linie gleicher Wassertiefe)。依據水深曲線，可以規定航線云。

上項測深之法，工作繁重，需時甚多。如欲迅速求得水深之處，可用自動測深器(Selbstzeichnender Peilapparat)，如第二十五圖。其主要部分為測桿，桿之下端T為圓弧形，上段R接於轉軸W。轉軸上有角輪S，輪上繫有鋼片i，鋼片之端



第二十五圖
自動測深器

有墨針，接近自轉之紙筒。測桿在河牀上拖拽向前，因深度之不同，則測桿隨之昇降，其動作由轉軸傳於角輪鋼片，而達於墨針，畫在紙筒之上。其連帶之關係如下：

$$AB = AD \text{ 弧}$$

AC=AE 弧

BC=水深 t=DE 弧

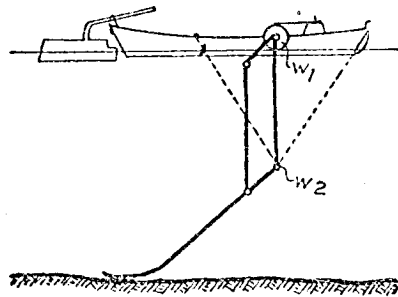
如測桿由 B 降至 C，即由水面下降 t 公尺，至於河牀，則墨針從 J 至 K，畫出 JK 一段，等於 l。則

$$FG : DE = r : R = l : t$$

$$t = l \frac{R}{r}$$

R 與 r 爲固定之數，因此可用 $\frac{R}{r}$ 之比例，量出 l 之數，是爲水深 t 之數值矣。

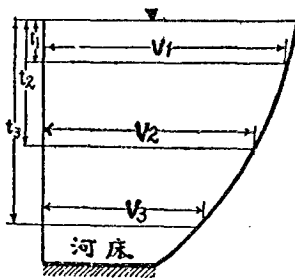
自動測深器安於小輪之上，小輪在河內駛行，速度不可過大，應先在測量之河段內試驗之，通常自每小時六公里至十公里爲度。測量人員在小輪上，須隨時考察測桿在河牀上拖拽之聲音，藉以辨別河牀或爲卵石，或爲細砂，並須記明紙筒之上，以資參考。小輪之航線，須擇水深之處。在相當之距離內，可用兩個或三個自動測深器



排列河面，同時測量橫斷面內之水深。但此項測桿之長度有限，如遇水深超過十一公尺之河段，則須另換一種測桿，其構造略異，而原理相同，參觀第二十六圖。

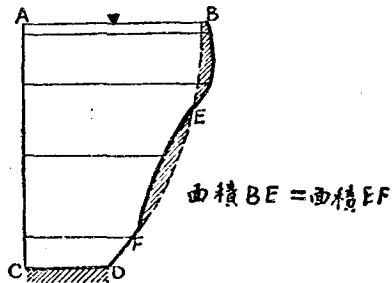
第四節 流速

流速 (Abflussgeschwindigkeit) 者，河水流行之速度也。測驗流速為治河初步工作之一。惟流速在同一河流之內，固屬隨處而異，即在同一橫剖面之內，亦各不同。吾人所求流速，乃其平均之值，實為理想之數耳。設自水面直立向下，每隔相當之深度， t_1 t_2 t_3 ，測驗流速為 v_1 v_2 v_3 ，繪成第二十七圖，聯為曲線，名曰縱流速曲線 (Vertikalgeschwindigkeits kurve)。普通測得之曲線，如第二十八圖。為便於計算起見，將曲線略改平整，使面積 BE 等於 EF。在



第二十七圖

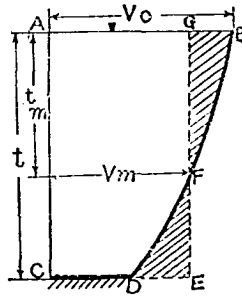
縱流速曲線



第二十八圖

此直立之方向內，其平均流速 (Mittlere Geschwindigkeit) v_m ，可用下式表明之。 f 為 ABCD 之面積， t 為水深， t_m 為平均流速在水面下之深度。面積 GBF 等於 DFE。參觀第二十九圖，得式如下：

$$v_m = \frac{f}{t}$$

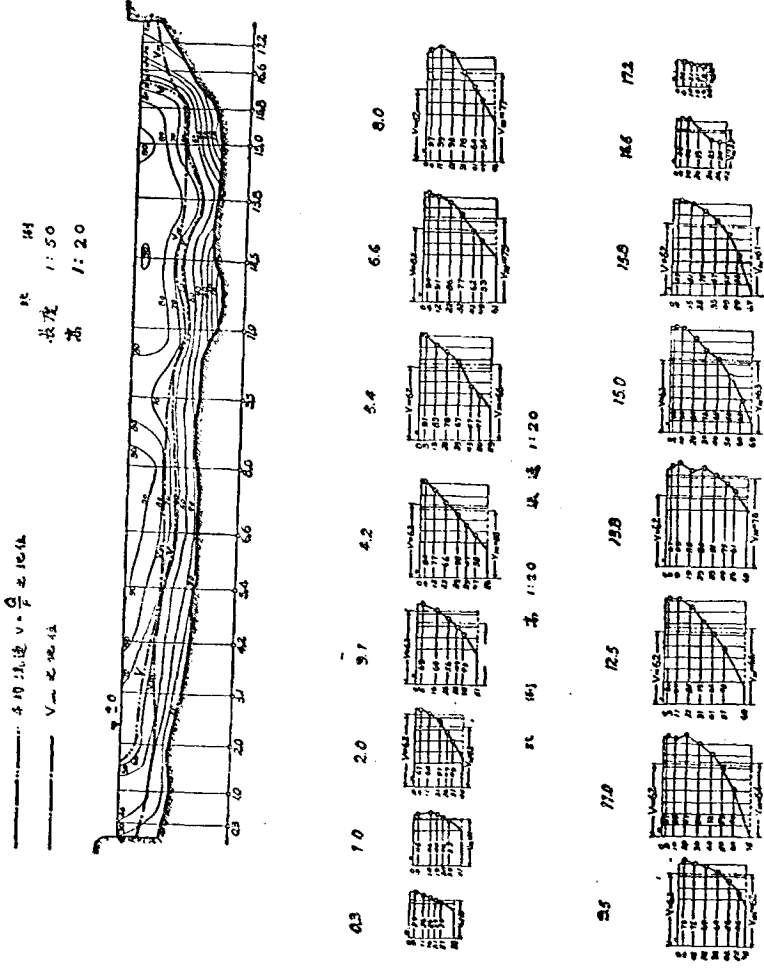


第 二 十 九 圖

觀察實測之縱流速曲線，可以明瞭流速變遷之情形如下：

- (一) 最大之流速，在水面相近之處。
- (二) 由水面向下愈深，流速愈小。如水坡愈大，水深愈小，則流速向下減小之程度亦愈烈。
- (三) 近河牀之流速，通常仍大於零。
- (四) 在直立之方向內，平均流速 v_m 約等於水面流速 v_0 之七分之二。平均流速距離水面之深度 t_m ，約等於水深 t 之十分之六。雖實際上不盡如是，而據經驗所得，其錯誤至多為百分之十云。

第 4 十 圖



$$v_m = \frac{6}{7} v_0$$

$$t_m = \frac{6}{10} t$$

如依河流之橫斷面，由左岸起至右岸止，每隔相當之距離，即測驗縱流速一次，各繪流速曲線，各求平均流速 v_m ，（參觀第三十圖）並在橫斷面內，各依水深，標明流速之值，再選擇相同之流速，每隔十公分聯成曲線，是為等速曲線 (Linie gleicher Geschwindigkeit)。但各平均流速 v_m 聯成之曲線，並非流速相等，乃表示平均流速之位置也，如流量 Q 及橫斷面之面積 F ，均已測驗，亦可計算全橫斷面內之平均流速如下式：

$$v = \frac{Q}{F}$$

此項平均流速 v ，再繪於各流速曲線中，求其地位，然後在橫斷面內依其地位聯成曲線，亦可知平均流速之位置矣。據經驗所得，平均流速 v ，與水面最大之流速 v_{0max} 之比例如下：

$$v = \frac{3}{4} v_{0max}$$

但此項測驗所得之結果，雖較準確，然工作異常繁重，於是各種估計流速之公式，俾便實用，其原理略述如次：

假設某河段內，其上下兩橫斷面之面積為 F_0 及 F_u ，流速為 v_0 及

v_u 。每秒鐘之流量為 Q 。則

$$v_0 = \frac{Q}{F_0} \quad v_u = \frac{Q}{F_u}$$

由此可以假定 K_0 及 K_u 為與 v_0 及 v_u 適合之壓力高度 (Geschwindigkeits oder Druckhöhe)。 g 為天然加速 (natuerliche Beschleunigung)。 h 為水面相差之高度，亦即該河段內之水坡 (Absolute Spiegelgefälle)。 w 為因阻力而損失之水坡高度。 (die durch die Bewegungswiderstände verzehrte Gefällehöhe)。

$$k_0 = \frac{v_0^2}{2g} \quad k_u = \frac{v_u^2}{2g}$$

$$w = k_0 + h - k_u$$

假定該河段內之水流為等速流動 (gleichförmige Bewegung) 則 w 適等於 h ，並可推知下列各式：

$$h = w$$

$$k_0 = k_u$$

$$v_0 = v_u$$

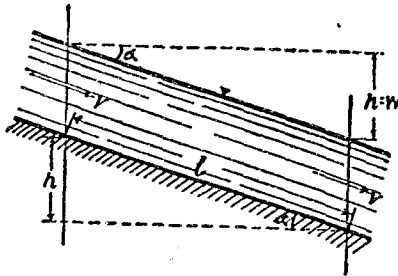
$$F_0 = F_u$$

是以等速流動者，乃水流內部不發生內動力，所有經過各橫斷面之流速均相等也。如是則河段須完全平直，任何橫斷面須相等，河牀與水面之坡度亦須相等。但此種條件，非特在天然之河流內，無從尋覓，即係人工造成之水渠，亦難適合。不得已祇可假定流動阻力 w ，與壓力高度 $\frac{v^2}{2g}$ 及水流所接觸之河牀面積 pl ，成正比例，與

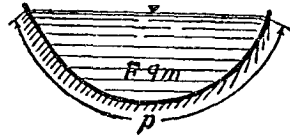
橫斷面 F 成反比例。又因河牀之粗滑，亦有相當之關係，乃加一係數 x ，成立下式如次：（參觀第三十一及三十二圖）

$$h = w = \frac{v^2}{2g} pl \frac{1}{F} x$$

$$v = \sqrt{\frac{2g}{x}} \cdot \sqrt{\frac{Fh}{pl}}$$



第 三 十 一 圖



第 三 十 二 圖

又因河牀傾斜之角度 α 甚小，可知比降 (Relatives Gefälle) J 如下式：

$$\frac{h}{l} = \sin \alpha \cong \operatorname{tg} \alpha = J$$

又假定 $\frac{F}{p}$ 爲水羈半徑 (Profilradius) R ，由此成立等速水流之公式如下：

$$v = \sqrt{\frac{2g}{x}} \cdot \sqrt{RJ}$$

$$v = c\sqrt{RJ}$$

此項公式內之R及J，均可實測得之。而係數c之規定，依據各家之理論與試驗，互有差異，茲擇要臚舉如下：

(一) 巴清氏公式(H. Bazin)。

$$v = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

n之值，與河牀之粗滑有關，巴清氏試驗之結果，參觀第五表。

巴清氏公式內n數值表(第五表)

等級	試驗水槽之類別	n
1	最光滑之槽(水泥或刨光之木板)	0,06
2	光槽(磚或板)	0,16
3	碎石砌槽	0,46
4	地下掘槽兩邊鋪以石塊	0,85
5	地下掘槽之槽	1,30
6	不平之地槽加鋪砂石	1,75

巴清氏分別n之值，成立係數表，計算流速之時，可依照河牀粗滑之程度，在表內檢查係數c之數值，代入流速公式，即可計算得之。參觀第六表。

(二) 耿固勒氏及葛達氏公式(Ganguillet und Kutter)。

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}$$

n 之數值，亦與水槽之粗滑有關，參觀第七表：

葛達氏公式內 n 數值表（第七表）

等 級	試 驗 水 槽 之 類 別	n	$\frac{1}{n}$
1	水泥或刨光之木板	0,010	100
2	粗木板	0,012	83
3	磚石砌槽	0,013	77
4	亂石砌槽	0,017	59
5	土槽，有規則之河溪	0,025	40
6	不平整之土槽，雜以少量之砂與水草	0,030	33
7	極不平整之槽，雜以多量之砂與水草	0,035	29

葛達氏依據上列 n 數值，製成第八表，以便計算。

(三) 海司爾氏公式 (C. Hessle)。

$$v = k(1 + n\sqrt{R})\sqrt{RJ}$$

n 之數值，經過若干次之試驗，等於 0,5。k 之數值，與河牀之糙率有關，海司爾氏規定天然河流之河牀糙率為二十五。其公式如下：n=0,5 k=25。

$$v = 25(1 + 0,5\sqrt{R})\sqrt{RJ}$$

海司爾氏公式內 $c = 25(1 + 0,5\sqrt{R})$ 之數值，參觀第九表。

(四) 赫瑪克氏公式 (J. Hermanek)。

巴清氏公式 $c = \frac{87}{1+\sqrt{R}}$

第六表

R m _分	類 別						R m _分	類 別					
	1	2	3	4	5	6		1	2	3	4	5	6
0.05	68.5	50.7	28.4	18.1	12.8	9.9	0.70	81.1	73.0	56.1	43.1	34.1	28.1
0.06	69.8	52.6	30.2	19.4	13.8	10.7	0.75	81.3	73.4	56.8	43.9	34.8	28.8
0.07	70.9	54.2	31.7	20.6	14.7	11.4	0.80	81.5	73.8	57.4	44.6	35.5	29.4
0.08	71.8	55.6	33.1	21.7	15.5	12.1	0.85	81.7	74.1	58.0	45.2	36.1	30.0
0.09	72.5	56.7	34.4	22.7	16.3	12.7	0.90	81.8	74.4	58.6	45.9	36.7	30.6
0.10	73.1	57.7	35.5	23.6	17.0	13.3	0.95	81.9	74.7	59.1	46.5	37.3	31.1
0.11	73.6	58.7	36.5	24.4	17.7	13.9	1.00	82.0	75.0	59.6	47.0	37.8	31.6
0.12	74.1	59.5	37.4	25.2	18.3	14.4	1.10	82.2	75.4	60.5	48.0	38.8	32.6
0.13	74.6	60.2	38.2	25.9	18.9	14.9	1.20	82.4	75.9	61.3	48.9	39.7	33.5
0.14	75.0	60.9	39.0	26.7	19.4	15.3	1.30	82.6	76.3	62.0	49.8	40.6	34.3
0.15	75.3	61.5	39.7	27.2	19.9	15.8	1.40	82.8	76.3	62.6	50.6	41.4	35.1
0.16	75.6	62.1	40.5	27.8	20.4	16.2	1.50	82.9	76.9	63.2	51.3	42.2	35.8
0.17	75.9	62.7	41.2	28.4	20.9	16.6	1.60	83.0	77.2	63.8	52.0	42.9	36.5
0.18	76.2	63.2	41.8	29.0	21.4	17.0	1.70	83.1	77.5	64.3	52.6	43.6	37.1
0.19	76.5	63.6	42.4	29.5	21.8	17.3	1.80	83.2	77.7	64.8	53.2	44.2	37.7
0.20	76.7	64.1	42.9	30.0	22.3	17.7	1.90	83.3	77.9	65.2	53.8	44.8	38.3
0.21	76.9	64.5	43.5	30.5	22.7	18.1	2.00	83.4	78.1	65.6	54.3	45.3	38.9
0.22	77.1	64.9	44.0	30.9	23.1	18.4	2.20	83.6	78.5	66.4	55.3	46.4	39.9
0.23	77.3	65.2	44.4	31.4	23.4	18.7	2.40	83.7	78.8	67.1	56.2	47.3	40.8
0.24	77.5	65.5	44.8	31.8	23.8	19.0	2.60	83.8	79.1	67.7	57.0	48.1	41.7
0.25	77.6	65.9	45.3	32.2	24.2	19.3	2.80	83.9	79.4	68.2	57.3	48.9	42.6
0.26	77.8	66.2	45.7	32.6	24.5	19.6	3.00	84.0	79.6	68.7	58.7	49.7	43.3
0.27	78.0	66.5	46.1	33.0	24.8	19.9	3.20	84.1	79.8	69.2	58.9	50.4	44.0
0.28	78.1	66.8	46.5	33.4	25.2	20.2	3.40	84.2	80.0	69.6	59.5	51.0	44.6
0.29	78.3	67.0	46.9	33.7	25.5	20.5	3.60	84.3	80.2	70.0	60.1	51.6	45.2
0.30	78.4	67.3	47.3	34.1	25.8	20.7	3.80	84.4	80.4	70.4	60.6	52.2	45.8
0.31	78.5	67.6	47.6	34.3	26.1	21.0	4.00	84.4	80.5	70.7	61.0	52.7	46.4
0.32	78.6	67.8	47.9	34.7	26.4	21.2	4.50	84.6	80.9	71.5	62.1	53.9	47.6
0.33	78.8	68.0	48.2	35.1	26.7	21.5	5.00	84.7	81.2	72.1	63.0	55.0	48.8
0.34	78.9	68.2	48.5	35.4	26.9	21.7	5.50	84.8	81.4	72.7	63.8	56.0	49.8
0.35	79.0	68.4	48.8	35.7	27.2	22.0	6.00	84.9	81.6	73.2	64.6	56.8	50.7
0.36	79.1	68.6	49.2	36.0	27.5	22.2	6.50	85.0	81.8	73.7	65.2	57.6	51.6
0.37	79.2	68.8	49.5	36.3	27.7	22.4	7.00	85.0	82.0	74.1	65.8	58.3	52.3
0.38	79.2	69.0	49.8	36.6	28.0	22.7	7.50	85.1	82.2	74.5	66.4	58.9	53.0
0.39	79.3	69.2	50.1	36.8	28.2	22.9	8.00	85.2	82.3	74.8	66.9	59.5	53.7
0.40	79.4	69.4	50.4	37.1	28.5	23.1	8.50	85.2	82.4	75.1	67.4	60.1	54.3
0.41	79.5	69.6	50.6	37.4	28.7	23.3	9.00	85.3	82.6	75.4	67.8	60.7	54.9
0.42	79.6	69.7	50.9	37.6	28.9	23.5	9.50	85.3	82.7	75.7	68.2	61.2	55.6
0.43	79.7	69.9	51.1	37.9	29.2	23.7	10.00	85.3	82.8	75.9	68.5	61.6	56.0
0.44	79.7	70.1	51.4	38.1	29.4	23.9	11.00	85.4	83.0	76.4	69.2	62.5	57.0
0.45	79.8	70.2	51.6	38.4	29.6	24.1	12.00	85.5	83.1	76.8	69.9	63.3	57.8
0.46	79.9	70.4	51.8	38.6	29.8	24.3	13.00	85.5	83.3	77.1	70.4	63.9	58.6
0.47	80.0	70.5	52.0	38.8	30.0	24.5	14.00	85.6	83.4	77.4	70.9	64.5	59.3
0.48	80.0	70.6	52.3	39.1	30.2	24.7	15.00	85.6	83.5	77.7	71.3	65.1	59.9
0.49	80.1	70.8	52.5	39.3	30.4	24.8	16.00	85.7	83.6	78.0	71.7	65.6	60.5
0.50	80.2	70.9	52.7	39.5	30.6	25.0	17.00	85.7	83.7	78.3	72.1	66.1	61.1
0.55	80.4	71.5	53.7	40.5	31.6	25.9	18.00	85.7	83.8	78.5	72.5	66.6	61.6
0.60	80.7	72.1	54.6	41.4	32.5	26.7	19.00	85.8	83.9	78.7	72.8	67.0	62.1
0.65	80.9	72.6	55.4	42.3	33.3	27.4	20.00	85.9	84.0	78.8	73.0	67.3	62.5

葛達公式 $v = C \sqrt{RJ}$ C之數值表

R	$\eta=0.035$			$\eta=0.030$			$\eta=0.025$			$\eta=0.020$			R
	1000J=			1000J=			1000J=			1000J=			
	1.0 u. mehr 以上	0.2	0.05	1.0 u. mehr 以上	0.2	0.05	1.0 u. mehr 以上	0.2	0.05	1.0 u. mehr 以上	0.2	0.05	
0.1	14+	14-	-	18-	16+	-	22	21-	-	29	27	-	0.1
0.2	18+	17+	-	22	21	-	27	26	-	35+	34	-	0.2
0.3	21-	20	-	25-	24-	-	30+	29+	-	39+	38	-	0.3
0.4	22+	22	-	27-	26	-	33-	32	-	42	41	-	0.4
0.5	24	23+	23-	28+	28	26+	34+	34	32+	44	43	41	0.5
0.6	25	25	24	30-	30+	30	36	35+	34	45+	45	43+	0.6
0.7	26	26	25+	31	30+	30-	37	37	36-	47	46+	45+	0.7
0.8	27	27	26+	32-	31+	31	38	38	37+	48	48-	47	0.8
0.9	28	28	28-	32+	32+	32	39	39	39-	49-	49	49	0.9
1.0	29-	29-	29-	33+	33+	33+	40	40	40	50	50	50	1.0
1.2	30	30	30+	35-	35	35+	41+	41+	42	51	52-	52	1.2
1.4	31	31	32-	36-	36	37	43-	43-	44-	52+	53	54	1.4
1.6	32-	32	33	37-	37	38	44	44	45	53+	54	56	1.6
1.8	32+	33	34	37+	38	39+	45-	45-	47-	54	55	58	1.8
2.0	33	34-	35+	38	39-	40+	46-	46-	48	55	56+	59	2.0
2.2	34-	34+	36+	39-	39+	42-	46+	46+	49	56	57	60+	2.2
2.4	34+	35	37	39	40	43-	47	47	50	57-	58	62+	2.4
2.6	35-	35+	38	40-	41-	43+	48-	48-	51	57	58+	63	2.6
2.8	35	36	39-	40	41	44+	48	48	52	58-	59	63+	2.8
3.0	36+	36+	39+	40+	42-	45	49-	49-	53-	58+	60-	64	3.0
4	-	-	-	42	44-	48	51	51	56	60	62	68-	4
5	-	-	-	43	46	51-	52+	52+	59	61	63+	70	5
6	-	-	-	44	46+	52+	54-	54-	60+	62	65-	72	6
7	-	-	-	45	47+	54+	55	55	62+	63	65+	74	7
8	-	-	-	46	48+	56-	56-	56-	64-	63+	66+	75+	8
9	-	-	-	46+	49	57	56+	56+	65	64	67	76+	9
10	-	-	-	47	49+	58	57	57	66	64+	67+	77+	10

依照葛達氏公式計算流速 v 以 m/sec 計

R	$\eta=0.030$					$\eta=0.025$					R
	1000J=					1000J=					
	1.0	0.6	0.4	0.3	0.2	1.0	0.6	0.4	0.3	0.2	
0.1	0.18-	0.13+	0.11+	0.09+	0.07+	0.22	0.17	0.14-	0.12-	0.09	0.1
0.2	0.31	0.24-	0.19+	0.16+	0.13+	0.38	0.29+	0.24	0.21-	0.17	0.2
0.3	0.43	0.32+	0.27-	0.23	0.18+	0.55-	0.40	0.33-	0.28	0.23	0.3
0.4	0.53+	0.41	0.33+	0.29	0.23	0.65	0.50	0.41	0.35	0.28+	0.4
0.5	0.63+	0.49	0.40	0.34+	0.28	0.77	0.60	0.49-	0.42	0.34	0.5
0.6	0.72+	0.56	0.46-	0.39+	0.32	0.88	0.68+	0.55	0.48	0.39	0.6
0.7	0.82-	0.63	0.51	0.44	0.36	0.98+	0.76	0.62	0.54-	0.44	0.7
0.8	0.90	0.69+	0.56+	0.49-	0.40	1.08	0.84	0.68+	0.59	0.48	0.8
0.9	0.97+	0.75+	0.62	0.53+	0.44-	1.17	0.91	0.74	0.64+	0.52+	0.9
1.0	1.05	0.82-	0.67	0.58	0.47+	1.26+	0.98	0.80	0.69+	0.57-	1.0
1.1	1.13	0.87+	0.71+	0.62	0.50+	1.35	1.04	0.85	0.74	0.61-	1.1
1.2	1.20	0.83	0.76	0.66	0.54	1.43	1.11	0.91-	0.79-	0.64+	1.2
1.3	1.27	0.98	0.80+	0.70	0.57	1.51-	1.17	0.96-	0.83	0.68	1.3
1.4	1.34	1.03+	0.85	0.74-	0.60	1.59	1.23	1.00+	0.87+	0.72	1.4
1.5	1.40	1.08+	0.89-	0.77	0.62	1.66+	1.29	1.05+	0.91+	0.75	1.5
1.6	1.46+	1.13+	0.93	0.81-	0.66	1.74	1.35-	1.10	0.95+	0.79-	1.6
1.7	1.53	1.18	0.97	0.84	0.69	1.81	1.40	1.14+	0.99+	0.82	1.7
1.8	1.59	1.23	1.01-	0.87+	0.72	1.88	1.46-	1.19	1.03+	0.85	1.8
1.9	1.64+	1.27+	1.04	0.91	0.75-	1.95	1.51	1.23+	1.07	0.88	1.9
2.0	1.71-	1.32	1.08+	0.94+	0.77+	2.01	1.56	1.28	1.11	0.91+	2.0
2.1	1.76	1.36+	1.12	0.97+	0.80	2.08	1.61	1.32	1.15	0.94+	2.1
2.2	1.82	1.41	1.15	1.00+	0.83-	2.15	1.66+	1.36+	1.18+	0.97+	2.2
2.3	1.87	1.45	1.19	1.03+	0.85+	2.21	1.71	1.40	1.22	1.00+	2.3
2.4	1.92	1.49	1.22+	1.06+	0.88-	2.26	1.75+	1.44	1.25+	1.03	2.4
2.5	1.97	1.53	1.26	1.09+	0.90+	2.32	1.80	1.48	1.29+	1.06	2.5
2.6	2.02	1.57	1.29	1.12+	0.93	2.38	1.85	1.52	1.32+	1.09	2.6
2.7	2.07	1.61	1.32	1.15	0.95	2.43	1.89	1.55+	1.36	1.11+	2.7
2.8	2.12	1.65	1.36-	1.18	0.97+	2.49	1.93+	1.59+	1.39	1.14	2.8
2.9	2.17	1.68+	1.39	1.21	0.99+	2.54	1.98	1.63	1.42	1.16+	2.9
3.0	2.21	1.72	1.42	1.24-	1.02	2.59	2.02	1.66	1.45	1.19	3.0

海司尔氏公式

$$C = 25(1 + 0.5\sqrt{R})$$

(第九表)

R	C	R	C	R	C	R	C	R	C	R	C	R	C
0,05	28	0,35	32	0,8	36	1,4	40	2,0	43	3,5	48	6,5	57
0,10	29	0,40	33	0,9	37	1,5	40	2,2	44	4,0	50	7,0	58
0,15	30	0,45	33	1,0	38	1,6	41	2,4	44	4,5	52	7,5	59
0,20	31	0,50	34	1,1	38	1,7	41	2,6	45	5,0	53	8,0	60
0,25	31	0,60	35	1,2	39	1,8	42	2,8	46	5,5	54	9,0	63
0,30	32	0,70	36	1,3	39	1,9	42	3,0	47	6,0	56	10,0	65

赫瑪克氏之公式，用平均水深 t ，代替水罨半徑 R ，並將係數 c 依照水深，代以數字，藉免選擇糙率之困難。其基本公式為 $v=c\sqrt{tJ}$ 。對於天然河流，成立下列三式：

1. $t \leq 1,5m$	$v = 30,7\sqrt{t}\sqrt{tJ}$
2. $1,5 < t \leq 6m$	$v = 34\sqrt[4]{t}\sqrt{tJ}$
3. $t > 6m$	$v = (50,2 + 0,5t)\sqrt{tJ}$

赫瑪克氏公式，如應用於天然河流，則式內係數 c 之計算，可參觀第十表。

若河槽係人工所造，則赫瑪克氏計算流速之公式如下：

$$v = \left[c_0 + \frac{m}{6}(70 - c_0) \right] \sqrt{tJ}$$

式內

$$c_0 = 34\sqrt[4]{t}$$

m 之數值，視河牀糙率之等級而異，參觀第十一表。

第 十 一 表

等 級	河 牀 之 構 造	m
1	光滑水泥面	6
2	水泥面或平滑之石壁	5
3	刨光之板或石壁	4
4	磚壁	3
5	粗板或平整砌築之碎石面	2
6	平常之碎石面	1
7	土槽	0

如河槽狹而深，則係數 c 須依下式略為減小。

$$c_1 = c(1 - an)$$

式內
$$a = \frac{1}{4}; \quad n = \frac{t}{b}$$

是以赫瑪克氏公式，如應用於人造河槽，則公式內之係數 c ，可參考第十二表計算之。

(五)馬特寺氏公式 (M. Matakiewicz).

$$v = \frac{116 \cdot J^{0.493+10J}}{2.2 + t^{\frac{2}{3} + \frac{0.16}{t \cdot t}}} t$$

馬特寺氏公式內之未知數，僅比降 J 及平均水深 t 兩項。計算流速之時，可參觀第十三表。

(六)林伯氏公式 (W. Lindboe).

林伯氏計算流速之方法，分列兩表。（參觀第十四表及第十五表）第十四表內，可直接尋出流速之算式。計算之先，須考察比降之大小，以及河槽深度與寬度之比例，按表尋出算式，而求流速之數值。第十五表內，須先求係數 c ，代入流速公式內計算之。但林伯氏公式適用之範圍，限於下列之規定，宜加注意。

$$1. b \geq 10,0m \quad 3. \frac{t}{b} \leq 0,1$$

$$2. t \leq 14,0m \quad 4. J \leq 0,005$$

各家公式之總評：

(一)巴清氏公式 如糙率之等級，選擇準確，則依此公式求得之

t (m)	$C=30.7\sqrt{t}$	$C=34\sqrt[4]{t}$	$C=(50.2+0.5t)$	t (m)	$C=30.7\sqrt{t}$	$C=34\sqrt[4]{t}$	$C=(50.2+0.5t)$
0.10	9.7	—	—	0.95	29.9	—	—
0.11	10.2	—	—	1.00	30.7	—	—
0.12	10.6	—	—	1.10	32.2	—	—
0.13	11.1	—	—	1.20	33.6	—	—
0.14	11.5	—	—	1.30	35.0	—	—
0.15	11.9	—	—	1.40	36.3	—	—
0.16	12.3	—	—	1.50	37.6	—	—
0.17	12.7	—	—				
0.18	13.0	—	—	1.50	—	37.6	—
0.19	13.4	—	—	1.60	—	38.2	—
0.20	13.7	—	—	1.70	—	38.8	—
0.21	14.1	—	—	1.80	—	39.4	—
0.22	14.4	—	—	1.90	—	39.9	—
0.23	14.7	—	—	2.00	—	40.4	—
0.24	15.0	—	—	2.20	—	41.4	—
0.25	15.4	—	—	2.40	—	42.3	—
0.26	15.7	—	—	2.60	—	43.2	—
0.27	16.0	—	—	2.80	—	44.0	—
0.28	16.3	—	—	3.00	—	44.8	—
0.29	16.5	—	—	3.20	—	45.5	—
0.30	16.8	—	—	3.40	—	46.2	—
0.31	17.1	—	—	3.60	—	46.8	—
0.32	17.4	—	—	3.80	—	47.5	—
0.33	17.6	—	—	4.00	—	48.1	—
0.34	17.9	—	—	4.50	—	49.5	—
0.35	18.2	—	—	5.00	—	50.8	—
0.36	18.4	—	—	5.50	—	52.1	—
0.37	18.7	—	—	6.00	—	53.2	—
0.38	18.9	—	—				
0.39	19.2	—	—	6.00	—	—	—
0.40	19.4	—	—	6.50	—	—	—
0.41	19.7	—	—	7.00	—	—	—
0.42	19.9	—	—	7.50	—	—	—
0.43	20.1	—	—	8.00	—	—	—
0.44	20.4	—	—	8.50	—	—	—
0.45	20.6	—	—	9.00	—	—	—
0.46	20.8	—	—	9.50	—	—	—
0.47	21.1	—	—	1 0.00	—	—	—
0.48	21.3	—	—	1 1.00	—	—	—
0.49	21.5	—	—	1 2.00	—	—	—
0.50	21.7	—	—	1 3.00	—	—	—
0.55	22.8	—	—	1 4.00	—	—	—
0.60	23.8	—	—	1 5.00	—	—	—
0.65	24.8	—	—	1 6.00	—	—	—
0.70	25.7	—	—	1 7.00	—	—	—
0.75	26.6	—	—	1 8.00	—	—	—
0.80	27.5	—	—	1 9.00	—	—	—
0.85	28.3	—	—	2 0.00	—	—	—
0.90	29.1	—	—				

赫瑪克氏公式係數表 (適用於人工河槽)

水深 (m) (公尺)	等 級						
	1	2	3	4	5	6	7
0.05	64.1	61.0	52.0	43.0	34.1	25.1	16.1
0.06	64.7	61.1	52.3	43.4	34.6	25.7	16.8
0.07	65.3	61.2	52.5	43.7	35.0	26.2	17.5
0.08	65.8	61.3	52.7	44.0	35.4	26.7	18.1
0.09	66.3	61.4	52.9	44.3	35.7	27.2	18.6
0.10	66.7	61.5	53.0	44.6	36.1	27.6	19.1
0.11	67.1	61.6	53.2	44.8	36.4	28.0	19.6
0.12	67.5	61.7	53.3	45.0	36.7	28.3	20.0
0.13	67.8	61.7	53.5	45.2	36.9	28.7	20.4
0.14	68.1	61.8	53.6	45.4	37.2	29.0	20.8
0.15	68.4	61.9	53.7	45.6	37.4	29.3	21.2
0.16	68.7	61.9	53.8	45.7	37.6	29.5	21.5
0.17	68.9	62.0	54.0	45.9	37.9	29.9	21.8
0.18	69.1	62.1	54.1	46.1	38.1	30.1	22.2
0.19	69.2	62.1	54.2	46.2	38.3	30.4	22.5
0.20	69.3	62.1	54.3	46.4	38.5	30.6	22.7
0.21	69.4	62.2	54.3	46.5	38.7	30.9	23.0
0.22	69.5	62.2	54.5	46.7	38.9	31.1	23.3
0.23	69.7	62.3	54.5	46.8	39.0	31.3	23.6
0.24	69.8	62.3	54.6	46.9	39.2	31.5	23.8
0.25	69.8	62.3	54.7	47.0	39.4	31.7	24.0
0.26	69.9	62.4	54.8	47.1	39.5	31.9	24.3
0.27	69.9	62.4	54.8	47.3	39.7	32.1	24.5
0.28	69.9	62.5	54.9	47.4	39.8	32.3	24.7
0.29	69.9	62.5	55.0	47.5	39.9	32.4	24.9
0.30	70.0	62.5	55.0	47.6	40.1	32.6	25.2
0.31	70.0	62.6	55.1	47.7	40.3	32.8	25.4
0.32	70.0	62.6	55.2	47.8	40.4	33.0	25.6
0.33	70.0	62.6	55.3	47.9	40.5	33.1	25.8
0.34	70.0	62.7	55.3	48.0	40.6	33.3	26.0
0.35	70.0	62.7	55.4	48.1	40.8	33.6	26.2
0.36	70.0	62.7	55.5	48.2	40.9	33.6	26.3
0.37	70.0	62.8	55.5	48.3	41.0	33.8	26.5
0.38	70.0	62.8	55.6	48.4	41.1	33.9	26.7
0.39	70.0	62.8	55.6	48.4	41.3	34.1	26.9
0.40	70.0	62.9	55.7	48.5	41.4	34.2	27.0
0.41	70.0	62.9	55.7	48.6	41.5	34.3	27.2
0.42	70.0	62.9	55.8	48.7	41.6	34.5	27.4
0.43	70.0	62.9	55.9	48.8	41.7	34.6	27.5
0.44	70.0	62.9	55.9	48.8	41.8	34.7	27.7
0.45	70.0	63.0	56.0	48.9	41.9	34.9	27.9
0.46	70.0	63.0	56.0	49.0	42.0	35.0	28.0
0.47	70.0	63.0	56.1	49.1	42.1	35.1	28.2
0.48	70.0	63.1	56.1	49.2	42.2	35.3	28.3
0.49	70.0	63.1	56.2	49.2	42.3	35.4	28.5
0.50	70.0	63.1	56.2	49.3	42.4	35.5	28.6
0.55	70.0	63.2	56.4	49.6	42.9	36.1	29.3
0.60	70.0	63.3	56.6	50.0	43.3	36.6	29.9
0.65	70.0	63.4	56.9	50.3	43.7	37.1	30.5
0.70	70.0	63.5	57.0	50.6	44.1	37.6	31.1
0.75	70.0	63.6	57.2	50.8	44.4	38.0	31.6
0.80	70.0	63.7	57.4	51.1	44.8	38.5	32.2
0.85	70.0	63.8	57.6	51.3	45.1	38.9	32.7
0.90	70.0	63.9	57.7	51.6	45.4	39.3	33.1
0.95	70.0	63.9	57.9	51.8	45.7	39.6	33.8
1.00	70.0	64.0	58.0	52.0	46.0	40.0	34.0
1.10	70.0	64.1	58.3	52.4	46.5	40.7	34.8
1.20	70.0	64.3	58.6	52.8	47.1	41.3	35.6
1.30	70.0	64.4	58.8	53.2	47.6	41.9	36.3
1.40	70.0	64.5	59.0	53.5	48.0	42.5	37.0
1.50	70.0	64.6	59.2	53.8	48.4	43.0	37.6

馬特奇氏平均流速 V (以公尺計) 計算表

(第十三卷)

平均水深 (m)	1000 J=																									
	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,25	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10
0,1	0,028	0,040	0,056	0,080	0,095	0,108	0,120	0,129	0,139	0,148	0,155	0,163	0,179	0,194	0,217	0,236	0,252	0,266	0,278	0,288	0,297	0,311	0,323	0,331	0,338	0,343
0,2	0,056	0,079	0,111	0,159	0,189	0,215	0,239	0,258	0,278	0,295	0,309	0,325	0,356	0,386	0,433	0,471	0,503	0,530	0,554	0,573	0,591	0,620	0,643	0,661	0,674	0,684
0,3	0,082	0,115	0,161	0,230	0,275	0,312	0,346	0,374	0,403	0,428	0,449	0,472	0,517	0,560	0,628	0,682	0,730	0,769	0,803	0,831	0,857	0,900	0,932	0,958	0,978	0,992
0,4	0,101	0,141	0,198	0,283	0,338	0,385	0,426	0,461	0,497	0,527	0,554	0,581	0,636	0,690	0,774	0,841	0,899	0,947	0,989	1,024	1,057	1,108	1,149	1,180	1,204	1,223
0,5	0,119	0,167	0,234	0,334	0,399	0,454	0,503	0,544	0,586	0,622	0,653	0,685	0,751	0,814	0,913	0,991	1,060	1,117	1,167	1,208	1,246	1,307	1,355	1,392	1,420	1,442
0,6	0,136	0,190	0,266	0,381	0,455	0,517	0,573	0,620	0,668	0,709	0,744	0,781	0,856	0,927	1,040	1,130	1,209	1,273	1,330	1,376	1,420	1,490	1,544	1,586	1,619	1,644
0,7	0,151	0,211	0,295	0,422	0,504	0,574	0,635	0,687	0,741	0,786	0,825	0,867	0,949	1,029	1,154	1,253	1,341	1,412	1,475	1,527	1,575	1,653	1,713	1,760	1,796	1,823
0,8	0,166	0,232	0,325	0,465	0,555	0,631	0,699	0,756	0,815	0,865	0,909	0,954	1,045	1,132	1,270	1,380	1,476	1,555	1,624	1,681	1,734	1,819	1,885	1,937	1,977	2,007
0,9	0,180	0,252	0,353	0,505	0,603	0,686	0,760	0,822	0,886	0,940	0,987	1,036	1,135	1,230	1,380	1,499	1,603	1,689	1,763	1,825	1,883	1,976	2,048	2,104	2,147	2,180
1,0	0,195	0,273	0,383	0,547	0,653	0,743	0,823	0,890	0,959	1,018	1,069	1,122	1,229	1,331	1,495	1,623	1,737	1,829	1,910	1,977	2,040	2,141	2,218	2,279	2,326	2,361
1,25	0,231	0,324	0,454	0,649	0,775	0,882	0,977	1,056	1,138	1,208	1,269	1,332	1,459	1,581	1,773	1,927	2,061	2,171	2,267	2,347	2,421	2,540	2,632	2,705	2,760	2,802
1,50	0,264	0,369	0,517	0,739	0,883	1,004	1,112	1,203	1,297	1,376	1,445	1,517	1,661	1,801	2,020	2,195	2,347	2,473	2,582	2,673	2,758	2,894	2,999	3,081	3,144	3,192
1,75	0,296	0,413	0,580	0,828	0,990	1,126	1,250	1,349	1,454	1,542	1,620	1,700	1,862	2,019	2,264	2,460	2,631	2,771	2,894	2,996	3,091	3,243	3,361	3,453	3,524	3,577
2,0	0,326	0,456	0,639	0,913	1,091	1,241	1,374	1,486	1,602	1,700	1,785	1,874	2,052	2,225	2,496	2,711	2,900	3,054	3,189	3,302	3,407	3,574	3,704	3,806	3,884	3,943
2,50	0,383	0,536	0,751	1,074	1,283	1,459	1,616	1,748	1,884	1,999	2,099	2,193	2,413	2,616	2,934	3,188	3,410	3,592	3,751	3,883	4,006	4,203	4,356	4,475	4,567	4,636
3,0	0,433	0,606	0,850	1,214	1,451	1,650	1,827	1,976	2,130	2,260	2,374	2,492	2,729	2,959	3,319	3,605	3,856	4,062	4,242	4,391	4,530	4,753	4,926	5,061	5,165	5,243
3,5	0,480	0,672	0,942	1,347	1,610	1,830	2,026	2,192	2,362	2,507	2,633	2,764	3,027	3,281	3,680	3,998	4,276	4,505	4,704	4,869	5,024	5,271	5,463	5,612	5,728	5,814
4,0	0,529	0,734	1,030	1,471	1,758	1,999	2,214	2,395	2,581	2,739	2,877	3,020	3,307	3,585	4,021	4,368	4,672	4,921	5,139	5,320	5,489	5,759	5,968	6,132	6,258	6,353
4,5	0,567	0,794	1,113	1,590	1,900	2,161	2,393	2,588	2,790	2,961	3,109	3,264	3,574	3,875	4,346	4,721	5,050	5,320	5,555	5,751	5,933	6,225	6,451	6,628	6,764	6,867
5,0	0,605	0,846	1,186	1,695	2,026	2,304	2,551	2,760	2,975	3,156	3,315	3,480	3,811	4,131	4,634	5,034	5,384	5,671	5,923	6,131	6,326	6,636	6,878	7,066	7,212	7,321
5,5	0,641	0,898	1,258	1,799	2,149	2,443	2,706	2,927	3,154	3,347	3,515	3,691	4,041	4,381	4,914	5,338	5,710	6,015	6,281	6,502	6,709	7,038	7,294	7,494	7,648	7,764
6,0	0,677	0,947	1,328	1,898	2,268	2,579	2,856	3,089	3,330	3,534	3,711	3,896	4,266	4,625	5,187	5,635	6,027	6,349	6,630	6,864	7,082	7,430	7,670	7,911	8,073	8,195
7,0	0,743	1,039	1,458	2,083	2,489	2,830	3,134	3,390	3,654	3,877	4,072	4,275	4,681	5,075	5,692	6,183	6,614	6,967	7,276	7,531	7,771	8,152	8,449	8,680	8,859	8,993

林伯氏公式

a) $v = ?$

(第十四表)

	$J < 0.0005$		$0.0005 < J < 0.005$		t III
	$\frac{t}{b} < 0.028$	$0.028 < \frac{t}{b} < 0.1$	$\frac{t}{b} < 0.028$	$0.028 < \frac{t}{b} < 0.1$	
$v = (m/sek)$	$23.37 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) t^{0.93} J^{0.42}$	$8.19 \left(2.293 - \frac{t}{b} \right) t^{0.93} J^{0.42}$	$33.86 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) t^{0.93} J^{0.47}$	$11.86 \left(2.293 - \frac{t}{b} \right) t^{0.93} J^{0.47}$	$t < 1.12$
$v = (m/sek)$	$24.11 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) t^{0.65} J^{0.42}$	$8.45 \left(2.293 - \frac{t}{b} \right) t^{0.65} J^{0.42}$	$34.94 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) t^{0.65} J^{0.47}$	$12.24 \left(2.293 - \frac{t}{b} \right) t^{0.65} J^{0.47}$	$1.12 < t < 3.65$
$v = (m/sek)$	$27.45 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) t^{0.53} J^{0.42}$	$9.62 \left(2.293 - \frac{t}{b} \right) t^{0.53} J^{0.42}$	$39.77 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) t^{0.53} J^{0.47}$	$13.94 \left(2.293 - \frac{t}{b} \right) t^{0.53} J^{0.47}$	$t > 3.65$

b) $v = C \sqrt{EJ}$, $C = ?$

(第十五表)

$C =$	$232.7 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.4}}{J^{0.08}}$	$8.19 \left(2.293 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.4}}{J^{0.08}}$	$33.86 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.4}}{J^{0.03}}$	$11.86 \left(2.293 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.4}}{J^{0.03}}$	$t < 1.12$
$C =$	$24.11 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.15}}{J^{0.08}}$	$24.11 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.13}}{J^{0.08}}$	$34.94 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.13}}{J^{0.03}}$	$34.94 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.13}}{J^{0.03}}$	$1.12 < t < 3.65$
$C =$	$27.45 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.05}}{J^{0.08}}$	$27.45 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.03}}{J^{0.08}}$	$39.77 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.03}}{J^{0.03}}$	$39.77 \left(0.822 - \frac{t}{b} \right) \frac{t^{0.03}}{J^{0.03}}$	$t > 3.65$

值，最為精確。

(二) 葛達氏公式 如選擇 n 數值，甚為適當，則所得之結果，與應用巴清氏公式求得之數，大致無多差異。

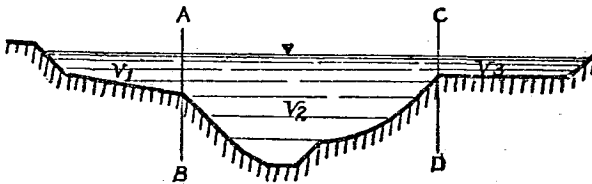
(三) 海司爾氏公式 對於天然河流，祇可作為約略估計之用。如比降 J 小於 $0,0005$ ，則求得之數，與應用巴清氏公式，並選擇第五等糙率所得之數，大致相同。

(四) 赫瑪克氏公式 算式簡明，且便實用，治河設計之初，宜採用之。

(五) 馬特寺氏公式 祇可用於天然河流，所得之數略大。

(六) 林伯氏公式 與赫瑪克氏公式所得之值相等。可先用赫瑪克氏公式計算後，再以林伯氏公式計算比較之。

以上各家之公式，祇適用於尋常河牀之狀態。如河牀為第三十三圖之形式，則計算流速，可劃分河牀為三部，分別求得 $v_1 v_2 v_3$ 。總之，依據上項公式求得之流速，究難盡與實際符合，非無法直接測驗流速時，不可採用。如作為初步之估計，則甚妥善。

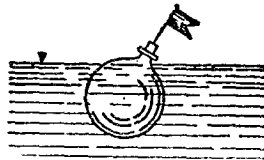


第三十三圖

河流之速率，除應用上項公式估計之外，並可實地測驗。測驗之方法，或用浮球浮桿等直接測驗得之，或用測管及各種測速器，因水力之衝動，間接測驗得之。茲分述如下：

(一)浮球 (Oberflächenschwimmer) 浮球之構造，須求浸水部分不宜過大，而對於空氣之阻力，亦須極力減小。在河中流行之時，並須易於辨識 (參觀第三十四圖)。舉行測驗之時，須風平浪靜，先在兩橫断面之間，規定河段之長度 l 。使浮球在該河段內流行，所需時間約為十五至三十秒。河段兩

第 三 十 四 圖
浮 球



端 A B 各立一人。放置浮球入水，須在 A 端以上之河段內。浮球經過 A 端，由甲立即觀察時計。浮球經過 B 端，由乙用電鈴立即報告於甲，俾可確定浮球在 A B 河段內流行之時間 t 。由此可以求得流速 v 。但此項流速，乃水面之流速，而平均流速 V_m 應較此略小，可應用下式計算之。

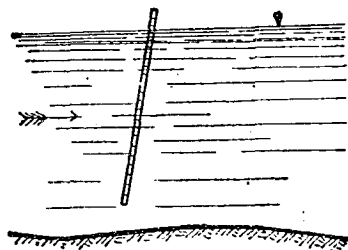
$$v_0 = \frac{l}{t}$$

$$V_m = \frac{6}{7} v_{0\max}$$

(二)浮桿 (Schwimmstabe) 浮桿或爲木製，或爲金屬管。其露出水面之部分，須有三十公分，俾易識別。桿之下端，不可與河牀接觸，並須繫以鐵塊，使桿豎立水中，不致上浮。祇以近河牀處之流速，較水面之流速略小，故浮桿放在水中，其下端恆略向上流傾斜（參觀第三十五圖）。測驗之時，因浮

第三十五圖

浮桿

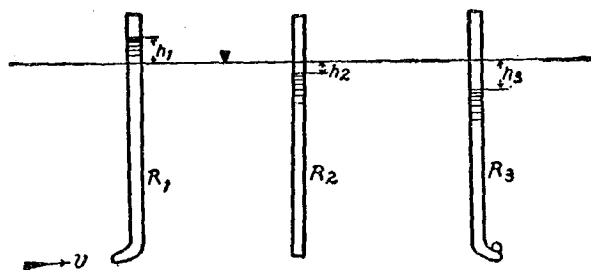


桿之下端，不可觸及河牀，是以浮桿之用途，係限於河牀平整之河流。而測得之速度，乃平均流速也。

(三)弼脫氏測管 (Pitotsche Röhre) 法人弼脫氏於1732年曾作試驗，先用兩端開口而下端彎曲之玻管，插入流水之中，並使下端彎曲之處迎向上流，則水從管中上昇之高度爲 h_1 。如流水之速率，在玻管下端爲 v ，則 v 數值之計算如下式：（參

第 三 十 六 圖

甲 乙 丙



弼脫氏測管

觀第三十六圖甲)

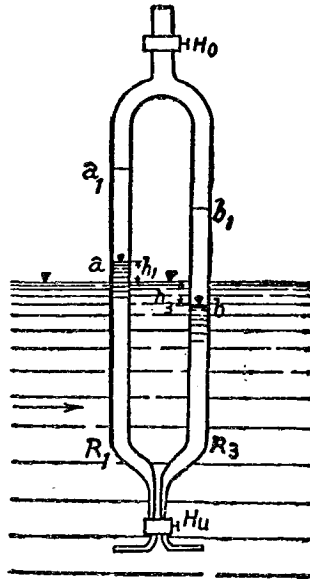
$$v^2 = 2gh_1$$

此項假定之公式，如係準確，則玻管下端水之分子，均應平行直立。但因玻管下端彎曲之故，水之分子，並非平行直立，則 v 之值，仍須乘以係數 m_1 。弼脫氏又用兩端開口之玻管，如第三十六圖乙，插入水中，則水在管中下降之高度為 h_2 。又使下端彎曲之玻管順向下流，如三十六圖丙，則在管中下降之高度為 h_3 。但 h_3 大於 h_2 ，由此可知 h_1, h_2, h_3 均與 v 之值不甚適合，各須乘以係數 m 如下式：

$$\frac{v^2}{2g} = m_1 h_1 = m_2 h_2 = m_3 h_3$$

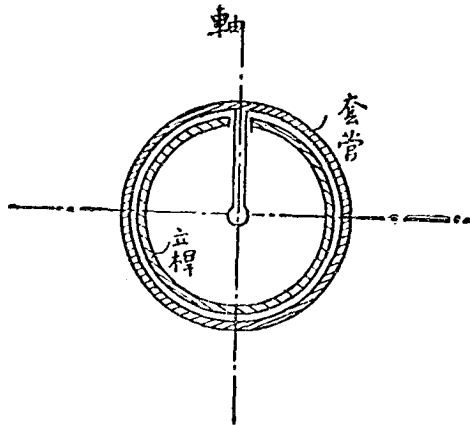
係數 m 之值，與玻管之形狀及大小，均有關係。如由試驗規

定 m 之值，則 v 之值，可以依據上項公式計算之。但 h 之值，非常微小，計算所得之數，難期精密。於是法人達司氏 (Darcy) 乃改良弼脫氏之管，使合實用。其形狀如第三十七圖。 R_1R_3 兩管互相連接，安設活栓 H_0 及 H_u 以司啓閉。如將全管插入水中，放開活栓 H_u ，則水在 R_1 管上昇之高度為 h_1 ，水在 R_3 管下降之高度為 h_3 。然後將活栓 H_u 鎖閉，將活栓 H_0 開放，吸出空氣，則兩管之水上昇之高度為 aa_1 等於



第三十七圖

達司氏改良之測管



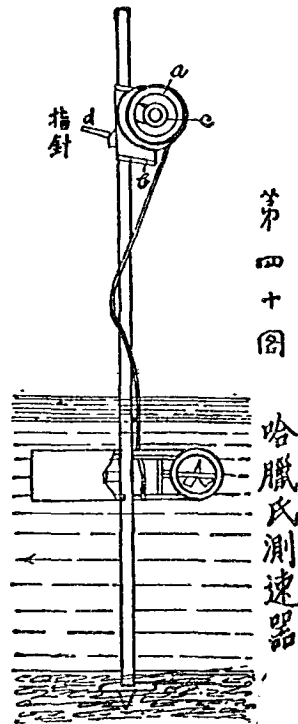
第三十九圖

哈臘氏測速器立桿之剖面

之流速，並非平均速率。故於測驗之時，須將旋葉之位置，時由河牀而上升，時由水面而下降，使之往返移動，則測得之數為平均速率。氏乃改良測速器之結構，使旋葉之昇降，益為便利，如第四十一圖。

(六)愛勃氏測速器(Epper-Flügel) 愛勃氏測速器之桿，非立於河牀之上，乃懸於河中，其旋葉在懸桿之下端，且不能昇降，測驗之時，祇須懸桿位置之移動而已。其構造如第四十二圖。

(七)浮翼式測速器(Schwimmflügel) 大河水深超過十公尺以上之處，宜用浮翼式測速器。其構造如第四十三圖。旋葉之



第四十圖

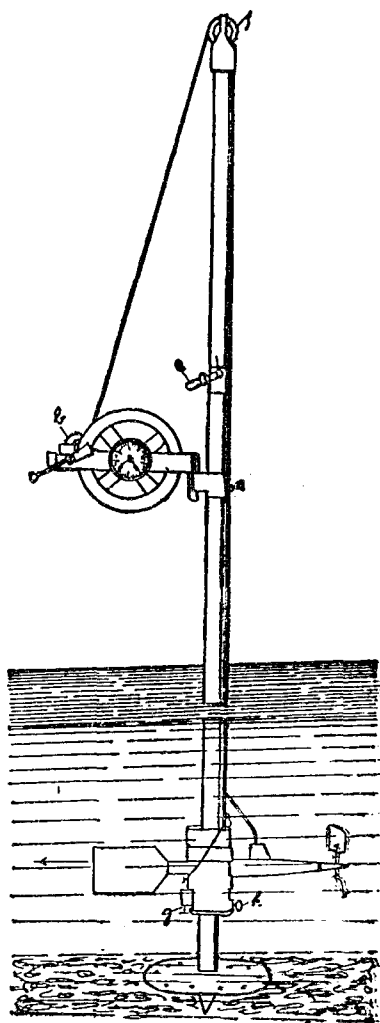
哈臘氏測速器

後爲舵尾S。在D處繫纜，可以任意昇降。G爲觸針，如觸及河牀立即感覺。全器約重十四公斤。

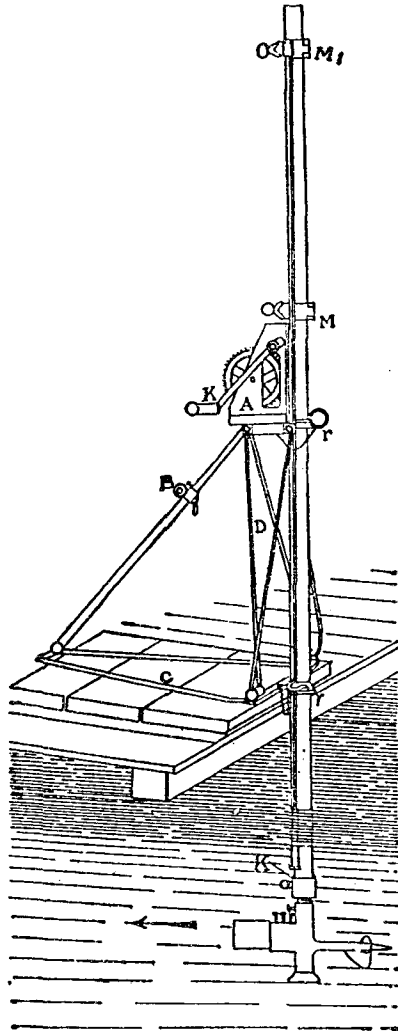
設測速之處，在橋墩之旁，最好採用拖拽式測速器。

(八)拖拽式測速器 (Schleppflügel) 旋葉安於浮體之下，另用纜繫之，使勿移動。浮體上之旗號，乃用以辨識其位置者也。(參觀第四十四圖。)

(九)電氣測速器 (Elektrische Log) 其結構與船舶測程器相



第四十一圖
哈臘氏改良之測速器

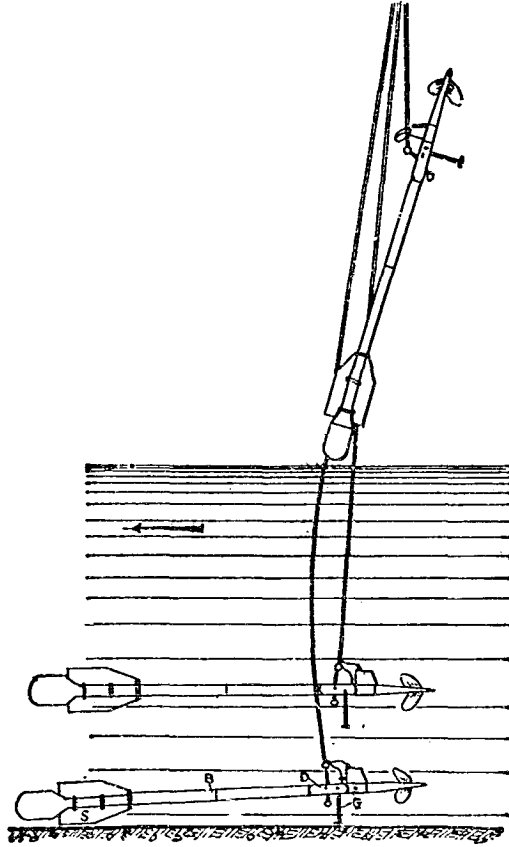


第四十二圖

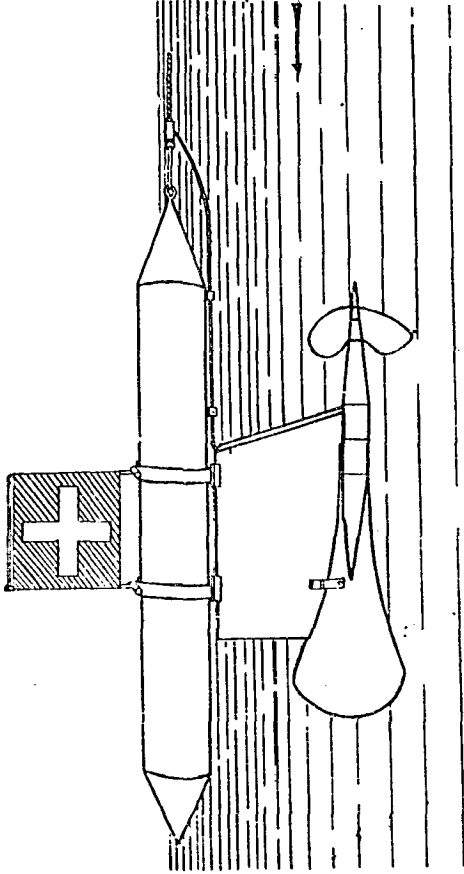
愛勃氏測速器

建設總署
圖書之章

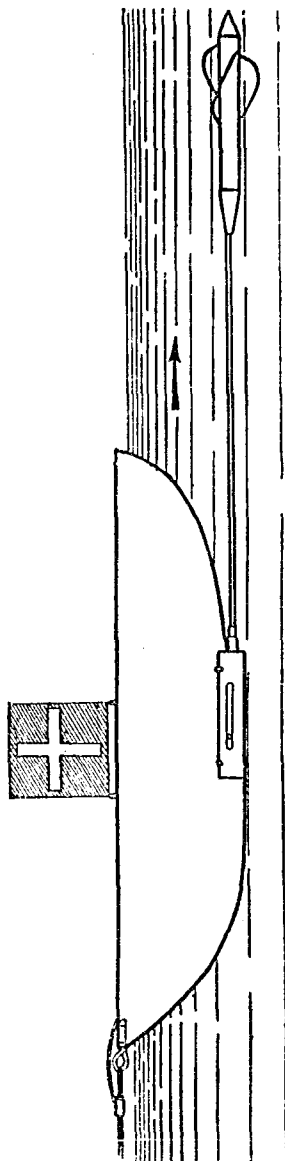
河 工 學



第四十三圖
浮翼式測速器



第四十四圖
攪拌式測速器



第 五 十 四 圖

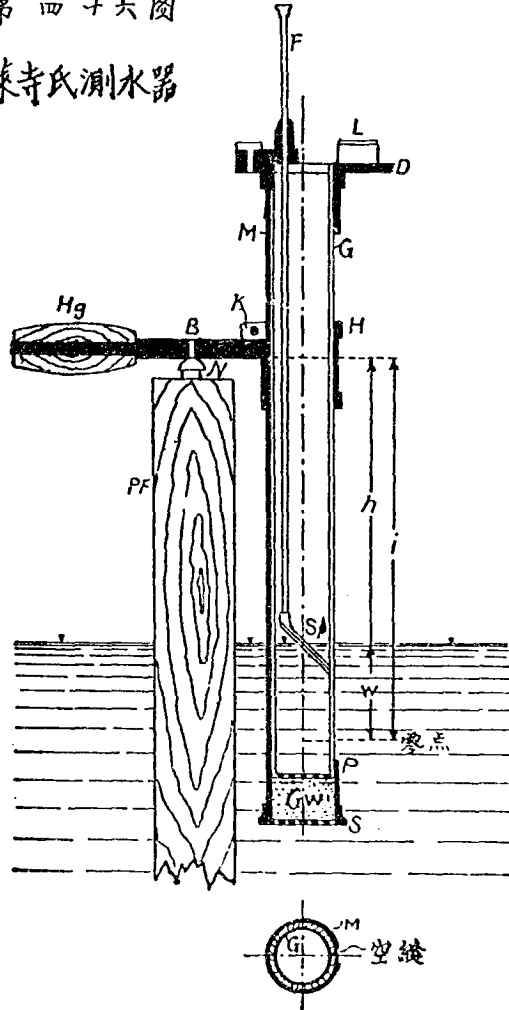
仿。主要部分爲浮體，測速機及旋葉。浮體係銅板所製。測速機形狀如管，圓徑約爲五公分，安於浮體之下。旋葉與測速機連以長管，拖拽在後，如第四十五圖。浮體可以用纜繫於橋墩，使勿移動。洪水期內，或河中有浮木及其他阻礙物者，宜採用之。

測驗流速，對於河工關係之重要，前已言之。測驗之處，須在平直河段之內。測驗之後，並須應用公式計算流速，互相印證，以期準確。是以測驗流速之際，同時須實測河流橫剖面，及水面之比降，因計算流速之公式內，三者均有連帶之關係也。尋常規定洪水流量之時，以採用浮翼式測速器或測桿爲宜，次之可採用電氣測速器。如規定低水流量，以採用福特曼氏，哈臘氏，及愛勃氏三種測速器爲宜。惟用測速器測驗之流速，大都比較實際略小，而用測桿測得之流速，則較實際略大云。

第五節 比降

比降 (Wasserspiegelgefälle) 者水面之斜坡，或稱爲水坡。蓋天然河流之水面坡度，或因流量之變易，或因河牀形狀之不同，絕對不能成爲直線。吾人在水則上所測得之水位，僅爲該河段內水面之起點與終點而已。如須明瞭該河段內水面之詳細情狀，須於水位測量之外，另行測驗比降。又因治河工程之計算式內，多假定比降爲已知數，故此項比降測量，務須精確。但所謂精確者，亦非易於從事，因河牀稍有變更，其對於比降之變化，影響甚大也。況在同

第四十六圖
萊寺氏測水器



一橫斷面之水面，亦非平直。是以測驗之時，如在窄狹河內，須靠兩岸測量，寬闊河內，除靠兩岸測量外，應在河心同時測量，而求其平均數值。測量之時，並須風平浪靜，方可準確。通常河心之水面，較為平穩，兩旁靠岸處之水面，盪漾最烈，如在大河之內，波浪起伏不平，須應用萊寺(W. Reitz)式之測水器 (Wasserstandmesser)。(參觀第四十六圖) 其主要部分為玻璃圓筒G，及金屬製之外罩M，罩上留出相當之直縫，俾便觀察。玻璃圓筒之下為篩孔板P，上有蓋板D。外罩之底，為篩孔板S。兩篩孔板之間，填以玻璃綿GW。外罩之外，包以有柄Hg之圓套H。外罩之高度，可任意支配，並以螺絲釘K旋緊之。玻璃圓筒上刻有尺寸，其精密至公厘為度。零點在筒底，從外罩之直縫，可以觀測之。又為顯明尺寸之分割起見，用鏡子SP在筒內反照。鏡子有柄F，可以任意上下。圓套H上有指針B，用以表明測水器之位置。先在玻璃圓筒上直接讀出*i*之高度，同時利用鏡子SP讀出筒內之平均水面高度*w*，由此可以算出河流之水面，與木柱Pf上帽釘N頂點之距離*h*。列式如下：

$$h = i - w$$

測量時並須注意蓋板D上之水準L，務使測水器直立不偏，否則難期準確。木柱之地位，宜於近岸，並露出水面約十公分至十五公分。先將各木柱上帽釘頂點之高度*N*₁, *N*₂, *N*₃, ……*N*_n等用水平儀校準。再測*w*₁, *w*₂, ……*w*_n與*i*₁, *i*₂, ……*i*₂之數值。由此可以求得河流水面之高度如下：

$$H_1 = N_1 - (i_1 - w_1)$$

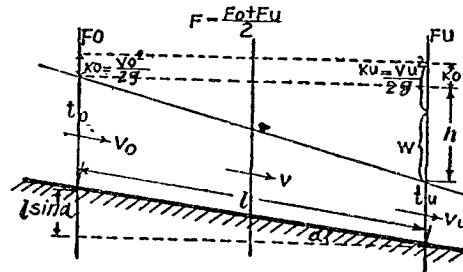
$$H_2 = N_2 - (i_2 - w_2)$$

.....

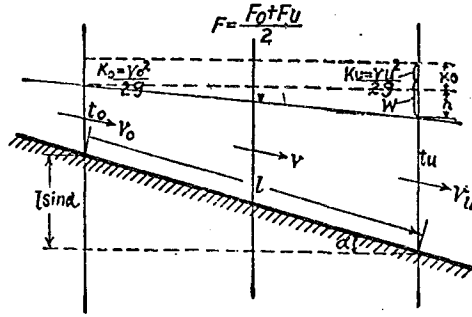
$$H_n = N_n - (i_n - w_n)$$

水面比降之測驗，以數差較微，難期準確，同時亦可應用計算之方法，繪製比降圖，互相印證，乃治河設計時必要之工作也。

凡計算流速之公式，乃假定河水為等速流動。但按諸實際，天然河流絕無等速流動之可能。蓋河流橫剖面之寬窄，比降之變易，河水之深淺，流量之多寡，隨時隨地均有變化。而四者之間，又均有相互之關係。是以天然之現象，固未可盡以單純之理論統括之也。今假定在河流 l 段內，其流動阻力(Bewegungswiderstände)為 W，比降為 h。如 w 小於 h (參觀第四十七圖)，則河水之流動為加速流動(Beschleunigte Bewegung)。如 w 大於 h (參觀第四十八圖)，則河水之流動，為減速流動(Verzögerte Bewegung)。所謂加速流



第 四 十 七 圖



第 四 十 八 圖

動者，乃水流之天然加速 g ，受阻力 w 之損失較小，所謂減速流動者，乃天然加速 g 不能超越阻力 w 也。按圖可得下式：

$$w = h + k_0 - k_u$$

$$h = t_0 + l \sin \alpha - t_u$$

$$k_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_0} \right)^2 \frac{1}{2g}$$

$$k_u = \frac{v_u^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_u} \right)^2 \frac{1}{2g}$$

$$w = t_0 + l \sin \alpha - t_u + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2} \right)$$

$$= h + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2} \right) \dots \dots \dots (1)$$

如河段 l 甚短，河面寬度 b 又無多差異，可以假定

$$F = \frac{F_0 + F_u}{2}$$

$$w = h$$

$$v = \frac{v_0 + v_u}{2} = c \sqrt{\frac{Fw}{bl}}$$

$$w = \frac{v^2}{c^2} l \frac{b}{F}$$

因
$$v^2 = \frac{Q^2}{F^2}$$

則
$$w = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{Q^2}{F^3} bl \dots \dots \dots (2)$$

(1) (2) 兩式相等則

$$h + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2} \right) = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{Q^2}{F^3} bl$$

$$h = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{Q^2}{F^3} bl + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right)$$

如各河段互相連續，則比降 h 如下式：

$$h = Q^2 \Sigma \frac{bl}{c^2 F^3} + \frac{Q^2}{2g} \Sigma \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right) \dots \dots \dots (3)$$

如河流為加速流動，則上式內之

$$\frac{1}{c^2} \cdot \frac{Q^2}{F^3} bl$$

乃用以抵補與等速流動相符之阻力，而

$$\frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right)$$

乃發生加速之主因也。是以加速流動之比降，較之等速流動為大，而減速流動之比降則較小云。

鐸開密 (Tolkmitt) 氏因(3)式內數目過小，不便計算，乃改為下列之公式：

$$\left(\frac{100}{Q} \right)^2 h = \sum \left[\left(\frac{100}{c} \right)^2 \frac{bl}{F^3} \right] + \frac{1}{19,62} \sum \left[\left(\frac{100}{F_u} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 \right]$$

例題 設有河流一段，其長度為一公里，寬度 b 為一百公尺。河牀凸凹不平。水面相差之高度 h 為一公尺。各小段內之平均水深為 t ，橫剖面面積為 F ，各小段之長度為 l ，均詳見計算表內，試求該河段內之水面比降。

題解 應用上項公式詳細計算，參觀第十六表。由此可以推測流量如下：

(一) 因減速流動而生之內力損失，如毋庸顧及，則流量為 Q_1 。

$$\left(\frac{100}{Q_1} \right)^2 1,0 = 0,209 - 0,007 = 0,202$$

$$Q_1 = 222,5 \text{ m}^3$$

(二) 顧及因減速流動而生之內力損失，則流量為 Q_2 。

$$\left(\frac{100}{Q_2} \right)^2 1,0 = 0,209 + 0,033 = 0,242$$

$$Q_2 = 203,3 \text{ m}^3$$

第 十 六 表

橫剖面	t m	F m ²	$(\frac{100}{R})^2$	$\frac{1}{2g} (\frac{100}{F})^2$		小分段	小分段之長 l m	小分段內之平均水深 t m	面積 F m ²	C	$(\frac{100}{C})^2 \frac{2L}{F^3}$	附註
				增加	減少							
I	1.46	146	0.469	-	-0.005	1	170	1.55	155	36	0.032	係數C之 值係依 HELMOLD- HEK 流速 公式求得
II	1.64	164	0.372	+0.015	-	2	80	1.43	143	37	0.020	
III	1.22	122	0.672	-	-0.016	3	130	1.45	145	37	0.031	
IV	1.68	168	0.354	+0.011	-	4	200	1.50	150	38	0.041	
V	1.32	132	0.574	-	-0.001	5	60	1.33	133	35	0.021	
VI	1.34	134	0.557	-	-0.002	6	50	1.37	137	36	0.015	
VII	1.40	140	0.510	-	-0.010	7	90	1.60	160	38	0.015	
VIII	1.90	180	0.309	+0.004	-	8	120	1.70	170	39	0.016	
IX	1.60	160	0.391	+0.003	-	9	60	1.55	155	38	0.011	
X	1.50	150	0.445	-	-0.006	10	40	1.61	161	38	0.007	
XI	1.72	172	0.338	+0.033	-0.040		1000				0.209	
Σ =					Σ = -0.007							

Q_1 及 Q_2 二數，均非準確。 Q_1 較實際之流量 Q 為大， Q_2 則較小，但

$$(Q - Q_2) < (Q_1 - Q)$$

則各小分段之計算，仍以 Q_2 為標準，並假定各小段內為等速流動。如遇橫剖面面積減小之小分段內，即加速流動之處，水面坡度亦必加大。即係該小分段內，除因等速流動求得之比降外，須另加因加速流動而增之比降。各小段內因等速流動求得之比降如下：

$$h_1 = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,032 = 0,132 \text{ m}$$

$$h_2 = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,020 = 0,083 \text{ m}$$

$$h_3 = \dots\dots\dots = 0,128 \text{ m}$$

$$h_4 = \dots\dots\dots = 0,169 \text{ m}$$

$$h_5 = \dots\dots\dots = 0,087 \text{ m}$$

$$h_6 = \dots\dots\dots = 0,062 \text{ m}$$

$$h_7 = \dots\dots\dots = 0,062 \text{ m}$$

$$h_8 = \dots\dots\dots = 0,066 \text{ m}$$

$$h_9 = \dots\dots\dots = 0,045 \text{ m}$$

$$h_{10} = \dots\dots\dots \frac{= 0,029 \text{ m}}{\Sigma = 0,863 \text{ m}}$$

查該河段水面相差之高度為一公尺，除去 0,863 以外，仍差 0,137 公尺，此項差數，乃因加速流動而生之比降也。加速流動之小分段如下：

$$1,00 - 0,863 = 0,137 \text{ m}$$

$$\text{第二小分段} \quad h_2' = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,015 = 0,062$$

$$\text{第四小分段} \quad h_4' = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,011 = 0,046$$

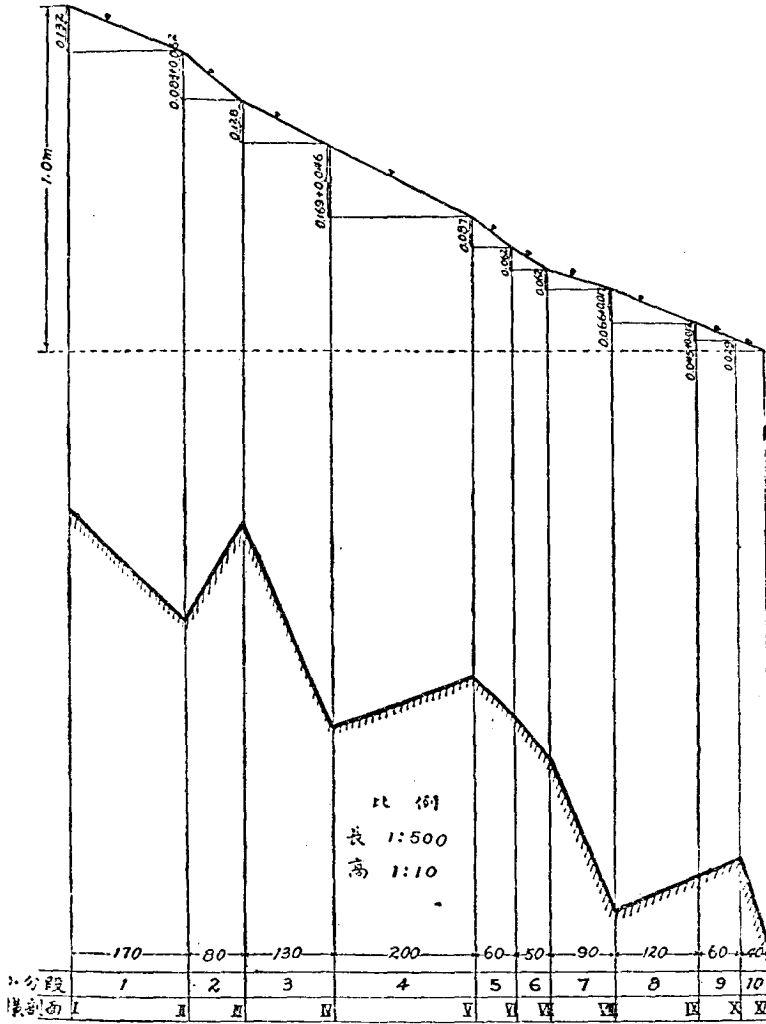
$$\text{第八小分段} \quad h_8' = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,004 = 0,017$$

$$\text{第九小分段} \quad h_9' = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,003 = 0,012$$

$$\Sigma = 0,137 \text{ m}$$

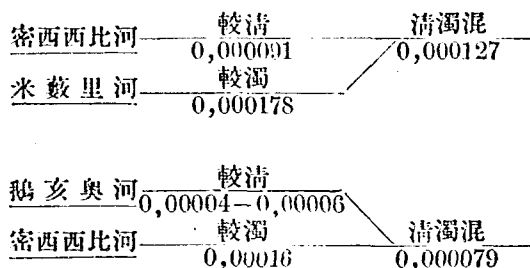
依據以上計算之結果，可以繪製該河段之縱剖面及水面比降，如第四十九圖。

若以全河而論，自泉源以至入海，上游多山，地勢高亢，河水比降最為陡峻。至中下游以次，地勢平衍，比降乃漸緩和，但亦有下流之比降，較陡於上流者。例如河流由寬趨狹，則狹處之流速，必大於寬處。蓋橫剖面雖有寬狹，如流量不變，流速勢必增加，則比降亦陡矣。又河道分而復合以後，其比降常陡。蓋歧流合併以後，橫剖面積，必不寬於歧流橫剖面積之和。設支流注入幹河，支流濁而幹河清，則支流所挾之沙，多沈澱於匯合處之下。而幹河之比降，在匯合處以下必增，匯合處以上必減。如支流清而幹河濁，則支流匯入幹河，可以助之攻沙。幹河之比降，在匯合處以下必減，匯合處以上必增。例如美之密西西比河 (Mississippi) 上游水清，及與多沙之米蘇里河 (Missouri) 合流以後，其比降乃增大。再與較清之



第四十九圖

鵝亥奧河 (Ohio) 合流以後，其比降乃減小，但大於鵝亥奧河固有之比降，茲表明如下：



至若比降之變化，視水位之高低亦有所差異，中水位低水位之比降，大都與河牀之坡度相似，水深之處比降較弱，水淺之處比降較強，但一遇洪水暴漲，水面之比降變陡，而與河牀之坡度，幾不相關，蓋低水隨河槽蜿蜒曲折，而洪水溢出河槽之外，取道較捷，在

$$J = \frac{h}{l}$$

公式中，流道之長度 l 縮短，比降 J 必增也。

河水比降之變化，除上述各種關係外，與河牀之地質，亦有相當之關係，蓋河牀之地質，堅鬆各異，其受水流之侵蝕，亦因之而殊，地質堅者侵蝕難，而水面之比降強，地質鬆者侵蝕易，而比降弱，據倫達爾 (Rundrall) 氏在印度考察之結果如下：

河牀完全為塊石者，其比降為

$$0,00275 - 0,00350$$

河牀爲壑壤，或與石相混者，或全爲黏土者，其比降爲

$$0,00095-0,00114$$

河牀爲粗沙混礫者，其比降爲

$$0,00038-0,00057$$

河牀爲粗沙者，其比降爲

$$0,00020-0,00038$$

河牀爲細沙，而河岸易被沖刷者，其比降爲

$$0,000063-0,00019$$

河流水面，在普通比降之下，多爲順溜。有時亦生逆溜，其原因有三：(一)潮流自河口倒灌而入，溯流而上，至潮流之力與河溜之力相等之處乃止。而河口至潮流所達之點，其比降爲反向。(二)幹河盛漲必倒灌支流，則支流口以上若干距離內亦爲反向之比

河 段	平 均 比 降	備 註
唐格拉山至叙州	0,0071—0,00028	
叙州至重慶	0,00024	
重慶至宜昌	0,00020	
宜昌至岳州	0,000057	
岳州至漢口	0,000024	
漢口至九江	0,000026	
九江至蕪湖	0,000 3	
蕪湖至吳淞	0,000011	
吳淞至蘇州	負0,000005	最大高潮之倒灌

降。(三)河水遇有阻礙物，不能暢流，亦生短距離之逆溜云。

按我國揚子江全部之比降，上游較陡，中下游以次，乃漸和緩。茲略舉其梗概如上表：

我國黃河之比降，雖缺精密之測驗，估計全河長度，約為四千里。上游約計一千六百公里，中游約計一千八百公里，下游始於孟津，至海口止，約計六百公里。上游多為崇山峻嶺，故水面比降頗不一致，平均約為0,00175。中游之河寬，隨兩旁壁立之黃壤岸而變更，水而比降，平均約為0,00082。下游水面比降，則因隄防之廣狹，與河流之分岔而異，平均約為0,0002。

第六節 流量

流量 (Abflussmenge) 之測驗乃治河主要工作之一。惟測驗之方法，必先假定河流常能保持其平衡狀態 (Beharrungszustand)，而無變化。測驗方法之最準確者，為量水法。但其應用之範圍，限於每秒二立方公尺以下之流量。設流量增至每秒十立方公尺，即須應用瀉水法及滾水法。但採用此項方法所用之公式，均因係數難以精密規定，故測驗之結果，亦非十分準確。如流量甚大，或河流之橫剖面甚廣，則測驗流量所必需之建築，費用過鉅，勢必應用流量公式 $Q = F \cdot v$ 計算之。公式內河流面積 F 及平均速率 v ，須先由測驗求得之。若速率 v 不能測驗得之，而河流之比降 J 為已知數，亦可應用計算流速之公式，先算出速率之數。若比降 J 亦難以確定，祇可參酌該河流域內之雨量，用以估計流量。茲將各種測驗及計算之方

法，分述之於後：

(一)量水法(Eichung) 量水之筒，或為木質，或為鐵質，其容量須預先規定，然後引水流入，至相當之容量時，即行停止。同時觀察流水之時間為 t 秒。假定筒內水之高度為 h 公厘，筒之容量為每一公厘之高度，合水量 q 立方公尺，則每秒之流量計算如下式：

$$Q = \frac{qh}{t} \quad (\text{以立方公尺計})$$

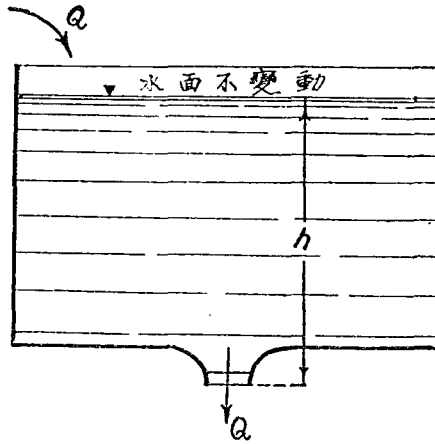
(二)瀉水法(Abflussmessung)

(甲)由平底之洞口瀉水者(參觀第五十圖)。假定引水流入筒內，其水量每秒鐘為 Q 立方公尺。由筒底之洞口流出之水量，每秒亦為 Q 立方公尺。洞口之面積為 f 平方公尺。洞口以上，水之壓力高度常為 h 公尺。筒之面積為 F 平方公尺。洞口水流之速率，每秒為 v 公尺，則每秒鐘流出之水量，其重量為 $Q \cdot \gamma$ 。而水量 Q 下降之高度為 h ，其工作應為 $Q \cdot \gamma \cdot h$ 。又水量 Q 流出洞口，其所含蓄之工作力

(Mechanische Arbeit)應為 $\frac{v^2}{2g} Q \cdot \gamma$

故
$$Q\gamma h = \frac{v^2}{2g} Q\gamma$$

第五十圖



$$h = \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \sqrt{2gh} \dots \dots \dots (1)$$

又引入之水，其原有之速率爲 c ，則水之工作除 $Q \cdot \gamma \cdot h$ 以外，仍須增加與引入水之速率高度 $h_1 = \frac{c^2}{2g}$ 相當的工作 $\frac{c^2}{2g} Q \gamma$ 。

故
$$(h + h_1) Q \gamma = \frac{v^3}{2g} Q \gamma$$

$$h+h_1=\frac{v^2}{2g}$$

$$v=\sqrt{2g(h+h_1)}=\sqrt{2gh+c^2}\dots\dots\dots (2)$$

又因 $F \cdot c = f \cdot v$

$$c = \frac{f}{F} \cdot v$$

則(2)式可成爲

$$h = \frac{v^2}{2g} - \left(\frac{f}{F}\right)^2 \frac{v^2}{2g} = \left[1 - \left(\frac{f}{F}\right)^2\right] \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1 - \left(\frac{f}{F}\right)^2}}$$

$$f = \frac{F}{\sqrt{1 + \frac{2gh}{c^2}}}\dots\dots\dots (3)$$

觀察(3)式，推知 c 非負數，則 f 恆小於 F 。但洞口流出之水，其速率 v_1 因洞口阻力之關係，恆小於上述之速率 v 。假定 ϕ 爲係數，則

$$v_1 = \phi v = \phi \sqrt{2gh}$$

於是求得流量 Q 如下式：

$$Q = f \cdot v_1 = \phi f \cdot v$$

$$\boxed{Q = \phi f \sqrt{2gh}} \dots\dots\dots (4)$$

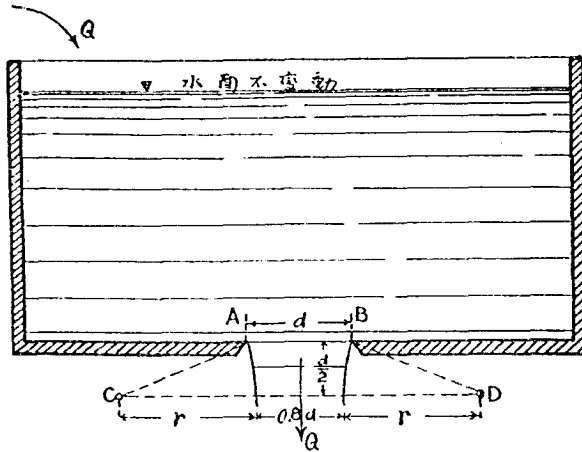
據魏司博 (Weisbach) 氏之試驗，如洞口之邊緣圓滑，則水壓高度

$$h = 0,02 \text{ 至 } 1,03 \text{ m}$$

$$\phi = 0,959 \text{ 至 } 0,994$$

設洞口之邊緣尖銳，如第五十一圖，則流出之水量較為減少。蓋水之分子擠出尖口後，水線之腰圍立即縮小也。據測驗之結果，洞

第 五 十 一 圖



口之廣如為 d ，則距離洞口 $\frac{d}{2}$ 處，其水線之圓徑，較之洞口圓徑約

小二成，即為 $0,8 d$ 。如 f_1 為水線之面積，其速率為 v_1 ， f 為洞口之

面積，其速率為 v 。則

$$f_1 = (0,8)^2 f = 0,64f$$

假定
$$\alpha = \frac{f_1}{f} = 0,64$$

並由試驗求得 $v_1 \cong 0,97v$ 命 $\phi = 0,97$

則流量之數值如下式：

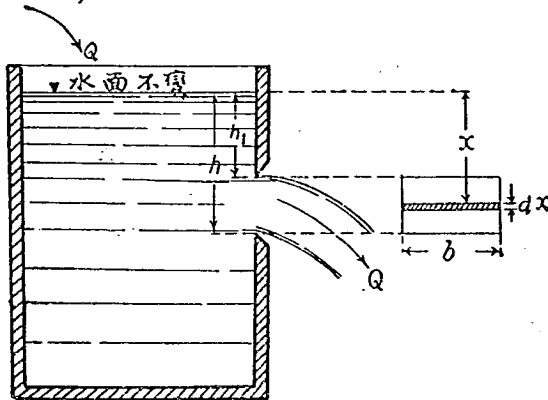
$$Q_1 = f_1 v_1 = \alpha f \cdot \phi v$$

命
$$\mu = \alpha \cdot \phi$$

則
$$Q_1 = \mu f \cdot v = \mu f \sqrt{2gh}$$

(乙) 由旁邊之洞口瀉水者 水由平底之洞口流出者，其所受之壓力一律平均。如水從旁邊之洞口流出，如第五十二圖，則甲項之公式，僅適用於極微小之面積 df ，其相當之

第五十二圖



流量 dQ , 計算如下式:

$$dQ = \phi df \sqrt{2gx} = \phi b \sqrt{2g} \sqrt{x} \cdot dx$$

由是以求得全部之流量 Q 如下:

$$Q = \phi b \sqrt{2g} \int_{h_1}^h \sqrt{x} dx$$

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} (h^{\frac{3}{2}} - h_1^{\frac{3}{2}}) \dots\dots\dots (5)$$

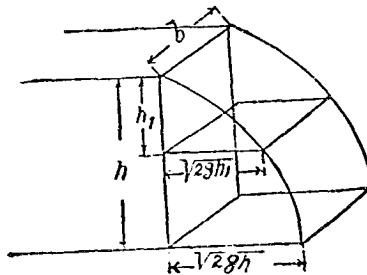
如 h_1 等於零, 即成爲滾水, 其算式如下:

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (6)$$

實際上洞口速率之比例, 如第五十三圖, 曲線爲拋物線, 則

第 五 十 三 圖



$$\frac{h}{h_1} = \frac{(\sqrt{2gh})^2}{(\sqrt{2gh_1})^2}$$

由是求得流量為

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh} = \frac{2}{3} \phi b h_1 \sqrt{2gh_1}$$

假定流入之水，其速率為 c ，則與 c 相當之速率高度為 k ，

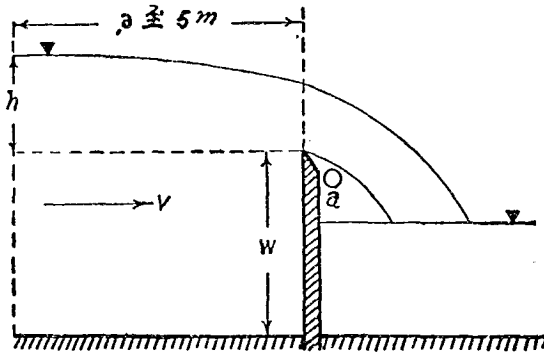
$$k = \frac{c^2}{2g}$$

則流量公式應改為：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - (h_1+k)^{\frac{3}{2}} \right] \dots\dots\dots(7)$$

如 h_1 等於零，即為滾水，其流量公式應改為：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] \dots\dots\dots(8)$$



第 五 十 四 圖

(三)滾水法 (Überfälle) 測驗流量，以滾水法最為適宜。滾水堰下方之水面，在堰邊之下，而堰之邊口在水之上，須削尖如第五十四圖。

水之壓力高度 h ，須距堰口三至五公尺處測量之。堰口與瀉水之空間 a ，須使空氣流通，否則測驗不能準確。茲分兩種測法，述之於下：

(甲)全部滾水而無邊堰者 (參觀第五十四圖)。滾水堰之長為 b ，即等於水槽之寬度。由是可依照 (S) 式求得流量如下：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right]$$

$$k = \frac{v^2}{2g}, \quad v = \frac{Q}{b(h+w)}$$

$$(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} = h^{\frac{3}{2}} \left[\left(1 + \frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

因 $\left(\frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$ 之數值甚微，故上式右邊括弧內之數化出後，除去微小之數外，成為下式：

$$\left(1 + \frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}} = 1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{k}{h}$$

茲為符合實際情形起見，上式末列之數，仍須乘以係數 α 。故流量之算式為：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh} \left[1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{k}{h} \right]$$

假定 $\frac{2}{3} \phi \left[1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{k}{h} \right] = \frac{2}{3} \phi \left[1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{v^2}{2gh} \right] = m$

則 $Q = mbh\sqrt{2gh}$ (9)

巴清 (Bazin) 氏爲計算便利起見，改正公式如下：

$$v = \frac{Q}{b(h+w)} = \frac{mbh\sqrt{2gh}}{b(h+w)} = \frac{mh\sqrt{2gh}}{h+w}$$

$$\frac{v^2}{2gh} = m^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2$$

假定 $K = \frac{3}{2} \alpha m^2$

$$m = \frac{2}{3} \phi \left[1 + K \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(10)$$

據巴清氏之試驗 α 與 K 之數，約如下式：

$$\alpha = \frac{5}{3}$$

$$K = 0,55$$

是以流量之公式，可以訂正如下：

$$Q = \frac{2}{3} \phi \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] bh\sqrt{2gh} \dots\dots\dots(11)$$

巴清氏並依據試驗及計算之結果，製表以便應用，參觀第十七表。

觀察 m 數值表。如 h 增加，則 $\frac{2}{3}\phi$ 逐漸減小，於是巴清氏規定，

如 $h > 0,10$ 公尺

$$\frac{2}{3}\phi = 0,405 + \frac{0,003}{h}$$

如 $0,10 < h < 0,30$ 公尺

則 $\frac{2}{3}\phi$ 可假定不變，而 $K=0,5$ ，其結果之錯誤，至多僅為百分之三。故 m 可簡之如下式：

$$m = 0,425 + 0,212\left(\frac{h}{h+w}\right)^2$$

巴清氏公式乃成爲(12)式，甚合實用。

$$Q = \left[0,405 + \frac{0,003}{h}\right] \left[1 + 0,55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right] bh\sqrt{2gh}$$

$$Q = \left[0,425 + 0,212\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right] bh\sqrt{2gh} \dots\dots(12)$$

又劉伯 (Th. Rehbock) 氏依據精密之試驗，成立流量公式如下：

$$Q = \frac{2}{3}\left(0,605 + \frac{1}{1050h} + 0,08\frac{h}{w}\right) bh\sqrt{2gh} \dots\dots(13)$$

假定流量之測驗，毋庸十分精密，而此項滾水堰直接在小河內建築，河流之速率，又非甚大，則流量公式可簡略如下：

巴清氏流量公式 $Q = mbh\sqrt{2gh}$

$$m = \frac{2}{3} \varphi \left[1 + 0.55 \left(\frac{h}{\pi + w} \right)^2 \right]$$

第十七表

h 公尺	m 為與下列各堰高度相當之數值 (堰高 W 以公尺計)									
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.00	1.50	2.00	$\frac{2}{3}\varphi$
0.05	0.458	0.453	0.451	0.450	0.449	0.449	0.449	0.448	0.448	0.4481
0.06	0.456	0.450	0.447	0.445	0.445	0.444	0.443	0.443	0.443	0.4427
0.07	0.455	0.448	0.445	0.443	0.442	0.441	0.440	0.440	0.439	0.4391
0.08	0.456	0.447	0.443	0.441	0.440	0.438	0.438	0.437	0.437	0.4363
0.09	0.457	0.447	0.442	0.440	0.438	0.436	0.436	0.435	0.434	0.4340
0.10	0.459	0.447	0.442	0.439	0.437	0.435	0.434	0.433	0.433	0.4322
0.12	0.462	0.448	0.442	0.438	0.436	0.433	0.432	0.430	0.430	0.4291
0.14	0.466	0.450	0.443	0.438	0.435	0.432	0.430	0.428	0.428	0.4267
0.16	0.471	0.453	0.444	0.438	0.435	0.431	0.429	0.427	0.426	0.4246
0.18	0.475	0.456	0.445	0.439	0.435	0.431	0.428	0.426	0.425	0.4229
0.20	0.480	0.459	0.447	0.440	0.436	0.431	0.428	0.425	0.423	0.4215
0.22	0.484	0.462	0.449	0.442	0.437	0.431	0.428	0.424	0.423	0.4203
0.24	0.488	0.465	0.452	0.444	0.438	0.432	0.428	0.424	0.422	0.4194
0.26	0.492	0.468	0.455	0.446	0.440	0.432	0.429	0.424	0.422	0.4187
0.28	0.496	0.472	0.457	0.448	0.441	0.433	0.429	0.424	0.422	0.4181
0.30	0.500	0.475	0.460	0.450	0.443	0.434	0.430	0.424	0.421	0.4174
0.32		0.478	0.462	0.452	0.444	0.436	0.430	0.424	0.421	0.4186
0.34		0.481	0.464	0.454	0.446	0.437	0.431	0.424	0.421	0.4162
0.36		0.483	0.467	0.456	0.448	0.438	0.432	0.424	0.421	0.4156
0.38		0.486	0.469	0.458	0.449	0.439	0.432	0.424	0.421	0.4150
0.40		0.489	0.472	0.459	0.451	0.440	0.433	0.424	0.421	0.4144
0.42		0.491	0.474	0.461	0.452	0.441	0.434	0.425	0.421	0.4139
0.44		0.494	0.476	0.463	0.454	0.442	0.435	0.425	0.421	0.4134
0.46		0.496	0.478	0.465	0.456	0.443	0.435	0.425	0.421	0.4128
0.48			0.480	0.467	0.457	0.444	0.436	0.425	0.421	0.4122
0.50			0.482	0.468	0.459	0.445	0.437	0.426	0.421	0.4118
0.52			0.483	0.470	0.460	0.446	0.438	0.426	0.421	0.4112
0.54			0.485	0.472	0.461	0.447	0.438	0.426	0.421	0.4107
0.56			0.487	0.473	0.463	0.448	0.439	0.427	0.421	0.4101
0.58			0.489	0.475	0.464	0.449	0.440	0.427	0.421	0.4096
0.60			0.490	0.476	0.466	0.451	0.441	0.427	0.421	0.4091

如
$$\frac{h}{h+w} \approx \frac{1}{15}$$

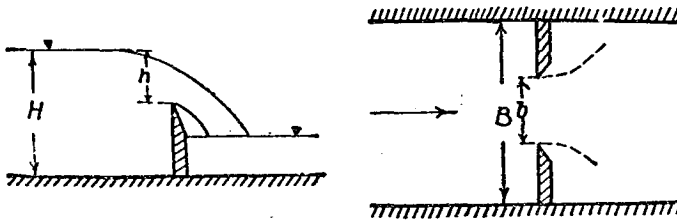
則
$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh}$$

$$\frac{2}{3} \phi \leq 0,41$$

$$Q = 1,82bh\sqrt{h} \dots\dots\dots(14)$$

(乙)全部滾水而有邊堰者 (參觀第五十五圖 a,b) 水槽之

第五十五圖 a
第五十五圖 b



寬度為 B。滾水堰之長度為 b。速率高度為 h，須在距離堰口五公尺以上測量之。依據費司 (Fresse) 氏之試驗，

如
$$0,1 \leq h \leq 0,6 \text{ 公尺}$$

$$b_{\max} = 5,5 \text{ 公尺}$$

則

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh} \\
 \phi &= m \cdot n \\
 m &= 0,5755 + \frac{0,017}{h+0,18} - \frac{0,075}{b+1,2} \dots\dots\dots(15) \\
 n &= 1 + \left[0,25 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + 1 \right] \left(\frac{h}{H} \right)^2 \\
 l &= 0,025 + \frac{0,0375}{\left(\frac{h}{H} \right)^2 + 0,02}
 \end{aligned}$$

m 及 n 之數值可依第十八表及第十九表計算之。

金采 (Kinzer) 氏曾在下列條件之下，試驗之結果如次：

$$B = 1,377 \text{公尺}$$

$$0,2 < b < 1,0 \text{公尺}$$

$$0,014 < h < 0,246 \text{公尺}$$

$$0,012 < v < 0,237$$

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh}$$

$$\frac{2}{3} \phi = 0,4342 + 0,009 \frac{b}{B} - 0,0777 \frac{h}{H}$$

故

$$Q = 1,8bh\sqrt{h} \dots\dots\dots(16)$$

第 十 八 表
M 數 值 表

h (公尺)	ℓ (公尺)											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.50
0.1	05785	05826	05862	05893	05921	05945	05967	05987	06005	06021	06056	06089
0.2	625	666	702	733	761	785	807	827	845	861	8896	924
0.3	532	573	609	640	668	692	714	734	752	768	803	831
0.4	471	512	548	679	607	631	653	673	691	707	742	770
0.5	428	469	505	536	564	588	610	630	648	664	699	727
0.6	386	437	473	504	532	556	578	598	616	632	667	695

M 數 值 表 第十八表續

h (公尺)	ℓ (公尺)											
	1.75	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
0.1	06108	06128	06159	06183	06202	06218	06230	0624	06250	06258	06265	06271
0.2	5948	5968	5993	6023	6042	6058	6070	6081	6090	6098	6105	6111
0.3	855	875	906	930	949	965	977	988	997	6005	6012	6018
0.4	794	814	845	869	888	904	916	927	936	5944	5951	5957
0.5	751	771	802	826	845	861	873	884	893	901	908	914
0.6	719	739	770	794	813	829	841	852	861	869	876	882

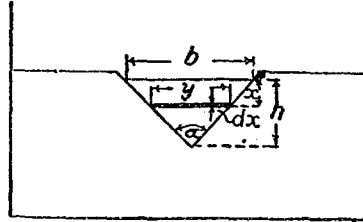
(丙)全部滾水堰口為V狀者(參觀第五十六圖)。流量較小之處,最為適用。假定每秒鐘經過小面積 $y \cdot dx$ 流出之水量為

$$dQ = \phi y dx \sqrt{2gx}$$

$$Q = \phi \sqrt{2g} \int_0^h y \sqrt{x} dx$$

$$y = \frac{b}{h}(h-x)$$

第五十六圖



$$\begin{aligned}
 Q &= \phi \frac{b}{h} \sqrt{2g} \int_0^h (h-x) \sqrt{x} dx \\
 &= \phi \frac{b}{h} \sqrt{2g} \left[h \cdot \frac{2}{3} h^{\frac{3}{2}} - \frac{2}{5} h^{\frac{5}{2}} \right] \\
 &= \frac{4}{15} \phi b h \sqrt{2gh}
 \end{aligned}$$

如 $\alpha = 90^\circ$, $b = 2h$, $\sqrt{2g} = 4.43$

$$\begin{aligned}
 \text{則 } Q &= \frac{4}{15} \phi \cdot 2 \cdot 4.43 h^2 \sqrt{h} \\
 &= 2.36 \phi h^2 \sqrt{h}
 \end{aligned}$$

湯姆森 (Jas. Thompson) 氏依據試驗，求得

$$2.36 \phi = 0.305 \quad (\text{流量以每分鐘立方英尺計})$$

則流量公式如下，式內 h 以公分計，流量以每秒若干立方公分

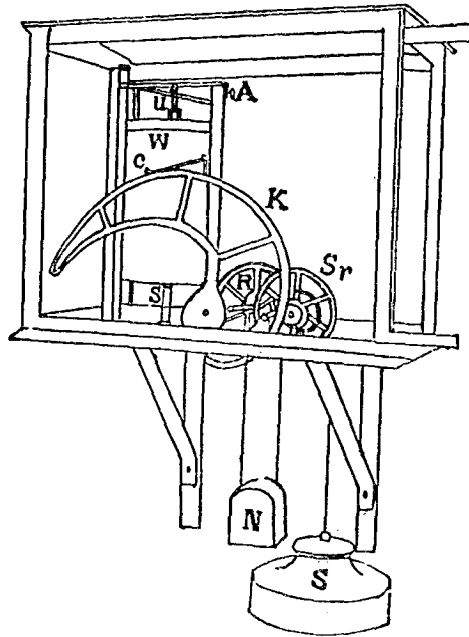
計。

$$Q = 0,014h^2\sqrt{h} \dots\dots\dots (17)$$

以上瀉水滾水兩法，祇可用於流量較小之處。且建築測驗用之木堰，應使全部流量經過堰口，勿任其從堰底或岸旁洩出。如須長

第 五 十 七 圖

自 動 測 驗 流 量 器

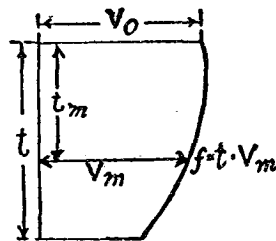


期測驗者，可採用自動測驗流量器 (Selbsttätige Wassermengemesser)。非特水位與流量可以同時表明，即在測驗期內之全部瀉水量 (Abgeflossene Wassermenge)，亦可依其面積計算得之。其結構如第五十七圖，S 為浮錘，N 為反重，S_r 為測輪，K 為弧輪，W 為紙筒，C 為墨針。浮錘隨水位之高低而升降，其動作傳於弧輪。弧輪之結構，乃將水位之高低化為相當之流量。經墨針記錄於紙筒，紙筒並能自動旋轉云。

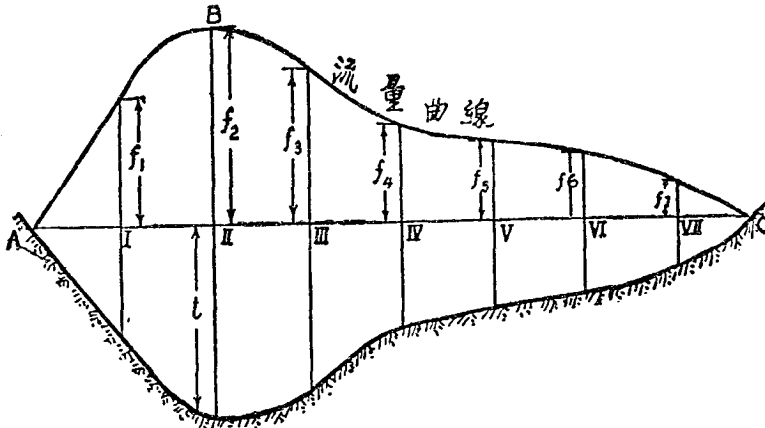
(四)應用流量公式 $Q = F \cdot v$ 計算流量法

(甲)測驗速率計算流量 假設河流寬度為 AC，先劃分 I, II, III…… 等點，各依其直立之方向，實測縱速率，繪製縱速率圖 (Vertikalgeschwindigkeitskurven)。(參觀第五十八圖)再用測積器 (Planimeter)，求其面積 f ，依次從水面 AC 畫出，如第五十九圖。連接各頂點，成為流量曲線 (Wassermengenkurve)。如是則 ABC 之面積，即等

第五十八圖



第 五 十 九 圖



於流量。假定第五十九圖河面寬度之比例為 1 比 m ，縱速率面積 f 之比例為 1 比 n ，則 ABC 面積之單位為：

$$\frac{1}{m} \cdot \frac{1}{n} \text{ 平方公尺} = 1,0 \text{ 立方公尺}$$

如用測積器測得 ABC 之面積為 a 平方公尺，即可求得每秒鐘之流量 Q 如下式：

$$Q = m \cdot n \cdot a \text{ 立方公尺}$$

(乙) 應用流速公式 $v = c\sqrt{tj}$ 計算流量

如河流之速率，無法測驗，則計算流量之公式 $Q = F \cdot v$

內，先應用流速公式，求得平均速率 v 如下：

$$v = c\sqrt{tJ}$$

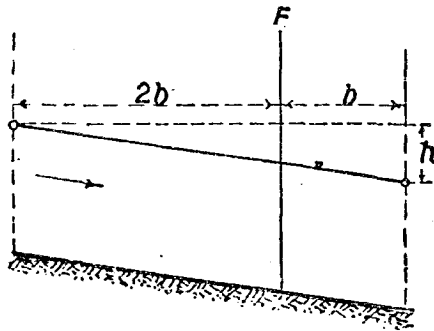
而流速公式內之平均水深，及水面比降，須實地測驗得之。尤以比降之測驗，須力求準確，因比降之數值與流速之數值，有重大之關係也。按照薛達克(Siedek)氏之試驗，規定測驗之長度至少為河流寬度之三倍。即

$$J = \frac{h}{3b}$$

式內 b 為河流之寬度，參觀第六十圖，如 $b < 10$ 公尺，則測驗之長度以三十公尺為標準。即

$$J = \frac{h}{30 \text{公尺}}$$

第 六 十 圖

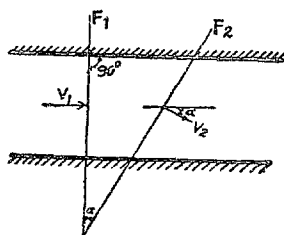


若設計之初，測驗流速比降及剖面之工作，尙未舉辦，可以應用流域內之雨量，估計流量，或由水位而計算流量，茲於下節分別詳論雨量與流量之關係，及水位與流量之關係，對於治河之初步設計，最為適用。

第七節 雨量與流量之關係

世界河流，其流域之內，地勢有高低之差，地質有堅鬆之別，樹林有疎密之分，各有特殊情形。是以估計河流之流量，不能與該流域內全部之雨量完全相等。如流域之內，地勢陡峻，地質堅固，不易滲水，或森林稀少，而河流又較短者，則雨水之損失較少，即流入河內之水量較大。反是則雨水之損失較大，即流入河內之水量較少。而流量之計算，須指定河流之某處，於每一秒鐘內，求其流過之水量，亦即該處之河流橫剖面，與成直角之水流速率相乘之積也。例如第六十一圖， F_1 為橫剖面之面積， v_1 為該處每秒鐘水流之速率，則該處之流量為

第 六 十 一 圖



$$Q_1 = F_1 \cdot v_1$$

又如橫剖面 F_2 之流量為

$$Q_2 = F_2 \cdot v_2$$

因

$$F_2 = \frac{F_1}{\cos \alpha}$$

$$v_2 = v_1 \cos \alpha$$

故

$$Q_2 = \frac{F_1}{\cos \alpha} \cdot v_1 \cos \alpha = F_1 v_1 = Q_1$$

依照上式，可知同一河段之內，如無支流之瀉入，則流量均應相等也。惟此項流量之估計，如尚未實地測驗，須先就雨量圖，求約數。結果雖欠精確，但於設計之初，約略估計，殊為簡捷也。

第六十二圖



假設在某河 AB 處（參觀第六十二圖），

F 為流域之面積，以平方公尺 (m^2) 計。

Q 為該處每年之平均流量，以立方公尺 (m^3) 計。

H 為流域內，每年之平均雨量高度，以公尺 (m) 計。

h 為每年平均流量之高度，以公尺 (m) 計。

z 爲每年雨量損失之高度，以公尺(m)計。

a 爲流量之成數。

如是則
$$h = \frac{Q}{F}$$

$$z = H - h; \quad a = \frac{h}{H}$$

例題：假設

$$F = 25000 \text{ km}^2$$

$$Q = 10 \text{ km}^3$$

$$H = 1,0 \text{ m}$$

則

$$h = \frac{Q}{F} = 0,4 \text{ m}$$

$$a = \frac{h}{H} = 0,4 = 40\%$$

依據費奇 (Richard Fritzsche) 氏之調查，世界各大河流之流量與雨量之關係，如第二十表。可知世界各大河流，其流域內之雨量，除去蒸發滲漏等損失外，實際瀉入河流者，平均約占百分之三十。是以估計河流之流量，可應用此百分比，從流域內之雨量求得之。

又據德國開勒 (H. Koller) 氏之試驗，就每年平均之雨量高度，求得流量之成數，如第二十一表。依據此表，酌量流域內之情形，可以約估該河流每年之平均流量。因每年計有三千一百五十四萬秒，更可應用下列算式，化爲每秒鐘之平均流量，以立方公尺計之。

費奇氏調查世界各大河流流量與雨量之關係表

緯度	河名	流域積 Km ²	每年平量		每年平量		蒸發或損失		流量成數 %
			容 Km ³ 積	高 mm	容 Km ³ 積	高 mm	容 Km ³ 積	高 mm	
北 50-60°	Ob	2943125	881,95	299,60	197,10	66,97	684,85	232,63	22,4
	Newa	251450	133,75	531,91	94,00	373,83	39,75	158,08	70,3
	Düna(riža)	85399	47,26	553,39	6,12	71,66	4,114	481,73	130
	Memel	91252	52,80	578,60	17,88	196,00	34,92	382,60	33,9
	Preßel	13999	8,01	589,45	1,89	139,02	6,12	450,43	25,6
	Weichsel	193014	119,70	620,10	30,52	158,10	89,18	462,00	25,5
	Oder	118611	75,98	640,62	17,90	150,91	58,08	489,71	23,6
	Elbe	134944	81,11	601,00	22,53	167,00	58,58	434,00	27,8
	Weser	37905	27,03	713,20	9,38	247,40	17,65	465,80	34,7
	Ems	8205	5,98	728,80	2,26	275,30	3,72	453,50	37,8
	Rhein	201586	167,32	829,98	74,00	367,08	93,32	462,90	44,2
	Schelde	12825	9,44	736,00	2,90	226,17	6,54	509,83	30,7
	Wolga	1409333	652,44	462,94	206,12	146,25	446,32	316,69	31,6
Dnjepr	512223	269,34	525,82	70,69	138,00	198,65	387,82	26,3	
	總數或平均數=	6013467	2532,11	421,07	735,29	125,26	1778,82	295,81	29,8
北 40-50°	Don	430252	173,33	402,85	28,38	65,96	144,95	336,89	16,4
	Dniestr	67794	37,16	548,13	13,02	192,05	24,14	356,08	35,0
	Donau	804204	602,03	748,61	195,50	243,11	406,53	505,50	32,5
	Po	74970	77,07	1028,07	50,77	677,20	26,30	350,87	65,9
	Tiber	18190	16,94	931,50	9,20	505,78	7,74	425,72	54,3
	Volturno	8270	6,51	787,00	2,21	267,23	4,30	519,77	34,0
	Arno	7930	6,75	851,33	1,48	186,63	5,27	664,70	21,9
	Rhone	98284	107,72	1095,94	39,22	399,05	68,50	696,89	36,4
	Seine	76763	57,46	748,59	15,99	208,28	41,47	540,31	27,8
	Loire	121240	92,41	762,20	31,06	256,19	61,35	506,01	33,6
	Garonne	84911	63,77	751,00	35,26	415,25	28,51	335,75	55,3
	Ebro	84980	47,45	558,40	3,15	37,06	44,30	521,34	6,6
St. Lorenz	1029343	797,95	775,19	303,59	294,93	494,36	480,28	38,1	
	總數或平均數=	2907131	2086,55	717,74	728,83	250,71	1357,72	467,03	34,9
北 30-40°	白河	209660	110,02	524,75	8,04	38,34	101,98	486,40	7,3
	黃河	863387	373,89	433,06	74,11	85,84	299,78	347,22	19,8
	揚子江	1872360	1750,08	934,70	685,00	365,85	1065,08	568,85	39,1
	Mississippi	3325759	2519,06	757,44	592,88	178,27	1926,18	579,17	23,5
	Colorado	706043	179,18	253,79	31,25	44,26	147,93	209,53	17,4
	總數或平均數=	6977209	4932,23	706,90	1391,28	199,40	3540,95	507,55	28,2
北 20-30°	Saiuen	279546	278,95	997,89	47,30	169,20	231,65	828,69	17,0
	Ganges	1581195	3045,87	1931,90	1200,00	758,40	1845,87	1172,96	39,4
	Indus	927433	417,95	450,64	178,56	192,52	239,39	258,12	42,7
	Rio Grande	632096	271,51	429,54	50,46	79,83	221,05	349,71	18,6
	總數或平均數=	3420270	4014,28	1173,65	1476,32	431,63	2537,96	742,02	36,8

費奇氏調查世界各大河流流量與雨量之關係表 第二十二表續

緯度	河名	流域積 K m ²	每年雨量		每年流量		蒸發或損失		流量成數 %
			容 KM ³ 積	高 mm	容 KM ³ 積	高 mm	容 KM ³ 積	高 mm	
北 10-20°	Mekong	923089	1066,87	1155,80	141,91	153,74	924,96	1002,06	13,3
	Irawadi	430968	896,24	2079,60	428,00	993,10	468,24	1086,50	47,8
	Godavary	355259	320,77	902,94	70,19	197,56	250,58	705,38	21,9
	Krishna	308665	340,29	1102,49	61,58	199,51	278,71	902,98	18,1
	Nil	2842341	2346,90	825,68	100,00	35,18	2246,90	790,50	4,3
	總數或平均數 =	4860322	4971,07	1022,78	801,68	164,94	4169,39	857,84	16,1
北 10° 至南 10°	Kongo	3722867	4924,10	1322,66	1892,14	508,24	3031,96	814,42	38,4
	Niger	1586090	2354,96	1519,33	900,00	567,44	1454,96	951,89	37,3
	Amazonas	5780277	11371,52	1967,34	3153,60	545,71	8217,92	1421,63	27,7
	Orinoco	1086211	1400,83	1289,69	441,60	406,54	959,23	883,15	31,5
	Magdalena	266000	356,80	1341,33	236,52	889,18	120,28	452,15	66,3
	總數或平均數 =	2441455	20408,21	1629,04	6623,86	532,40	13784,35	1096,64	32,7
10-20° 南	St. Franzisko	666681	449,04	673,53	88,30	132,44	360,74	541,09	19,7
	Kunene	152453	128,74	844,50	15,00	98,39	113,74	746,11	11,7
	總數或平均數 =	819134	577,78	705,35	103,30	126,11	474,48	579,24	17,9
20-30° 南	La Plata	2928234	3514,51	1200,20	1261,40	430,79	2253,11	769,41	35,9
	Oranje	830332	335,54	404,09	91,17	109,80	244,37	294,29	27,2
	總數或平均數 =	3758566	3850,05	1024,32	1352,57	359,87	2497,48	664,45	35,1
30-40° 南	Murray	956516	562,86	588,40	59,92	62,64	502,94	525,76	10,6
	Olifant	67402	13,90	206,20	2,83	41,99	11,07	164,21	20,4
	總數或平均數 =	1023918	576,76	563,30	62,75	61,28	514,01	502,02	10,9
	全部總數及平均數	42269170	44021,16	1041,45	13293,79	314,51	30727,37	726,94	30,3

開勒氏估計流量成數表

第二十一表

每年雨量高度 =	625	750	875	1000	1250	1500	1750	以公厘計
最大之流量成數 a =	44	53	60	65	72	77	80	%
最小之流量成數 a =	15	27	36	42	52	58	62	%

$$Q_m = \frac{\Sigma(h \cdot f)}{31,54} \text{ 立方公尺/秒 (m}^3/\text{sek)}$$

設每年平均流量之高度 h 以公尺計，流域內之各小部分面積 f 以平方公里計， H 為流域內每年之平均雨量高度，亦以公尺計， a 為流量成數，則 $h = aH$ 。

$$Q_m = \Sigma \left(\frac{aHf}{31,54} \right) \text{ m}^3/\text{sek}$$

例題：假定某河之流域，總面積為 F ，其各部支流之流域面積為 f ，依照第二十一表計算如下：

$$F = 71000 \text{ km}^2$$

流域面積	$f = 4000$	5000	7000	12000	18000	25000	km^2
每年平均雨量高度 $H = 0,90$	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65		m
流量成數	$a = 50$	45	43	40	38	32	%

如是則該河每秒鐘之流量（每年平均數）為：

$$\begin{aligned} Q &= \frac{1}{31,54} (0,5 \cdot 0,9 \cdot 4000 + 0,45 \cdot 0,85 \cdot 5000 \\ &\quad + 0,43 \cdot 0,80 \cdot 7000 + 0,40 \cdot 0,75 \cdot 12000 \\ &\quad + 0,38 \cdot 0,70 \cdot 18000 + 0,32 \cdot 0,65 \cdot 25000) \\ &= 625 \text{ m}^3/\text{sek} \end{aligned}$$

其他關於估計流量之公式，為數甚多，但均非十分準確。苟設計之時，對於河流尚無充分之測驗，不妨利用此項公式作初步之估計。

(甲)如流域不甚遼闊，則估計流量，可應用第二十二表之數量，既頗簡捷，亦甚適用。其數字之表明，為每一海克忒（即一萬平方公尺）之流域面積，最大之流量為每秒鐘若干立特（一立特為一立方公尺）

例題：設有山流，其長度為四公里，流域面積為五平方公里，即等於五百海克忒。流域之內，已半數植林，應求其最大流量 Q_{\max} 依照第二十二表計算之：

$$Q_{\max} = 500 \cdot \frac{60+30}{2} = 22500 = 22,5 \text{ m}^3/\text{sek}$$

即每秒鐘之最大流量為22,5立方公尺。

(乙)胡伯 (Huber) 氏估計流量法，依據試驗，假定流域之面積如第二十三表內第一行所示，則每一平方公里之流域面積內，其每秒鐘之最大流量如第二行第三行所示。

胡伯氏估計流量表 第二十三表

流域面積 Km ²	洪水期之流量 m ³ /秒	非洪水期之流量 m ³ /秒
200	2,000	—
300	1,250	2,000
400	0,900	1,600
500	0,700	1,150
1000	0,350	0,530
2000	0,215	0,370
3000	0,160	0,320
4000	0,140	0,285
5000	0,125	0,250
10000	0,100	0,210
15000	0,090	0,195
20000	0,087	0,180
25000	0,085	0,170
50000	0,080	0,160

(丙) 克雷尼 (Kresnik) 氏估計流量公式

$$Q_{\max} = a \frac{3.2}{0.5 + \sqrt{F}} \quad \text{秒/立方公尺/平方公里 (sek/m}^3/\text{km}^2)$$

式內 F 為流域之面積，以平方公里計。 Q_{\max} 為每一平方公里之流域面積內，其每秒鐘之流量為若干立方公尺。 a 為係數，尋常 $a=1$ ，如流域內有特殊情形，水量不能暢瀉，則 $a=0.6$ 。

或流域面積在五百平方公里以下， $a=1$ 。流域面積在五萬平方公里以下 $a=0.6$ 。

(丁) 荷夫曼 (A. Hofmann) 氏估計流量公式

(1) 流域面積如在三百平方公里以下，其估計流量之公式如下：

$$Q_{\max} = m \frac{F}{\sqrt[3]{1+F}} \left(1 - 0.4 \frac{F_w}{F} \right) \quad \text{m}^3/\text{sek}$$

(2) 流域面積在三百平方公里以上，(高山區域除外) 其估計流量公式如下：

$$Q_{\max} = 3 \cdot F^{0.71}$$

式內各種符號之解釋如下。

Q_{\max} 為每秒鐘最大之流量，以立方公尺計。

F 為流域面積，以平方公里計。

F_w 為流域內之森林面積，以平方公里計。

m 為係數與流域內地面之坡度有關。

假定河流長度三分之二之中下游部分內，其坡度為：

$$\left. \begin{array}{l} >2 \% \\ 2-0,5 \% \\ <0,5 \% \end{array} \right\} \text{則係數 } m = \begin{cases} 4,50 \\ 3,75 \\ 3,00 \end{cases}$$

(3)按照流域內河流之長度，森林之多寡，地勢之峻坦，地質滲漏之狀況，規定每一平方公里內，每秒鐘之最大流量如下：

$$Q_{\max} = 4,2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \quad \text{m}^3/\text{km}^2/\text{sek}$$

式內 n 之數值，依照第二十四表計算之；

由是觀之，流量之估計，如依據雨量，或地形，終難準確。上項公式，祇可用於設計之初，作為約估則可。實行治河之前，仍宜實地測驗，並加以長時期之觀察，始可求得較為精確之流量，為治河計劃之基礎云。

第八節 水位與流量之關係

水位之測驗，前已述之。其經過水位測站，每秒鐘之流量 Q ，與其相當之水位高度 h ，可用下法表明其關係。先以水位高度 h_1, h_2, h_3, \dots 繪入縱坐標，同時測得之相當流量 Q_1, Q_2, Q_3, \dots 繪入橫坐標內。連接 P_1, P_2, P_3, \dots 各點，成為流量曲線 *Wassermengenlinie*（參觀第六十三圖）由此求得流量與水位之關係如下式：

$$Q = a + bh + ch^2 + dh^3 + \dots$$

或 $Q = \phi(h)$

依據上式可以表明流量曲線。式內四個未知數 a, d, c, b ，

之確定，須測驗流量四次，成立下列四式：

$$Q_1 = a + bh_1 + ch_1^2 + dh_1^3$$

$$Q_2 = a + bh_2 + ch_2^2 + dh_2^3$$

$$Q_3 = a + bh_3 + ch_3^2 + dh_3^3$$

$$Q_4 = a + bh_4 + ch_4^2 + dh_4^3$$

但未知數 d 甚為微小，故 h^3 一列，可以刪去。而流量曲線之算

第六十三圖

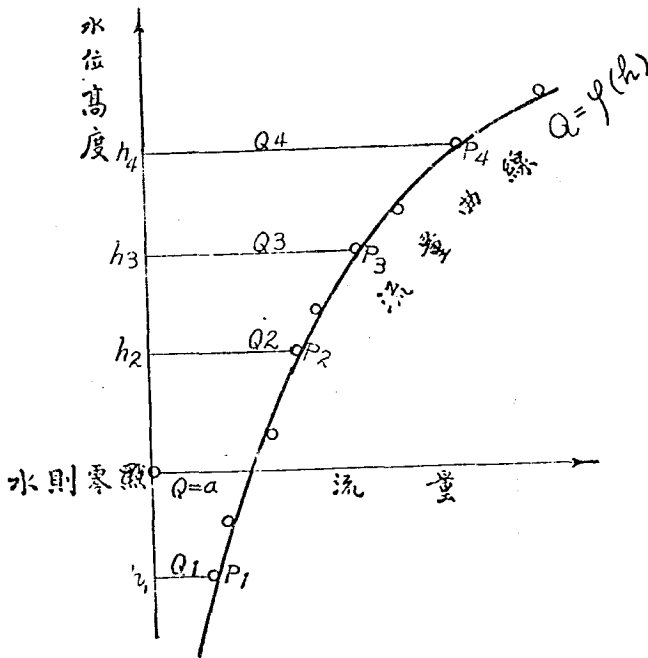
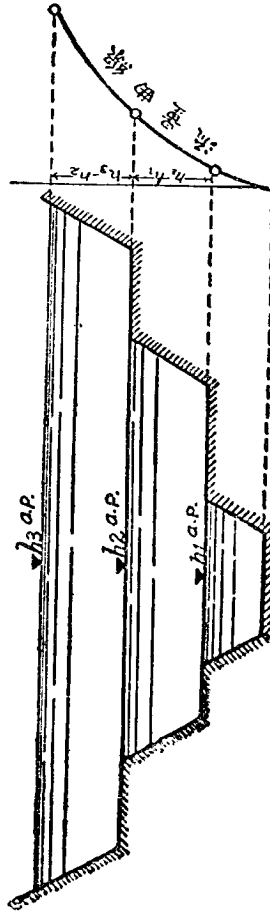
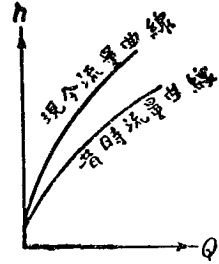


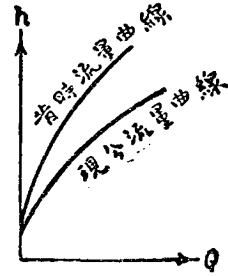
圖 四 十 六 第



第 六 十 五 圖



第 六 十 六 圖

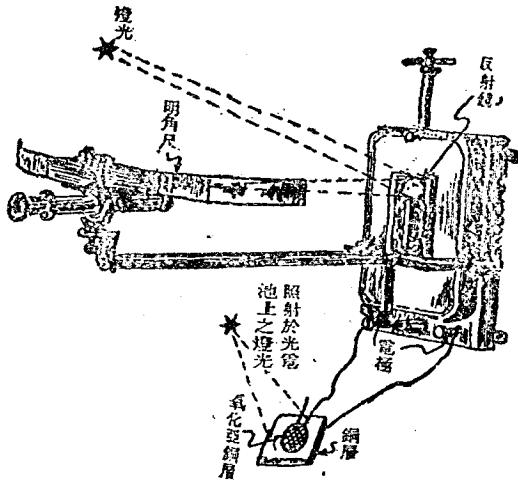


81. 光電流之測量

製成的氧化亞銅片電極焊接完竣後，即將許多片串聯起來，再連接於一盞電壓計。那末在半瓦以上的光源照射下，即可使電壓計上之指針，偏指一定之數值。不過在這串聯的許多光電池中，萬一有一個接頭欠妥，或銀絲柵網碰觸銅層，致成捷路，則整個電路就要因而阻塞不通，測量結果，必歸失敗。故為免此弊，在未串聯之前，對各光電池，是否優良，必須個別加以測試而後可。測試時，可以一靈敏之衝擊電流計 (Sensitive ballistic galvanometer) 的兩極，連接於氧化亞銅的兩電極。電流計構造為兩個磁極，中間有感應線圈，線圈之正面焊接一小鏡於其上。當電流通過線圈，線圈即因感應作用，而偏向一方，於是小鏡亦隨之擺動；同時另以一光源在對壁投照於小鏡上，鏡上受光後，即因線圈擺動之不同角度，反射於其前面固定之明角弧尺上。若產生電流愈強，則線圈偏向愈甚，而弧尺所示之數目亦必愈大，反之則否。但當氧化亞銅及銅之電極，引接不當，而使電流計中之線圈，為之捷路時，則由小鏡反射之格數，亦可偏動，惟僅偏向一方。此時所得之值，並非真正由光電池產生之電流，實乃由接觸所生之接觸電位 (Contact potential) 而已。至如欲斷定其是否真正之光電流，其法亦易，蓋光電流之大小，必隨一定強度光源距離之遠近，及一定距離光源強度之不同等而變異。故如係真正光電流，則電流計上所示之值，當受上述兩種變化的影響，同時，光電池引接之電極，如互相交換，電流計線圈偏斜之方向，亦必相反也。第九十六圖示電流計構造及測量之大概。

82. 電解液式光電池製造法

電解液式光電池的種類頗多，如第六章中所述者，不下四五種。



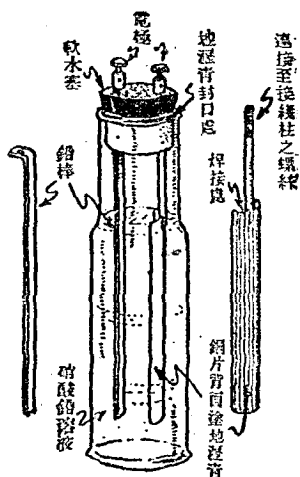
第九十六圖 以強敏電流計測量氧化銅光電池產生之電流

可是在構造的手續和費用的簡易兩點看來，這裏所要介紹的，也許是首屈一指的了。

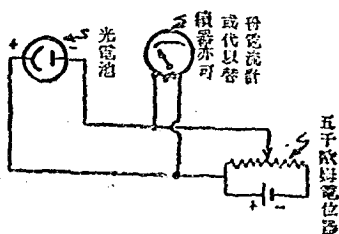
預備長圓形大口瓶一個，兩孔軟木塞一個，銅接線柱兩個，鉛棒一根，闊 12 公厘長 100 公厘紫銅板一片，硝酸鉛液約 100 至 120 立方公分，其濃度配合法，可以 0.3 公兩晶體溶解於 150 立方公分蒸餾水中。地瀝青 (Asphaltum) 少許。將銅板在電爐中，依前節所述方法處理，使成爲結晶狀之氧化亞銅。在銅片背面塗以地瀝青如第九十七圖。另以一銅棒於未塗之先，與該銅板焊接，焊接處之氧化亞

銅應予鍍淨，自不待言。銅棒之他端有螺絲頭，備與接線柱直接旋者。鉛棒之支持，則於末端鑽一陰旋之洞，故亦可直接於接線柱上。各處裝置完竣，然後加入硝酸鉛溶液至浸滿銅片為度。再以地瀝青密封瓶口及接線柱與軟木塞之啣接處，以防電解液因而氣漏逐漸蒸發。

試驗方法，可連接如第九十八圖。將電流計之內電阻，愈低愈好，或以一替續器代替之亦可。照射光源之強度，至少須在 60 瓦特以上。當光源移近時，電流計指針應即有顫動。大約光源距離在兩公尺至一公尺間，產生電流，即有一份安培。若距離移近至數公分，則有 3 至 4 份安培。如電流不能達此數目，必係電解液濃度不合，或接頭漏電，或氧化亞銅製造不相宜。應詳細加以檢查而後可。



第九十七圖 電解液式光電池之裝置及部份品



第九十八圖 試驗電解液式光電池之線路

假定 $h=0$ 則 $Q_0=a$

故規定係數 a_0 時，橫坐標須在水則零位之上。 $t_0 c_0$ 之值，乃可決定如下：

$$t_0 = \frac{2}{3} (3,0 - 1,0) = \frac{4}{3} \text{ m}$$

$$c_0 = 30,7 \sqrt{\frac{4}{3}} = 35,5 \text{ (參照赫瑪克氏公式)}$$

$$\begin{aligned} \text{則 } Q_0 &= 35,5 (3,0 - 1,0)^2 \sqrt{\frac{32}{27}} \cdot 1200 \cdot 0,0004 \\ &\cong 106 \text{ m}^3 = a \end{aligned}$$

再用下列二式，規定 b c 之值如下：

$$Q_1 = 274 \text{ m}^3$$

$$Q_2 = 413 \text{ m}^3$$

$$\text{則 } 274 - 106 = 168 = b \cdot 1,0 + c \cdot 1,0^2$$

$$413 - 100 = 307 = b \cdot 1,6 + c \cdot 1,6^2$$

$$b = 128,21$$

$$c = 39,79$$

如是則流量曲線之算式如下：

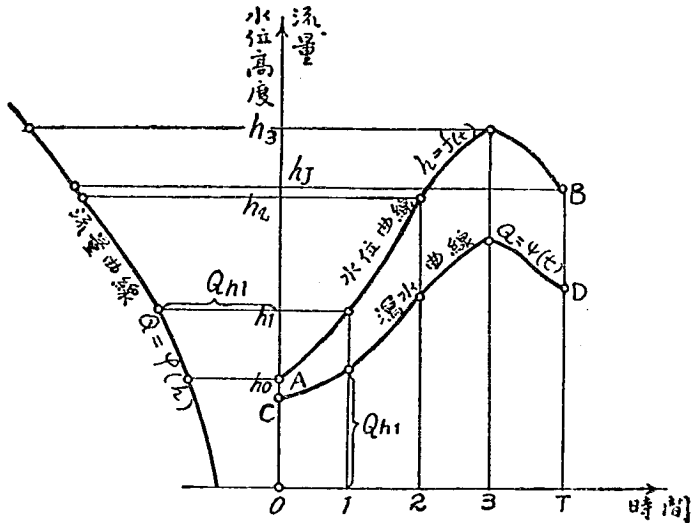
$$Q = 106 + 128,21h + 39,79h^2$$

$$\text{如 } Q = 600$$

$$\text{水則上之水位高度 } h = 2,263 \text{ m}$$

瀉水曲線 (Abflusslinie) 設於同一坐標內，其左邊之橫坐標為流量，縱坐標為水位高度，繪製流量曲線，以 $Q = \phi(h)$ 算式表明之。其右邊之橫坐標為時間，縱坐標為流量，先

可繪製水位曲線(Pegellinie), 以 $h=f(t)$ 算式表明之。又可參照左邊之流量曲線繪製瀉水曲線, 以 $Q=\phi(t)$ 算式表明之。(參觀第六十九圖) 如右邊之橫坐標, 其比例為 1



第六十九圖

比 m , 縱坐標之比例為 1 比 n , 由是求得在 T 時間內之全部瀉水量, ΣQ 即等於 $OCDT$ 之面積 F , 可用測積器量之。並參照比例尺計算如下:

$$\Sigma Q = F \cdot m \cdot n$$

例如: $\frac{1}{m} = \frac{1}{8640}$ 即 $(10\text{mm} = 1\text{H} = 86400\text{秒})$

$$\frac{1}{n} = \frac{1}{10} \text{ 即 } (1\text{mm} = 10\text{m}^3/\text{sek})$$

$$OT = 60\text{mm}$$

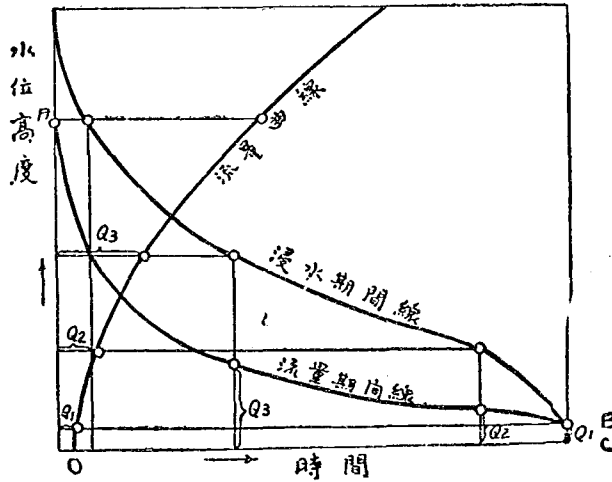
$$F = 6240\text{mm}^2$$

故六日內之全部瀉水量計算如下：

$$\Sigma Q = 6240 \cdot 8640 \cdot 10 = 539\ 125\ 000\text{m}^3$$

流量期間曲線 (Dauerlinie der Wassermenge) 設於同坐標內繪入流量曲線及浸水期間曲線 (Linie der Benetzungsdauer)，即可求得流量期間曲線，如第七十圖。流量期間曲線，與橫坐標及兩旁之縱坐標所包圍之面積，即係橫坐標上所示時間內之全部瀉水量也。此項全部瀉水量，如

第 七 十 圖

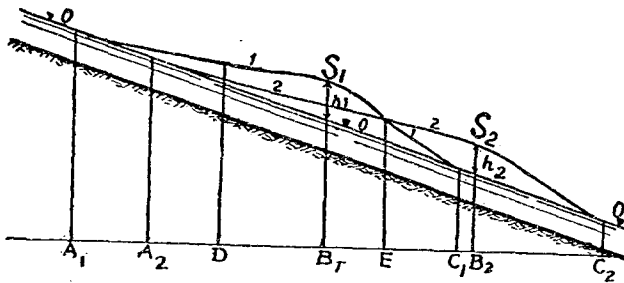


以時期除之，即得該時期內之平均瀉水量較之中水位之流量略大。

第九節 洪水之測驗

流域之內，或以積雪融化，或以雨量陡增，均足以發生洪水。如洪水之量，為河槽所不能容，勢必氾濫四溢，釀成巨災。是以測驗洪水 (Hochwasseruntersuchung)，實為治河工程中，最重要之工作。但流域以內，地勢之峻坦，土質之堅鬆，森林之多寡，堤防之狀況，以及河面之寬窄，對於洪水之發生，關係均甚複雜。故洪水之測驗，同時亦為治河工程中最困難之工作。世之學者，關於洪水之研究，試驗頗多。在理論方面大都均有兩項假定之原則：一為測驗之河段以內，假定無支河水量之注入。一為該河段內，假定洪水並無氾濫情形，且河道瀉水剖面，均無差異。然按諸實際，洪水期

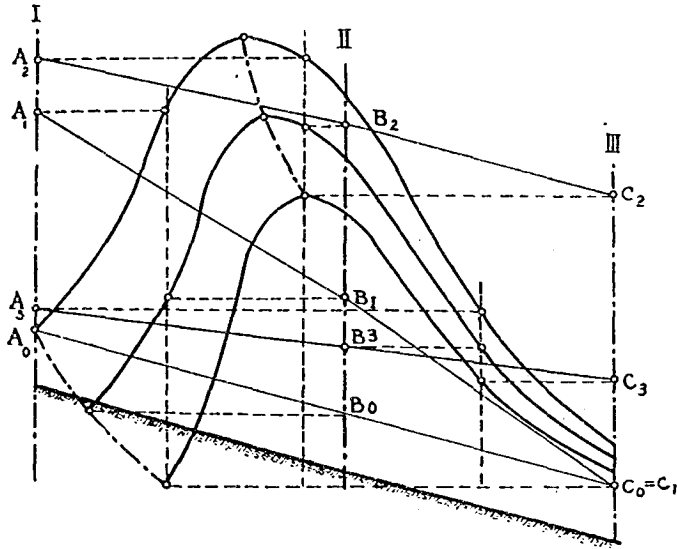
第七十一圖



內，適為支河水量注入最多之時，且決難保證不發生氾濫之事，而瀉水面積，更無不變之理。是以洪水之測驗，無法成立公式，俾可適用於任何河流。治河者祇可各就河流分別加以長時期之觀察，由經驗而成立公式，其應用之範圍，亦祇限於該河，不得作為普遍適用。

洪水之傳播，其情狀如波浪，往往在河流之下游，測得之流量較小，由下游上溯，則流量反大。推厥原因，蓋即洪水波狀傳播之故，茲用第七十一圖表明之。OO 為河流在平衡狀態下之水面。11 為甲時刻之水面。22 為乙時刻之水面。時刻之差為 Δt 。在甲時刻 A_1 處適為洪水經過後之狀況。D 處為水面降落之時。 B_1 處適為洪水波峯經過之時。E 處為水面漲高之時。 C_1 處為水面開始漲高之時。 B_1 處漲高之水面為 h_1 。 C_1 為洪水波之前趾。洪水波之前部坡度較陡，則傳播之速率亦較大。波之後部坡度較小，則速率亦較小。經過 Δt 時間，則洪水波之前趾 C_1 向前推進 C_1C_2 一段，其後趾推進 A_1A_2 一段。由此可知甲時間洪水波 A_1C_1 之長度，較乙時間洪水波 A_2C_2 為短。如河流剖面不變，則洪水波之高度 h_2 小於 h_1 （參觀第七十一圖）。除此以外，更可就水位測量站 I II III 三處同時所測得之水位，用圖解法表明傳播之狀況，如第七十二圖。法以三站之水位，依照時間，在同一坐標內，畫成水位曲線。須使任何直立線與曲線相交之三點，即為三站同一時間之水位。設由此項交點向三站之直立線各畫垂直線，並連接其交點，即成為在同一時間內各站水位昇降之位置。例如 $A_0B_0C_0$ 為平衡狀態時之低水

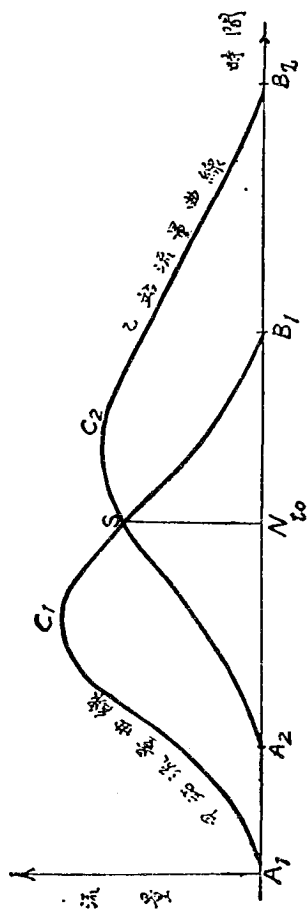
第七十二圖



位置。 $A_1B_1C_1$ 為洪水漲高時之水面。 $A_2B_2C_2$ 為測水站 III 最高水位時之水面。 $A_3B_3C_3$ 為洪水降落時之水面。 由此亦可觀察洪水傳播之狀況矣。

洪水波之傳播，愈向下游，則波之長度愈大，而高度減小。由此可以推得洪水之流量，亦應有相當之變化，假定第七十三圖之橫坐標為平衡狀態時之流量，換言之，即洪水前後之流量也。 $A_1C_1B_1$ 及 $A_2C_2B_2$ 為甲乙兩測量站同時所測之流量曲線。乙站之位置，在

第 七 十 三 圖



甲站之下游，設兩站之間，並無支流注入，則洪水期間經過兩站之水量理應相等。可用下式表明：

$$\text{面積 } A_1C_1B_1 = \text{面積 } A_2C_2B_2$$

$$\text{面積 } A_1C_1SA_2 = \text{面積 } B_2C_2SB_1$$

圖中 A_1C_1SN 之面積，乃 t_0 時間內，經過甲站之水量，同時經過乙站之水量，為 A_2SNA_2 ，其相差之水量如下：

$$A_1C_1SN - A_2SNA_2 = A_1C_1SA_2$$

此項相差之水量 $A_1C_1SA_2$ ，乃在 t_0 時間內，蓄積於甲乙兩站間之水量也。

假定某時間內，經過甲站之水量為 $A_1C_1B_1$ 。如在此時間內蓄積於甲乙兩站間之水量愈多，則 S 點之位置愈低，而 $A_2C_2B_2$ 曲線亦必愈加淺長，乃因 $SC_2B_2B_1 = A_1C_1SA_2$ 之故也。由此推知甲乙兩站間蓄水愈多，則經過乙站之流量，亦將愈小。若兩站間因受隄防之限制，而蓄水量減小，則堤防以下之每秒鐘最大流量亦必增加。茲以洪水之期間較長，則洪水之比降，可用平衡狀態時之水面比降代之。由是並可求得洪水傳播之速率云。

設河流橫剖面 A 之形狀為正方形，其面積為 F ，水面寬度為 b ，深度為 $t+z$ ，則每秒鐘之流量應如下式：

$$Q = F \cdot v$$

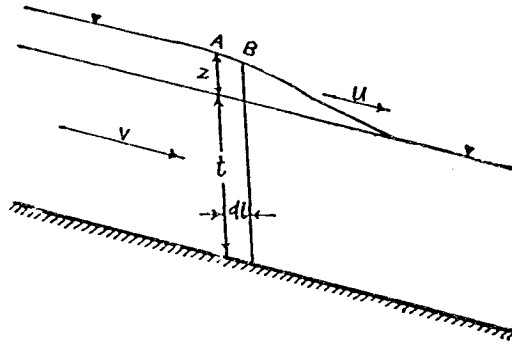
$$F = b(t+z)$$

$$v = c\sqrt{(t+z)J}$$

$$Q = F \cdot v = cb(t+z)^{\frac{3}{2}}\sqrt{J}$$

第七十四圖內橫剖面 B 在橫剖面 A 之下，其距離極微為 dl 。因洪水增漲之高度 z 隨 l 而變化，則經過 B 之水量，亦必不同。名傳播之速率為 u ，則

第 七 十 四 圖



$$dQ = dF \cdot u$$

$$dF = dz \cdot b$$

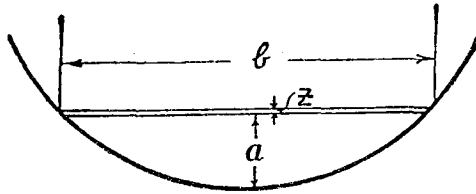
$$u = \frac{dQ}{dF} = \frac{1}{b} \cdot \frac{dQ}{dz} = \frac{1}{b} \cdot \frac{3}{2} bc \sqrt{(t+z)J}$$

$$u = \frac{3}{2} v \dots \dots \dots (1)$$

設河流橫剖面之形狀為拋物線形。如第七十五圖，則

$$F = \frac{2}{3} b(a+z)$$

第七十五圖



$$P = \frac{b^2}{4(a+z)}$$

$$F = \frac{4}{3} \sqrt{P(a+z)^3}$$

$$v = c \sqrt{\frac{2}{3} (a+z) J}$$

$$Q = F \cdot v = \frac{4}{3} c \sqrt{\frac{2}{3} P(a+z)^4 J}$$

$$Q = c (a+z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} P J}$$

故

$$dF = \frac{4}{3} \sqrt{P} \frac{3}{2} \sqrt{a+z}$$

$$dQ = 2 \cdot c (a+z) \sqrt{\frac{32}{27} P J}$$

$$u = \frac{dQ}{dF} = c \sqrt{a+z} \sqrt{\frac{32}{27} J}$$

$$\begin{aligned} \text{又} \quad v &= \frac{Q}{F} = \frac{c(a+z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} PJ}}{\frac{4}{3} \sqrt{P(a+z)^3}} \\ &= \frac{c \sqrt{a+z} \sqrt{\frac{32}{27} J}}{\frac{4}{3}} \end{aligned}$$

$$\text{即} \quad u = \frac{4}{3} v \dots \dots \dots (2)$$

就(1)(2)兩式觀之，可知洪水傳播將至之時，該河段內之水位，必逐漸上昇，流量亦逐漸加大。其流速亦必較之尋常水位之流速猛增。有此種種現象，可以作為預報洪水之依據。至若此種現象之起因，乃洪水遽爾漲高，向下游傳播時，發生水壓所致也。但(1)(2)兩式之現象，非在任何河流內均可證驗。例如洪水氾濫之時，中途發生決口或漫岸情形，河流下段之速率與流量即便減小。如河流為隄防束狹愈甚，則洪水之漲高愈大，其下游之流量與速率，亦將愈增。是以測驗洪水，仍宜注重實地經驗，未可拘於理論也。治河者須就其所治之河，細心觀察，並分站測驗，積多年之經驗，察各站水位之關係，成立表式，作為預測洪水之標準。例如甲站之水位漲至若何高度時，乙站即於幾小時後，水位亦將達至若何高度。預由甲站報告乙站，則乙站附近之居民，可知洪水到達之時間。在此預報之時間內，籌備避遷之計。如測驗精密，可在二十四小時以前預報洪水云。但在河流上游，則洪水之預報，不可以水位增高之程

度爲標準。蓋上游與山谷間之雨量，最有關係。而雨水瀉入河流之緩急，又視地勢而異。故在河流上游，須研究雨水降落後，洪水發生之時期，與洪水漲高之程度。積多年之經驗，而預報洪水。是以預報洪水之依據，分爲水位及雨量兩種。以水位爲標準者，預報之期較短。以雨量爲標準者，預報之期較長，但較欠準確耳。

按我國預測黃河洪水，經驗亦頗豐富。大水之期，通常分爲桃伏秋凌四汛，以伏秋爲大汛。蓋黃河盛漲，此時水力最大，爲時亦最久也。立春之後，東風解凍，河水始漲，河邊預立誌樁，候水初至查驗。此時如漲一寸，至伏秋大汛，水漲一尺，頗爲信驗。凡河水當增漲之際，如見中泓溜急，較兩邊之水必高。河心水高，後水方大。須預爲測察，視擁勢之疾徐，卜來水之大小。徐則水小，疾則水大，故當設法探量，可知後勁。昔時測量之法，將河邊水內壘小土壩一條，攔水一方，寬長尺餘，使水寧靜，不爲風浪搖盪。然後於河邊刻平地一方，與圍定之水相平，挖一土塘，寬五六尺，深照水平之高。將水平置於塘內，總期水平三眼，與河心水面相平爲度。再緣壩橫擡土壩口上，可量水平之眼，高出土塘若干，此實河心水高之數也。

第十節 湖泊蓄水之能力

湖泊爲河流之天然水櫃，其功用足以調節下游之水位，生利而祛害。蓋當洪水經過湖泊之時，其一部分之水量，即蓄積於斯，不致全部瀉入下游，發生氾濫之患。如值枯水時期，則河水之來源稀少，湖泊蓄積之水量，即將宣洩於下游，足以利灌溉而便航運。是以湖泊蓄水之能力(Zurückhaltungsvermögen der Seen)，亦爲治河者所宜研討者也。

湖泊之水位，隨時而異，則水位之高度為時間之函數 (Funktion) 假定橫坐標表明時間，縱坐標表明水位高度 則依照時間 t 所測得之水位高度 h ，繪入坐標內，並連接各點，即得湖水位線 (Seestandlinie) (參觀第七十六圖) 茲用下式表明之：

$$h = f(t).$$

在極微之時間 dt 內，所有湖水之漲落，均可用下式表明之：

$$\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg} \alpha$$

如 α 等於零，即湖水之漲落達於極限，成為平衡狀態，則湖水位為圖中之直線。

假定湖泊面積為 F ，因湖水位之漲落甚小，及湖岸之峻陡，故 F 可以視作不變。又湖泊之大者，注入之水，大抵甚多。而僅有一尾閘以資宣洩。假定 Q_2 為進水 (Seezuffluss)， Q_1 為去水 (Seeabfluss)，二者皆以時間之單位計其量，故皆為時間 t 之函數。茲用下式表明之：

$$Q_2 = \phi(t)$$

$$Q_1 = \psi(t)$$

觀察上式，進水量之規定，頗難準確。因注入湖泊之水甚多，即能逐一精密測量，而地下水潛流入湖者，仍難測驗。故測湖者，祇測去水之流量已足。若湖水有滲入地層潛流而去者，則測驗去水之結果，亦有遺憾也。至若湖水因雨水之降落，則有所增加，同時又因蒸發而有所耗損，通年計算，可以假定兩者相等，姑即從略。是以

計算湖水時，除 F 作為不變外，尚須決定者，計有下列三項。

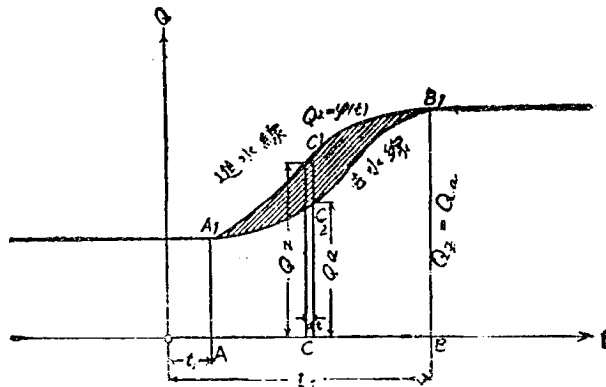
1. 湖水位線 (Secstandlinie) $h=f(t)$
2. 進水線 (Zuflusslinie) $Q_z=\phi(t)$
3. 去水線 (Abflusslinie) $Q_a=\psi(t)$

三者之中， Q_z 之變化，完全獨立。而 h 及 Q_a 則與 Q_z 有關。因 Q_z 稍有變化，則 h 及 Q_a 均將隨之而起變化也。如在平衡狀態之時，則

$$Q_z = Q_a$$

進水增加，則湖水位首先漲高，而去水亦隨之而增，迨至去水與進水相抵時乃止。惟以湖泊面積遼闊，湖水位因進水量之增加而漲高，進行甚緩，同時去水量之增加，亦必甚緩。且去水量之增

第 七 十 七 圖



加，恆後於進水。是以在若干時間內必有相當之水量，停蓄於湖中。水量之多寡，如第七十七圖，劃線之面積。茲以下式表示之：

$$\text{面積}AA_1C_1B_1B = \int_{t_1}^{t_2} Q_z dt$$

$$\text{面積}AA_1C_2B_1B = \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt$$

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_z dt - \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt = F (h_2 - h_1)$$

式內 F 爲湖之面積， h_1 爲觀察開始時湖水之高度， h_2 爲觀測終了時湖水位之高度。設在 dt 時間內，湖水位漲高 dh ，則蓄水量爲 $F \cdot dh$ 。故湖泊蓄水之效能，可用下式表明之：

$$Q_z dt - Q_a dt = F \cdot dh$$

蓄水之值，或爲正數，或爲負數，須視 $Q_z > Q_a$ 或 $Q_z < Q_a$ 而異。

設已知湖水位線，及去水流量線 (Mengenlinie des Abflusses)；
可因以求得去水線，如第七十六圖。

$$\text{湖水位線} \quad h = f(t)$$

$$\text{去水流量線} \quad Q_a = \phi(h)$$

$$\text{去水線} \quad Q_a = \psi(t)$$

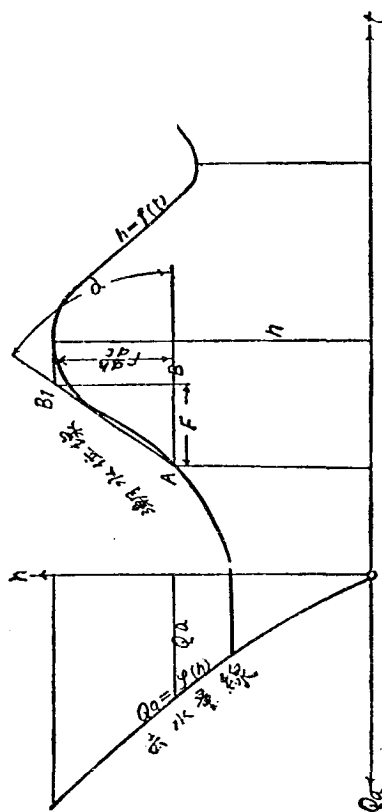
去水線既已求得，即可推知在一定時間 Δt 內，去水之量爲

$$\frac{Q_{a1} + Q_{a2} \Delta t}{2}$$

又於 $(t_2 - t_1)$ 時間內，去水之量爲

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_a \cdot dt = \text{面積}EE_1FF_1$$

第 七 十 八 圖



因平衡狀態時 $Q_z = Q_a$

故 $\int Q_z dt = \int Q_a dt$

或 $Q_z t = Q_a t$

設如第七十八圖，已知 $h = f(t)$ 及 $Q_a = \phi(h)$ 求其相當之進水線

$$Q_z = \phi(t)$$

則由上式

$$Q_a dt + F dh = Q_z \cdot dt$$

或 $Q_a + F \frac{dh}{dt} = Q_z$

式中 $\frac{dh}{dt}$ 為湖水位在 dt 時間內，所增之高度。 $F \frac{dh}{dt}$ 為 dt 時間內，停蓄之水量，但 F 之值不變，且 $\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg} \alpha$ 。按 $\operatorname{tg} \alpha$ 之值，隨湖水位線之增漲而變。至其轉換點，乃達於最大之值。或用計算法，或用圖解法，均可求得之。分述如下：

(一) 計算法 假定 $\operatorname{tg} \alpha F$ 以每秒鐘若干立方公尺計。而湖

之面積為 500 平方公里。於 24 小時內，增漲 0,5 公尺。

$$\text{則 } \frac{dh}{dt} = \operatorname{tg} \alpha = \frac{0,5}{86400} = 0,000006 \text{ m/sek}$$

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha F &= 500\,000\,000 \text{ m}^2 \cdot 0,000,0006 \text{ m/sek} \\ &= 3000 \text{ m}^3/\text{sek} \end{aligned}$$

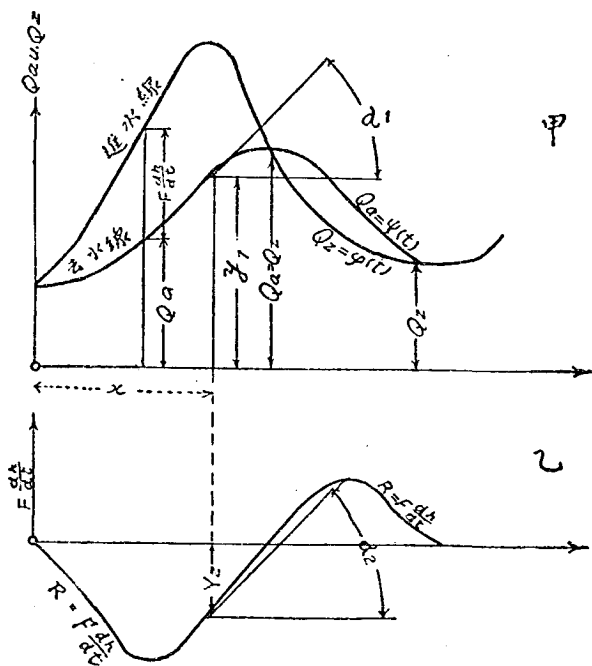
(二) 圖解法 如第七十八圖 $AB = F$

則
$$BB_1 = AB \operatorname{tg} a = F \operatorname{tg} a = F \frac{dh}{dt}$$

此項方法，可施於湖水位線各點，即以求得之

$$BB_1 = F \operatorname{tg} a$$

第 七 十 九 圖



加於去水線 $Q_a = \psi(t)$ 相當之各點，而求得進水線如第七十九圖甲。

$$Q_z = \phi(t)$$

如以求得之 $F \frac{dh}{dt}$ 依照相當之時間，畫於另一坐標內，即得蓄水線 (Linie der Zurückhaltung) 如第七十九圖乙。

$$R = F \frac{dh}{dt} = F \operatorname{tg} \alpha$$

觀此結果，可知 F 愈大，則湖之蓄水亦愈多。設就下式觀之

$$Q_z dt = Q_a dt + F dh$$

如 $F = 0$ 則 $Q_z = Q_a$

如 $F = \infty$ 則去水無所變動，即進水之增益不足以影響去水量也。更就下式觀之。

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_z dt - \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt = F (h_2 - h_1)$$

如 $h_2 = h_1$ 即 $h_2 - h_1 = 0$

$$F(h_2 - h_1) = 0$$

則 $\int_{t_1}^{t_2} Q_z dt = \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt$

由此可知如在兩時刻之間，湖水位之高度不變者，即進水與去水之量相等也。除此以外，參照第七十九圖甲乙，可以推知下列各端：

(一)最大之去水量，發生於湖水位最高之時，即在進水線與去水線相交之點，但較遲於最大進水量之時。

(二)最大進水量 $y = \max$ 發生之時間，須

$$\frac{dy_1}{dx} + \frac{dy_2}{dx} = 0$$

即 $\angle \alpha_1 = \angle \alpha_2$

換言之，最大進水量發生之時間，應在湖水位線彎曲轉換點及頂點之間。

(三)最大蓄水量發生之時期，則在湖水位線之轉換點。因該處

$$\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg} \alpha = \max$$

假定已知 $Q_z = \phi(t)$ 及 $Q_a = \phi(h)$

須求 $h = f(t)$ 及 $Q_a = \psi(t)$

如在時間 dt 內，進水量為 $Q_z \cdot dt$ ，在時間 Δt 之始，進水量為 Q_{z1} ，在時間 Δt 之終，進水量為 Q_{z2} 。則 Δt 時間內之進水量應為

$$\Delta Q_z = \frac{Q_{z1} + Q_{z2}}{2} \Delta t$$

與此相當之去水量為

$$\Delta Q_a = \frac{Q_{a1} + Q_{a2}}{2} \Delta t$$

又因 $Q_i = Q_z - F \frac{dh}{dt}$

故 $F \Delta h = \frac{Q_{z1} + Q_{z2}}{2} \Delta t - \frac{Q_{a1} + Q_{a2}}{2} \Delta t$

在此式內，未知數有二，即 Δh 及 Q_{a2} 是也。若能估計 Δh 之

值，以求與上式內相當之 Q_{a2} ，則此題解矣。

或已知 $Q_a = \psi(t)$ 及 $Q_a = \phi(h)$

又知另一去水線為 $Q_{a1} = \phi_1(h)$

則應研究者，為與上式 $Q_{a1} = \phi_1(h)$ 相當之去水情形。亦即 $Q_{a1} = \psi_1(t)$ 及湖水位 $h = f(t)$ 應作何狀也。

依據基本公式

$$Q_z dt - Q_a dt = F dh$$

$$Q_z dt - Q_{a1} dt = F dh_1$$

則 $F(dh - dh_1) = (Q_{a1} - Q_a)dt$

式內 $dh - dh_1$ 為在 dt 時間之先，湖水之微漲。如在有限時間 Δt 內，則 $(Q_{a1} - Q_a)\Delta t = F(\Delta h - \Delta h_1)$

若舊新兩種去水量，在時間 Δt 之始為 Q_{a1} 及 Q'_{a1}

在時間 Δt 之終為 Q_{a2} 及 Q'_{a2}

則
$$\frac{(Q'_{a1} - Q_{a1}) + (Q'_{a2} - Q_{a2})}{2} \Delta t = F(\Delta h - \Delta h_1)$$

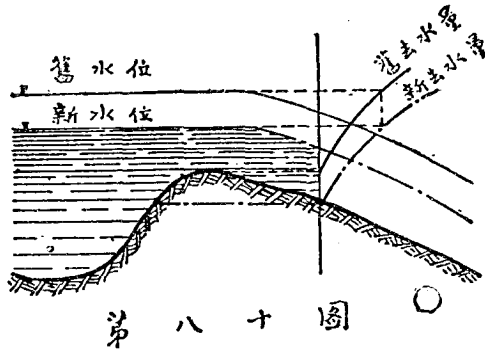
由此得
$$\Delta h_1 = \Delta h - \frac{(Q'_{a1} - Q_{a1}) + (Q'_{a2} - Q_{a2})}{2F} \Delta t$$

在此式內，亦有未知數二，即 Δh_1 及 Q_{a2} 是也。其解法仍依上例推之。

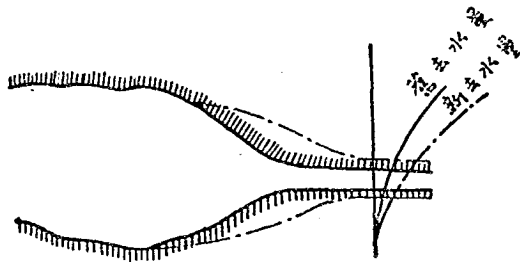
以上各項算法，亦可應用圖解法，均哈臘 (Harlacher) 氏所指示者也。茲再由其著述內，摘錄重要各點如左：

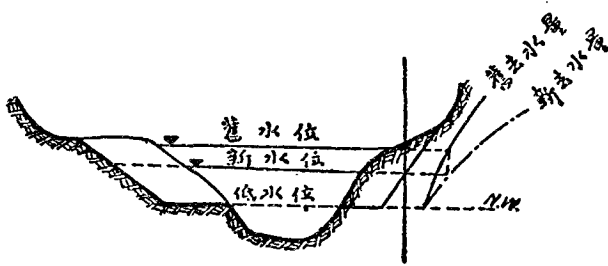
湖泊之去水量，可以變更。即在同一湖水位之下，可以增加或

減少去水量也。欲使之增加，須在湖泊去水處之尾間，濬深或拓寬之，或兩者兼施亦可。第八十圖乃去水處濬深之例，第八十一圖乃去水處拓寬之例。拓寬去水橫剖面以便湖水之暢洩，乃求所以降落

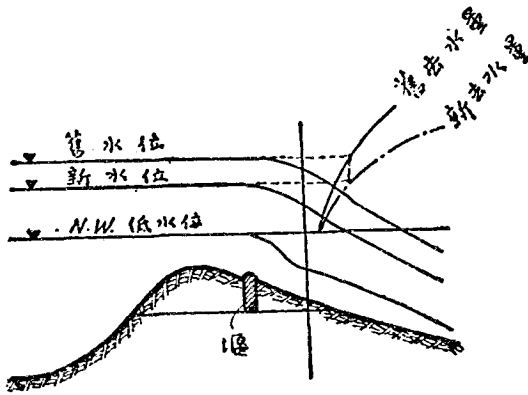


第八十一圖





第八十二圖



第八十三圖

洪水位也。故拓寬工事，祇限於低水位或中水位以上部分，如第八十二圖。至若在同一湖水位，欲減少水量，可在去水處築堰壅水，見第八十三圖。如用活堰（Bewegliches Wehr），則去水量可以

任意調節，亦可用以升高低水位。是以治湖者欲求洪水位之減低，須將去水處之橫斷面濬深或拓寬之。欲求低水位仍能保持其原有高度，須在去水處築堰障之。

按我國治水者，亦以湖蕩淀泊，爲河道之天然水櫃。在運河則蓄放有方，堪資利濟。其他各河道，當其盛漲之時，下游消洩不及，亦可藉以容受水勢，俾無漫溢。是故凡有河道，皆宜設備閘壩涵洞，以通湖蕩淀泊，而爲水櫃之用。且須圍築隄防，不時修濬，務求深通，毋使潰決。最忌淤水之區，壟種升科，以致水櫃盡變民田。潦則水無所歸，汎濫爲災。旱則水無所積，運河絕拆，大爲公私之害。明成化中杜謙以工部侍郎行河，自通州抵淮揚，相地勢，去淤塞，復水櫃，導泉源，修閘壩，河乃復舊。此十五字，誠爲治河司運者之要訣矣。但於水櫃四週，廣植榆柳蘆葦之類，既保堤防，且可採收其材，以爲河工之料，是亦一舉兩得之辦法也。雖然水櫃之設，宜於清水河，而不利於渾河。蓋渾河水勢旁洩，則留緩沙停，正河不能暢行，且恐不數年而水櫃淤填，益受其害。惟有以棄爲取，於河流兩岸緩堤之外，寬築遙堤，並建設淤水壩座以消盛漲云。

第十一節 冰凌

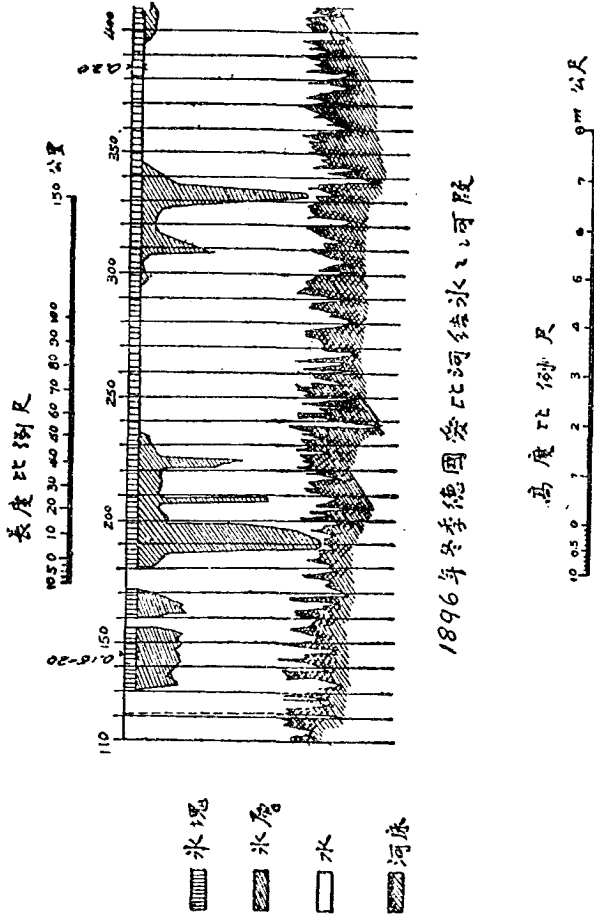
時值嚴冬，河水結冰，其影響於航運者，固屬甚大。而冰凌壅塞，因以釀成水災者，亦不鮮見。茲分述冰之成立與其影響如下：

冰之成立，如在靜水之中，則先從水面凝結成冰。蓋靜水停而不流，其直立之剖面內，水分之溫度不同，其密度亦因之而有所差異。尋常水之密度以在攝氏四度時爲最大。如水面與冷空氣久相接觸，溫度達於零點，則水面之水分密度小，質量輕，浮而不動。其

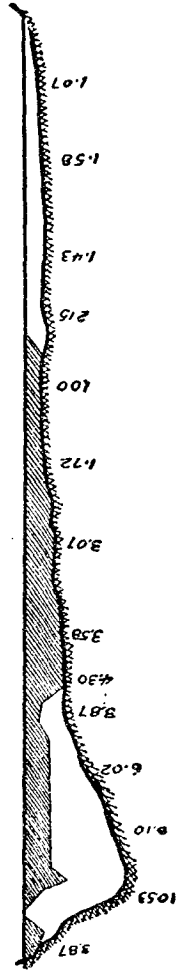
下層之水分如未達零點，或仍保持其溫度爲攝氏四度，則密度較大，質量較重，乃萃集於河牀。故靜水之內，先從水面結冰，經長期之嚴寒，則冰之厚度，自上而下，日益加增。但在流動之水內，其全部溫度，均屬一律。蓋水面所受之寒冷，因水分流動之關係，乃傳播於各處。故在流水之中，最初結冰之處，應在粗糙之河牀。因彼處之速率較小，且冰粒（Grundeis）有所憑藉也。如河水淺清，可以直接觀察河牀上先成冰粒，再由多數之冰粒接合成爲冰塊（Grundeis-Klumpen）。迨冰塊之浮力充足，即因流水之衝動，離開河牀而上浮。惟天氣驟寒，流水之面，往往發現泥狀之冰一層，或竟全河冰凍。考其原因，乃水中極多極微之浮物，均可憑藉結冰，成爲冰針。浮力足則飄於水面，否則浮於水中。加以河牀上成立之冰粒，接觸團結以致全河冰凍云。

又當長期嚴寒之際，流水之溫度，全部降至冰點，則全部水分驟然膨脹，乃成立無數之小冰結晶（Eiskristalle）。此項小結晶，彼此團結，浮於水面，形若花冠，由此逐漸增漲，可成球狀之冰塊（Schollen）。冰塊隨流而下，是謂洶凌。至若河流之旁，如有斷溝，或丁壩（Buhne）之間，或順壩（Längsbauten）與河岸之間，雖與流水溝通，然水流不暢，水面恒易結冰。再次則河流彎曲之處，或河流分叉之處，或沙洲附近，水面亦最易結冰。蓋因地勢之關係，水流速率至此銳減也。換言之，即河流之形狀愈不整齊，則河面愈易結成冰層。例如挾沙之支流，匯入正河，其口門以下，沙灘羅列，易於結冰，即此例也。但河流雖經治理，如橋洞過小，河身束狹，或

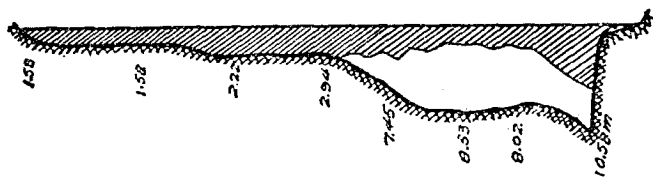
第 八 十 四 圖



第一圖 蘇拉河下游之剖面



第 八 十 六 圖

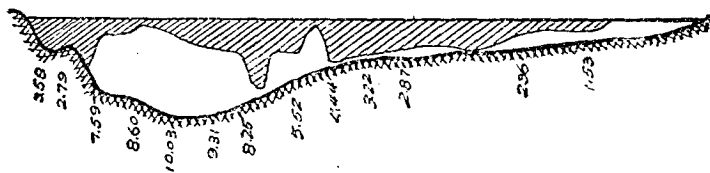


剖面二



第 八 十 七 圖

剖面三



以堰閘之建築，以致河流阻滯，往往亦為開始結冰之處。而河面結冰之情形，大都先成冰塊。此項冰塊，在速率較小之處，互相牽連，可以凝成一片。其凝結之情形，多由岸邊漸達河心，因此祇有河心，尚能通流。如有上流淌下之冰塊，堵塞河心，則全部河面結成冰層矣。於是繼續淌下之冰塊，至此被阻，或由河面冰層之上，滾滑而過，或積壓冰層之下。終必互相凝結，如冰層日益加厚，或竟直達河牀，澈底冰凍，以致全河瀉水剖面日益狹小，終則全段阻塞云。

若以全河而論，凡堤岸甚高，或岸旁森林密布之處，足以障礙日光與暖風之直射河面，則冰之凝結甚易，而冰之泮解亦較遲。設上游之冰先期融解，順流淌下，至此被阻，則新舊冰塊互相凝結，河流之阻塞亦必更易。

河面結冰，與風向亦有莫大之關係。蓋冰塊隨風推動，如積於岸邊，即將由此結成冰層，而後日益推廣。如風之方向逆流而上，則冰塊淌下之速率銳減，亦足以使之互相凝結，先從河中結成冰層。而河口入海之處，如無潮汐，則結冰之情形，與靜水內相同，先從岸邊起，推及全部水面。設遇嚴寒，霎時即可結成冰層，其厚度有達數公尺者。但在有潮流之河口，則漲潮落潮之間，水面較為平穩，最利於結冰。故冰層先從海面起，漸向河內推進。河流結冰之情況，可參觀德國愛比河（Elbe）在一八九六年冬實測之圖，如第八十四圖至八十七圖，河流結冰之情形，既如上述。而危險時期，不在結冰，乃在解凍之時。蓋上

游因天氣或雨水之關係，解凍獨早。彼時下游之冰，或尙多堅結未解之處。於是隨流淌下之冰塊，遇有河灣或其他阻礙之處，即便停積壅塞。而上游之水，因此陡然漲高，氾濫爲患，馴且決堤改道，爲禍之烈。往往不可思議。同時下游之水面，反致異常降落，而影響於舟楫之航運。是以治導河流之際，務將彎轉及其他足以壅積冰凌之處，加以注意。但在治理之河流內，亦往往因惡劣之氣候，仍不免冰凌壅積之患。故在未結冰之前，最好用汽船在河內易於結冰之處，往來巡行，使水流盪漾鼓動，勿使凝結。否則，遇有河面結冰之處，立即用鑿冰船衝破冰層，導之下流，庶免冰凌壅塞之患矣。

按風俗通。積冰曰凌，冰壯曰凍，冰流曰澌，冰解曰泮，此冰之定義也。我國河工向有桃伏秋凌四況，伏秋大況之外，凌況最關緊要。蓋當冬至前後，天氣偶和，上游冰解，凌塊滿河，謂之滄凌。滄凌之時，有擦損埽眉之病，此其小者。若滄凌時忽然嚴密結凍，則河身曲窄之處，冰凌最易壅積，愈積愈厚，竟至河流涓滴不能下注。上流水勢，勢必陡漲，拍岸盈堤，急須搶築，而地凍堅實，糞土難求，每易失事。是以凡當凌況，必須多備打凌器具，如木榔頭、凌鈎、油鏈、鐵鏟等物，分撥兵夫，駕淺如扁舡小如舢舨之舟，各攜器具，往來巡邏，一見冰凌擁擠，即便打開，勿致壅積，庶可無虞。但船底須用竹片釘滿，凌遇竹片，格不相入，方足以禦之。而凍河以前，所有險工埽段，皆須護以透凌長椿。其法將椿排列倒掛於埽之迎溜前眉。隔五尺空橫，釘鐵一根，用繩繫住椿尾。但須先將椿頭用纜連環扣住，浸入水內。再於上埽生根，用新鐵鍊扣緊。庶幾凌塊滄過，不致擠動。其椿身迎水一面，或釘竹片，或裹鐵皮，免被凌鋒截斷。木橫空橫中間，再加柳捆，藉禦滄凌擦損埽段之害。雖我國昔日打凌器具，不若近時鑿冰汽船之便利，然古人

於凌汛之前，防範之周，淪沒之時，巡查之勤，殊可法也。

第二章 河性通論

天然河流，區分之有河源、上游、中游、下游、河口、之別。河源者，河水發源之地，大都為湧泉，泉水湧出，匯流而成河。但湧泉之水有定，而山中積雪，雨後盈潦則無定。當夫春暖日和，積雪融化，或經流地域，大雨時行，則千流萬派，羣趨匯流。故河源雖屬有定，而河水之來源則無定也。上游者，居河源之下，全河之上，水行山地，勢陡流激，挾沙推石，橫衝傍決，奔馳而下。是以上游失治，則中下游難免衝決潰溢之虞。中游者，河水出山，地平土疏，流勢緩漫，於是積石淤沙，每多泛濫沉澱之患。下游者，河距出山之處更遠，而又下聯河口，地益平袤，流益散緩，淤墊為患，洲渚乃生。河口者，全河水流之歸宿也。歸宿處所，或為海洋，或為湖澤淀泊，或為其他河川。河口通暢，則全河安流，河口澀滯，則全局受病。是以善治河者，堪資利用，不善治者，災害頻生。欲求治理得當，利之必興，害之必除，須於規劃治河之先，考察河性，然後參酌利害，因地制宜，庶幾設施有方，治績可睹。其普通河性，詳於第一節。而荒溪與河口特性較多，乃更分節述之如次。

第一節 概論

凡流於斜坡上之水，其加速率(Beschleunigung)之一部分，恆變為工作能力(Arbeitsvermögen)與一切阻礙力(Bewegungswider-

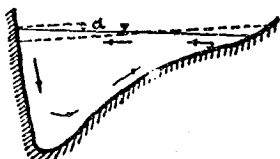
stand)相敵。而天然河流亦復如是。河水流於傾斜之河牀上，其所生之加速，即用以敵勝介於水體與河牀間之黏集力 (Adhäsion) 與糙率 (Rauhigkeit) 者也。而水之分子間，亦含有凝結力 (Kohäsion) 因黏集力與糙率之影響，可使水體內發生內動力 (innere Bewegung) 此項內動力亦足以消滅水體內加速率之一部分。是以水流在河段間有兩種工作，一為正工作，一為負工作。正工作者，約等於該段水量之重與比降相乘之值，亦即推移水體向下流行之工作也。負工作者，即用以敵勝該段之阻力。但此種工作之計算，難期精確，因水中實際上挾有泥沙，而挾沙量之多寡，又不同也。

水流工作能力之消失，以河流彎曲處為最。因工作能力之消失，而發生內動力。因內動力之發生，於是河灣之內，河牀刷深，岸土潰坍，泥砂遷徙，引起種種之變化。管子所謂水行至曲，則衝而有所毀傷也。據巴燕和 (Beyerhaus) 氏試驗河灣處水流之結果，設河灣半徑為 r ，橫比降為 $\sin \alpha$ ，平均流速為 v ，天然加速為 g ，則

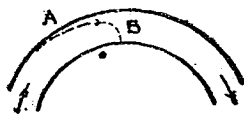
$$\sin \alpha = \frac{v^2}{gr}$$

因知橫比降與速率之平方為正比例，又因離心力 (Fliehkraft) 之關係，河灣凹岸之水流較速，凸岸之水流較緩，故水量之趨於凹岸者多，而趨於凸岸者少。凹岸之水面，乃高於凸岸之水面，此橫比降之所以成立也。水面既非平衡，則水內壓力之分配當然不同，而橫溜乃生。經恩格司 (H. Engels) 氏之試驗，證明河灣處之橫溜，如第八十八圖及八十九圖。圖中凹岸之水，因壓力之關係，先由水面直立下降，循河牀流向凸岸，然後再由水面流向凹岸，成為橫溜。此

第八十八圖

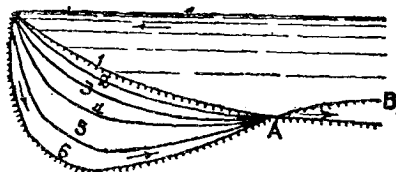


第八十九圖



項橫溜足以刷深凹岸之河牀。設有漩渦發生，則冲刷之力更烈。冲刷之程序，約如第九十圖所示。至若凹岸泥土，每值洪水之後，亦

第九十圖

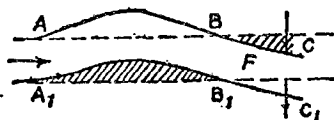


河灣凹岸河床刷深之步驟

常有崩坍之虞。崩坍之原因，須視土質之透水與否而異。設土質不能透水（例如陶土），則凹岸坡脚雖被齧蝕，河牀之土雖被冲刷，而岸土於洪水期內，因水力壓岸，尙不致遽爾崩坍。一旦水退，壓力消失，無所支持，岸土遂即潰坍。設土質透水（例如砂土），則洪水期內河水侵入岸內，洪水既退，水復由岸向外流出。但水從岸內外流，不能如洪水降落之速，則岸內之水，源源湧出，細沙隨之，終至全岸傾坍。日積月累，則河灣凹岸，崩坍益甚，而彎曲愈烈，河流之方向，乃漸變更。所有被冲刷之河土，微細者水流挾之上升，浮

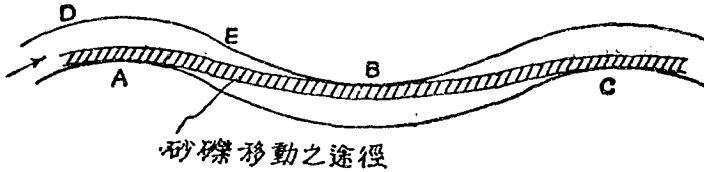
於水面而下流。粗重者，多在河牀之上，隨水流而推移。是以河流之工作能力，在彎曲之處，一部分消耗於橫剖面形態之變化，一部分消耗於河流方向之改換，又一部分損失於砂土之轉移。此項工作能力損失之結果，在天然河流內亦可以觀察得之。蓋河灣以下相鄰之河段內，緊接河灣凹岸之下BC處，積成沙灘。凸岸 A_1B_1 之下，冲刷成灣。而在河灣之內，則凹岸AB日益坍塌，凸岸 A_1B_1 日益伸漲（參觀第九十一圖）。又因BC處之漲灘，乃逼水衝刷 B_1C_1 之岸，而水流之方向變遷。故天然河流之形態，蜿蜒曲折，恆

第九十一圖



為蛇狀 (Serpentine) 也。水流出灣之後，在平直河段F內，工作能力僅消耗於敵制阻力，故內動力小，非特不致冲刷河牀，而自河灣凹岸AB刷出之沙，即沉淤於斯，河牀因此日漸填高。且河灣凸岸 A_1B_1 灘面之沙，亦往往被水攜挾而下，積於F，或經F積於BC。此種現象，經恩格司氏之試驗更為證實。試驗之法，乃在人工所製之槽中，鋪設細砂，放水流行。然後加放着色之沙粒，可以觀察其行動。（參觀第九十二圖）如在試驗槽內A處放着色之沙，則沙之移動，先由A至B，然後由B至C。如於D處

第九十二圖



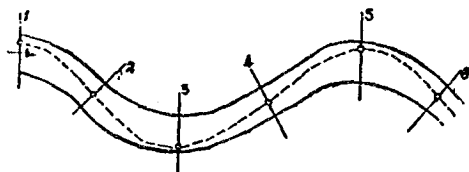
放沙，即刻由水力冲向A處，再遷徙至B至C。如於E處放沙，則沙先至B，然後向C移動。最後之結果，則兩灣間平直河段F之河牀，日益填高，形同基檻 (Grundschwelle)，足以阻滯水流，抬高水面，而發生新工作能力。此項新工作能力至下方河灣，乃發生漩渦，冲刷凹岸，又漸消滅。於是全河之內，水流緩激，循環不已，河槽之彎曲，因此益烈，而成蜿蜒之勢矣。

以上之理論，均係假定河槽內之流量，並無變更，而河牀之坡度，又係上下一致。但實際情形，則稍有差異。當河灣凹岸被刷之後，成為深槽 (Kolke)，而二灣之間，日漸填高成為淺槽 (Furt)。是河牀之坡度，顯有變動，勢必同時影響水面之比降。比降者乃所以表示水之動力也。水流入灣之先，常挾有較大之工作能力，故河灣以上之比降恆大。河灣之內，水之工作能力多被耗失，則水之比降減小。但河灣之下，淺槽填高，水流壅滯，又足以使河灣內之比降，略有增加云。由是觀之，河流之內，水位之深淺，比降之大小，冲刷力之強弱，均有相互之關係，藉以維持河流之平衡狀態。蓋河流深處，其比降恆小，而冲刷力較強。河流淺處，比降恆大而冲

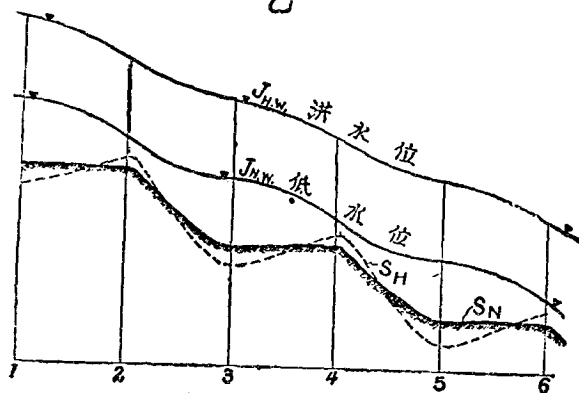
刷力較弱也。假設水量不變，而欲維持河流之平衡狀態，須使水流之冲刷力減小，俾與河牀之阻力相埒。欲求冲刷力之減小，非使水流之速率減小，不足以見效。因水流之速率，與河槽之形態，及水面之比降，又有連帶之關係也。是以河灣之凹岸，被水冲刷則彎曲愈烈，而河道加長，水面之比降，因以減小，速率亦同時減小，而冲刷力衰微，彼時之河流，可暫維其平衡態度。但流量略有增漲，均勢立被破壞，流量愈大，則工作能力愈大，而流牀與岸土之被侵蝕亦將愈烈。且河灣深槽上之工作能力較大於淺槽，則深槽之沙被刷，多積於淺槽之脊。故洪水發生之後，足以刷深河灣，而使河灣間之淺槽填高也。洪水期內，全部河牀，均有變遷。所有被冲刷之沙土，視大小輕重之不同，而移動之途徑亦異。笨重之質，則滾轉於河牀之上，輕微之質，則混於水中而下流。故水量愈大，水之混濁愈甚也。迨乎洪水降落，則深槽上之比降較前減小，而淺槽上之比降較前加大。水落愈甚，則水面比降之差異愈大，惟同時河牀坡度之差異則愈小。蓋水勢降落之際，淺槽上之比降既大，速率亦增，淺槽上之積沙，乃被冲刷，填入下段河灣深槽之內。水降不已，則流水之阻礙減少，水量又小，河牀之變遷，乃暫告停止。彼時淺槽為最深之期，深槽為最淺之期，此即低水期之現象。洪水期與低水期水面與河牀之變遷，參觀第九十三圖。

河勢屈曲，則溜趨凹岸。於是凹岸傷而成險，凸岸淤而成灘。歷經洪水，則河灣屈而愈屈，形若垂瓠，兩灣相接益近，一遇洪水，乃竟銜決（參觀第九十四圖）。於是自A至B成一新槽。水量既經分

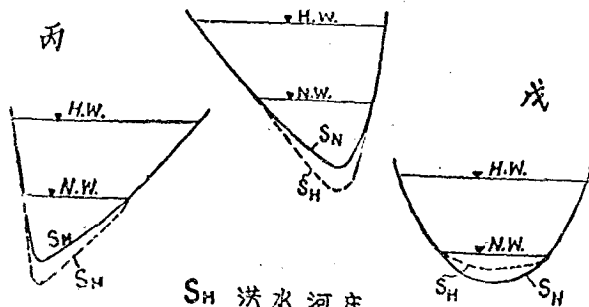
第九十三圖甲



乙

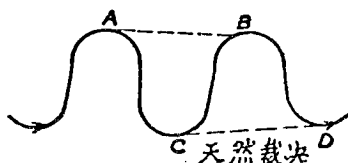


丁



S_H 洪水河床
 S_N 低水河床

第九十四圖

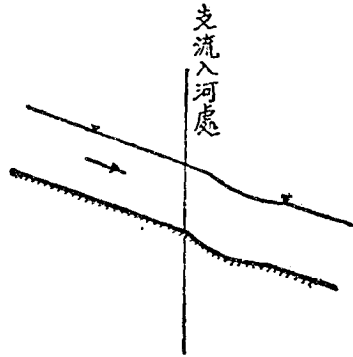


流之後，阻力加增，A處之水面，勢必漲高，或日後再經洪水沖出新槽C D，則水流分歧，阻力愈大，A處以上之水面壅積益甚，沿河之地，將成沼澤。A處以下之河流，乃漸荒廢。天然河流年久失治，莫不呈此現象也。

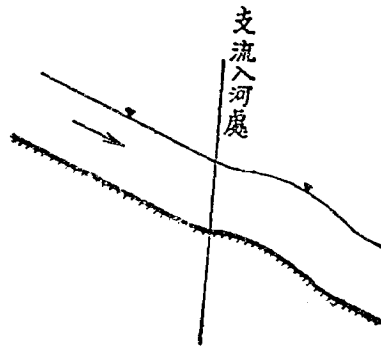
低水之時，水循槽流，河槽彎曲，流道較長。若遇洪水，水量激增，槽不能容，勢必漲溢漫岸，平鋪洩瀉，流道乃短。即在極平整之河段以內，洪水所佔之槽，亦大都寬直而較短，低水所佔之槽，窄狹而較長。故曰流道之長度，視水量低落之程度而增加，低水河槽，最為綿長，洪水河槽，最為短促。由此推知低水所需之比降較大，洪水所需之比降較小也。

河流之旁，如有支流匯注者，則入口以下之河段，視支流注入之水量，或沙量孰多，工作能力亦因之而增減。設水量多，則入口以下之河牀被刷，而較大之工作能力因之耗失。於是水面降落，比降減小，其與入口以上之水面相聯絡之比降，則較陡云（參觀第九十五圖）。設沙量較多，則入口以下淤積沙土，阻力增加，水面因此漲高，瀉水之比降亦即增加，故入口以下之水面隆然而起也（參

第九十五圖



第九十六圖



觀第九十六圖)。

至若河流挾沙，關於治河設計，尤為重要：蓋河出泉源，水行山間，流激力猛，沙石隨之而下，笨重者推移前進，輕微者混雜水

中。洪水暴發，冲刷尤烈。一旦洪水降落，則沙石停積，河牀漸高。是以天然河流，不加治導，終必氾濫改道，全部荒廢，非特無裨民生，且將災害疊見，乃治河者未可忽視者也。按水流侵蝕河牀，攜挾沙土之力，名曰押轉力 (Schleppkraft)，或曰冲刷力 (Räumungskraft)。欲求冲刷力之真相，奈以情形複雜，不易明瞭。據恩格司(H. Engels)氏對於此項冲刷之試驗，得略知其梗概如下：

- (一)冲刷力約與平均流速之平方成正比例。
- (二)河牀之土質愈鬆，冲刷力愈大。
- (三)設流槽之橫斷面為直方形，則槽底每一平方公尺所受之冲刷力 S 為

$$S = \alpha \cdot \gamma \cdot t J \quad \text{kg/m}^2$$

式內 α 為係數， γ 為水之比重，其數值為 $\gamma=1000$ ， t 為水深以公尺計， J 為比降。

- (四)係數 α 恆小於一，如水深減小，則 α 加大。但 α 是否與平均流速有關係尚屬疑問。
- (五) α 在同一流槽中，亦常有變化。故冲刷力 $S = \alpha \gamma t J$ 與水深及比降，並非成正比例。
- (六)通用之冲刷力公式 (Schleppkraftgesetz)。

$$S = \gamma t J$$

恩格司氏之試驗，認為尚欠準確。

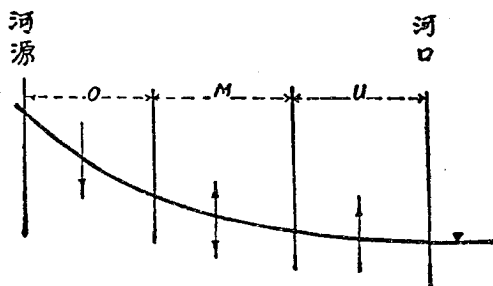
依照恩格司氏之公式

$$S = \alpha \gamma t J$$

可知水深與比降及冲刷力，實有聯帶之關係，成立均勢。如冲刷力大於河牀之阻力，則砂土立被冲刷。冲刷愈深，則 α 及 J 變小，至能維持均勢時為止。如冲刷力不足以抵敵河牀之阻力，則水中所挾之沙易於淤積，而 α 及 J 即加大，至冲刷力與阻力相等，能維持均勢時為止。此乃冲刷力之大概情形也。若求河牀不被冲刷，以期河流挾沙量之減小，須先考察河牀之地質及此項地質之抵抗力。然後實測河流之水深及比降，估計水流之冲刷力約為若干。如水流之冲刷力超過河牀之抵抗力，必減小水流之冲刷力，方免河牀之變遷。河牀設為沙質，其抵抗冲刷之力，約為每平方公尺0,2至1,0公斤。碎石之抵抗力，為每平方公尺2至5公斤。草地之抵抗力，在短時間內，可達每平方公尺2至3公斤，水流冲刷力超過此數，即被冲刷矣。又據佛朗壽士 (L. Franzius) 氏之經驗，如平均流速每秒為0,5公尺，則細沙或泥土即被移動。平均流速為每秒1,0公尺，足以冲刷鬆沙或黏土。平均流速為每秒1,5公尺，足以冲刷與黏土結合之沙或粗沙。平均流速為每秒2,0公尺，足以冲刷粗礫或堅土云。

天然河流之河牀，日被冲刷，則河牀之狀態時刻變更，高者被刷而低，低者又因泥沙之沉澱而填高。大致全河可分三部，如第九十七圖。其近河源之一部，水力最猛，冲刷力與阻力不能維持均勢，被冲刷之沙礫，較多於停積之沙礫，於是河牀日漸刷深。次為

第九十七圖



中部M，被冲刷之沙礫，適等於停積之沙礫，是以河牀得維持其原狀。再次爲近河口之一部，比降漸小，水力漸弱，停積之沙礫多，冲刷之沙礫少，於是河牀日漸填高，此乃全河沙礫遷移之概況，與河牀變遷之情形也。至若沙礫之移動，頗關重要。其詳細情形，在天然河流之內，雖可觀察一二，但各家之學說紛歧，仍難得其真相。茲先臚舉各家研究之結果如下：

- (一) 凡挾沙之河流，在長而且直之河段內，低水位時，恆發現淤積之沙帶(Geschiebänke)。
- (二) 葛萊勃腦(Grebnau)氏以爲沙帶之成立，完全與注入之挾沙支流有關，而拉握爾(Lavale)氏則否認之。
- (三) 淤沙之地位，大都靠近岸邊，且左右相間，或沙帶與河岸之間有小槽，但沙外之大槽較深。
- (四) 如連接相隣二沙帶之脊，則低水期內最深之處，爲連接線之中心，其地位適在河心。由此可以求出谿線(Talweg)之

地位。谿線者，河牀中最深各點之連接線也（參觀第九十八圖）。

(五) 葛萊勃腦氏考察德國蘭茵河(Rhein)上游之沙帶，其連接線與谿線不相交，而奧特河(Oder)則否，法比(Faber)氏乃主張擺狀谿線說。

(六)每經洪水，沙帶必遷徙其位置，而谿線亦隨之平行下移。

(七)洪水期內，沙帶位置，究屬如何遷移，尙難推測。因洪水與低水之河牀，是否類似，亦未明瞭也。

(八)凡由支流注入幹河之沙，均積於入口之下方，無論在平直河段，或稍曲之河段內，多不移動。故此段低水期之谿線恆固定不變。

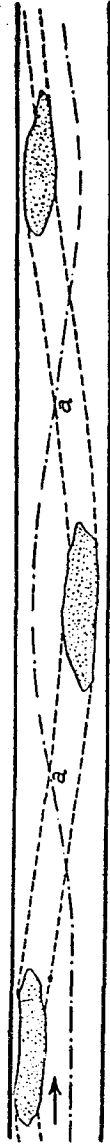
(九)設谿線固定不變，則河牀上層之地質，無多變遷，對於沙礫之轉移，亦可減小。

(十)在谿線無大變遷之河槽內，則兩灣之間平直河段上，低水位之深度較大，否則較小。

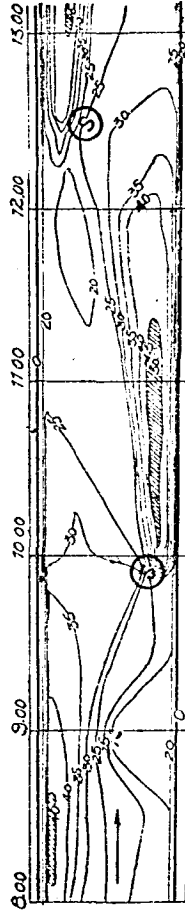
(十一)在平直之河段內，雖可將其中水位之河槽改狹，使沙礫無停蓄之機會。但狹槽以上之河牀，必日被冲刷，狹槽以下之河牀，必日漸填高，狹槽內之比降，亦難免減小，結果或竟使全河之現象較前更劣。

恩格司氏因各家對於沙礫之移動，學說紛歧，未能明瞭真相，乃於河工試驗室中，試驗直河內河牀變遷之形態。第九十九圖即係試驗槽內洪水期之情形。水勢降落，則低水槽成立。S處之沙，恆被

第九十八圖



第九十九圖



刷去，成一彎曲之流槽。如水勢落而復漲，則S處之沙復行淤積，恢復原狀。考察沙質向下移動之方向，恆與水流平行。但沙礫決不改換其位置移於對岸，此堪注意者也。全部試驗之結果，摘要述之如次：

- (一)平直河段內，其河牀之沙易於移動，如兩岸保護堅實，則水流下注之方向與任一岸線平行，河牀上沙質向下移動之方向，亦必與水流平行。
- (二)設比降極大，而水面之降落，直至流槽之寬度超過流量所需要之寬度時，則河流不必受支流之沙，亦可積成舌狀之沙帶，間列於兩岸。
- (三)但在舌狀沙帶之尾端，順沿流槽，仍有極少之沙質移向對岸。
- (四)降落之水，恆沖刷沙帶之尾端，成為低水流槽，低水槽最淺之處，即在此段。
- (五)每經一次洪水，沙帶即順流下移，此項新刷成之低水流槽，亦因此淤墊，俟水勢再度降落，沙帶尾端又將刷成低水新槽，但較以前之位置略向下移。
- (六)設河槽改狹，或上游之沙量減少，則沙帶之成立，與低水路線之遷移，均可免除。但該河段之水面比降，必較前減小。

河流所挾沙礫分為二類。一曰推移質。其質量笨重，積聚河牀之上，須藉大水沖刷之力，方能向下流推移，其進行極緩。一曰沉澱

質，質量細微，混雜水中，水急則隨流而下，溜緩則沉澱停積，河牀因此淤墊，爲患最烈。是以治河者，應考察沙量之多寡，爲治導之標準。欲測驗沙量之多寡，可於洪水將落之時，在河中各處取得水樣多種，先秤水之重量，然後將水濾去，俟沙質乾燥之後，再秤其重量，乃知沙與水之比例。並在多種之水樣中，採其平均之值。

按吾國河流，以黃河及揚子江爲最著。茲略述兩河挾砂之情形如下，以資參考。

黃河挾沙量之豐富，爲世界各河流冠。黃河之難以治導，卽此故也。黃河上中游之河道，多流於黃壤區域。大雨之後，黃壤隨流入河，或洪水期內，河岸河牀同被囓蝕，此爲黃河挾沙較多之原因。黃壤者(Loss)風積土質之一種，來自戈壁，散布於黃河流域，層積之厚，恆達數百公尺（參觀第一百圖）。黃壤之分子，細微如沙，又極疏鬆，而易於滲漉，揉之立成齏粉，可以隨風飛揚。但黃壤河岸，經水淘刷之後，又能壁立如削，形同危崖，而無坦坡，甚至上部空懸，猶能不倒，此其特性也。至於黃河挾沙之量，雖缺精密之測驗，然據下列之報告，得略知其梗概。一八八九年荷蘭工程師單百克及魏舍(P. G. Van Schermbeck und A. Visser)二氏，關於一八五二年黃河在銅瓦廂決口處，以上一段之報告，內載：『余等曾臨黃河之北岸，從事視察。河岸壁立，約高出水面一公尺。在余等航行半小時以內，平均每十秒鐘必見河岸上之黃壤爲水所沖刷，巨塊下墜，砰然有聲。黃壤入水後之移動，初則甚緩，水淺處或停而不動，但旋即分散於河灘之上，故該處積沙極多，而河水沖擊河

岸，激而上升，往往達6,5公尺之高云。」又據單百克氏實地之試驗，得知黃河各段每一立方公尺之水量，所含沙質之重量如第二十五表：

第二十五表

時	期	地 段	每一立方公尺水所含泥砂之重量
1	一八八九年四月二十六日	汜河縣(經度113°20') 靠岸之水，在水面下1,75公尺 河牀以上0,5公尺	3,708 公斤
2	一八八九年五月三日	1852年決口處，(經度114°40') 河心之水，在河面下1,75公尺	4,491 公斤
3	一八八九年五月二十一日	齊河(經度116°) 河心水面上之水	5,620 公斤

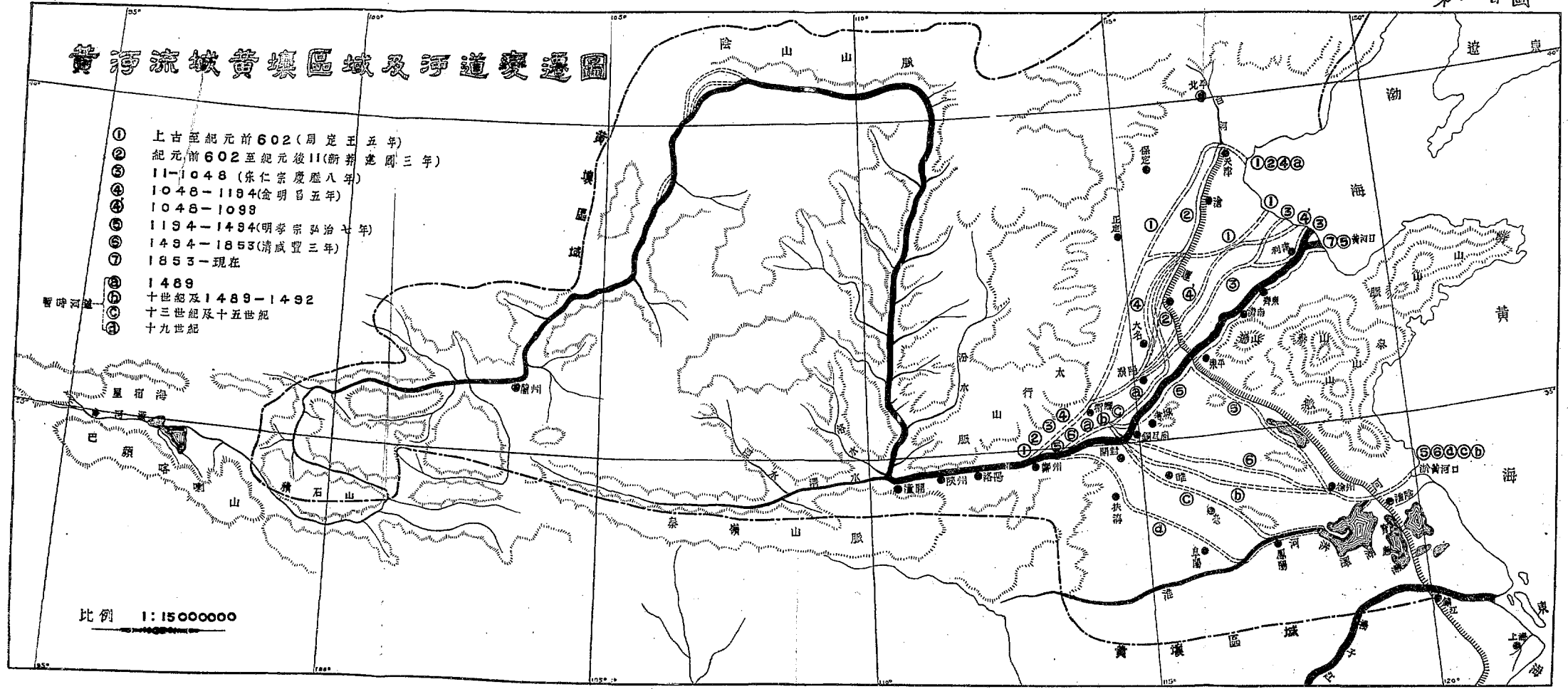
又據費禮門 (John R. Freeman) 氏之紀載：「黃河在低水位時，水中所含沙量，以重量計，平均約為0,4%。設河流之平均流速從每秒五呎增至每秒八呎，在一星期至三星期之內，則河中所含泥沙重量，漸次增高為6,5%。設以體積計，約為4,5%。此乃一九一九年七月三十一日至九月二日在六處地方經過十八次測驗之平均結果也。(參觀第一〇一圖)若在洪水期內，水中所含泥沙重量，約為9%或10%。而此項泥沙，大部分乃當地被冲刷之黃壤。而小部分則為從上游土質輕鬆之山地攜挾而來者也。」依據以上兩種紀載可知黃河於洪水期內挾沙之豐富。茲更列舉世界各大河流之挾沙量，以資比較。(參觀第二十六表)又一八九八年河堤決口，山東境內王家梁地方，為河沙所掩沒之地面，約為三百平方公里，其厚度平均0,6至2,0公尺不等，如平均以一公尺計算，此項砂量已達三萬萬立方公尺，可謂鉅矣。

黃河流域黃壤區域及河道變遷圖

- ① 上古至紀元前602(周定王五年)
- ② 紀元前602至紀元後11(新莽建國三年)
- ③ 11-1048(宋仁宗慶曆八年)
- ④ 1048-1184(金明昌五年)
- ⑤ 1048-1098
- ⑥ 1194-1484(明孝宗弘治七年)
- ⑦ 1484-1853(清咸豐三年)
- ⑧ 1853-現在
- ⑨ 1489
- ⑩ 十世紀及1489-1492
- ⑪ 十三世紀及十五世紀
- ⑫ 十九世紀

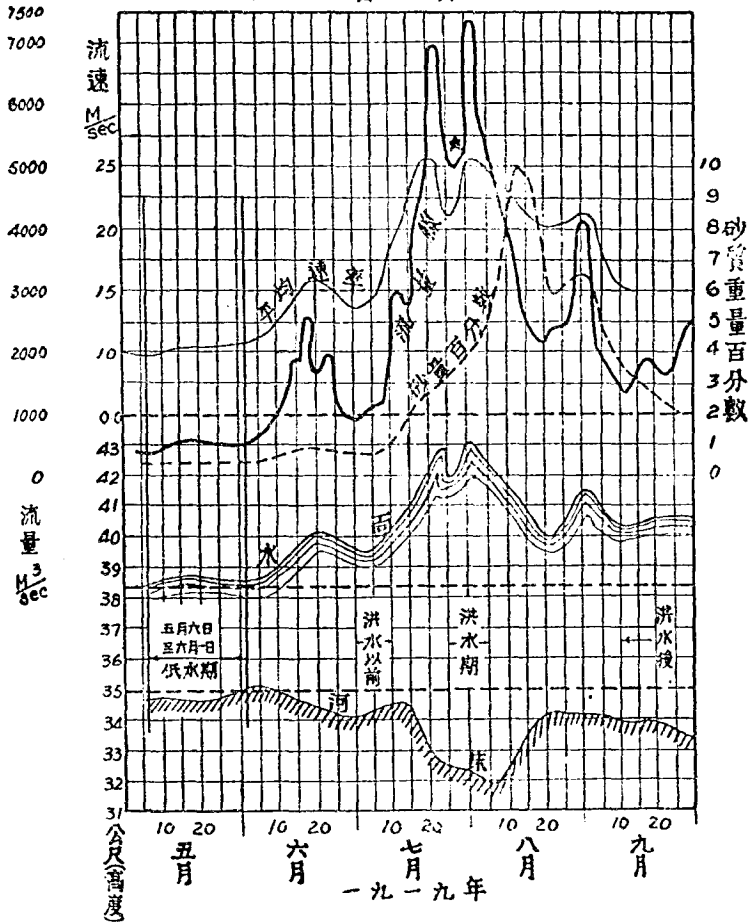
晉時河道

比例 1:15000000



第一〇一圖

黃河河床變遷平均流速流量砂量水位圖
(1919 貴禮門實測平均數)



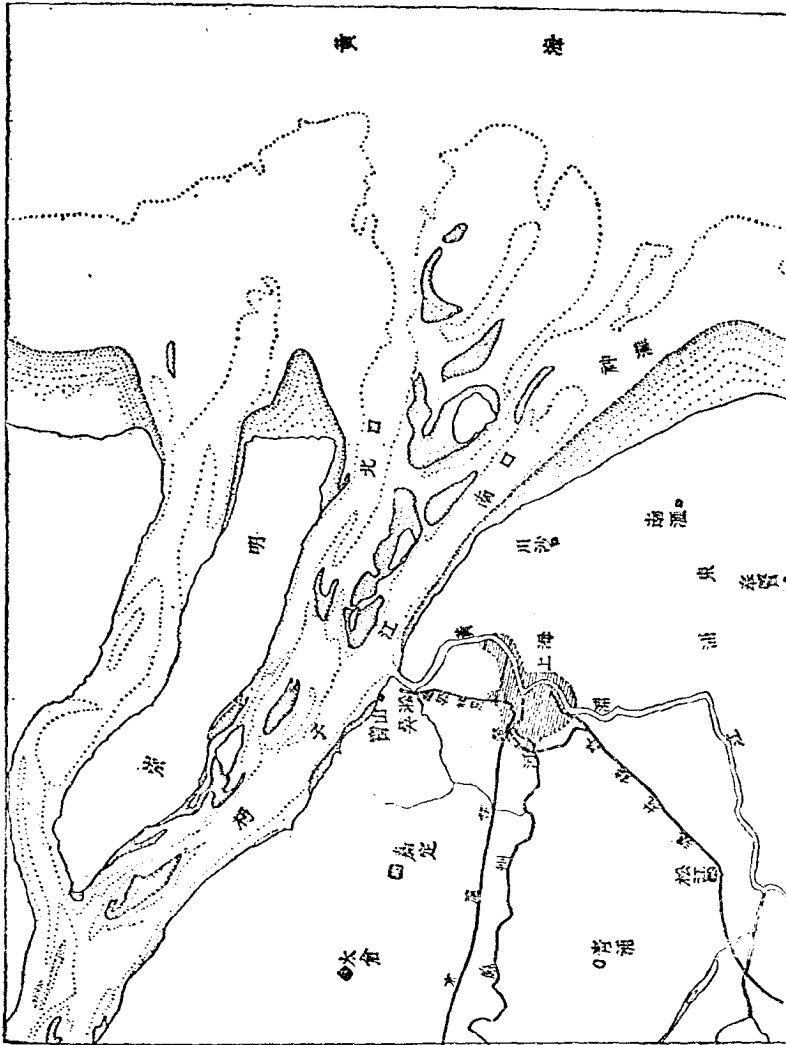
★因決口以致流量減少

第二十六表

河 名	挾 沙 量
非洲尼羅河(洪水期)	1,580公斤/立方公尺
印度恆河(洪水期)	1,940公斤/立方公尺
北美密西西比河(平均)	0,870公斤/立方公尺
歐洲多瑙河下游	最大量 2,151公斤/立方公尺 最小量 0,854公斤/立方公尺
歐洲蘭茵河下游	最大量 0,3105-1,174公斤/立方公尺 最小量 0,0025-0,010公斤/立方公尺

由此觀之，黃河口之海岸每年約漲出三十公尺，與黃河兩岸平原上黃壤層積之厚，莫非攜挾極大沙量造成之果。而河身又為隄防所限，泥沙之淤墊，幾無止境，歷時久遠，河牀乃日益增高。是以黃河低水期之河牀，或竟高出隄外地面一公尺半之多，而低水期之水面，有高出隄外地面一公尺半至三公公尺者。洪水期之水面，更有高出隄外地面六公尺至七公尺半者。若洪水暴漲，下游壅滯，不得遂就下之性，勢必旁流溢出，致開決口。決口既開，則全河之水，傾瀉而下，勢如奔馬，不可收拾。於是水流分岔，正流必緩，正流緩則沙停，沙停淤淺，則就下之性愈不得遂，而旁決之勢益橫，乃致全河改道。自周迄今，黃河河道之遷徙，蓋不下十餘起矣（參觀第一〇〇圖）。是以黃河之害，雖由於善淤、善決、善徙、而徙由於決，決由於淤，其病源則一耳。

揚子江所含沙量，不若黃河之多。沙量之來源，多為四川東部之紅盆地。（Roter Becken）該處地質為含沙之黏土層，帶有紅色，土質鬆軟，易為水流所侵蝕。揚子江流經其地，支流縷分，散



第一〇二圖

布於盆地之上，所有被侵蝕之沙土，莫不匯流入江。江水下游，於洪水至時，呈現紅色，職是故也。但揚子江所挾泥沙，以沉澱於中途之湖泊者爲多。據浚浦局報告揚子江之流量，每秒鐘約自二十五萬至二百萬立方呎。依據蕪湖之測驗，每秒鐘流量之平均值爲一百零五萬立方呎，約合二萬九千立方公尺。該處江水含沙成分，重量在百萬分之五十六至一千四百十二，其平均值約爲百萬分之五百。假設沙之比重爲1.4，則其體積適佔百萬分之三百五十七。今每秒流量平均爲二萬九千立方公尺，則每秒輸沙之量，約爲10立方公尺，每年輸沙入海之量，爲三萬一千五百萬立方公尺，衡其重量，竟達四萬萬噸之鉅。揚子江口之沙洲羅列，可見一斑。（參觀第一〇二圖）

第二節 荒溪

荒溪者 (Wildbach)，天然河流之源流也。來自山嶺，勢陡流激，碎石沙礫，隨之而下。浸漸而沙石停留，阻塞流道，則山水壅積，泛濫爲患。迨乎水力既強，則奔騰下瀉，推石轉移，往往猛撲廬舍，損毀禾畜。設水力不足，則沙石又復停積。是以山水之來，恒無常期，且與流域內之雨量以及流量之大小，幾無關係。苟天晴久旱，又無冰雪融解之水來注，則荒溪立即乾涸，此乃荒溪之特徵也。

荒溪全體可分爲三部（參觀第一〇三圖甲）：

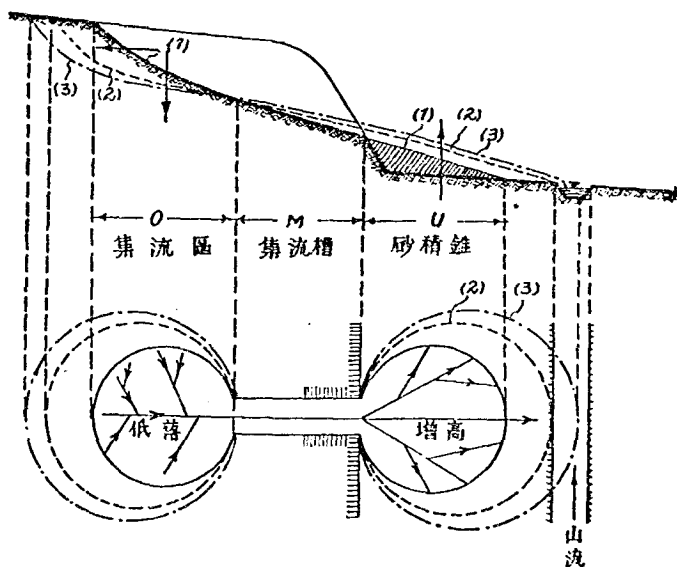
(一) 集流區 O (Das Einzugs-od. Sammelgebiet)。

(二)集流槽M (Der Schluchtartige Abfluss-od. Sammelkanal).

(三)沙積錐N (Der Auswurf-od. Schuttkegel).

集流區者，匯集小流之區域也。其四周以分水嶺爲界。區內雨水及泉流自山下降，成爲小流，冲刷沙礫，攜挾而下。或石質暴露，風雨侵蝕，罅裂剝圯，隨流下注。故集流區內，日益低窪，其變遷之情形，參觀第一〇三圖乙〇段內之(1)(2)(3)。集流槽者，集合小流，匯而下注之流槽也。沙積錐者，水出總槽，雜流於

第一〇三圖



平原，水力頗微，沙礫淤積，日益推廣，形同圓錐，參觀第一〇三圖乙N段內之(1)(2)(3)。此項沙錐，日積月累，或竟阻斷山流 (Gebirgsfluss) 如第(3)線。當沙積錐未與山流相通之先，則荒溪衝決泛濫之害，僅限於本身。而受害最烈者，為沙積錐上之田地廬舍。蓋沙積錐之土質肥沃，可供耕種，山民恒移居於斯也。如沙積錐日益擴展，侵及山流，而沙石又非山流水力所能攜挾下注，必將壅塞為患。於是山流上部之地，盡成澤國。山流或竟衝決遷徙荒廢堪虞。反是如水力增漲，關徑下注，推移沙石，展轉前進，則良田沃野，輒為所掩，甚或廬舍被毀，人畜遭殃，此乃荒溪之不可不治也。

第三節 河口

(甲) 總論

河流朝宗於海，其匯合之處，是謂河口 (Flussmündung)。河口附近，海岸之狀態，易地而異。而河流之性情，又各有不同。故河海之關係，極為複雜，而各地河口之情狀，亦難盡類似。所宜考察者，約有下列各端：

(A) 關於海者

- (一) 河口附近之海岸形態，是否彎曲，抑係平直或突出。
- (二) 河口以外，海底之淺深與其坦坡。
- (三) 海流之起源與方向及強度。
- (四) 風之方向與強度。

(五)波浪之影響。

(六)海水位變遷之大小與頻數。

(七)海水之密度。

(B)關於河流者

(一)流量之大小及差異。

(二)河流挾沙量與沉澱物之類別。

(三)河口以上水面比降之大小及差異。

德國佛朗壽士 (L. Francius) 氏於巴黎世界航務報告內曾著「河口之改良」一文，所論極為中肯。有云『小河入海之口，大都深而且寬，潮汐進退於其間，勢甚猛烈。反是大河入海之口，大都淤淺，沙洲恆橫互於河海之間。』世界河流屬於第一類者，例如英國大部分之河流，德國之渭沙河 (Weser) 及愛比河 (Elbe)，法國之羅爾河 (Loire) 及基戎河 (Gironde)。其河口之寬度與深度，愈近海面，愈加深廣，河口之形狀，類似漏斗，蓋潮流冲刷之結果也。屬於第二類者，例如美國之密西西比河 (Mississippi) 埃及之尼羅河 (Nil) 中國之黃河。水量與沙量均極豐富，沉澱物多淤積於河口，日積月累，乃成三角洲 (Delta)。但在以上兩種河流之間，亦有例外。例如德國之蘭茵河 (Rhein) 中國之揚子江。河口雖有三角洲，而河口仍屬深廣，且成爲漏斗式云。

於是佛朗壽士氏假定除河流挾沙，中途停積於河口以上之湖泊外，世界河流可歸納於下列三種情形之下：

(一)凡河口祇有三角洲，而不成漏斗式者，乃該河口絕無潮汐

之影響，或其影響極微也。例如美國之密西西比河，埃及之尼羅河，歐洲之多瑙河(Donau)，法國之龍河(Rhone) 中國之黃河等屬之。

(二)凡河口之三角洲甚大，而各支流仍成漏斗式者，乃河流挾沙，既極豐富，而該河口之潮力亦極猛烈也。例如印度之印度河(Indus) 恆河(Ganges) 伊若瓦底河(Irawadi) 中國之揚子江。

(三)凡河口成漏斗式而無三角洲者，乃該河口之潮力極猛，而河流挾沙又極少也。

按照佛朗壽士氏之理論，可以推知河流愈大而挾沙愈多者，非有相當較猛之潮力，不足以免除三角洲之淤積，而促進漏斗式河口之成立。換言之，即河流挾沙量與潮力之關係，可視察河口三角洲與漏斗式潮區之消長而決定之。

河流奔馳入海，而海潮逆湧而上，二流接觸，流速銳減，水中所挾之沙，勢必因此淤停。又或河流入海，與沿岸之海流接觸，則挾沙亦莫不淤積，此乃河口之外，攔門沙(Barre)成立之原因也。攔門沙所受之力有二：一為波浪力恆欲沖沙向岸推進。一為河流力恆欲沖沙入海。二力相均，攔門沙遂固定不移。換言之，即攔門沙乃存在於水流均勢之下者也。據司特芬(David Stevenson)氏之考察，攔門沙成立之條件有三：

(一)攔門沙之成分，應為易於移動之沙質或相類之質。

(二)河口外之海水須較淺，其最大之波浪須能直接冲刷海底之

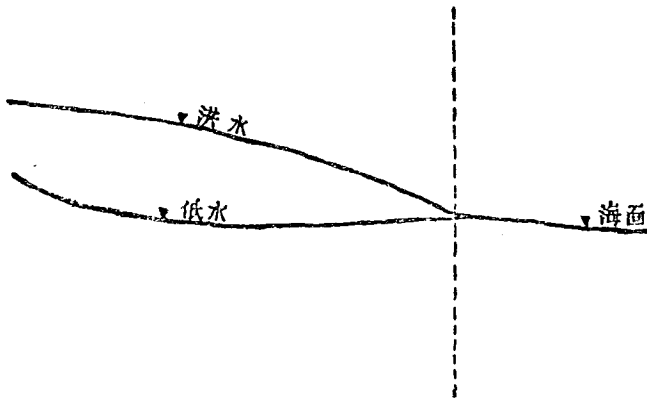
沙。

(三) 海岸之形態，須利於高浪之成立，此項高浪之力，並須足以冲刷海底之沙。

(乙) 無潮汐之河口

凡在無潮汐之河口，設海面之高度不變，則河口之橫斷面，應亦不變。蓋河口橫斷面非與河流之水量有關，而與海面有關也。故在同樣之河口橫斷面內，須容納河流最小或最大之水量。當河流入海，水量加大之時，而河口橫斷面不變，則流速必增，比降加大。是以洪水期內，河口水面多成凸線。結果必致刷深河牀，而兩旁之岸，亦將同被刷寬，至恢復平衡狀態為止。反是低水期內，水量減少，而橫斷面經洪水之冲刷，業經加大，則流速必減，所需要之比降，亦將減小，故水面恒成凹線。（參觀第一〇四圖）

第一〇四圖



無潮汐之河口以外，閘門沙之成立，大半由於河流洪水之冲刷作用。低水期內，河流挾沙較少，則閘門沙上，祇有由海岸流攜挾之沙，來此淤積。洪水期內，則河流攜挾之沙，均集合於此。如河口在淺灘之上，而海岸流復弱，則閘門沙日漸擴充，可以成爲三角洲。如海岸極峻，且爲岩石，或海岸流甚強，或沉澱之沙質較少，則河口將無成立三角洲之機會矣。

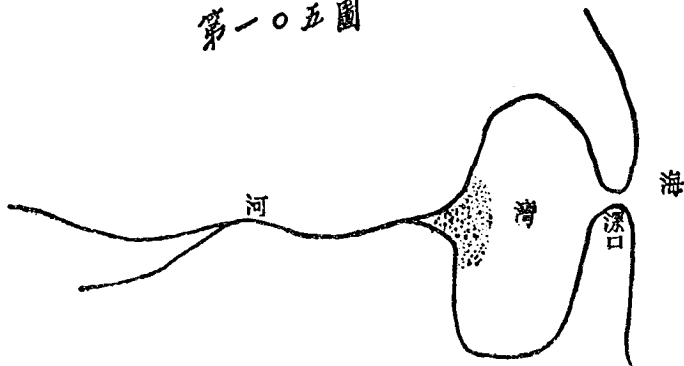
三角洲之主要成因，爲河流之挾沙淤積於河口。河口既有三角洲，則水道分歧，其瀉水愈多之河槽內，淤積之沙，亦將愈多。是以洪水期以後，其主要之河槽內，淤沙必特多。河槽既經淤沙，對於繼續而來之洪水，足以發生阻滯之患。洪水遇阻，勢必壅積漲高，比降增大，而水與沙爭矣。結果約分二種：或此項洪水因壅高而壓力增加，足以抵制淤沙之阻力，將仍取原方向而下流。迨乎歷時久遠，沉澱物淤積日多，河槽日益加長，再遇洪水，水不勝沙，則水面壅高，必將分支下流。或則主要之河槽，爲第一期之洪水所淤積，第二期洪水至時，即須分出支流。是以每經一次洪水，河口即多一次變遷。三角洲即將益爲擴大增高，且漸向海中推廣，其狀況將與荒溪之沙積錐相類，流槽分歧，而無固定之幹槽矣。

閘門沙之成因，前已述之，尙有一原因，亦堪注意。蓋海水之分子，恒較河水爲密。河流接觸海水，速率驟然減小，河水即漸分布於海水之上。河流攜挾之沙，比重較大者，停積於河牀，固定不動。比重較輕之沙，即隨河水而上升，逐漸淤積於海。是以閘門沙之成立，與三角洲之擴展，對於河流挾沙之種類及數量，以及河水與

海水密度之差異，皆有莫大之關係。

設河流非直接入海，而先流入湖狀之灣內 (Haff, Lagune) 然後入海，則此灣之功用與澄清池同。蓋河流入灣，速率忽減，攔挾

第一〇五圖



之沙，卽行沉澱，灣口可以不致淤墊。況當海風向岸之時，海水吹入灣內，水面勢必增高。一俟風向改換，海水復向外流，則灣內水面與海面之差度愈大，其由灣內被沖入海之沙，亦將愈多。此項灣口，在歐洲東海一帶名曰蒂芙 (Tief)，亦卽深口之意也。(參觀第一〇五圖)

(丙) 有潮汐之河口

(A) 河口之潮流 (Flutwelle)

海濱之水，每二十四小時內，有兩次之升降，循環不息。水面之上升，名曰漲潮 (Flut)。水面下降，名曰落潮 (Ebbe)。漲潮時間最高之水位，名曰高水位 (Hochwasser)。落潮時間最低之水位，名曰低水位 (Niedrigwasser)。二者相差之高度，名

曰潮高 (Flutgrösse od. Flutwechsel)。高水位與繼續之高水位間或低水位與繼續之低水位間所經過之時期 名曰潮期 (Flutperiode od. Tide)。一月之間，每十四日有高潮 (Springflut) 一次，高潮之前後八日均為低潮 (taube od. Nippflut)。例如上海黃浦江內據滬浦局之報告一日之間，漲潮兩次，日曰午潮，夜曰子潮。一月之間，高潮在陰曆月之第三日及第十八日，低潮在月之第十日及第二十五日，高潮汎時潮高達九英尺至十一英尺，漲落潮相差之水位高度為八英尺，低潮汎時潮高祇有六英尺至七英尺，潮差為三英尺。漲潮時間平均為五小時，落潮時間為七小時。其平均速率如下：

高潮漲時 2,6 海里 低潮漲時 1,3 海里

高潮落時 2,4 海里 低潮落時 1,8 海里

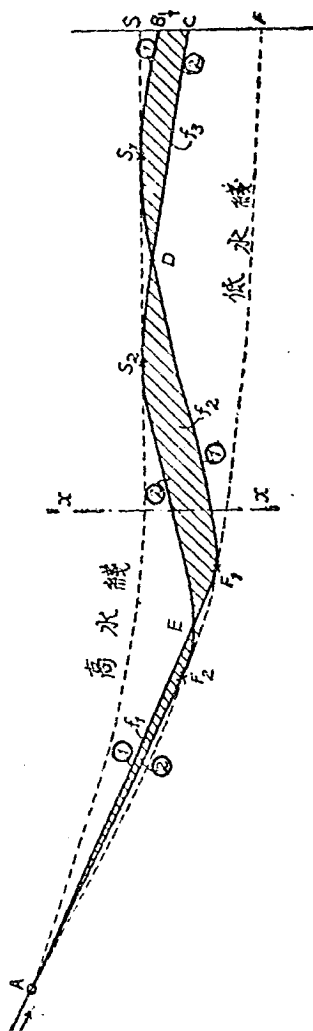
潮流由海入河，頂托而上，既受河牀之阻，復為兩岸所限，其動作勢必遲滯。而潮脚 (Fusspunkt der Flutwelle) 所受河槽之阻力最大，其進行不若潮峯 (Scheitel der Flutwelle) 之敏捷。是以潮流上溯愈遠，漲潮之時間愈短，落潮之時間愈長。若潮峯與潮脚二點逐漸相近，混而為一，則潮止焉。潮流自河口上溯，所經過之區域名曰潮區 (Flutgebiet od. Astuarium)。潮區內號稱某地為漲潮或落潮，(高水或低水) 當視該地之水位，或為潮流之前坡，抑為潮流之後坡而定 (der vordere od. hintere Abhang der Flutwelle)。潮流前後坡之方向相反，潮流前坡名曰漲潮流 (Flutstrom) 潮流

後坡名曰落潮流 (Ebbestrom)。但漲潮流之界線，與潮區之界線，不在同一位置，漲潮流之界線，恒在潮區界線之下方。漲潮流界綫以上，僅有落潮流，但其速率當漲落潮時，恒有變更云。

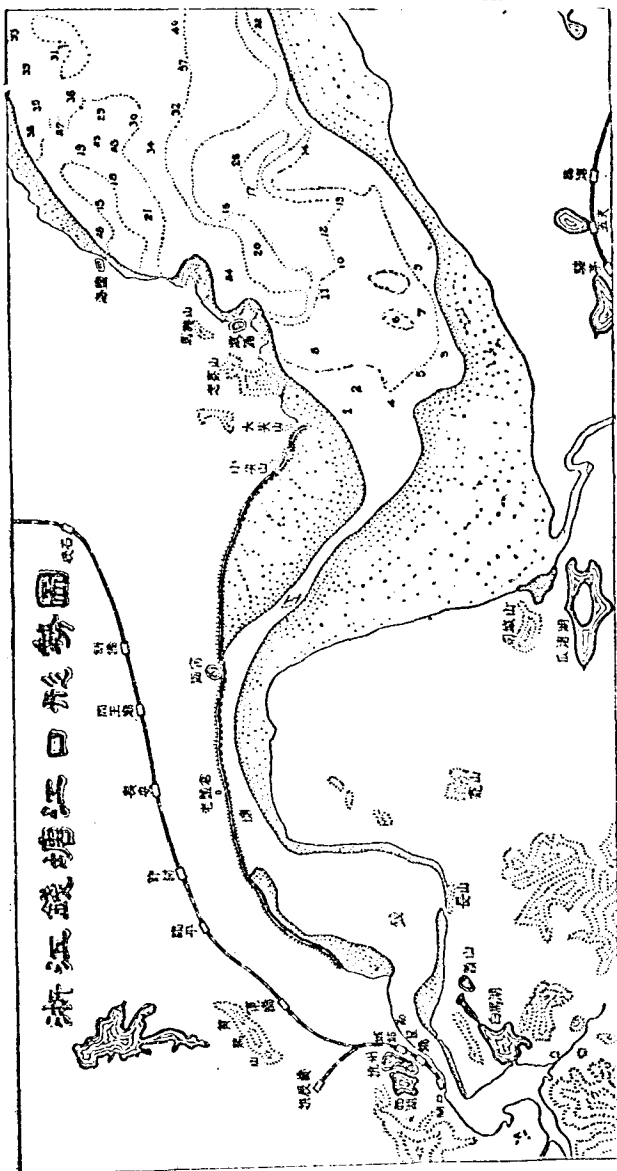
潮區以內，在同一時間內，測得之各地潮水位，聯成曲線，名曰潮流綫 (Linie der Flutwelle)。潮區內某地在不同之時間內，測得之潮水位，聯成曲線，名曰潮曲綫 (Flutkurve)。而潮流綫可逕由曲綫求得之，即係從潮曲綫中將潮區內各地同一時間之水位，按河流之縱斷面，畫於各地綫上，所聯成之曲綫。除此以外，最重要者，為潮流活動之範圍綫。此項範圍綫即係高水綫與低水綫 (Hoch-u. Niedrigwasserlinie)，亦即潮峯與潮脚之軌跡綫 (Geometrische Orte) 也。例如第一〇六圖，A 為潮區界綫，SF 為河口，SF 之長度為河口潮水之高度，潮峯潮脚之活動範圍為 SA 及 FA，故 SA 名曰高水綫，FA 名曰低水綫。觀察此項範圍綫，可知潮區內之情況，與各地潮勢之大小。蓋 SA 與 FA 二綫，恆與河牀及河岸之性質，比降之大小有關，依此情形，則各地潮流之況狀，可分三項論之：

- (一) 凡大河之內，如河牀既寬且深，比降亦小，則高水綫與水平綫無大差異。
- (二) 設河內有小島或沙帶，彎曲既大，河牀復淺，則高水綫恆下降。即係自河口上溯，潮勢減小之程度較烈也。此種現

第一〇六圖



第一〇七圖



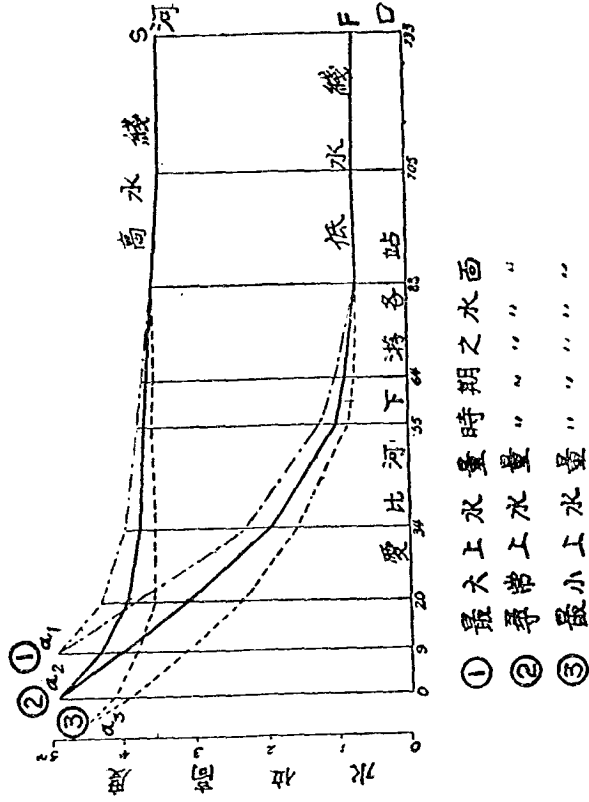
象，多發現於潮區內之支河。

(三)設河口水面之比降極峻，水深甚小，而海潮復極猛，則潮脚之前進勢必異常遲滯。後部之潮流繼續湧至，潮勢怒激，浪濤壁立，溯流上湧，幾如萬馬奔騰，頓成奇觀，此種現象，名曰湧潮(Borre od. Mascaret)，例如法國之基戎河 (Gironde) 中國之錢塘江均以湧潮著稱者也。而錢塘江口，非特沙灘淺平，其自尖山以西之河槽，又異常窄狹，海潮經狹槽一束之後，溯流而上，及於海寧，驟然開放，乃成湧潮。每年秋季潮汛最大，因有海寧觀潮之盛。錢塘江口之地勢，參觀第一〇七圖，關於計算湧潮之說明詳後。

按潮流之現象，隨地隨時而異，蓋河流下注之水，與河口上溯之潮時刻均有變遷也。設大潮汛時，忽遇暴風，順潮而來，則潮流洶湧澎湃，勢尤猛烈，名曰暴潮 (Sturmflut)，往往潰決堤塘，釀成重災云。

假設河口之潮量不變，而河水上流下注之量（或簡稱上水量 Oberwasser），隨時變更，則上水量增漲之時，潮區界線附近之水面亦即漲高，上水量減小之時，潮區界線附近之水面亦即下降。由此推知上水量漲，則潮區界線下移，上水量減，則潮區界線上移。換言之上水量漲，則高水線低水線隨之升高，上水量減，則二線隨之下降。且低水線之變動，較高水線為大，是以上水量漲，則潮流之影響小，上水量減，則潮流之影響大。但潮區以內，因上水量變遷所發生之影響，愈近河口則愈小。若潮區甚廣，至河口附近，已不

第一〇八圖

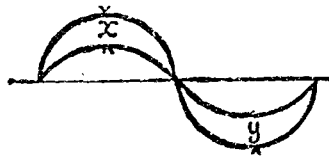


- ① 最大時期之水面
- ② 常時水面
- ③ 最小時期之水面

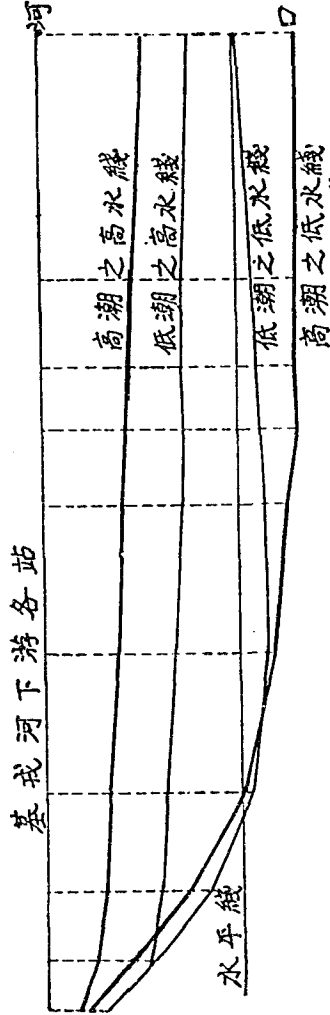
成覺上水漲落之影響矣。參觀第一〇八圖，爲德國愛比河下游潮流之情況。A₁S 及 A₁F 爲上水量最高時之高水線及低水線。A₂S 及 A₂F 爲尋常上水量時之高水線及低水線。A₃S 及 A₃F 爲上水量最小時之高水線與低水線。所有潮區界線地位之變動，及高水線與低水線之升降，均甚明顯。反是如上水量並無變化，而河口之潮量不同，則大潮汎時，潮流上溯之程，較小潮汎時爲遠。且潮區內各地，當大潮汎時，其流量亦較大云。

滄海之中，高潮浪(Welle der Springflut)之頂點(Scheitel)與低潮浪(Welle der tauben Flut)頂點之差 x ，適等於高潮浪腳點(Fusspunkt)與低潮浪腳點之差 y 。(參觀第一〇九圖)但此種現象在河流潮區以內，則變更無定。蓋自河口中溯愈遠，則低潮之低水位與高潮之低水位距離愈小，漸至相交。過此交點，則低潮之低水位下降，而高潮之低水位上昇。但高潮之高水位，恆在低潮高水位之上，又高潮高低二水位之差，(即潮量 Flutgrösse)較低潮之高低二水位之差爲大。如法國基戎河(Gironde)之情形，即其

第一〇九圖



第一一〇圖



例也。(參觀第一一〇圖)惟河口之潮如係甚小，則風之方向與力量足以使高潮與低潮之差異減小，馴至毫無區別，例如德國及荷蘭沿北海岸之河口，即有此種現象。總之河口下注之水及潮流之大小，實際上時有差異，其一切情形，異常複雜，非應用自動測潮器 (Selbstschreibender Flutmesser) 加以精密之測驗，不能求得潮區內準確之現象，以供吾人之參考。

(B) 潮區內流量之規定

假設某時潮區內之水面，如第一〇六圖第1線， t 秒後之水面如第2線，則河口之水面在 t 秒內從 B 降至 C ，而 DS_2EF_1 空間內之水面上升， BS_1DC 及 EAF_2 空間內之水面下降。茲以 f_2 、 f_3 及 f_1 及代表三面積，並假定河流寬度為一公尺，則 t 秒內河口之流量如下式：

$$Q_m = f_3 - f_2 + f_1 + q \cdot t$$

式內 q 為每一秒鐘每一公尺寬之河面，自上流下注之水量。同法可求得另一橫斷面 xx 在 t 秒內每河寬一公尺之流量如下：

$$Q_x = -f_e + f_n + qt$$

式內 f_e 為 f_2 在 xx 左部之面積，假設水位下降之面積 f_e 為正，上升之面積 f_n 為負，則計算流量之普通公式如下：

$$Q = \Sigma(f_e) - \Sigma(f_n) + qt$$

是以河內任何地段，或為落潮流 (Ebbestrom) 或為無潮流 (kein Strom) 或為漲潮流 (Flutstrom) 可由下式求得之：

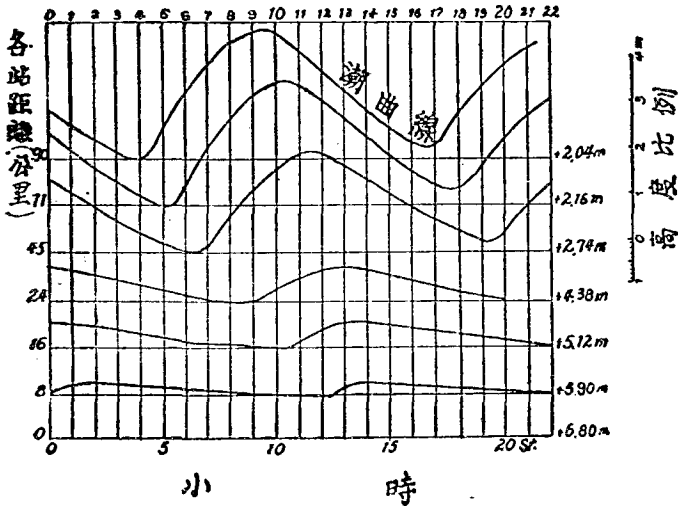
$$\Sigma(f_s) + qt - \Sigma(f_b) = \begin{cases} < \dots\dots \text{落} \\ = 0 \dots\dots \text{無} \\ > \dots\dots \text{漲} \end{cases} \text{潮流}$$

設各橫斷面之距離為 l ，水面之平均寬度為 $bb_1 \dots\dots$ 水面漲落之高度為 $\pm d \pm d_1 \dots\dots$ ，則某時刻單位在任何橫斷面之流量 Q 可用下式計算之

$$Q = \Sigma \pm \left(\frac{d + d_1}{2} \right) l \frac{b + b_1}{2} + qt$$

計算時所宜注意者，乃潮區內任何處之流量計算，應從潮區界線起，觀察潮位之昇降，至該處之橫斷面為止。公式內 $\Sigma \pm$ 符號，即

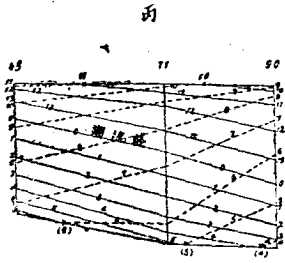
第一一一圖



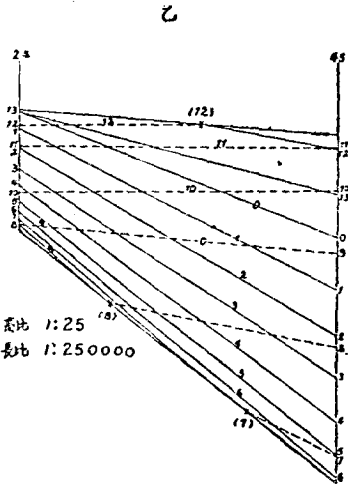
係包括從該橫斷面 xx 至潮區界線間潮水漲落之容積也。

例題：

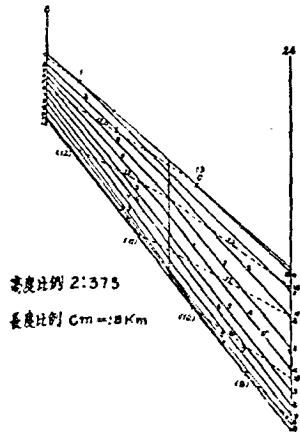
假設第一一一圖，為某河各站所測之潮曲線。第一一二圖甲乙



高度比例 3 : 200
 長度比例 3 : 2000000



高度比例 1 : 25
 長度比例 1 : 250000



高度比例 2 : 375
 長度比例 1 Cm = 1 Km

第一一二圖甲

丙，除表示高水線及低水線外，並由潮曲線圖內求得各小時之潮流線，繪於二線之間。茲計算流量如下：

(一)規定四點至五點鐘間，在45站之流量。

(水面漲落 之高度 (mm))	(高度 比例)	(長度 (Km))	(河寬 (m))	(流量 (m ³))
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
0+2	.100	.8	.400+520	= 46000
2	8	8	2	
+				
2+6,8	.100	.8	.520+640	= 246000
2	8	8	2	
+				
6,8+8	.100	.8	.640+800	= 523000
2	8	8	2	
+				
4+7,4	.100	.21	.800+1350	= 3218000
2	4	4	2	

每小時上流下注之水量 $\frac{= 1800000}{}$
共計 5843000m³

(二)規定七點至八點鐘，在90站之流量。

$$Q = \frac{0+2,5}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{400+520}{2} = 58000$$

$$+ \frac{2,5+4,5}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{520+640}{2} = 207000$$

$$+ \frac{4,5+3,0}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{640+720}{2} = 255000$$

$$+ \frac{1,5+1,5}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 6 \cdot \frac{720+900}{2} = 182000$$

$$+ \frac{1,5+0}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 0,7 \cdot \frac{900+900}{2} = 12000$$

$$\text{上水量} = 1800000$$

$$\text{共計} \quad 2514000\text{m}^3$$

$$- \frac{0+21,8}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 8,3 \cdot \frac{900+1200}{2} = - 2353000$$

$$- \frac{21,8+29,0}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 6,0 \cdot \frac{1200+1350}{2} = - 4858000$$

$$- \frac{14,5+13,1}{2} \cdot \frac{100}{2} \cdot 26 \cdot \frac{1350+2250}{2} = - 32290000$$

$$- \frac{13,1+8,1}{2} \cdot \frac{100}{2} \cdot 19 \cdot \frac{2250+3100}{2} = - 26337000$$

$$\text{共計} = - 66438000\text{m}^3$$

$$+ 2514000$$

$$- 63924000\text{m}^3$$

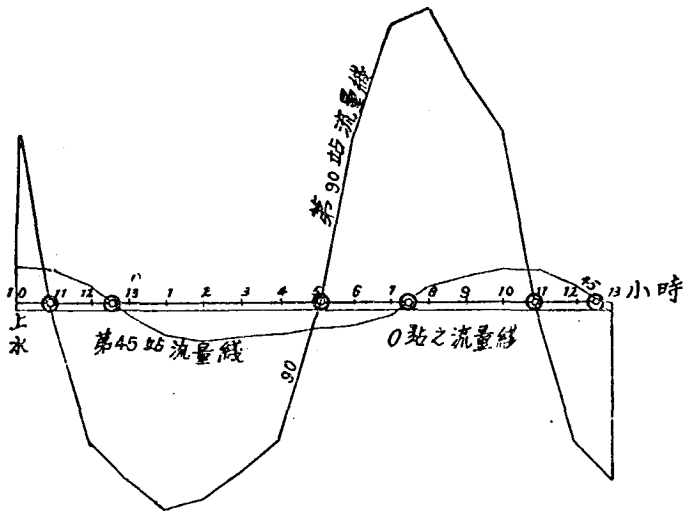
茲爲明瞭起見，更就 45 站及 90 站，在十二小時內，所測得之流量 (Wassermenge) 及流率 (Strömungstärke) 繪圖列表，說明於後。表內之流量，乃每小時內全河寬度瀉水之量，單位以一千立方公尺計。所謂流率，乃每小時內河寬一公尺之瀉水量。換言之，即水面寬度除流量所得之數，其單位以一立方公尺計。參觀第二十七表。

第 二 十 七 交

小 時	45 站				90 站				附 註
	流量 (全河寬度) 滿水		流 率 (河寬一公尺) 滿水		流 量 (全河寬度) 滿水		流 率 (河寬一公尺) 滿水		
	落 潮	漲 潮	落 潮	漲 潮	落 潮	漲 潮	落 潮	漲 潮	
	1000m ³	1000m ³	m ³	m ³	1000m ³	1000m ³	m ³	m ³	
0-1	7202	—	4646	—	44663	—	16853	—	
1-2	8107	—	5405	—	42172	—	16538	—	
2-3	7509	—	5719	—	36444	—	14815	—	
3-4	7184	—	5181	—	39648	—	12353	—	
4-5	5843	—	4296	—	3751	—	1374	—	
5-6	5489	—	4125	—	—	35549	—	12696	
6-7	3147	—	2442	—	—	60072	—	20363	
7-8	—	3892	—	2851	—	63924	—	20600	
8-9	—	5937	—	3958	—	48537	—	15409	
9-10	—	7824	—	4695	—	36680	—	11462	
10-11	—	6445	—	4003	2386	—	782	—	
11-12	—	3493	—	2117	30198	—	10415	—	
12-13	—	—	1465	—	38633	—	13739	—	
Σ =	46832	27197	—	—	227898	244762	—	—	

按照第二十七表，繪製流量線如第一一三圖，流率線如第一一四圖。橫軸線上分爲小時，自橫軸線向下，畫落潮流量及流率，向上畫漲潮流量及流率。0站之流量，即係上游下注之水 1800000 立方公尺。如河寬爲四百公尺，則該處流率爲 $1800000 : 400 = 4500$ 立方公尺。在第一一三圖及第一一四圖內，比較0站及45站90站之流量線及流率線，因知由潮區界線起，愈向下游，漲落潮之流量變

第一一三圖



◎ 為潮流漲落交界之時刻

時期略為延遲。茲就45站及90站延遲之時期，列表比較之，參觀第二十八表。

第 二 十 八 表

站	漲 潮 流 延 遲 之 時 期			落 潮 流 延 遲 之 時 期		
	低水位時期即 水位開始漲高 之時期	漲潮流開始 之時期	漲潮流延 遲之時期	洪水位時期即 水位開始低落 之時期	落潮流開始 之時期	落潮流延遲 之時期
45	6點30分	7點25分	0點55分	11點35分	12點35分	1點0分
90	3點40分	5點6分	1點26分	9點25分	10點54分	1點29分

若以全河潮流之情形比較之，則落潮流較高水位延遲之時期，溯流而下，逐漸增加。漲潮流較低水位延遲之時期，在本例題內，自50站起，或向上游，或向下游，亦均逐漸增加云。

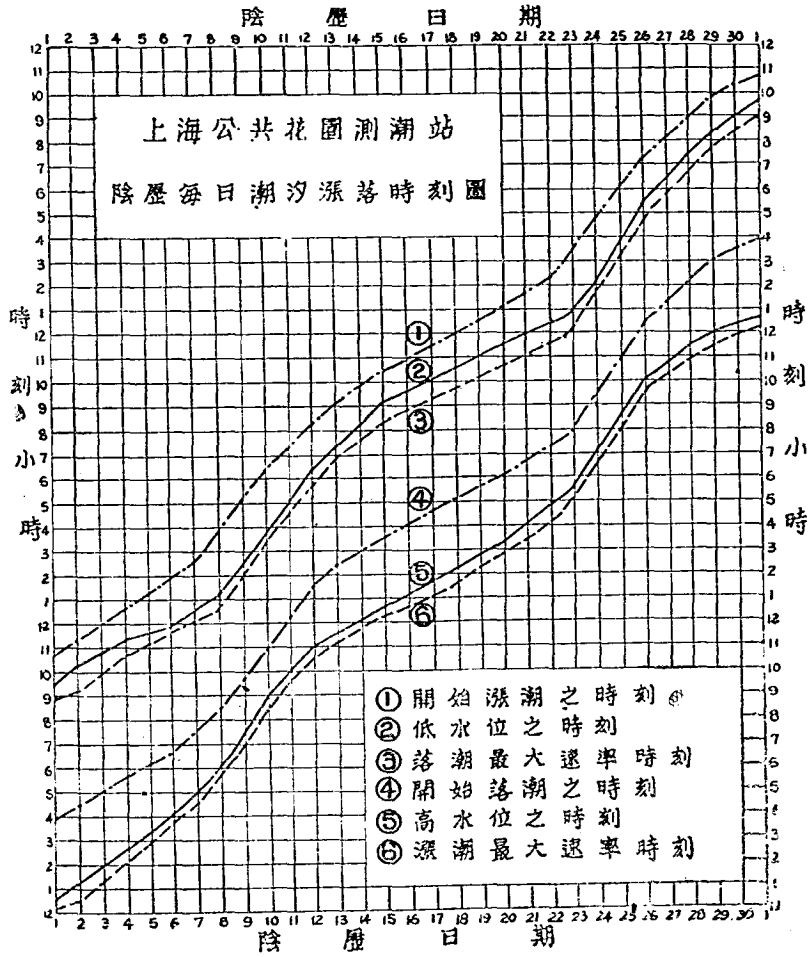
例如上海黃浦江每日潮流漲落之時刻，每月均預先報告，如第一一五圖所示，可知漲潮流開始之時刻，較低水位為遲。落潮流開始之時刻，較高水位為遲。而漲潮速率最大之時刻，在高水位之前。落潮速率最大之時刻，在低水位之前，堪資印證。

每一潮期內(Tide od. Flutperiode)，落潮流下注之水，非僅為漲潮之水量，而在此時間內，自上流下注之水(簡稱為上水量 Oberwasserzfluss)亦與焉。故第一一二圖內，0與13之潮流線，並非互相重疊，二者間之空間，即潮期內餘積之水量(Verbleibende Wassermenge)茲以公式表明之：

$$\text{落潮水量} + \text{餘積水量} = \text{漲潮水量} + \text{上水量}$$

參觀第二十七表，因知90站之餘積水量如下：

第一一五圖



227,9百萬立方公尺 = 潮期內之上水量 + 244,8百萬立方公尺
 - 餘積水量

$$\begin{aligned} \text{餘積水量} &= 244,8 - 227,9 + \text{上水量} \\ &= 16,9 + (1,8 \cdot 13) \\ &= 16,9 + 23,4 \\ &= 40,3 \text{百萬立方公尺} \end{aligned}$$

此項餘積水量，適與根據第一一二圖內，0與13之潮流線所算得之水量相等。

至若河口湧潮 (Mascaret) 之現象，可依據巴清 (Bazin) 氏之理論及測驗解釋之。按海面潮流之速率 V ，可依下式計算之：

$$V = \sqrt{gH'}$$

式內 g 為自然加速，等於 9,81。 H' 為海水之深度。潮流推進河口，此式仍可應用。但河流下瀉之速率 U ，足以阻滯潮流之上溯，故公式應為

$$V = \sqrt{gH'} - U$$

式內 H' 為河牀至潮流水面之總深度。如將 H' 分為 H 及 h ， H 為河流低水位至河牀之深度， h 為低水位以上之潮水高度。上式即可改為

$$V = \sqrt{g(H+h)} - U$$

巴清 氏曾應用此式，舉例解釋湧潮之現象。假定某河流內，河口以上之河槽，甚為平整，其深度為二公尺。在開始漲潮之時，河水每秒鐘下注之速率為一公尺。而潮水之漲高，在一小時內，約達

2,4 公尺。換言之，即每五分鐘潮水漲高 0,20 公尺。故潮水第一次漲高 0,20 公尺後，潮流前進之速率應為：

$$V_1 = \sqrt{g(2+0,2)} - 1,0 = 3,64 \dots \text{公尺/秒 (m/sek)}$$

如河流原有之流量，每河寬一公尺為每秒 2 立方公尺，在潮水漲高 0,2 公尺之後，河水之深度即由 2 公尺增至 2,2 公尺。瀉水剖面因此增大，其速率即須減小為 U_1 ，流量亦將減小為 q_1 。計算如下：

$$2,0 - q_1 = 3,64 \cdot 0,2$$

$$q_1 = 1,272 \dots \text{立方公尺/秒 (m}^3\text{/sek)}$$

$$q_1 = 2,2 \cdot U_1$$

$$U_1 = \frac{1,272}{2,2}$$

$$= 0,58 \dots \text{公尺/秒 (m/sek)}$$

於是河流之速率，在潮水第一次漲高 0,2 公尺後，由每秒一公尺減為每秒 0,58 公尺。再五分鐘以後，潮水又漲高 0,2 公尺，則潮流上溯之速率 V_2 應較前增大。因水深又增加 0,2 公尺，而河流下注之速率已減小為每秒 0,58 公尺也。茲依照前法，求得 V_2 如下：

$$V_2 = \sqrt{9,81 \cdot 2,4} - 0,58 = 4,27 \dots \text{公尺/秒}$$

潮水第二次漲高以後，河流下注之速率更為減小如下：

$$U_2 = 0,17 \dots \text{公尺/秒}$$

再五分鐘後，潮水第三次又漲高 0,2 公尺，其速率 V_3 更為增加如下：

$$V_3 = \sqrt{9,81 \cdot 2,6} - 0,17 = 4,88 \dots \text{公尺/秒}$$

於是河流在潮水第三次漲高之後，其速率 U_3 愈加減小，變為負數。換言之即河水為潮流頂托，不能下注，勢必倒灌而上。自此以後，河內水面非特因上溯之潮流而增高，並因倒流之河水而增漲矣。

潮流逐漸漲高之後，其速率增加之情形，並可舉例說明之。假定潮水第二次漲高之時，其第一次漲高之潮水，在五分鐘內自河口上溯之距離為：

$$5 \cdot 60 \cdot 3,64 = 1092 \cdots \cdots \text{公尺}$$

而第二次漲高之潮水，因速率增加，可以追及第一次漲高之潮水，其所需之時間為 t 。

$$t \cdot 4,27 = t \cdot 3,64 + 1092$$

$$t = 1733 \text{ 秒}$$

第二次漲高之潮水，追及第一次漲高之潮水之地方，對於河口之距離計算如下：

$$1733 \cdot 4,27 = 7400 \text{ 公尺}$$

該處漲潮之高度，應達 0,4 公尺，其相當之速率為

$$\sqrt{9,81 \cdot 2,40} - 1,0 = 3,85 \text{ 公尺/秒}$$

以此類推，如第三次漲高之潮水追及前兩次漲高之潮水，該處之速率應增加如下：

$$\sqrt{9,81 \cdot 2,60} - 1,0 = 4,05 \text{ 公尺/秒}$$

由此觀之，漲潮之時，其漲高之水，接踵前進，在相當時間以後，漲潮之高度，必屬可觀。如潮高 h 仍小於河水之深度 H ，尚不

致發生異象。設遇水淺之處，潮高等於河深，甚或超過之，潮流勢必怒激，成爲湧潮之原因矣。

上述之例，當然與天然現象，難盡符合。但巴清氏在法國賽因河 (Seine) 測驗湧潮之結果，亦足以證明潮流速率之增加，與下式頗爲脗合。

$$V = \sqrt{g(H+h)} - U$$

並規定測驗湧潮之公式如下：

$$U + U' > \sqrt{g(H+h)}$$

設 $h = H$ 則

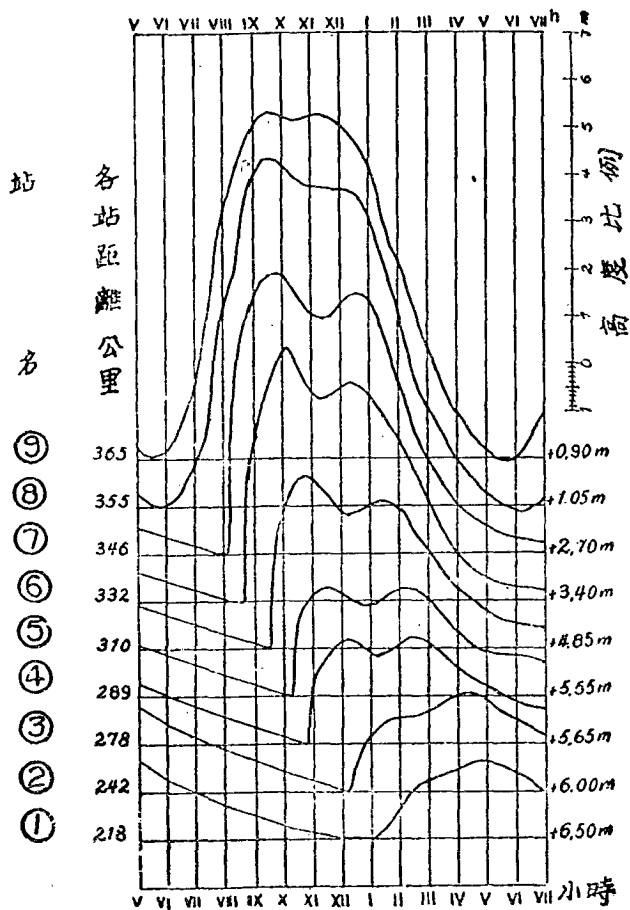
$$U + U' > \sqrt{2gH}$$

式內 U 爲河水下注之速率， U' 爲與潮流量 Q 及水深 H 相當之速率。如該處河流剖面爲 F ，則

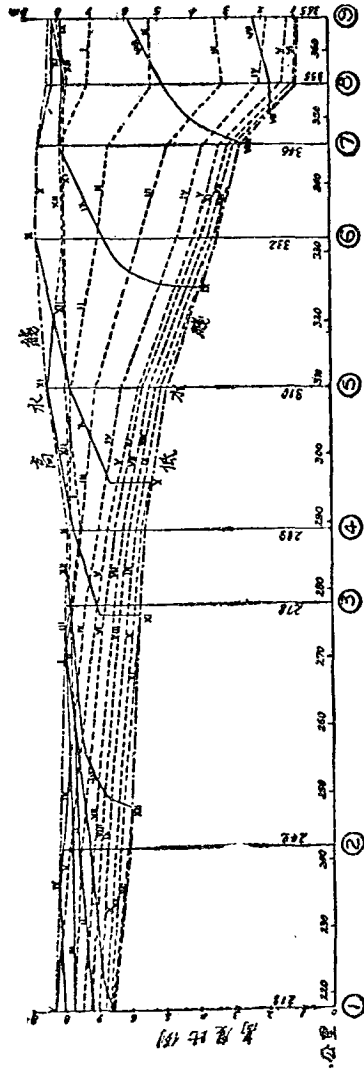
$$U' = \frac{Q}{F}$$

設河水之深度 H 愈小，而河水下注之速率 U 愈大，則湧潮之發生愈易。如 U 特大，雖河深並非甚小，亦往往可以發生湧潮之現象。第一一六圖及第一一七圖，爲法國賽因河口 (Seine) 測驗湧潮之圖，可資參考。其他有湧潮之河流，如法國之基戎河 (Gironde) 英國之塞文河 (Severn) 橋仁河 (Trent) 南美之阿瑪崇嫩河 (Amazonstrom) 印度之恆河 (Ganges) 及中國之錢塘江等。在阿瑪崇嫩河及恆河內，湧潮 (Sprungwelle) 之高度，達五至六公尺，而錢塘

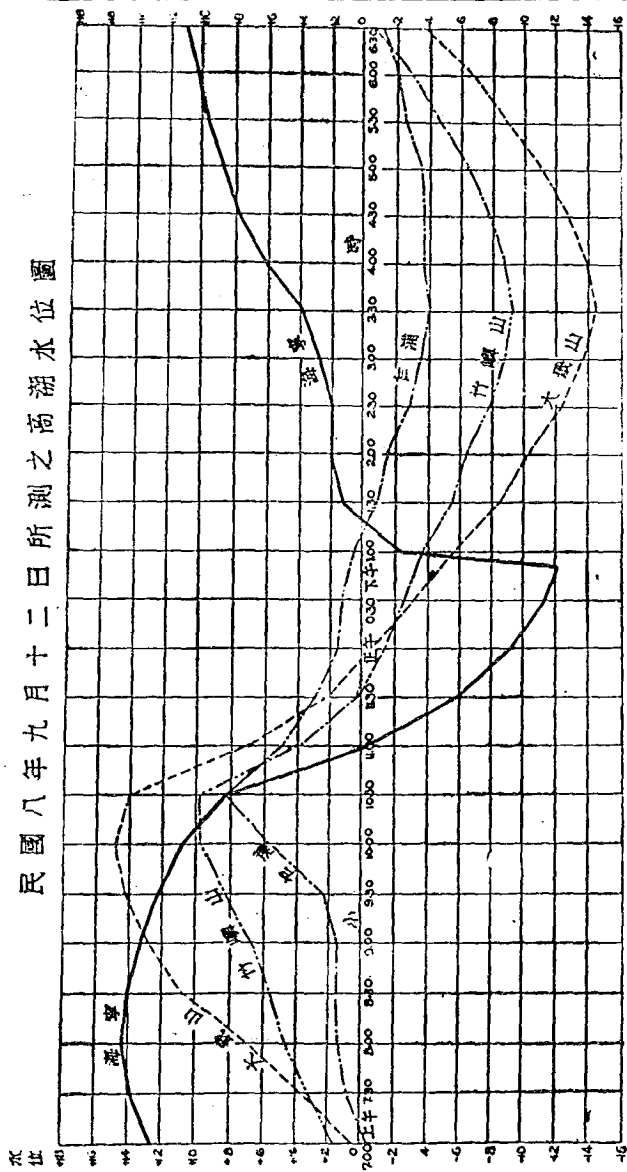
第一一六圖



第一一七圖

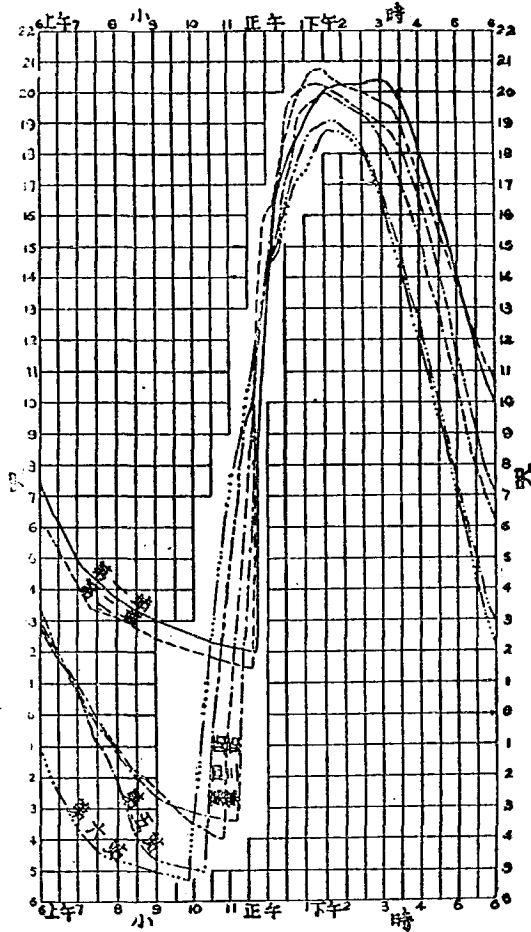


第一一八圖
民國八年九月十二日所測之高湖水位圖



第一一九圖

民國九年二月四日海寧澉浦間
六個測量站測得之高潮水位圖



第六站海寧

江之湧潮高度有竟達八公尺者。上海滬浦局曾於民國八年九月實測錢塘江口各處之高潮水位，如第一一八圖。又於九年二月在海寧與澈浦間，設立測量水位站六處，所測高潮水位如第一一九圖。

(C) 海水與河水之混合

河口近海之處，水中含有鹽分。假定河流內A處之鹽分為零，溯流而下，鹽分逐漸增加，自A處至河口之距離為1公尺，而河口每一立方公尺水內，所含之鹽分為 S_0 公分(克)，則A處以下 x 公尺之地方B，每一立方公尺水內所含之鹽質 S_x 應如下式：

$$S_x = \frac{x}{1} S_0$$

再假設經過兩次繼續之潮期，其低水位均相同。又潮期內，在AB間 x 公尺長之河段內，有淡水 Q 立方公尺流進，同時應有 Q 立方公尺之水下注，其平均鹽分為 $\frac{0+S_x}{2} = \frac{S_x}{2}$ ；換言之，即係從該河段流出之 Q 立方公尺水內，應含鹽 $Q \cdot \frac{S_x}{2}$ 公分，亦即該河段內之鹽分，損失 $Q \cdot \frac{S_x}{2}$ 公分。此項損失之鹽，將由漲潮時補充之，因假定該河段之平均鹽分不變也。其與 $Q \cdot \frac{S_x}{2}$ 鹽量適合之海水量如為 Q_1 ，則

$$Q_1 S_0 = Q \cdot \frac{S_x}{2}$$

$$Q_1 = \frac{Q}{2} \cdot \frac{S_x}{S_0} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{x}{1}$$

如於 x 距離內，選定橫斷面若干，計算流量 Q_1 。再與潮期內經過此等橫斷面之總流量比較之，大致差異無多。依據戈摹(Comoy)氏公式，可以規定河流含鹽界點距離河口之長度 L 如下：

$$L = T \cdot \frac{V \cdot v}{V - v}$$

式內 L 為含鹽之海水，溯河而上所及之遠，以公里計。

T 為河口漲潮流之時間以秒計。

V 為漲落潮流變換處之河流平均速率，以每秒若干公尺計。

v 為漲潮流之平均速率，以每秒若干公尺計。

例如法國基戎河(Gironde)

$$T = 22200 \text{ 秒}$$

$$V = 12 \text{ 公尺/秒}$$

$$v = 1,9 \text{ 公尺/秒}$$

由上式求得 L 之值

$$L = 50,2 \text{ 公里}$$

實際考察該河含鹽界點，為五十一公里，與求得之數，大致符合。

又如德國愛比河(Elbe)口測驗之數如下：

$$T = 5 \text{ 點} 30 \text{ 分} = 19800 \text{ 秒}$$

$$V = 7,45 \text{ 公尺/秒}$$

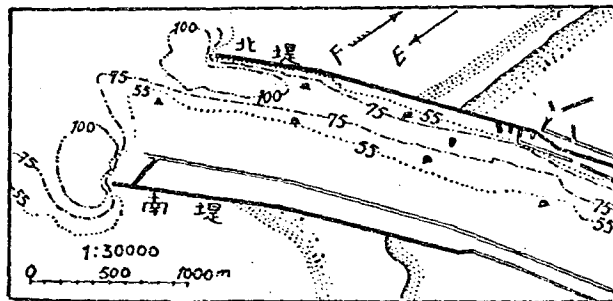
$$v = 1,08 \text{ 公尺/秒}$$

$$L = 25 \text{ 公里}$$

上項求得之距離，與愛比河口實際含鹽界點，大致無甚差異。設河水大漲，或東南風猛烈之時，含鹽界點，恆向下游遷移。而漲潮時水中所含之鹽，約為0,015-0,03，落潮時水中所含之鹽，約為0,004-0,007云。

至若淡水與鹹水之比重既異，其影響究屬如何，可於落潮將完時觀察之。彼時沿河底有含鹽質之潛流 (Unterstrom) 侵入，此項較重之鹹水，乃排擠淡水向上，而河面上之淡水，復逐鹹水後退。此種現象，或因他項原因，更加顯明。例如荷蘭路藤當敏 (Rotterdam) 之新水道河口 (參觀第一二〇圖)，於落潮時，即有一種現象。當落潮流尚強，並含有相當鹽質時，海水並不擠入河口二堤之間，而在水面以下，則發生壓力，可使較輕之落潮水面漲高，流出河口，分布海面，散注四方。迨乎二堤之間落潮水之鹽分減少，比重減輕，流速較弱之時，海水即侵入落潮水之下，成為潛流。此種現象之解釋，大都為河口隘狹，潮量微小 (該處潮高僅為1,67公尺)，上

第一二〇圖



游下注之淡水，多於逆流而上之鹹水。反是，例如德國愛比河 (Elbe)及渭沙河 (Weser) 因潮量甚大，則上項現象不甚顯明。總之因淡水與鹹水比重不同之關係，在落潮時河面水流加速，河底水流較緩。在漲潮時，河面水流較緩，而河底水流加速。此項現象，對於泥沙之沉澱，頗有影響。蓋河底之水流速率，愈向河口，則落潮時愈加遲緩，漲潮時愈加迅速。是以河牀沉澱之物，愈近河口，愈加繁多，而河口淤積堪虞矣。是以路騰當敏新水道河口南堤之內，又築低堤一道。其功用乃於低水位以下，束狹河寬，增加流速，以冀沉澱物之減少（參觀第一二〇圖）。而淡水鹹水交匯之處，對於水面飄浮之沉澱物，亦有關係。設落潮將完之時，海水沿海底擠入河內，則河面淡水抬高，向兩岸分散。故沿岸之水，所含泥沙最多。港灣之內，或水流停滯之處，淤沙亦較多云。

(D) 泥土量與潮流之關係

河流攜挾沙礫之關係，前已論之。而研究河口狀況者，對於水中混合之泥土，頗為重視。蓋河口水中所含泥土量之多寡，與港灣工程恆有密切之關係也。泥土者 (Schlick)，乃極細微之土質，而略帶黏性。混入水中，祇呈現混濁之色，而泥土分子，殊難辨識。曬乾之後，雖成為堅質，但仍易捻成齏粉。泥土之成因，隨地而異，或為石類之風化作用，或為水流摩擦河牀河岸，所成之細粉。或為河口含石灰質小動物之貝殼碎粉。故河口水中之泥土，與上游水中的泥土，其成分恆異。而河流所攜挾之沙粒，經水流或潮流之洗刷與摩擦，亦往往成為泥土。泥土乾堅之時，其比重約為2.43。尋常測

驗水與泥土之比例，或以重量計，或以體積計，舉例如下：

假設100000分重 (Gewichtsteile) 之水內，含有3,17分重之泥土，而泥土之比重為2,43，則一分量 (Raumteil) 之泥土，應合若干分量之水？

$$100000 \cdot \frac{2,43}{3,17} = 76656 \text{ 水量}$$

如水分量為100000，應合若干分量之泥土？

$$\frac{3,17}{2,43} = 1,304 \text{ 泥量}$$

泥土所佔之體積，與其分子間空隙之比例，約為3 : 2。如泥土浸水，使水之分子適足以補充泥土分子間之空隙，其比重約為1,86。

符比 (Hübbe) 氏曾研究混泥土之水，設水之深度與含泥量均已知悉，則曬乾後泥土沉澱之高度，應如下式：

假定 n 為混泥土內之水重，與混泥土全體重量之比例。

$$\frac{n}{1-n} \text{ 為混泥土內水重與泥重之比例。}$$

G 為混泥土之比重。

H 為十公尺高之混泥土柱內所沉澱之泥土高度。

又假定每100000分重之水內，含一分重之泥土，則

$$H = \frac{1}{100000(1-n)} \cdot G$$

例如每100000分重之水內，若含五分重之泥土，並假定有一港灣與此項河水相通，每年漲潮之次數為707，每次漲潮時港灣之內

有2,5公尺高之水柱換新。如灣內之水,完全曬乾,則所計算之H,應以下列之數乘之。

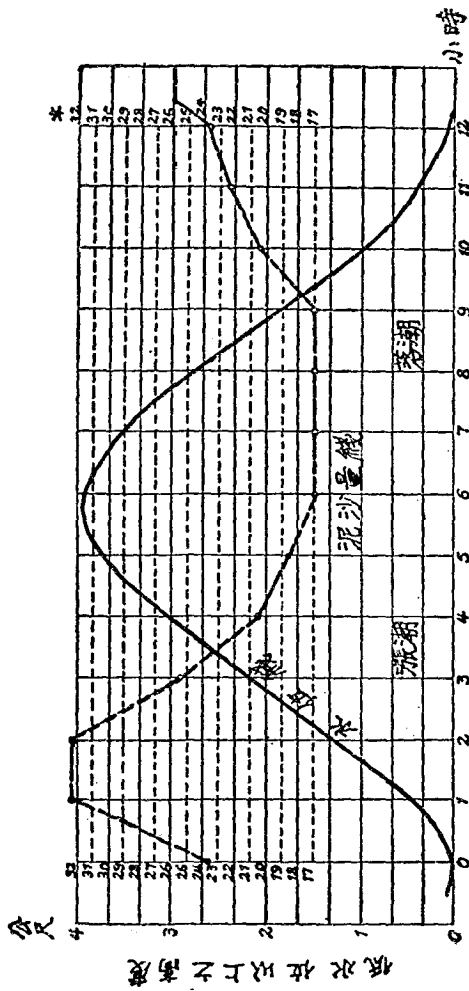
$$\frac{5 \cdot 707 \cdot 2,5}{10} = 88,4$$

符比氏曾利用此法, 測驗德國愛比河潮區界線處之泥土量如下:

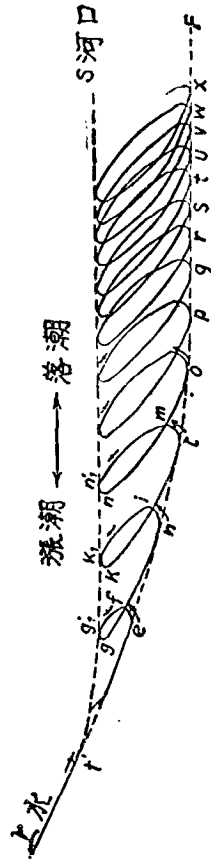
- (一)中水位以下之時間內, 每100000分重之水含2,92分重之泥土。
- (二)從中水位至水面漲高, 達溢出流槽時, 每100000分重之水, 含4,17分重之泥土。
- (三)高水位時, 每100000分重之水, 含2,52分重之泥土。

由此推知中水位期內, 水中所含泥量較多, 最為混濁。高水位及低水位之時, 水較清澄。推厥原因, 蓋中水位時, 河循槽流, 水為槽限, 速率較大, 泥土難以沉澱。一俟水位漲高, 溢出流槽, 平舖灘地之後, 則灘地上之水速較小, 泥土大都沉澱, 故高水位時, 較為清澈。但高水既過, 水復歸槽, 灘地上所積之泥土, 一部分隨流入槽, 則水復混濁。低水位時, 水小泥少, 較為清澈, 乃自然之理。如在潮區之內, 水位隨潮流之漲落而升降, 水中所含泥土之量, 亦隨水位之高低而有差別。符比氏並舉例如第一二一圖, 以證明之。若以全河而論, 則潮區以內, 水中所含泥土, 較上流特別增加。且靠近河牀之水內, 所含泥土, 較之水面約多百分之五至百分之三十云。

第一二一圖



* 為十萬分重之水內所含泥土之分量



第一二二圖

泥土分子之動作，與尋常之沉澱物相類，或飄浮於水面，或推移於河牀。而飄浮之泥土，其轉動之方向，應與水流相同。在有潮汐之河口內，則泥土於漲潮時期，隨潮上溯，落潮時期，隨潮下移。輾轉往還，終達河口之外。符比氏曾在德國愛比河潮區之內，試驗泥土分子之動作，如第一二二圖。假定泥土分子之位置，在潮區界線 t 處。初因潮水之頂托，暫守其地。繼則順流下移，六小時後，至於 e 處。彼處除潮流之頂托力 (Aufstau) 外，並因潮流之關係而發生反流 (Rückstrom)。當反流未發生之前，水面方開始漲高，泥土份子尚作極遲緩之動作，向下推移。繼則隨水之分子上昇至 f 處。乃又為潮流反擊而倒流向後至 g 處。其所經過之道，頂點約在 f 與 g 之間如 g' ，蓋因水面之降落，較水流之變換方向為早也。經過數次之同樣動作，泥土分子乃逐漸向下推移。但每次下移之路程，愈近河口，益為短促。例如 $eh > hl > lo > op > pq > \dots$ 。據符比氏之推測，如此項浮於水面之泥土分子，並不先在中途沉澱，約須經過二月之久，始能轉移133公里之遙。此項距離，即係從愛比河潮區界線至河口海面之路程也。

河流攜挾之泥土，大部分淤積於河灣之內，或河槽兩旁灘地之上。此項淤土，異常肥沃，沿河農家，多利用之。但泥土淤積，對於潮區內之港塢，為害甚大，而對於河道本身，並無妨礙。蓋泥土之淤積，多在河槽之兩旁，而中泓無恙，不致阻礙航運也。據符比氏之考察，凡河流挾沙豐富者，潮區內之航道，最易淤塞，與攜挾少量之泥土者不同云。

河流中泓，雖無泥土之淤積，然中泓如有因沙質之淤墊而增高之處，泥土亦易淤積於其上。淤墊之高度，如達潮高之半，或超過之者，即將草叢叢生，而是時泥土之淤墊，最為迅速，若淤積之高度，與尋常潮水之高度齊平，則泥土之淤積，反漸緩和，不致再有顯著之增高矣。

河流自上游攜挾而下之大部分泥土，每年之中，經二三次大潮之衝動，乃輾轉達於潮區。但潮區內泥土之淤積，以及隨流入海之泥量，一年之間，大致甚為均勻。是以潮區之內，應有容納相當泥土之河段存在。其由上游下注之泥土，暫時停留於該河段內，然後逐漸隨潮流而散布，或淤積於河槽之兩旁，或推移入海。此項河段，頗易辨識，蓋彼處之水較之上下各河段，例應特別混濁也。

(E) 潮區內河牀之構造

河牀寬度，愈近河口，愈加寬廣。故河流下瀉，勢易分歧，各自冲刷成槽。此項分槽，可以互為主流瀉水之途徑。而潮區之內，每當潮流高水位之後，即開始落潮之際，主流所佔之槽，往往與低水位以前所佔之槽不同。蓋潮區之內，漲潮流與落潮流之方向相反，或此槽方為落潮流所刷深，而彼槽又為先期之漲潮流所淤填。是以每經潮期，各槽可互為主流之槽，而為時均甚暫。惟潮流之冲刷河槽，既循環更迭，則河槽之形態反較上游之河槽，無多變化。僅偶值暴潮與冰澌之發生，河牀之變遷，或較為顯著。但河口以上，河面漸狹，無論漲潮流或落潮流均限於一槽，乃不復分歧，而彼處潮流冲刷河槽之作用，尤以落潮流為最烈云。

第三章 治河設計

第一節 概論

治河之要旨，首在解決流域以內之洩水問題，務求其利多而害少。其他對於治導河流之要求條件，非特異常複雜，且往往發生互相抵觸之處，欲圖各種條件均能圓滿解決，殊非事實所許可。例如漁者之要求，為保留河流之荒廢狀態，以利魚之蕃殖。航界之要求，為低水期內，仍能保持相當之水深，以便舟楫。農家與居民之要求，為避免河水之泛濫，以保護田廬之安寧。而工業界之要求，為利用水力，發動機能。城市村落以及工廠之要求，乃在同一河道之內，可供吸引清水與排洩污水之用。然衛生方面之要求，則為維護河道之清潔。由此觀之，各方對於治導河流惟一之共同要求，認為均受其益而無害者，厥為洪水量(Hochwassermenge)之減小，與低水量(Niedrigwassermenge)之增加。欲圖解決此項問題，須設法於洪水期內，蓄留一部分之洪水，勿使盡量洩瀉，待低水時期，再行陸續開放，以補救枯水之不足。除此以外，治河之主要條件，則為保護河岸，以免潰坍。此舉對於各方，均有相當之利益，獨非漁業之所願。但河岸既固之後，非特岸土不致再被沖坍，河槽亦將因此固定，而河流挾沙之量，亦可大為減少。對於治河之工作固較簡易，治河之費用亦將隨之而減輕，殊未可獨以漁業之不便，而礙及大計

也。雖然，設河旁之土地價值頗爲低廉，或河內航運並非發達，或河道荒廢，而所遭之損失無多，或兩岸之地，並非沃土，不利於耕種，則護岸之工費，恐將超過所保護之利益。遇有此種情形，治河設計之時，所有護岸工事，不妨暫緩實施，此乃治河之經濟問題，未可忽視者也。

治導尋常河流，保護崩岸，實爲要舉。且護岸工事，必利用適當之時機，切不可玩忽延宕。蓋河岸初期卸坍，大都範圍甚小，立即搶護，工簡費少，苟稍遲緩，勢必崩潰擴大，釀成巨災，難以收拾矣。是以治導河流，欲求施工之適當其時，平日對於河道，必須精密查察，毋稍疏忽。至於工程機關之地位，亦須設置適宜，庶可便於照料，以期指揮如意，此乃治河之時間問題，未可貽誤者也。

德國恩格司氏曾有治河要例之規定，堪供治河者之參考，茲分條臚舉於後：

- (一) 凡治河之建築物，須與該河之天然性質相符合，而建築物之地位，亦須與該工程之原旨不相背謬。
- (二) 凡修治河道，不可祇考察表面之損害狀況，（例如河岸之崩坍，河牀之淤墊等），務須精密探求，所以被損害之原因，既得病源，始可籌劃救治之策。
- (三) 水流之排洩，於洪水期內，須力求避免災害，於低水期內，須力求堪資利用。
- (四) 治導河流，務須保持其天然現象，不可強改故態，但河道分歧之處，屬之例外，必須塞支強幹，方符治理。

(五)挾沙之移動 (Geschiebebewegung) 使之變速，僅屬例外之舉，不可視為合理。低水期內露現之沙帶 (Geschiebänke)，不可認為沙質移動之不暢。

(六)治導河流，專恃挑濬河土，乃頭痛醫頭之謬說，非正本清源之方策。蓋病源不去，則隨濬隨淤，難見實效也。

(七)治理供航運之河道，其主旨在求航行所需之水深。此項水深，不可專恃治河建築物之功效，須先應用人力，從事挑濬。如建築物之位置適宜，即可藉以保持挑濬之深度，不致淤墊。

(八)水流之速率，如驟然減小，即易發生弊害。因水流速率忽減，其含蓄之一部分工作能力，無從發洩，勢必侵蝕河牀，冲刷為患。是以改小流速之先，須設置相當之建築物，預防河牀之刷深。

(九)河牀之上，發現深槽，宜即精密考查，是否出之天然，抑係因治河建築物之不適宜，而冲刷成槽。應先求其病源，然後設法填補。

恩氏治河要例中，所以有第六項之規定者，乃因近世人士多以為河道之濬深，須以挑挖為主。殊不知淤積之病源未去，⁸⁰ 隨濬隨淤，疲於奔命。自德人達曼 (J. Dalmann) 氏及法人巴茲 (Pasqueau) 氏力開挖深河道之議起，歐美人士之觀念頓改。惟潮區以內，利用挑挖之法，水深尚可保持不變，然亦非十全善策。故挑挖工事，非治河之正當方法，僅可作為輔助工作耳。

吾國治河之道，向以疏濬爲上策。疏濬云者，順其流而導之，去其淤而深之之謂也。有時以障爲疏，塞支使合，就窪改道，開引旁避，紆則直之，高則平之，闊則浚之，狹則闢之，分之以制其狂，殺之以息其怒，疏治得其術，河道不足患矣。而設計之先，尤貴審勢。清代靳文襄公曰，『治水須得法也，因乎地形，察乎水勢，而加以精思神用也。』是以必胸有全河，而後可以治河。如有患在下而所以致患在上，當溯其源而塞之，則在下之患方息。又有患在上而所以致患者在下，當疏其流以洩之，則在上之患自定。非歷覽而規度焉，則地勢之高下，不可得而知，水勢之來去，不可得而明，施工之次序，亦不可得而定也。夫勢之爲言，亦不一矣。有全體之勢，有一節之勢。論全體之勢，識貴徹始終，見貴周遠近。寧損小以圖大，毋拯一方而誤全局，寧忍暫而謀久，毋利一時而遺慮於他年。地有高卑，有險易，土有淤鬆，有燥隰，其應鑿應築，可行可止，必究其致患之故，以爲探本之謀，必得易於施工之法，以成夫爲下因川之計，是皆舉全勢而審度之者也。若論一節之勢，如水弱必束之，使其勢急，如水強必洩之，使其勢平，水勢停緩，宜引之使直，水勢猛疾，必紆之使寬，水勢冲射而難遏，必築上流以逼之，使之深澗，水勢蕩滌而可用，卽合其流以導之，使之洗刷。此皆因勢之說，又隨時隨地而酌之者也。苟不知勢，諸方設施，功效毫無，終乃帑項虛糜，兵夫交憊，雖日事河干，胼手胝足，而河患仍未稍息。誠能審勢，則挑一河而吸川引溜，立挽狂瀾。築一堤而束水刷沙，保無淺阻。建一閘壩，則蓄洩應機，緩急可恃。下一

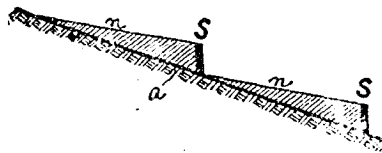
壩埽，則迎順得法，鞏固堪資。卽至汛期搶險，亦不忙不慌，逐細審視，布置周詳；急則治標，緩則治本，胸有成竹，自不難轉安危於指顧間也。

第二節 治理荒溪

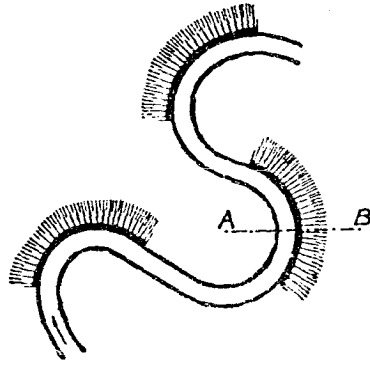
荒溪流行山中，衝石刷沙，勢極猛烈，岩石疎鬆者，輒崩裂下墜，直接則妨礙沙積錐，間接則影響山流，害莫大焉。治理之道，非先制止岩石之崩坍，則沙積錐及山流之安全，將無由保持。顧岩石驟崩之原因，不僅爲水力之衝擊齟齬，而風雨之侵蝕，山谷地質之變化，亦有關焉。是故欲求沙石量之減少，須先求荒溪區域內之地質，能維持其均勢，然後護岸固坡之工，始可見效。

集流槽爲衆流匯集之槽。其上部地勢較峻，水力極爲猛烈，河槽坡度又陡，易被衝刷。治理之法，宜在河槽之上，多建階級式之坊堰 (Treppenförmige Sperren)，藉以分殺水勢，壅積沙石。（參

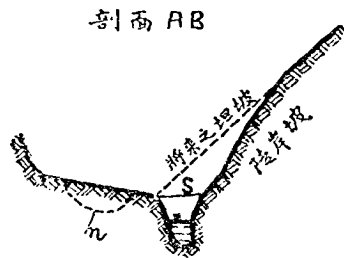
第一二三圖



S 坊
m 新河床
a 老河床



第一二四圖 甲



乙

S 橫堰
n 將來之新河床

觀第一二三圖)或河槽天然成爲階級式者，亦應設法保固，坊堰之高度及距離，對於河牀上沙質之性情，兩岸之坡度，以及坊堰所用

之材料，均有相當之關係。故規定高度與距離之原則，務求坊堰築成以後，水流之比降仍能維持平衡狀態為宜，亦即流水之沖刷力，與河牀之抵抗力須適成均勢也。坊堰不宜過高，而數量可以增多。若二坊之間，比降仍覺稍大，可待淤積沙石之後，再建築小坊於其上，俾可調和比降。小坊之質料，或為編織物，或為鋪設之石檻。坊堰之間，沙石淤積既滿，水流之比降自然變小。惟河槽之面部，或須設法保護，方免再為水力所侵蝕，名曰護面 (Schale)。護面之功用，不僅增加抵抗力，且可造成較為適宜之橫斷面。蓋流槽之橫斷面，須力求寬廣，則水流下注，不致過激，侵蝕之力，亦可減小。其最重要之利益，乃使槽旁峻坡之腳，因流槽之填平，與瀉流面積之改寬，可以免去洗刷崩潰之患。治理集流槽之下部，須注意陡坡岸壁之底腳，勿使崩坍。此項陡岸，大都在彎曲處之凹面，如第一二四圖甲。治理之法，應在凹岸之下建築橫堰 (Querbauten)，庶使河槽逐漸填高，成立新斜坡之岸壁，以免陡岸之繼續崩潰。且河槽填平之後，水流平鋪而下，槽面寬闊，則將來之河槽，勢必移向凸岸，河流之彎曲，乃可減小矣 (參觀第一二四圖乙)。

荒溪之口，須有阻攔沙石之橫建築物，名曰谷坊 (Talsperre)。其位置橫互溪口，下注之水，越頂滾流。其功用乃使荒溪上部崩坍之岩石，不致驟然傾瀉，礙及山流，可壅而積之，緩遲下洩，勿為災害。谷坊填塞既滿，或荒溪上部岩石之變化已完，功效乃失。故選擇建築谷坊之地位，宜在荒溪下部細頸之處，細頸之上，須有平坦寬廣之曠地，為容納沙石之所。谷坊之高度，應視各地情形，及

地勢之高低而定。

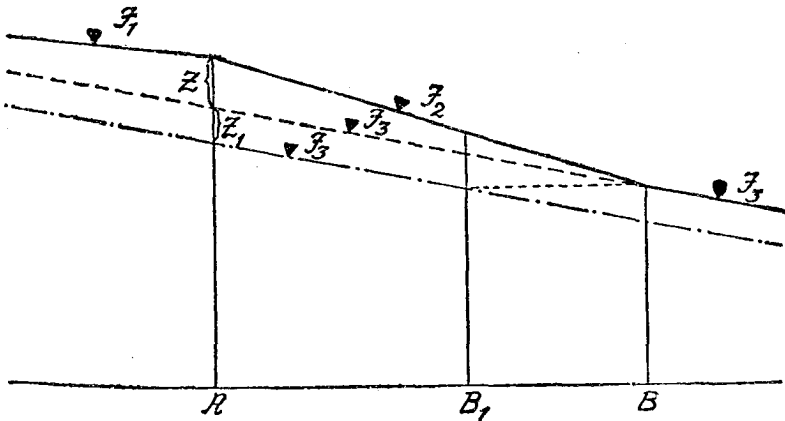
荒溪之上部，治理既畢，均勢乃成，則沙積錐上之流槽，即宜使之歸併，成爲統一流槽。蓋沙積錐上之流槽，本屬散漫分歧，狀如三角洲，其需要之比降極大，是以沙積錐上於未治理之前，欲求維持其均勢，比降亦將較大。設使水流歸併一槽，則需要之比降可以減少。如於統一流槽內，僅保護兩岸，不護河牀，則流槽自然刷深，流槽既深，沙積錐之長度，勢必增加，如與當地之情形不甚適宜，即須改造沙積錐上之流槽爲半圓形(Schale)。比降若嫌過大，可以建造階梯式之橫建築物，以調劑之。規定半圓形流槽之面積，須以最大之流量，及適當之流速爲標準。深度則由比降之大小求得之，若適宜之流速較小，槽深亦須較小，而槽寬必須加大。但尋常仍採擇淺而寬之梯形橫斷面，乃取其易於建築並修理也。至若沙積錐上流槽之底，其高度應以匯注之山流或湖澤內之高水位爲標準，蓋沙積錐上之流槽，切不可爲山流所倒灌也。

第三節 治理山流

治理山流，先求除害。一則保護低谷之農田，不爲洪水所淹沒。一則勿任山流荒廢，致使谷地變爲沼澤。所謂山流荒廢者，水流分歧，錯綜四散，每經洪水，幹槽遷徙莫定，尤以挾沙豐富之河流，變幻更屬無常。推厥原因，不外缺乏具有抵抗力之中水位河岸，與固定不移之洪水位河岸。設荒溪已治，河岸既固，且洪水匯聚一槽下注，則水流之情狀，必因以改善，而需要之比降，亦較昔

爲小。惟已經治理之河段內，水流既歸於一槽，河牀必將刷深，比降自成均勢。而該河段以上之水面，勢必下降。於不通航運之河流，固不生問題，即於通航運之河流，水面雖略爲下降，如不發生重大之阻礙，原計劃仍屬有利。

假設第一二五圖內，AB 爲被治理之河段。其上下毗連之河段，尚屬完善。A 以上之河段，因 AB 河段之荒廢，水面漲高，故其比降 J_1 較 B 以下河段之比降 J_2 爲小，而荒廢河段 AB 之比降



第一二五圖

J_2 爲最大。其關係如下：

$$J_1 < J_2 \quad J_3 < J_2$$

AB 河段被治理之後，其所需要之比降，與 B 以下之河段相等。A 以上之水面須下降 Z 公尺。但 AB 河段同時因治理之關係，縮

短 B_1B ，則 A 以上之水面，更須下降 Z_1 公尺。

$$Z_1 = B_1 B \cdot J_s$$

荒廢河段以內，洪水之工作能力已屬過大，爲害實甚。故治理該河段時，規劃洪水橫斷面，須使洪水之速率，不得超過原來洪水之平均流速。第一二六圖即係根據上項理論，所規定之橫斷面。三種水位之比降，可由縱斷面內求其數值。再從比降及流量與天然完



第一二六圖

善河段內實測 $\frac{b}{t}$ 之比例，可以求得中水位與低水位之橫斷面，大都以拋物線形爲善，計算之法詳後。

德國巴燕聯邦 (Bayern) 治理山流，對於規劃河流治導線，曾有各種條例，堪資參考，錄之如下：

- (一) 凡河流具有高岸之處，其凹岸須保存之。
- (二) 平直河段之內，於採擇治導線 (Normallinie) 時，須利用任何一邊之岸線，以期節省工作。
- (三) 規劃河流之治導線時，如礙及凸出之岸者，其中線宜偏於凹岸。
- (四) 規劃治導線時，須顧慮固有之建築，及已被保護之河岸。
- (五) 設河道荒廢，其固有之岸，須完全放棄者，則新河道之岸

線，宜依順堅實之洲島，或較淺之河牀，藉省挖泥工事。

(六)凡改良山流之荒廢狀況，雖比降甚大，仍可規劃新河線成爲直線。

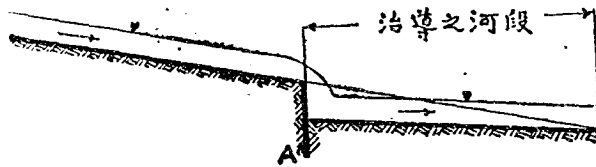
(七)規劃河流治導線時，須顧慮農田之利益，與防護河岸之工程，以及水面降落後之維持費用等項。

(八)如原來之比降，已屬強大，則規劃新河線時，不可使其比降更加增大。

(九)河流之形勢，天然屈曲，類似蛇形，惟彎曲宜有定律。

(十)如河流原來經行山坡，而山坡爲透水岩層，有泉湧出，或山坡之上有水下注，則規劃新河線時，不宜仍靠山坡。因河岸不足以抵抗水之侵蝕力，保護非易，且岩石將有崩裂之虞也。

除上項規定之外，尤須注意者，如荒溪之沙積錐逼近山流，則該處以下之山流，不可遽爾改直，或竟裁彎取直，致使該處之水面較前降落。蓋該處水面降落以後，均勢乃失，則沙積錐上之變化立起，易生危險。否則須於被治理之河段上端，安設直立而堅實之建



第一二七圖

築物A，以防制上段河牀之刷深，而維持其原狀，但此法祇可適用於不通航運之河道耳（參觀第一二七圖）。

治理山流，實施工程之順序，須審察該河之情形而定。若須力求河牀刷深，工程應從下端着手。或河流內之某段須防洪水泛濫者，即宜先從該段着手。設分段同時興工，應隨時注意全部計劃，務使完成以後，預定之比降，各段均能互相脗合。

吾國河工紀載，關於治理上游之法，亦有足述者，爰摘要舉之。按河之大者，源遠流長，上游流域不設堤防，衆水匯歸，其勢益大。若再加以冰雪雨潦之水，則流入中下游之水量倍增，而中下游之兩岸多爲隄堰所束，河水勢難容納。且流經沙磧，挾沙迅馳，於是中下游難免衝決淤墊之患，此上游之不可不治也。治理之法，約有三種：

- (一)開湖瀦蓄 於上游近河處所，相度地勢，擇其低窪廣袤，能容多量之水，且無害於農田民舍者，鑿而爲池，以備瀦蓄之用。
- (一)堵截匯流 察看上游匯歸之水，有能別由一道或可引資灌溉，供給飲料等用者，酌量堵截匯流，導經他處，或築引渠，以興水利，此亦殺減水勢之一法也。
- (一)築壩節流 於兩山夾峙間，節節建築攔水玲瓏諸壩，以緩河水出山之勢，宣節有方，出山水緩，亦可藉收治河之效也。

第四節 河流中下游之治理

(甲) 總論

河流中下游之治理，首應注意航運，其要旨不外乎利用水流之冲刷力，及建築物之設備，以期增加水深，減除障礙，而使舟楫之航行便利通暢。按航運之阻礙，約有二端：一為極銳之河灣，一為兩灣間淺槽上之水深不足，河灣與淺槽之關係，前章已詳論之矣。凡妨礙航運之河段內，其水面比降恆無規則，吾人如能改良比降，使之劃一，則河治矣。然就全河而論，比降乃順乎天然河性而成，自有相當之界限，未可任意改變。惟在此界限以內，欲求改良河流一段中不規則之比降，使之均勻，尙屬可行。而比降表現最不規則之時期，在低水期內，故改良比降，須以低水位為標準。苟河身無特殊情形，低水位之比降一經整理之後，其洪水位之比降亦必就範云。

治理河流，應使淺槽之上，當水位漲高之際，不致淤積增高，當水位低落之際，則力求刷深。是以淺槽上所安設之建築物，亦應於大水期內，求其作用極小，低水期內，求其作用極大。而刷深淺槽，並須在同一地位，不可改移。依據經驗，祇須於相當距離之淺槽上，布置建築物，則低水期內，淺槽自然刷深，因低水之時，流槽統一，水力集中，刷土最多也。天然有規則之淺槽，其與河流成直角之橫斷面中線，恆與河流之中線在同一地位。且此項淺槽之橫斷面，應為平方拋物線形。

當治理低水位河牀以前，必先將低水線以上之河槽改良完竣，其工作能力（Arbeitsvermögen）因此所生之變化，須與河牀之情形相適合，所應注意之點述之如下：

河流當洪水期內，工作能力已屬極大，故改造洪水河槽時，宜格外審慎，不可使其工作能力較前更大，致生弊害。蓋天然河流之洪水槽，本與洪水之工作能力相適合，每經一次洪水，變化甚微。設將洪水槽質然束狹加深，則工作能力因此加大，河牀上之沙礫，勢必被刷下移。結果則深槽益深，淺槽益淤，而河牀起伏不平，亦將較前愈甚，不特無利可言，患害將加厲焉。是故河道兩旁，建設堤埝，以防河水氾濫，淹沒田禾，河身往往因之束狹，欲求其工作能力不加大，河道不變化，不可能也。

各種水位之岸，須求堅固，而於迎溜坐勢之處，尤宜注意。洪水槽之兩岸，首應使之堅實，舊岸低矮，即須建築新岸，以防潰決。而介於洪水位及中水位間之灘地（Vorland），大都平坦，當水位漲高溢出中水槽後，即氾濫灘地之上，但水淺力小，如於灘地之上，植草掩護，最為妥適。若土質不宜於植草，可在灘地上，用磚石鋪設橫檻（Querbauten）寬約一至二公尺，深約三十至五十公分，高度與灘面相平，其距離當視土質之堅鬆，隨時酌定之。

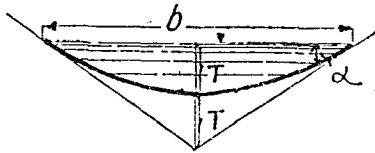
河流中水位之岸，在未加修治以前，即係本河之天然邊緣，而於已經治理之河道內，則不然。因治導河流之時，力求堵塞支流，使水歸入一槽。故中水位之岸，一部分利用天然之岸，一部分則為新築之岸。而新流槽之位置，既須利用天然之河岸，以期節省工事，則

天然河岸亦必加以修葺，庶免潰決之虞。至於中水位河槽之寬度，則視標準橫斷面而決定之。

凡天然河流之流量，及橫斷面之大小與形狀，水面之比降，河牀之性質等等，均有相互之關係，存乎其間，而成均勢，所謂平衡態度者是也。吾人對於天然河流之真確情形，知識尙屬幼稚，而最重要之流速，復隨處而異，故一切現象，決難盡以數字計算之，惟由實地觀察，精密試驗所得之結果，尙覺較爲準確耳。蓋吾人計算之先，必有假設之條件，苟稍有訛誤，則所得結果，大相懸殊，且天然河流，亦決不能盡與所假設之條件相符合也。是故吾人規定中水位河槽之前，宜先考察天然河道內，中水位時，以何處之橫斷面最爲完善，即採取此項完善之橫斷面，爲計劃之標準，所謂標準橫斷面者是也。並須考查此項標準斷面，與各段情形，是否適合，然後乃可確定其效用。按天然河流中，最完善之處，其河槽必統一而不分歧，洪水與中水之流向相同，不加修治，自然就範，是謂模範段。其兩岸大都高出洪水位，而無泛濫之患，即洪水或須漫溢，而流向仍與中水位相同。洪水與中水既同槽下注，其冲刷力必強，足以刷深河牀，不致淤墊。模範段之河寬往往較小，比降亦較弱，設採取模範段之橫斷面應用於同等流量之另一河段，則該段河面如須改狹，其速率與工作能力勢必加大，水流冲刷力與河牀抵抗力之均勢乃破，遂致刷深河牀。須待增加之工作能力逐漸消滅之後，原來之均勢，始可恢復，而水面之比降，亦將同時減小。若被治理之河段緊接模範河段之下方，則模範段之比降，必因之加增。水面必

降，而水深乃減。若治理之河段在模範段之上方，則被治理之河段以內，水面下降，比降亦因此減小，其流入模範段之水流工作能力，亦較前頓弱，而由被治理之河段內，冲刷下移之沙礫，其一部分必將停積於模範段，致使河牀淤墊。是以模範段上部之水面，往往增高，下部之比降往往加大云。

河流中水位橫斷面之形態，通常規定為平方拋物線形，其計算之法，可依據陶貝特 (Tuebert) 氏之公式，參觀第一二八圖。水面



第一二八圖

以下之橫斷面，為拋物線形，水面以上之兩岸，為天然之斜坡，視土質而異。陶貝特氏公式內， b 為寬度， T 為深度， t 為與平方拋物線形面積相等之長方形之深度，其關係如下式：

$$\text{ctg } \alpha = m = \frac{\frac{b}{2}}{2T}$$

$$t = \frac{2}{3}T$$

故

$$\text{ctg } \alpha = \frac{b \cdot 2}{2 \cdot 2 \cdot 3t} = \frac{b}{6t}$$

$$\text{即} \quad \text{ctg } \alpha = \frac{b}{6t} = m$$

$$F = b \cdot t$$

設已知之數爲 J , Q 及 m , 求知之數爲 F , b , 及 t . 則

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{c\sqrt{tJ}} = bt$$

$$b = 6 \cdot mt$$

$$\frac{Q}{c\sqrt{tJ}} = 6mt^2$$

故

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{mc}\right)^2 \cdot \frac{1}{36J}}$$

公式中之未知數除 t 以外, 尚有 c , 可先假設一數代入公式, 作爲試算, 然後再計算之。

例題: 若已知之數爲

$$J = 0,0004$$

$$Q = 500\text{m}^3$$

$$m = 10$$

試求 T 之數值。

題解: 假設 $c = 40$

$$\text{則} \quad t = \sqrt[5]{\left(\frac{500}{10 \cdot 40}\right)^2 \cdot \frac{1}{36 \cdot 0,0004}}$$

$$= 2,56\text{m}$$

檢查赫馬克 (T. Hermanek) 氏係數表

如 $t=2,56$ 則 $c=43$

再假設 $c=43$

則 $t=2,48$ m

又檢查赫馬克氏表，如 $t=2,48$ 則 $c=42,7$ 與前數大致相近，可認為合式。然後再計算 T 之數值如下：

$$b = 6 \cdot 10 \cdot 2,48 = 148,8 \text{m} \cong 149 \text{m}$$

$$F = b \cdot t = 149 \cdot 2,48 \cong 369,5 \text{m}^2$$

$$T = \frac{3}{2}t = 3,72 \text{m}$$

治導河流之時，如在情勢相同之河段內，一律採用上項中水位標準橫斷面之寬度，則將來該河之比降 J，及水深 t，必難盡與所假設者相符，因河牀固無絕對不移動之理，而挾沙之淤墊，亦勢所難免也。觀察尋常河流，往往藉其天然之比降，流於移動之河牀上，其工作能力忽大忽小，更迭相間。力大之處，則沖刷河槽，力小之處，則漲水時促成淺槽上之淤墊。是以治導較為完善之河流，欲求增加水深，以利航運，決非施行束狹河寬之法，所能見效，惟調制不規則之比降，尙可使該河段易於就範耳。然而治理荒廢之河道，如應用限制中水位河寬之法，功效甚著。蓋荒廢之河，支派分歧，洲渚羅列，一旦堵塞支流，造成統一之河槽，則水力會集，河牀必被刷深。但既經治理之後，如再用束狹中水位河寬之法，希圖河牀之刷深，往往勞而無功。是以河道愈荒廢，應用束狹河寬之

法，功效愈著。若河岸既已修整，歧流亦復堵塞，則束狹河寬以求河牀之刷深，即難收效。據經驗所得，如應用束狹河寬之法，欲求荒廢之河道，刷深一倍，較易為力，設在已治導之河槽以內，雖求刷深數公分之微，反無把握云。

中水位之河岸，其兩邊坡度，或峻或坦，所謂險與灘也。保護險岸之法，詳護岸篇。而保護灘岸，在使沙礫不致移動，可築橫檻(Querrippen)於其上。橫檻之面與灘平，一端與中水位之岸邊連接，一端達低水位之岸邊，結構以堅實為宜。而河牀之上，仍呈現深槽及淺槽，與尋常河流之平面無異。其目的乃在造成統一之河槽，與防範低水位以上漲高之水，不致有侵蝕河岸之患耳。

至於調治不規則之比降，其目的在求深槽之上，比降增加，淺槽之上，比降減小，並使淺槽被刷至相當之深度，藉以維持足供航運之水深。換言之，亦即水流經過深槽時，須保持其工作能力勿使減小，蓋水流經過河灣，工作能力往往消失，其原因有三：

- (一)水流方向之改移。
- (二)河槽形態之改變。(即橫斷面之擴大)
- (三)冲刷河灣之沙土攜挾下注。

上項三種原因內，第一項河灣方向之改移，勢難變更，即使改造銳灣，使之平坦，對於增加工作能力之影響，亦屬有限。人力所能補救者，祇存二三兩項耳。按河灣之橫斷面，深槽偏於險岸，形態殊欠整齊，設將河槽改淺，並使橫斷面之兩邊坡度，約略相等，則功效立現。此項新橫斷面之保持方法，應於原有深槽之內，建築潛

壩 (Grundschwellen) 橫互其間，並視深槽之長短，規定潛壩之數量，兩壩之距離，約等於深槽之寬度，壩之一端與保護坦坡之橫檻相接，一端與峻坡之岸在低水位之高度相接。如是則河牀加高，而橫斷面之形態亦變，其作用必使河灣以上之淺槽河段內，水面增高，比降減小，水深亦因此加大矣。且河灣改造以後，深槽之刷深，應較前為弱，淺槽亦不致如前時之淤墊，比降亦可較為均勻，故淺槽上之水深，除因壅積所增之高度外，尚能格外加高。蓋當漲水之期，淺槽固不致淤墊，而落水之期，由河灣下注之水量增多，更足以刷深淺槽，於是淺槽上所希望之水深，乃可保持。設淺槽河牀上層之地質，異常堅實，可先應用機器挖去上層，然後任水冲刷。因河灣之橫斷面形態已改，水流工作能力之消失，較前大減，將來淺槽之上，當然可免淤墊之患。至若由淺槽刷出之沙，隨流下注，填入下方深槽之潛壩間，乃預擬計劃中所需要者也。惟須注意者，河灣既已改坦，深槽又被淤填，則河灣下段之岸脚，將有冲刷之虞，須妥為保護，以免崩潰。治理河道之先，如欲預計所能達到之航深，須考察極低水時淺槽河段內之天然現象，因彼時該處呈現最大之比降也。即依據此項最大比降 J_{max} 及彼時所測該處兩岸之斜坡比例 m ，代入下式，即可求得最低水時可達之平均水深 t 。

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q_{min}}{m \cdot c}\right)^2 \cdot \frac{1}{36J_{max}}}$$

設採用淺槽模範段之最小水面寬度 $b = 6mt$ 施行於情形相同之

河段，並假定河牀地質有相當之移動性，則束狹河寬之處，水深必增，比降必減，放大河寬之處，水深必減，比降必增。而河灣深槽之處，其槽已深，比降又小於所希望之限度，即不可採用此項模範寬度，仍宜保持河灣處之寬度。是以被治理之河段內，其最小水面寬度，介於淺槽上最小寬度與河灣內最小寬度之間。

統括上項理論，求得結論三條如下：

- (一) 治導之結果，最多在情勢相同之河段內，可使低水位之比降均勻有律。
- (二) 均勻低水位比降之方法，或利用建築物，或輔以浚深工事，但欲求其呈現功效，保持久遠，必須先將高出低水位之河槽，加以治理。其因中水位及洪水位所發生之工作能力變化，尤須與河牀之情形適合。
- (三) 為保持此項均勻之比降起見，並應於低水位河岸固定之後，將河牀縱斷面及橫斷面之不規則部分，加以修正。而河牀被猛烈冲刷之處，亦須加以保護，使之固定。

總之僅恃河流寬度之改狹，或輔以浚深工事，決不能維持低水期內航運之便利，必須對於河流全局，詳加研討，然後規定治導之方。尤應注意者，吾人所假定與討論之事項，多屬學理，實際上天然河流之情狀，頗為複雜，殊非簡易之學理，所能推測。例如洪水期內，河牀萬無完全穩定之理，苟流域之內，地質上之變化未完，則沙礫之遷移，岸土之崩潰，乃勢所難免，雖屬依據學理，加以治導，亦將難期見效。更有在學理方面認為妥適，而實地難以措施

者，亦往往有之。例如兩岸防範洪水已經築成之堤，與沿河妨礙工程之村落，大都難以盡量廢除，必須委曲求全，遷就事實，改變計劃。是以治河者，不可專恃學理，須參酌實際情形，佐以學理，而定治導之計。

治河計劃既未可全以學理為依據，自當觀察該河之實際狀況，酌定治導之策。茲舉德國治理渭沙河 (Weser) 孫飛 (L. Sympher) 氏之報告，以資參考，其報告內容大略如下：

草擬治河計劃之步驟，須先測定流量，並精密考察渭沙河之現狀及一切附帶情形。然後選擇較為完善之河段數處，作為模範段，歷長時期之觀察與測驗，為將來計劃中水位及低水位標準橫斷面之依據。至若水面比降之確定，應先規定各段比降之最大限度，僅於比降最大之河段內，須澈底改變，否則祇可略加整理。比降既定，乃規定橫斷面，其主要目的，須求洩水通暢，航行便利。更因航運之關係，河牀之寬度，同時須能容納貨船兩艘之航行，低水期之水深，亦須足敷船隻之吃水深度。橫斷面梯形底線之下，河槽為拋物線，乃視挾沙量之情形而規劃者也。

根據上項條件，乃可計算各段之標準橫斷面。大致在同一河段內，比降最弱之處，橫斷面積最大，比降最強之處，橫斷面積最小。欲求寬度之差異，不致十分懸殊，應於相當之河段內，或採取同等之河牀寬度，或採取同等之水面寬度。如以河牀寬度為準，則於比降最強之河段內，其橫斷面之兩岸，呈現峻峭之坡度，與較小之水面寬度。比降弱小之河段內，其坡度平坦，而水面寬度加大。反

是，如以水面寬度爲準，則於比降最強之河段內，其坡度坦而河牀之寬度小，比降弱小之河段內，其坡度峭而河牀之寬度大。據孫飛氏之觀察，欲求航運便利，須於比降最強之河段以內，河牀寬度仍應寬大，而兩岸坡度亦須峻峭，然求洪水之暢洩，其所要求者適與此相反，斟酌輕重，仍應以暢洩洪水爲治導之主旨。當計劃渭沙河標準橫斷面時，在平直河段與淺鈍之大河灣內，其橫斷面爲拋物線形，在深銳之河灣內，其橫斷面爲三角形。凹岸之坡度恆峭，凸岸之坡度恆坦。然銳灣兩岸坡度之和，與平直河段兩岸坡度之和須相等。例如直河之兩岸坦坡均爲 $1:7$ ，銳灣之岸坡凹岸爲 $1:3$ ，凸岸爲 $1:11$ ，如是則合乎河流之天然情勢矣。但兩灣之間，淺槽河段之橫斷面，應視比降之強弱，酌量減小之。其減小之方法，在比降較大，岸坡較坦之河段，可將岸坡改峭，保存河牀之寬度，而使水面寬度改小。在比降較弱之河段，則改小河牀寬度，並將岸坡改坦而保存水面之寬度。惟改小後之河牀寬度，不可小於比降較強河段內之河牀寬度。依據上項原則，治理渭沙河功效頗著，蓋該河挾沙量較小而沙洲亦甚少也。

馬達氏與蘇丹 (Muttray und Soldam) 氏於一九一九年發表「渭沙河低水位之治理」一文，語多中肯。惟此項治理標準，乃限於中水位與洪水位之河槽已經治理，而河段又非甚長，且洪水河槽與中水及低水河槽，略有差異之河流，茲摘要於後，以資參考：

「低水期內，河流之治理，首宜改善其平面形態。長而且直之河段，宜酌量設置緩和之河灣，蓋恐挾沙易於淤墊，積成沙洲也。但

原有極銳之灣，又須設法改直，因河流驟然變換方向，非特河岸有被沖坍之虞，對於航運亦多窒礙也。至若河灣半徑之限制，須視貨船對面航行所需之曲度為準。凡比降有突然變化之處，切不可遽使均勻。恐水面之降落或竟超過所預計之限度。蓋河牀上層堅實之土質，一經挖掘，下層鬆軟之土，即不能抵抗強烈之沖刷。且各支河如已次第堵塞，河岸亦已修築堅固，則挾沙量改小，水流之沖刷力更強，河牀被刷益深，水面之降落必加大也。故均勻比降之時，須使水面提高，非為沿河灌溉之需要，切勿輕易使水面降落。至於規定標準橫斷面所需要之低水位，須從流量求得之，不可以某種水位為準，如是可與河牀之變化無關。此項流量，並應採用多年觀察之最小流量。如低水期內，或須由水庫放入水量，增高水面，則計算橫斷面時，應於流量之外，加入此項水量，即水庫一時不能完成，亦須估計及之，否則將來水庫完成，放入水量後，該河段內水面所增之高度，自入口以下，逐漸減小，入口之水深，如估量太多，將超過所需要之限度，下段之水深如估量太少，又不足所需要之限度，非另有相當之建築，不能補救。故於計劃之時，流量之外再加水庫放入之水量，雖在水庫未成之前，稍有不便，而日後仍屬最為經濟。計劃橫斷面並應先從比降最強之河段着手，在比降最強之河段內，所選之岸坡須平坦，比降較小之河段內，所選之岸坡須峻峭。如該河之沙量極多，則兩灣間平淺河段易於淤墊。故計劃該段橫斷面時，不妨較所計算者略小，庶幾水流之沖刷力可以加大，而沙量不易淤積。減小橫斷面之方法，或保持水面寬度，束狹河牀寬度，或保持

河牀寬度，束狹水面寬度。平直河段與淺鈍河灣之橫斷面，其岸坡兩邊大致相同，深銳河灣之橫斷面，其凹岸坡度較峭，凸岸坡度較坦，故在比降劃一之河段內，兩邊岸坡之和恆相等云】

吾國治河書關於治導中下游之理論有云：中游所在，地平土疎，流勢緩漫，每多泛濫沉澱之患。一經汎漲，則出山之水，橫衝直撞，奔注迅驟，侵蝕隄身，潰決爲害。治導之法，厥有二端：

- (一)去淤 河性善淤，水性喜曲，是以中游地段，不生灘嘴，即墊河身，此切嘴裁灘，與夫挑挖中泓之法，所當施諸此地者也。灘嘴裁切，中泓深暢，河流下駛，自無坐灣衝齧之弊。
- (二)減水 水流既緩，泛漲堪虞，且上游來水孔多，尤恐下游宣洩不及，河之容量有限，水之來路無窮，是宜於中游兩岸，建設閘壩或涵洞，分洩水勢，以免中下游潰決漫溢之虞。但須察看地勢，必其分洩之水，可以導歸他河，不致爲民田廬舍之害者，方可施工與辦耳。

下游所在，地益廣袤，流益散緩，兩岸束以隄防，乃多漫溢之患。如果任其蕩漾，則村廬田舍，悉被其害。且因水勢愈緩，淤墊愈甚，於是處處洲渚羅列，葦荻叢生，河面雖寬，其實經流之域，仍止一線，宣洩不暢，則河流下游之病日深，全河之患日以亟，頻年漫決，職是故也。是以河流下游，爲全河之尾閭，下游深廣，自然全局安流。欲上游之無潰決，必自疏通下游始，朱子所謂治水先從低處下手也。疏通下游不外刷淤濬淺，導流下注之法耳。

(乙) 裁灣取直(Durchstiche)

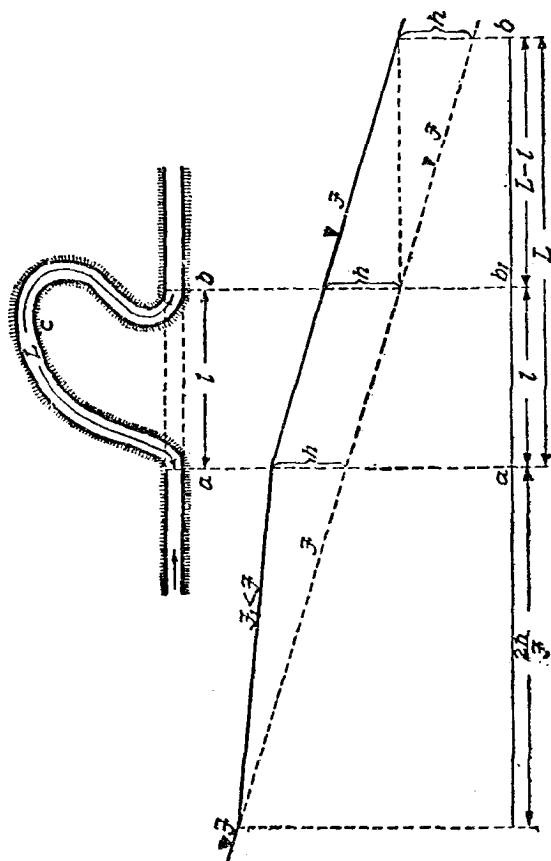
河流之灣，曲折過甚，足以妨礙航運。治河者或須改造銳灣使之和緩，或竟裁灣取直，縮短河身。惟裁灣之後，影響甚大，總須審度情勢而決治法。茲就河牀土質之堅鬆，分述其影響如下：

(一)設河牀土質甚為堅硬，參觀第一二九圖內， l 為原有之直河，現以 L 河灣代之，則 acb 較 ab 為長，水流之阻力增大， a 處之水必致壅積。苟以 l 直河代替 L 河灣，其效果與 a 處撤去一堰相等， a 處之水面必下降 h 公尺，水面下降之起點，約在 a 處以上 $\frac{2h}{J}$ 公尺。若被治理之河流，其比降與速率均小，河牀或為岩石，或為極堅之地質，則以上所假設者必能符合。

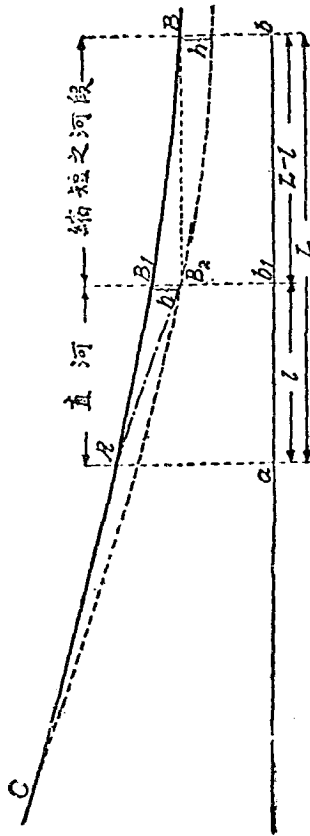
(二)設河牀之土質，易於移動，則裁灣以後，直河下方 B_1 處之水面，因河身縮短之關係，須下降 h 公尺。如 CB 為未裁灣以前之均勢比降 (Gleichgewichtsgefälle) (參觀第一三〇圖) 則水面降落後， B_1 以上之均勢乃失。當河灣裁直之初， AB_2 之比降甚大，而速率必驟增，河牀之被冲刷亦必烈，須至新均勢比降 CB_2 成立，河牀之刷深乃止。惟 C 之位置，殊難確定，祇知河牀刷深後之均勢比降，應較前略大耳。

以上所論，均係假定新舊河槽之橫斷面相同，設直河之橫斷面較河灣之橫斷面利於洩水，則所需之比降較小，直河所需之比降既小，則直河前段之水面下降必大。若直河下方之河段，其比降較直河之比降為小，河牀必將淤墊。如下段之平均速率與直河相等，或大於直河，則下段河牀即無繼長增高之患矣。

第一二九圖



第一三〇圖

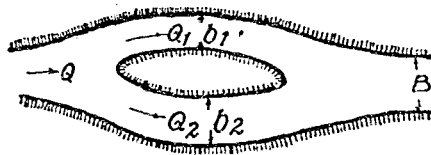


裁灣取直之結果，除上段之水面恆須下降外，若河牀之地質易於移動，河牀必致刷深。下方河段之比降較直河為小，則下方河段即將淤積而填高。至於裁灣之舉，對於航運方面，縮短航路，固屬便利，但維持上方河段之航深，所費亦屬甚鉅。對於農業方面，雖直河上方之田畝洩水較便，但直河下方之淤沙，非用人工濬潔不能免除。故在通航之河流內，祇能就航運所必需之限度，將河灣略加改正，不可輕易改直。據經驗所得，其因裁灣取直所生之一切影響，視比降之強弱而增減，是以裁灣之處，距河口愈近，弊害愈小，惟於計劃之先，仍須十分審慎耳。

(丙) 塞支強幹

河槽分歧 (Flusspaltung)，亦足以為水流下注之障礙，其害與河灣相類。分汊處之上，水面恆因壅積而漲高，截塔支流，統一河槽之後，則上段之比降，即將增大，水面乃復下降。而新河槽內所需之比降，亦將較前時支河內之比降為小矣。

第一三一圖



設分汊河槽之比降，橫斷面及土質均相同，則水面之寬度與平均深度必均類似，因得式如下：（參觀第一三一圖）

$$\frac{b}{t} = n = \text{定數}$$

$$F_1 = b_1 t_1$$

$$F_2 = b_2 t_2$$

$$t = \frac{b}{n}$$

$$Q = F \cdot v = b \cdot t \cdot c \sqrt{tJ}$$

$$= \frac{b^2}{n} c \sqrt{\frac{b}{n}} \cdot \sqrt{J}$$

故 $b = c_1 Q^{\frac{2}{3}}$

$$c_1 = \sqrt{\frac{n^3}{c^2 \cdot J}}$$

設分汊河槽之流量相等，則截堵支流後，幹槽之寬度應為 B 。

$$B = c_1 (2 \cdot Q)^{\frac{2}{3}} = 2^{\frac{2}{3}} \cdot b$$

$$= 1.32 \cdot b \approx \frac{4}{3} b$$

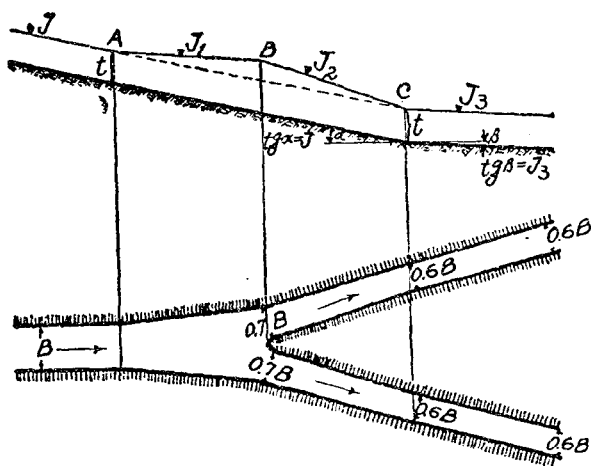
即

$$B = \frac{4}{3} b$$

反是如幹槽分為二汊槽，則汊槽之寬度，為 $b = \frac{3}{4} B$ ，若二汊槽或汊槽之一，其深度與幹槽相等，則橫斷面難以類似。而汊槽之寬度，須視水量與比降之情形規定之。設二汊槽之長度相等，汊槽之寬度又各為幹槽寬度之半，則幹槽與汊槽之比降均相等。如汊槽之

寬度，超過幹槽寬度之半，則其所需之比降較幹槽為小，比降乃生曲折，如第一三二圖所示。A之上及C之下水流均為等速流動，而

第一三二圖



BC段之水流則為加速流動，故比降之情況如下：

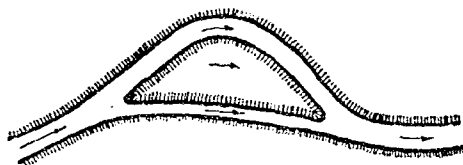
$$J_1 < J; \quad J_2 > J; \quad J_3 < J$$

截堵支流之利有四：一為添漲地畝，可資耕種。一為增加水深，便利航運。一為減少被保護之河岸。一為除去障礙，利於上段壅積之水及冰澌之宣洩。惟截堵支流之後，上段幹槽之水面勢必下降，航深有不足之患，乃其弊也。是以治河者宜斟酌利弊，而後設計。然往往因特殊之情形，雖利多於害，亦不輕易截堵支流也。

治導河流，如使甲乙二汶槽分洩同量之水，較易着手。如使甲槽永為幹流，乙槽永為支流，殊為艱難。蓋支流水弱，必易於淤塞

也。或因事實之需要，甲槽須為低水之流道，乙槽須為洪水之流道，如第一三三圖。總之欲求分汜河槽之持久，與流量分配之適

第一三三圖

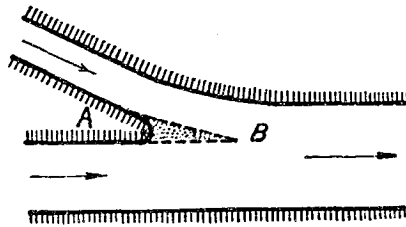


當，須不時加以浚深，方足以維持現狀。又或二汜槽依舊保存，惟甲汜槽之深度須加大，治導之法可整治分汜處之河岸，使幹槽之水，大部分流入甲槽。於是甲槽內之冲刷力加大，河牀即因之刷深，或將甲槽直接濬深，同時並改狹河面寬度，使濬深之槽不致復淤。若僅改狹河寬，不同時加以濬深，則分汜處以上之水，最先必致壅積，水量反多流入乙槽，須待甲槽充分刷深之後，多量之水始復歸入甲槽，如是則乙槽將先被刷深，與所希望者，適相反也。欲求甲乙二槽維持治導後之狀態，至少須設法保護甲槽之岸，勿使橫斷面再有改寬之機會。於是甲槽刷深之限度，將以橫斷面及河牀地質與比降為準則，而甲槽內最大之流量，亦將由此決定。最困難者，甲槽或為原來之航道，但疏導甲槽後，而所希望之航深，仍難求得，必須設法另治乙槽，改為新航道。當乙槽未治竣之前，甲槽內之航行，將更感困難。故乙槽施工之時期，須力求縮短，並須待乙槽工程完全結束之後，再將主要水量導入乙槽之內，庶幾對於航

運方面，不致發生重大之阻礙。

二汶槽復合之處，河牀之形態，恆無規則，因二流相匯，工作能力有所損失也。二流相交之角愈大，工作能力之損失亦愈大，而 AB 交角處之淤沙乃逐漸延長，參觀第一三四圖。交角處淤沙之結

第一三四圖

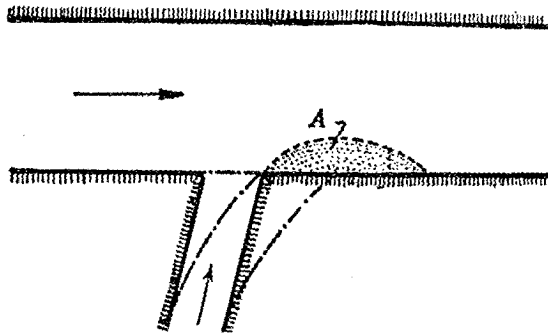


果，對於二汶槽之合流，雖較為暢適。然二汶槽之長度，因此增加，則所需要之比降愈大，而分汶處以上河段之水面，亦將有漲高之虞。欲求兩全之策，祇可於交角處建築長狹三角形之分水工程 (Trennungswerk)。其上端與 A 處堅實之地相接，且與 A 等高，傾斜而下至 B 處，僅高出低水面，由 B 至河牀之坡度，亦宜平坦，其露出低水位之部分，並須設法保護，免為水流所侵蝕。

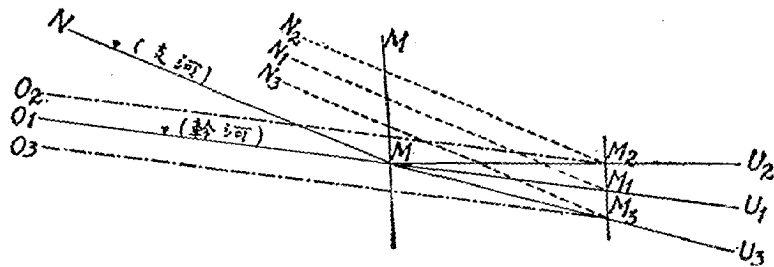
支河注入幹河之處，其現象與二汶河匯流之處相類，惟河牀上之不規則形態，更較甚耳。設幹河與支河之洪水期，不在同一時間，例如當支河洪水時期，而幹河之水甚小，加以支河沙粒往往較粗，則支河洪水挾來之沙，注入幹河之後，因幹河之水力弱，不能攜之俱下，勢必淤積於支河口之下方 A 處。若支河與幹河相交之角

愈鈍，淤積愈易，故治導河流須改正支河注入幹河之方向，使為銳角，參觀第一三五圖。據沙黎氏(V. Salis)之研究，改變支河口方向之後，其河口M以上之幹河比降，並無變動，祇比降線之地位，或有平行升降之分。但河口M以下之幹河比降，或仍不變，或加大，或

第一三五圖

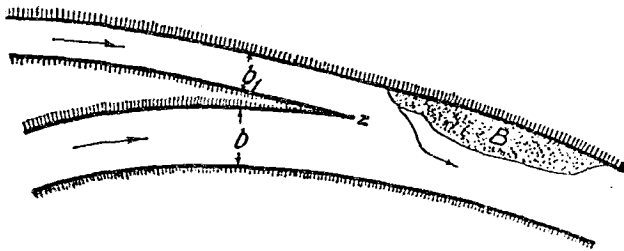


第一三六圖

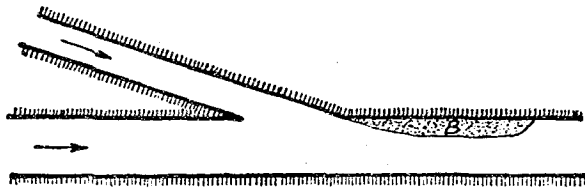


減小，參觀第一三六圖之 O_1MU_1 及 O_1MU_2 , O_1MU_3 三線。蓋支河口之方向如改至 M_1 處，則幹河內之比降仍無變化。如 M 改至 M_2 ，則幹河比降線 O_1M 平行升高至 O_2M_2 ，故河牀同時亦將提高。如 M 改至 M_3 ，則 O_1M 平行降落至 O_3M_3 。而支河水面 MN 與河牀在三種情形之下，均須升高，參觀圖內 M_1N_1 及 M_2N_2 , M_3N_3 三線。沙黎氏之主張，若支河與幹河切線相交，亟宜避免，因支河口之下方，勢必淤積多量之沙礫也。且二河會合後之河寬為 $b+b_1$ ，實超過所需要之寬度，（參觀第一三七圖）故支河攜挾之沙，均積於

第一三七圖



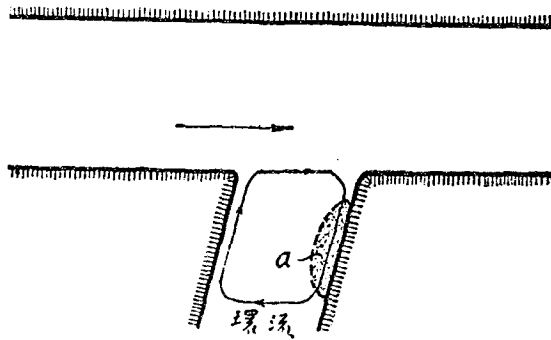
第一三八圖



B處，逼水衝刷對岸。此項弊害，即使延長土舌 Z (Zunge) 亦莫能補救，因延長 Z 以後，支河與幹河之橫斷面，均嫌束狹過甚。若支河與幹河銳角相交，如第一三八圖所示，最為適當，因會合處下段之河寬，可任意伸縮也。

設當支河低水之期，幹河之水日漸漲高，支河口即發生環流 (Neirungs- oder Rundströmung)。蓋幹河之溜急，支河之溜緩，急溜經過緩溜之前，則支河左邊之水，被挾而下，右邊之水，補充左部，乃成環流 (參觀第一三九圖)。但右部之補充水流，常攔挾幹

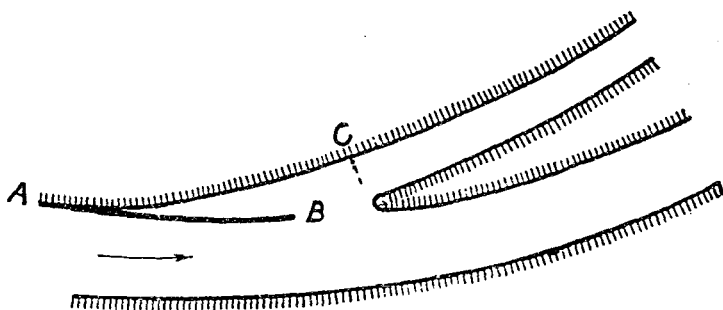
第一三九圖



河之沙，淤積於支河口之右岸。此項淤沙，須待支河洪水期內，水力較強，復被冲刷移於河口之下方 A 處 (參觀第一三五圖)。A 處之沙，雖可改變支河之角度，利用水力冲刷，但功效不甚顯著，非於每次洪水之後，加以灌漑不可。

塞支強幹之舉，欲求工程簡易而功效立見，莫若建設導壩 (Leitwerk) 逼水流入幹槽，支槽自可逐漸淤塞。第一四〇圖內 A B 爲導壩，乃導水注入幹槽，使支槽易於淤塞者也。設於支槽內 C 處建

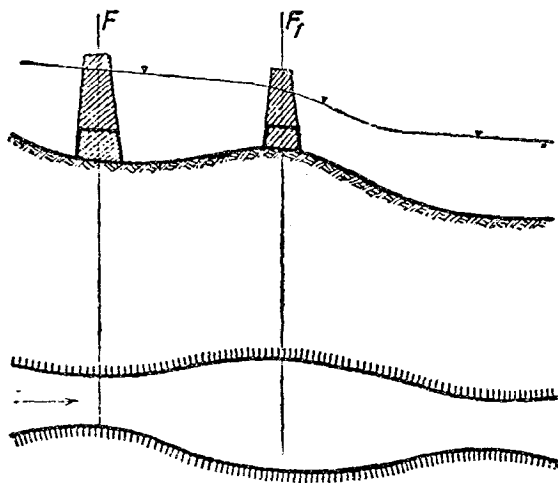
第一四〇圖



C 橫壩
AB 導壩

設橫壩 (Querbau)，則支槽之口，於束狹之初，大部水量被逼流入幹槽。如河槽土質不甚堅實，或水力頗爲強烈，則橫壩之端，必生深渦 (Auskolkung)，深渦日漸擴大，支槽口之橫斷面，或較前更大，而注入支槽之水量，反有增無減。故建築導壩之功效，較之橫壩最有把握。惟河牀上移動之粗沙石礫，因導壩之阻礙，不能積於支槽，祇有洪水期內水中之泥沙，沉澱於斯。若將開濬幹槽之泥土，直接填於支槽，則支槽之堵塞，最爲可恃。苟欲使支槽於最短期內，完全斷流，宜在支槽內建築鎖壩 (Sperrwerke oder Sperrdamm)

一座或數座。鎖壩之功效，與其高度及位置有密切之關係。水流遇鎖壩之阻礙，砂量乃逐漸沉澱，而積沙最多之處，在鎖壩迎向上流一面之壩脚，日漸向後伸展，故鎖壩之位置，當在支槽之末端，且最初建築之時，壩身宜低，俟淤積日多，再行逐漸加高，惟最高祇可與兩岸中之低者齊平，設壩頂超過低岸，則壩端將為洪水所衝擊，恐有搜根串水之患，如岸土又非堅實，更有崩坍之虞。故建壩之處，須擇兩岸土質堅實之處，而壩根亦須深埋土中。又築壩之處或為深狹之河槽，而水面比降較小，或為淺闊之河槽，而水面比降較大，選擇位置之優劣，須視建壩之步驟為斷（參觀第一四一圖）。



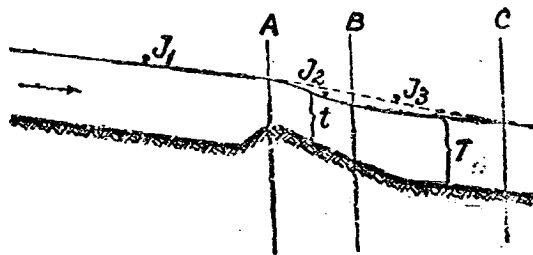
第一四一圖

若鎖壩初期甚低，形如潛壩 (Grundschwelle)，日後逐漸增高，宜選深狹之處建壩。因安設低壩之際，水面比降起一波折，壩之下方，冲刷力強，將有跌塘之患，原來之水面比降既然較小，其因冲刷力所成之跌塘亦將甚小。若鎖壩一次築成，高度超過水面，即宜選擇淺闊之河面，因壩身較為穩固也。但尋常截堵支流，仍宜先築低壩，逐漸加高，同時使主槽逐漸刷深。如是則汶河上部之水面，不致驟然降落，庶免阻礙航運矣。

(丁) 湍流 (Stromschnellen)

治導河流，在於調制比降。如河牀之上，發現堅實之質，突然隆起，橫於中流，比降即發生曲折，水面為之湍激，如不設法治理，足以礙及航運（參觀第一四二圖）。蓋河牀隆起之處，形如檻

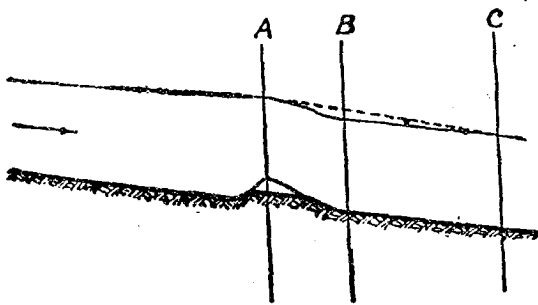
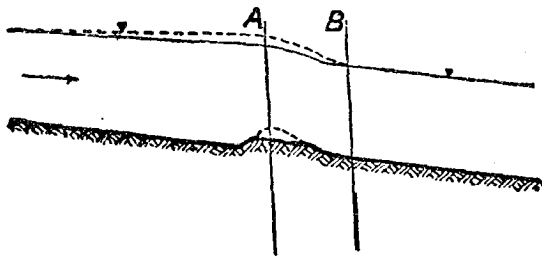
第一四二圖



壩，河流之橫斷面，因此變小，上方水面必致壅積漲高，而增加水壓，釀成較大之速率，迫水從此小面積內洩出，乃造成較大之比降 J_2 。

湍流對於航運之阻礙有二：一為航深不足，一為流速過激，尤以低水期內，最為困難。簡易治理之法，可將隆起之河牀，全部炸毀，則湍流自然消滅，惟上方壅積之水面，亦將隨之降落，往往反礙航運，不可不加以審慎。故計劃之時，應先考慮上方之水面，可以降落幾何，然後再定削平A處河牀之限度，其現象可參觀第一四

第一四三圖



第一四四圖

三圖。因削平A處河牀後，水深未必增加，而水面將隨河牀同時低落也。設在寬廣之河流內，可束狹A處之河面，僅在中泓設法削平突出之河牀，則水深可以增加，但比降幾無變化，依然陡峻。設治理之河流並非寬廣，又須將突出之河牀全部削平，則削平之高度，須以束狹AC河段，保持原來水面之壅積為標準。如是，則湍流可以展伸於BC段內，流速自然減小。（參觀第一四四圖）所宜注意者，BC河河段束狹之後，刷深河牀之作用，不可使之增加，否則該處比降將又有變化矣。

第五節 治理河口

（甲）治理無潮汐之河口

治理無潮汐之河口，主要問題為阻止或限制河口淤積泥沙。泥沙之來源，或為河流所攜挾，或為海岸流所卸積，或由二者合併而成。泥沙淤積之原因，乃河流與海流相接觸，速率銳減，沙乃沉澱。而泥砂淤積之地位，往往羅列河口，妨礙航運，故名曰攔門沙（Barro）。設河口並無攔門沙之阻礙，則治理河口，祇求保持現狀，工程方面僅限於保護險要之河岸及海岸，所謂海塘工程者是也。除此以外，並須防範洪水冲刷力之加大，以免入海之沙量增多，是以洩瀉洪水之天然橫斷面，宜絕對禁止改狹。河口之外，如為平坦之海灘，則河流排洩洪水，往往刷深攔門沙，成立河槽。此項河槽，於低水期內，將復被海岸流所冲刷，使之湮沒。是以每次洪水，均須另刷新槽，而與攔門沙同時向海延伸。欲求低水期內，或

海水低落之時，仍能保持航深，須於新流槽之兩旁，建造平行之導水堤 (Paralleldämme)。堤頂高度，須超過洪水位。規定導水堤距離之條件，須於海水最高之時，而河流排洩最大之洪水，仍能暢流入海。海水位適中之時，河流所挾之沙，須能順利推進，不致停積。導水堤伸入海中之限度，須求堤外海流之能力，足以冲刷河口洩出之沙。而海流冲刷力之強弱，例與海深為正比，故堤端伸入海中之限度，須以海之深度為標準。設海流不能盡量冲刷河沙，須輔以濬渫工事，庶幾河口不致淤淺。但堤身愈長，則新河口向外伸展，其介於新舊河口間，所需之比降愈大，而舊河口以上之水面，亦將格外壅積漲高。故規定導水堤長度之時，須考慮洪水期內舊河口以上之水面漲高後，其影響如何，確定壅高之限度後，再行計劃導水堤之長度。

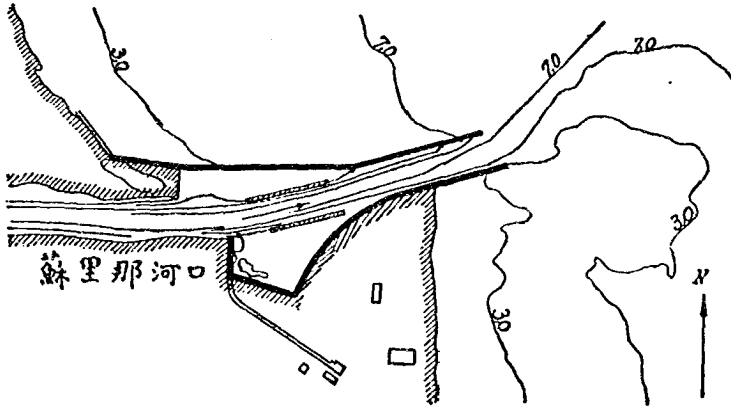
河口之上如有天然之澄清池 (Klär- oder Spülbecken)，首宜保護池外河口之兩岸，勿使擴大。海灘如屬平坦，可築平行導水堤，上接兩岸，引伸入海。導水堤入海之深度，一面須便於洪水之排洩，一面須於風向對岸之時，海水可以倒灌入池，無所阻礙。澄清池內被倒灌愈易，水量愈多，則換轉風向後，其從池中排洩入海之水量，亦將愈多，而池口與攔門沙之被冲刷，大部分均為海水反流入海之力也。

設河口有三角洲 (Delta)，而欲保持航槽之深度，並免除攔門沙之障礙，亦可利用導水堤之建設。按有三角洲之河口，往往支流分枝，各支流口外攔門沙之大小，與支流本身之強弱，及挾沙之多

寡成正比例。如閉塞各支流，使全部水量集於一槽下注，則口外之沙，必益擴大，而疏濬將更不易。故第一要件，須使各支流同時保存，全部水量按照各支流之橫斷面及比降之大小而分配之。第二要件，宜選擇最弱之支流爲航運水道，因弱流口外之沙最少，易於治理，如再加築平行導水堤，則航深易於維持。導水堤之長度與距離，須視兩種條件而定：一爲該支流排洩之最大水量，一爲建堤後水面壅高之限度，不可逼水流入相鄰之支流，而使本支流之水量減少，以致水深不敷航行。故航道口外之沙，不可專恃平行導水堤之延伸，全藉水流冲刷，應輔以相當之濬潔工事，方可垂之久遠。茲舉二例如下：

(一)歐洲多瑙河口 (Donau) 之治理 多瑙河流入黑海河口 有三角洲，自河口上溯六十五海里，該河分爲南北二流，北流名克里 (Kilia)，南流名脫爵 (Tultscha)，而南流再分爲蘇里那 (Sulina) 及聖喬治 (St. Georges) 兩槽，故多瑙河 入海之河口有三，均挾多量之沙。全部水量由克里 河口入海者，佔百分之六十三，由蘇里那 河口入海者，佔百分之七，由聖喬治 河口入海者，佔百分之三十。三河口停淤之沙量與水量之分配成正比例。治理河口之際，經哈特萊 (Hartley) 氏定策，選擇蘇里那 爲通航運之河口。所持理由，爲該河口不再分歧，且沙量最少，加以疏導，最爲經濟。一八五七年該河口淺沙上之水深，約爲二公尺至三公尺不等，自河口建築導水堤以後，逐年略加濬潔，水深竟達七公尺之多，航運異常繁盛，參

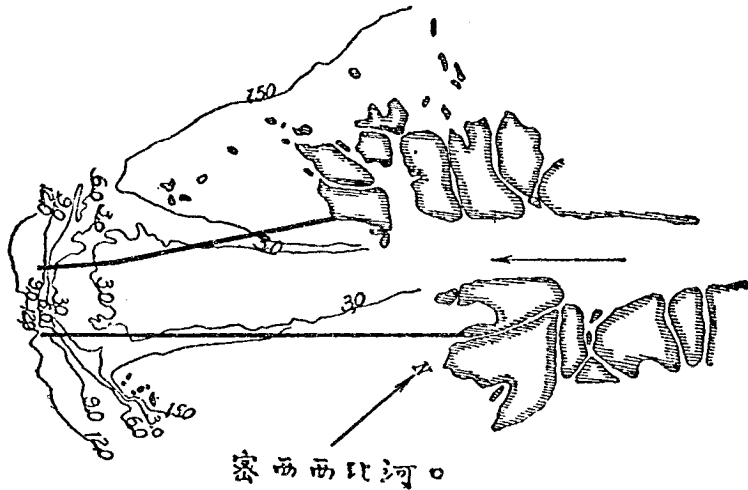
第一四五圖



觀第一四五圖。

(二) 美國密西西比河口 (Mississippi) 之治理 密西西比河口 三角洲之水槽有三，其由中部水槽宣洩之水量最小，約佔全部十分之一（每秒7000—34000立方公尺），故中槽河口之外，淤沙亦極少。原來水深僅為5,8公尺，經過長期之試驗，仍依照愛寺 (M. J. Eads) 氏之定策，將該河口加以治理，以利航運。河口之導水堤，於一九〇八年竣工，導水堤之長度，東堤為6500公尺，西堤為4650公尺。堤之距離，內端約為1800公尺，外端約為1070公尺，堤端所達海深為10,7公尺。導堤築成之後，輔以浚渫工事，預定之河槽深度10,7公尺，頗易維持，航行甚便，參觀第一四六圖。

第一四六圖



(乙) 治理有潮汐之河口

治理潮區以上之河段，所能致力者，祇可設法均勻比降而已，舍此以外，即乏善策。其全部水量，於治導之後，大致無所變更。惟當枯水期內，或可放洩谷堰 (Talsperre) 所蓄之水，水量略有增加耳。此項水量流入潮區，是謂上水量 (Oberwassermenge)。而潮區之內，因潮水之倒灌，則愈近河口，水量愈增。若潮區內障礙愈少，則潮流上溯之量愈大，蓋不規則之河岸與河牀，銳灣與汊河等類，均足以消滅潮流一部分之動力 (lebendige Kraft)，而阻礙其前進也。按照計算潮區內流量之公式，

$$Q = \Sigma \pm \left(\frac{d+d_1}{2} \right) l \frac{b+b_1}{2} + qt$$

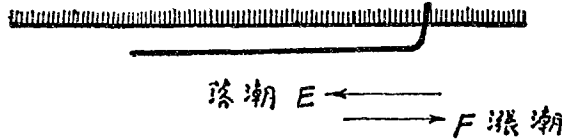
可知欲求流量之增加，須使上部之河寬改大，以促進潮流之擴展。假設甲處之上，河面驟然窄狹，即足以阻礙潮流之上溯。如將窄狹河段，自潮區界點起至甲處止，逐漸放寬橫斷面，並加以潛淤，則潮流之障礙撤除，倒灌之水量必多。此項水量於落潮之時，復行下注，則甲處以下之橫斷面，因此擴大，將更利於潮流之發展矣。但普通河流，在潮區以內，河面已屬遼闊，故改寬河面之法，祇能在附近潮區界點河面較狹之處施行。自此而下，寬度大都不經變更，除岸線屈曲過甚，可略加修改，使之整齊外，潮區以內，河面不可較前改狹，否則潮量無由增加。且該處以下之河段內，流量與水深，勢必減小，反使潮流之上溯，更多一層障礙，而治導段內之水量與水深，亦將大受影響，最後之結果，或較未治導以前愈加惡劣。是以潮區以內規定河寬之標準，須於治導之後，能保持需要之深度，並求流量之增加，至少亦須能容納未治導以前之水量，故新橫斷面大都較前放寬。設兩岸已經保固，不能更改，亦可設法潛淤，使橫斷面改大，便於潮流之擴展，水量既增，則治導後潛淤之水深，亦可藉水流冲刷之力，得以保持久遠。河口既經治理，則自河口上溯，流量逐漸減少，所需之河寬亦將漸狹，其形狀恆似漏斗，與天然完善之河口相類。

治理潮區以上之河流，恆須限制其寬度，集合水量，流於一槽，藉以刷深河牀，保持水深。而在潮區以內，限制河寬之法，固

僅應用於附近潮區界點之處，即堵塞支流，統一河槽之舉，亦屬難以實施。蓋愈近河口，河面愈寬，而三角洲上，水流分歧，亦無集合衆流，聚於一槽之理，祇能選擇可通航運之河槽，加以疏濬，保持其深度，無論漲潮落潮，均須不妨礙航運爲宜。該河口之兩岸，並可築堤束水，堤之距離，須使落潮時水流之冲刷力，足以刷沙，或輔以濬深工事亦可，惟堤之高度，不得超過低水位，否則恐將妨礙潮流之倒灌耳。是以治導河流下游之下段，第一須求增加潮量，第二須求增加之水量，利於主要之航道。自下段逆流而上，距離河口愈遠，河槽愈淺，治理之目標，首重加大水深，以便下段增加之潮量，可以暢流上溯。治理下游上下兩段之主要目的既異，建築物之構造，亦將因此而有所差別。大都下游兩岸之建築物，自下而上，其距離逐漸減小，建築物之高度，在河口可與低水位齊平，自河口上溯愈遠，高度亦漸增加，至潮區界線，建築物之頂點，可與高水位相等。

設治理下游之河段，其目標一面欲求保持下段之水量，一面又欲使治理之河段，同時刷深，則解決方法，祇有在該河段之兩岸，建築平行順堤 (Längsdamm)，堤之上端與岸聯接，下端開放，參閱第一四七圖。舊岸與新堤之間，勿使填塞，任聽潮流進退，其功用與刷洗池同 (Spülbecken)。如是固無礙於潮流之進展，且可藉新堤之束狹，用以刷深河牀。下段固有之水量，非特可以維持，並可較前增加。但刷洗池內，日久則泥沙停積，愈近河口，淤塞愈易，如不輔以濬深工事，功效乃失。尤應注意者，順堤之高度，如何規定

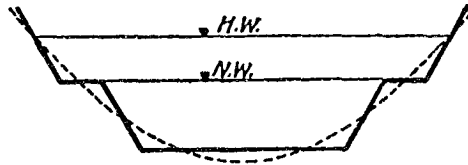
第一四七圖



耳。如堤頂與高水位齊平，則水流無論漲潮落潮之時，均能冲刷該河段之河牀，如堤頂較低，則冲刷河槽之作用，僅限於水未漫溢順堤之時，尤以大水期內，刷深之功效，損耗最多。且堤之高低，與刷洗池內淤積之情形，亦有相當之關係，蓋淤積之主要原因，或為由上流下注之沉澱物，或為潮流所挾之沙礫，於落潮時停積池內。故堤之高低，視河段之位置須有差異，在下游之上段建築高堤，即足以減輕刷洗池之淤墊，保持其功效，河流下段建築低堤，則淤沙高度為堤所限，淤積愈低，將愈利於潮流之擴展。是以規定此項順堤之高度，在潮區界線附近，可與高水位齊平，由此而下，逐漸降低，及至河口，僅可與低水位等高。

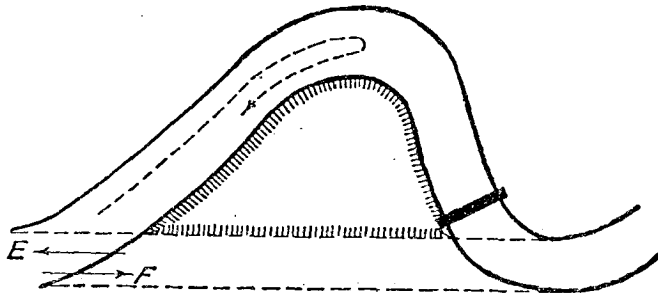
至於河口橫斷面之形態，或採擇平方拋物線形，或為梯形。佛朗壽士 (L. Franzius) 氏治理德國渭沙河 (Weser) 下游，即係採擇複式梯形之橫斷面，參觀第一四八圖。其目的在力求高水與低水間之面積擴大，以便容納多量之潮水，而低水位以下之面積，則略使縮小，足以增加低水冲刷之力。然拋物線形之橫斷面，整齊統一，雖

第一四八圖



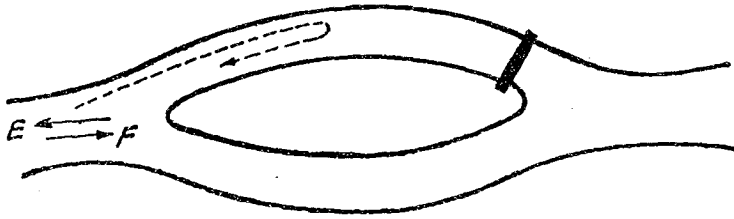
工艱費鉅，而潤周(benetzter Umfang)較小，對於潮流之擴展，阻力亦較弱也。

潮區以內，河灣過銳，固屬不利於航運，亦足以妨礙潮流之發展，故宜裁灣取直。且河流下游，比降本屬弱小，裁灣之後，影響甚微，不若上游裁灣之困難，參觀第一四九圖。至於分汜之河道，對於潮流之擴展，亦屬不便，堵塞支流，為最善之法。設以地方特殊情形，二汜槽均須保存，則潮流經過二槽之時間須相等，故二槽之



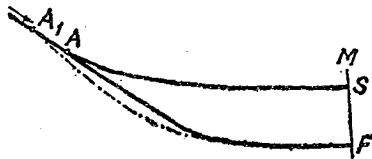
第一四九圖

寬度如相同，其長度必求其相等，如二槽之長度不同，則短槽之橫斷面須減小。潮區內堵塞支流之建築物，應安設於支槽之上端，而開放其下端，其功用與刷洗池同，參觀第一五〇圖。支流堵塞之後，潮



第一五〇圖

第一五一圖



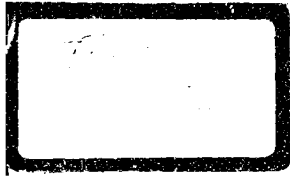
流暢利擴展，則低水線 FA 下降，潮區界點 A 上昇至 A_1 ，而高水線 SA 仍無變化，參觀第一五一圖。

按河口者，水流之所歸，全局之所繫也。河口通暢，衆水安流，河口滯滯，全局受病，是以河口不可不關，其理明甚。而河流歸宿之所，或為海洋或為湖澤澱泊，或為其他河川。河口之在湖澤澱泊與夫其他河川者，亦每多泛濫沉澱，構成洲渚，發

生芘葦之病，固宜不時濬治，以暢其流。卽河口之在海者，泥沙自上流傳送而來，逆移海潮抵拒，沙停潮落，非積成沙埂，卽造成三角洲嶼，尤須加以疏濬，以收利導之功。雖然，開闢海口，誠難言矣。洪波滔天，措手無方，潮汐不時，駐足無地，施工固非易事，設施亦費周章。吾國治導河口則用築堤束水，開引導流之法。靳文襄治河方略有云，「雲梯關者，乃黃淮二瀆，所由以入海者也。往時關外卽海，自宋神宗十年，黃河南徙，距今僅七百年，而關外沙灘，遠至一百二十里，此皆黃河出海之餘沙也。自河道內潰，會同之勢弱，下流不能暢注出海，而海口之沙日淤。海口日淤，而上流愈壅，以致漫決頻仍，內訇而外不止。故凡議河事者，莫不力言挑濬，而不知其勢有必不可者何也。挑濬之工，最狹淺亦須寬至里，深及丈，方可通流。以土方之算授工，計萬夫三日之力，不及里之一分，且漸近海濱，人難駐足，加以滔天之潮汐，一日再至，不特隨濬隨淤，尤恐內水未及出，而潮水先從之而入矣。夫海口之高，皆因關外原屬堦廠漫灘，以故出關之水，亦隨地散瀉，散瀉則無力，無力則沙停耳。禹貢紀河之入海曰，同爲逆河入於海，夫河也，而以逆名，海湧而上，河流而下，兩相敵而後入，故逆也。旣播之爲九，又曷爲而同之，不同則力不一，力不一則不能逆海而入也。禹貢聖人之書，其言不可易也。又考潘季馴河防一覽有言曰，海無可渡之理，惟有導河以歸之海。然河非可以人力導，惟有善治隄防，俾無旁溢，則水由地中沙隨水去也。季馴近世之能臣，其言固不當易也。今日之雲梯關外，是卽今日之逆河也。而不提以求其同，不同以求其入海也得乎。爰是自清口以下，至雲梯關三百餘里，挑引河以導其流，於關外兩岸，築堤一萬八千餘丈。凡出關散瀉之水，咸逼束於中，涓滴不得外溢。從此二瀆就軌，一往急湍，冲沙有力，海口之壅積，不浚而自闕矣。」所謂關外兩岸築堤束水者，實與現今疏治河口之平行導水堤，意義相同。所持理論，亦頗中肯。其對於濬濬海口之法有云，「於近海兩岸之內，各開一引河，挑土卽培於引河之外，以作纒堤。其受河流處，與入海處，且裂啓其口，俟河形鑿成，又必當落潮之時，方啓其口，引河分注於其中，以植於海，似析河而三。再將

中隔之沙渚，翼犖疏之，其沙必隨波漸削，久之合三而一，則海口遂開廣矣。此亦非全用人力，而半藉水力以成之者也。」近世浚深河口，則用挖泥機，無庸開掘引河，較之舊法，益為敏捷矣。





大學叢書

河 工 學

鄭 肇 經 著

下 冊

商務印書館發行

大學叢書

河 工 學

下 冊

大學叢書委員會

委 員

丁發林君 王世杰君 王雲五君
任鴻雋君 朱經農君 朱家驊君
李四光君 李建助君 李書華君
李權時君 余青松君 何炳松君
辛樹幟君 吳澤霖君 吳經熊君
周 仁君 秉 志君 竺可楨君
胡 適君 胡庶華君 姜立夫君
翁之龍君 翁文灝君 馬君武君
馬寅初君 孫貴定君 徐誦明君
唐 鈺君 郭任遠君 陶孟和君
許 璇君 陳裕光君 程天放君
程演生君 馮友蘭君 傅斯年君
傅運森君 曹惠羣君 鄒 魯君
鄭貞文君 鄭振鐸君 劉秉麟君
劉湛恩君 黎照寰君 蔡元培君
蔣夢麟君 歐元懷君 顏任光君
顏福慶君 羅家倫君 顧頡剛君

大學叢書
河 工 學

下 冊

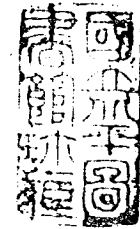
鄭肇經 著

建設總署
圖書之章
收藏

商務印書館發行

河 工 學

下 册



8039

第四章 治河工程

第一節 河工材料

治河計劃，既定之後，即須着手施工，而工程進行之先，對於材料之選擇，實為必要之舉。河工材料，大致可分為沙土類、磚石類、薪木類、雜料類四項。而工程用料，貴於就近取材，因地制宜。上中游水行山地，木石價廉，多用木石，下游木石貨少價昂，多用薪土。茲分別述之如下：

(甲)沙土類 黃沙性質疎鬆，為水泥成分之一，宜取其粒粒堅銳，光潔純淨，不染土質者用之。沙礫粗重者，可用以壓埽，而堤堰埽壩皆賴土料而成，則土料實為河工料物之首要者也。茲就土之性質分為四種，臚舉於後：

(一)膠土 膠土者，其質細膩，其性膠黏，風揭不易揚塵，水刷亦難溶解，即所謂淤泥淤土也。吾國河工向分新淤、老淤、硬淤、稀淤四種。新淤者，新淤嫩灘之膠土也。性極燥烈，灘而結一公分厚之土皮，張裂縫道，而成土塊。此項土料，用以築堤，須防走漏，用以壓埽，慮有腰眼之病。老淤者，遠年老坎被淤之膠土也。性頗柔軟，築成堤壩等工，異常堅實，是以河工土料，此為最佳。硬淤者，性質堅硬，類似石塊之膠土也。大抵壩下背溜之處，被淤以後，溜

勢遠移，久不見水，風吹日曬，遂成硬淤。取土時插鍬不入，儘力錘鑿，始能取用塊土，及至上堤，塊塊翹開，即經夯碾，仍不免穿漏之患，且有甚於新淤土者。惟於半乾半溼時用之，雖取土非易，而行碾築成，曬至極乾，則不亞於三合土矣。稀淤者，新淤膠土之似稀漿者也。此土非時久不足以資築堤之用，挖河若遇稀淤坑塘，畚鍤既屬難施，掀揚無從着力，費工糜款，方夫無不攢眉者也。

(二)素土 素土者，其性滲漏，其質疎散，圍之不能成聚之沙土也。素土爲堤，不耐風揭水刷，一經風雨摧殘，非揭成溝槽，即冲成浪窩。或浪逼堤根，不堪齧蝕，此素土所以不適於河工之用也。吾國河工分別素土，又有沙土、流沙、螞蟻沙、淖沙四種。沙土者，沙之猶含土性者也。雖不耐風揭雨淋，與夫河水之淘刷，而較諸以下三種，似覺差勝之工料也。流沙者，有乾溼之分，其體質極細，形如粉屑，盛諸土筐，四面走漏。用以築堤，不能顯分坡口，用以壓埽，又皆流入柴料縫隙，謂之乾流沙。其質似稀淤，性同流水，挖去一筐，旋復填平，裝儲筐內，亦由筐隙滴瀝流出者，謂之溼流沙。流沙無論乾溼，做工均不相宜，挖河遇此，更費周章。螞蟻沙者，體質極粗，形如螞蟻，遂有是稱。以之築堤，未免透漏之患，蓋因質粗性滲，不能障遏水流之故耳。淖沙者，陷沙也。新淤嫩灘，往往有之。其性輕浮，含水較多，淤灘水退，灘面似已凝結，一

經足踏，陷入淖中，淖沙深者幾堪滅頂。若在灘面用鐵拍動，則沙皆沉陷，水即浮動。挖掘時鐵鍬鏟入，不易取出，蓋鐵之兩面被淖沙黏住，非緩緩搖晃，不能拔出，此等淖沙挖河更難。

(三)沙膠 沙膠者，素土之含有膠質者也。無論膠質多寡，皆曰沙膠。既含膠性，即能團聚，故與素土異，河工不能搜覓純膠，得此較可。

(四)黃土 黃土又名黃壤，黃河流域，黃土最多，前已論之。至於黃土與膠土完全不同，膠土色黑，黃土色黃，非近山之處，不易多得。黃土無論乾溼，性較疎鬆，故其禦水之力，不敵膠土，若用以和灰灌漿，亦屬甚善，蓋富於黏連性質，而又柔軟細膩也。

(乙)磚石類 河流上中游多為山地，採石較易，運輸亦便，治河工程，以石料為主。下游地勢平衍，採運石料，貨少價昂，故非險要堰壩等工，不輕用石。近世則以水泥代石，或加鋼筋，用途甚廣。吾國河工亦有因石料缺乏，代以河磚者。茲分別論之如下：

(一)石料 石料以堅硬不易凍裂，質重不易衝失者為善。方徑長大六方皆見平面者，名曰料石，礮墩墩岸等工，間有用之。石昂之處，近有用水泥方塊，以代料石者，亦頗合用。石料不成方圓者，曰片石，以有一二平面徑約30公分上下者為佳，河工方面，用途甚廣。蓋河牀高低不平，土

性鬆軟，且又變遷無常，河工建築物，如不能適合河牀之性則一處陷落，全工隳廢，設拋以石塊，則石質堅重，固不易爲水溜衝失，如有坍塌之處，又可填補虛空，最爲適宜。近世有用水泥大塊，椎碎以代片石者，結果亦甚善。又有河中轉徙之九石，名曰石子，亦曰河光石，圓滑無稜，不甚適用。

(二)磚料 吾國河工，遇有石料缺乏之處，以磚代之，名曰河磚。惟普通磚料過小，不足捍溜，舊制必須建窯專製，每塊至少須重逾20公斤。亦有特製三角歪斜等形，以防盜竊，惟磚之爲物，究屬質輕易碎，不能耐久耳。

(丙)薪木類 吾國河工用薪，由來已久。詩云，揚之水不流束薪，不流束楚，蓋成周之際，已用薪治河矣。而歐美河工用薪，亦復甚古。蓋河流下游，薪木易辦，用以禦水，不激水怒，而又與河牀地勢，易於適合。況多沙善變之河，險工位置無定，或今時因險而施工者，未久已成平善之段，或今時並非險要，而旋成要衝之處，則河工材料，宜用薪木，固無須求其堅久，力又足以捍溜。況下游薪木，隨地可購，價值甚廉，實河工料物之最適宜而又最經濟者也。歐美所用者，以樹枝爲多。吾國河工自古亦用枝料，枝料不敷，則以葦料稻料草料代之。是以宋史河渠志，有芟梢之分，芟者，伐蘆荻之謂也，梢者，伐山木榆柳枝葉之謂也。又因埽壩等工，以柴草爲主要料物，故與椿木統稱正料。茲分別述之如下：

(一)梢料 歐美以細嫩樹枝，束紮成組，名曰梢組 (Faschinen) 梢組之長，至少為2,5公尺。距離根端30公分及130公分之處，須用鉛絲或柳條紮縛。根端周圍至少為90公分。每枝之厚度，不得超過5公分，以瘦直為貴，參觀第一五二圖。吾國河工採用枝料，亦謂宜細，宜長，宜新條，宜多帶枝葉，忌粗、忌短、忌老幹、忌灣曲材杈也。梢

第一五二圖



梢 組

料以柳枝為善，亦有雜楊榆枝而用之者。歐洲沉水之梢，往往採用針木，取其富於脂質也。葉梢則去葉留枝，針木則並留針刺。採枝時期，宜在九月以後，庶不致傷木，採下即用為佳，過久則乾脆易折，若以根端沉之水中，亦可久存其嫩性。梢料堅韌耐久，體質又重，容易落底，着實根基。惟枝幹較粗，禦水不及葦穡，吾國河工鑲埽，因以枝料和葦穡軟草做成，較為得力。

(二)葦料 吾國埽工，向來用梢，嗣以梢料缺乏，乃以葦穡代之。葦料者，以粗大蘆荻為鑲埽之料物也。每束約長3

公尺徑15公分，用以禦水，不激水怒，不透水流，其入水也，可經三五年之久。葦有大葦、三剪、單剪之別，大葦幹粗質堅耐久，三剪單剪則細弱不堪用。採取宜於秋季，青葦尚未成熟，枝幹嫩而易腐，非臨時濟急，切忌用之。秸料者，稻稈也，即高粱之挺幹也。其禦水性略同葦料，做埽之後，經水三年，即行朽腐，不若葦料之耐久。秸料宜新、宜乾、宜長、宜整、宜帶鬚葉、宜條直停勻，忌舊、忌潮溼、忌短、忌散亂、忌切根、忌彎曲參差。總之葦秸輕弱，易於墊陷，以之作埽，每年必須加鑲，三五年後，必須全部換新。葦秸之外，埽工亦有採用軟草者，軟草以稻草、荳秸、麥秸及小蘆葦等一切雜草爲之。軟草經水即朽，而禦水性則遠出各料之上，故凡做占埽，多用軟草廂墊，或以之填心，不可獨立應用。軟草宜乾、宜柔、宜整、宜澀滯，宜緻密，忌嫩、忌硬、忌碎、忌光滑、忌疎鬆，故以稻草爲上，荳秸小蘆葦次之，麥秸蒲草及其餘雜草又次之。

(三) 樁橛 河工所用木料，木板木條，或用以擋土，或用作護岸之工程，以松榆楊柳等木爲宜。樁爲簽釘埽廂，堅築石工基址之重要料物。務須圓直勻淨，樁梢粗壯，切忌彎曲，長者10餘公尺，短者亦在3公尺左右。橛者截柳木爲之，一端做尖，長約一公尺許，徑約10公分。大曰橛，小曰簽子，吾國埽工，掛纜，回繩，掀頭，滾肚，騎馬，掛

柳，一切繩纜，皆須釘橛拴繫，乃埽工必需之品。

(丁)雜料類 河工料物，除上述者外，尚有繩纜蔴料灰料鐵料及其他零星料物等項，茲分別述之、

(一)繩纜 繩纜爲埽工之重要料物，以粗細之不同，用途之各殊，而名稱亦異，約分九種。一曰纒繩，又名草纜光纜，以黃亮草用轆軸壓軟，三股擰緊，如蔴繩狀，每根長約20公尺。凡揪頭、滾肚、搶險、掛柳、等繩皆用之。二曰纒子，乃二股小草繩也。每根長約10公尺，捲由紮把用之。三曰行繩，乃捆鑲繩纜也。以蔴蔴三股擰打，扣花停勻，粗細一律，每根長約20公尺。平時軟鑲埽及大工占埽用之。四曰過河繩，每根自50公尺至100公尺不等。用於大壩者，先在兩壩各釘龍門橛兩路，將繩頭分掛兩壩，先後活繫橛上，以便鬆放。五曰龍筋繩，大壩過河繩兩壩均勻拉緊，拴於龍門橛上，即在過河繩兜居中，橫放蔴繩一根，兩面長較大壩寬窄略餘數尺。用占繩將橫放蔴繩與過河繩分勻繩襠，交叉拴住，是曰龍筋繩。六曰龍鬚繩，合龍時用之，每根長200公尺。七曰龍衣繩，分草箔龍衣、與繩網龍衣兩種。八曰倒拉繩，長約100公尺，用法略同龍鬚繩。九曰占繩，乃小蔴繩也，專備拴繫之用，長2公尺左右，徑同小指。

(二)蔴料 蔴料亦爲河工不可少之料物，計分三種，一曰蔴蔴，用作繩纜。二曰蔴蔴，油灰修船用之，破筋破瓣拴

繩等亦或用之。三曰蔗刀，乃以舊繩攪剝成蔗屑即是，拘抹、片光、石縫、蔗刀灰用之。

(三)灰料 灰料以石灰爲料物也，其用法各異，名稱亦有不同。一曰灰土，乃以石灰黃土混合而成，凡開壩基址需用之。二曰油灰，以桐油與石灰相和而成，用以填嵌石縫。三曰壘砌灰，即以石灰作壁工之膠灰也，近世可用水泥膠灰，更爲得力。四曰灌漿灰，乃以灰漿糯米白礬混合而成，以爲大料石工灌漿之用。五曰蔗刀灰，以石灰蔗刀混合而成，以爲灌片石縫之用。

(四)鐵料 鐵料亦河工必需之物，近世鋼筋混凝土中，鐵筋爲骨，關係甚重，固無論已。吾國河工所用鐵料，名目亦甚繁多，如鐵錠、鐵柱、鐵攀之用於石工，又如鐵箍鐵帽等爲打樁所需，其他零星鐵料，更不勝枚舉。

(五)雜料 河工料物除上述各項以外，頗爲瑣屑，舉其重要者，如蓆片、蔗袋、蒲包、柳圍等項，無論搶險施工，用途均屬甚廣。

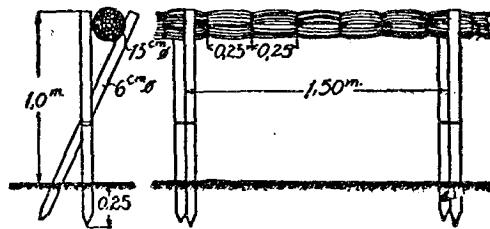
第二節 梢埽結構

凡以薪梢編製所成之工，名曰梢工 (Faschinenwerke)。歐洲所常用者，爲梢龍、沉梢、沉輓、沉排等類，吾國河工則有各種埽工。此項梢工埽工，製作精巧，非有諳練人夫，每致僨事。茲將重要之梢工埽工分別臚舉如下、

(甲) 歐洲梢工

(一) 梢龍 (Würste, Bandfaschinen, oder Wippen) 爲瘦長似纜之梢工，乃用柔韌樹枝所製成。圓徑約爲12至18公分，長無限制，視用途而定，普通爲20公尺。製法先搭梢架 (Faschinenböcke oder Wursthänke)，置梢料於架上，每隔25公分，用柳枝或鉛絲繫之，不可過緊，否則簽樁之時，易於破裂 (參觀第一五三圖)。樹枝之根端，順向一邊，分配枝

第一五三圖



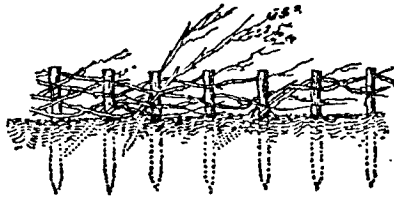
梢 龍

條，須使厚薄適宜，隨時加添新枝，聯接延長，所有枝根，均須包藏於內，並應隨製隨用，不可久儲，致變枯脆。

(二) 編籬 (Flechtzäune) 編籬之功用，與梢龍相同，陡峭堅實之工，可用編籬，屈伸自如而具彈性之工，則用梢龍。編籬之法，先於施工地上，排釘木樑，樑長約爲70至150公分，露出上面之高度，約爲80至60公分，視編籬所需之高度

而定。概用活嫩之木為佳，圓徑約為6至10公分。概之距離，約為30至50公分。排概之間，以柔韌細長之青枝編織成籬，參觀第一五四圖。編籬之法，亦可用於他項梢工之上，如

第一五四圖

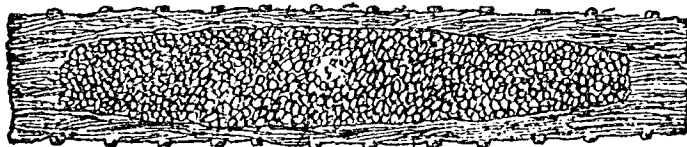


編 籬

沉排等工是也。

(三)沉梢 (Senkfaschinen) 沉梢為形如雪茄之梢工，內裹碎石，長約4至6公尺，徑自60至100公分不等，參觀第一五五圖。製法先搭梢架，如第一五六圖甲乙，在此架上鋪開梢

第一五五圖

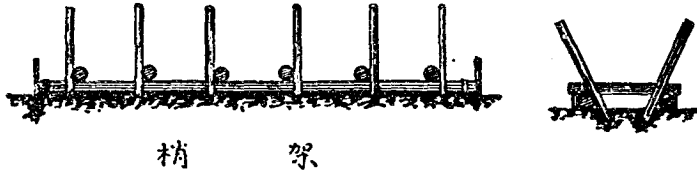


碎石 梢料

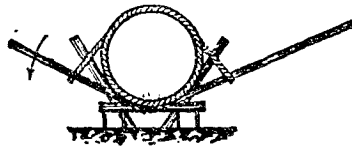
沉 梢

第一五六圖甲

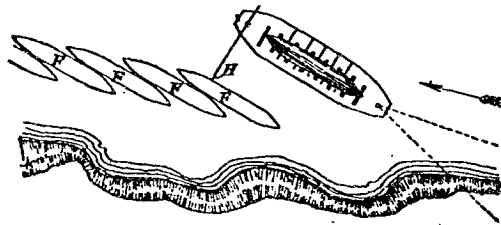
乙



梢 架



第一五七圖



第一五八圖

料，枝之根端均須向外，打作凹形，填以碎石或磚塊，……
以梢料填塞，防石滾失，俟石塊填足作凸形，再以梢料覆其

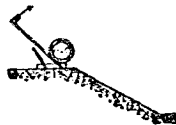
上，用鐵練繞縛沉梢，練端各有一桿，執桿束梢，極力勒緊，隨以鉛絲紮之，每長1公尺紮三處，參觀第一五七圖。沉梢質重，梢架地位，須近施工之處，如係用以護岸，架設岸邊。沉梢製成之後，拔去架上之斜木，依順岸坡，滾轉而下。其用於河中者，或在船上搭架，載往該處沉之，沉時必極謹慎，因體質笨重，須先確定地位方向，而後下沉，參觀第一五八圖。

(四)沉輓(Sinkwalzen, Senkwellen oder Gumppenberg'sche Senkfaschinen) 沉輓爲加長之沉梢，結構與之完全相同，長度有達一二百公尺者，徑約半公尺至1公尺不等。用以護岸者，靠岸設架，已成梢段，一面下沈，而未沈之段，仍繼續

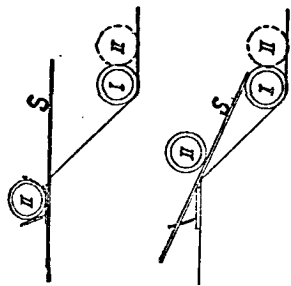
第一五九圖甲



乙

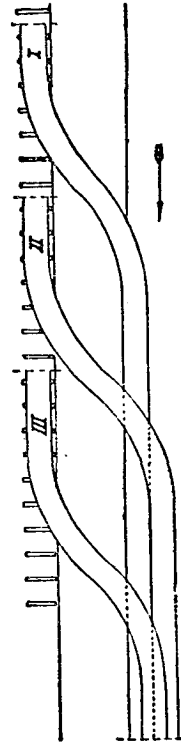


第一六〇圖甲

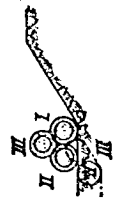


乙

乙



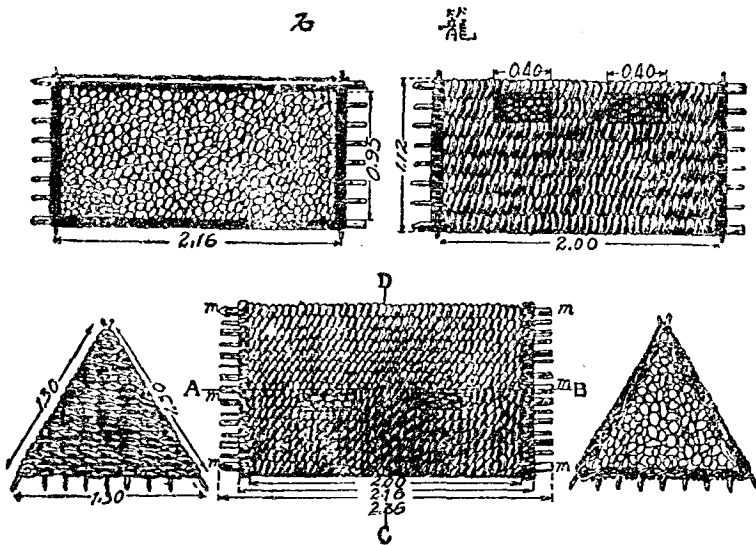
第一六一圖甲



製作，參觀第一五九圖甲乙。若河底穩定，此法甚佳，如土質疏動，則沉輓下沉不勻，或至折裂，遇此情形，不宜過長。或因岸形之關係，須用數輓者，則第二沉輓下沈時，須用滑木S，庶幾所沉地位，適當其所，參觀第一六〇圖甲乙。同時用三輓者，可參考第一六一圖甲乙，實線為輓初沉時之位置與河牀，虛線為他日河牀變遷後，沉輓落實之位置。總之，沉梢沉輓，須常在水內，方能經久，如須露出低水位以上，宜用柳枝，取其易於青活生芽也。

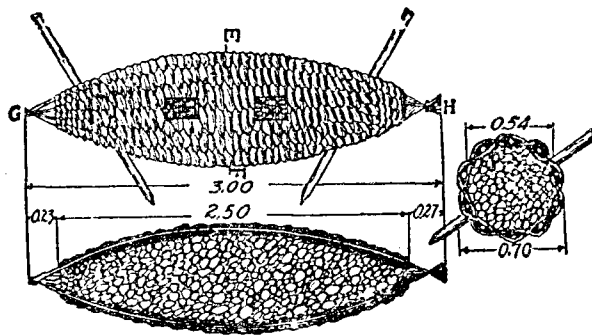
(五)石籠(Senkkörbe) 石籠製法，乃以粗枝為骨，用梢料編

第一六二圖



成籠形，中填碎石，再嚴密編封，剖面或爲三角形，或爲圓形，參觀第一六二圖及第一六三圖，其用法與沉梢同，但近世採用沉梢者多，非梢料昂貴，人工低廉之處，已不採用石

第一六三圖

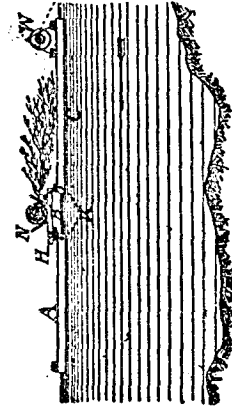


石 籠

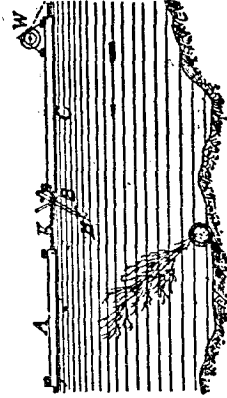
籠。吾國河工有用竹絡或柳圍者，其制相仿。漢書溝洫志，漢成帝時，王延世塞決口，以竹絡長四丈，大九圍，盛以小石，兩船夾載而下之，蓋用竹絡堵口也。柳圍以柳幹柳枝編成圍樣，僅一圓腔，並無底蓋，以高二公尺徑二公尺爲限，大小高低，臨時增減亦可，凡石堤搶險攔河築壩可用之。

(六)沉樹 (Sinkbäume) 沉樹之功用，爲求沙礫淤停，填高河牀，並可束狹河身，掩護河岸。其製法將密枝帶葉之幼

第一六四圖甲



乙



丙



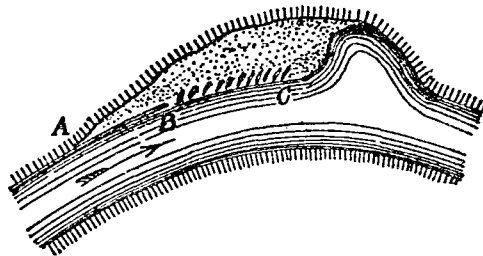
沉 樹

樹，在其根端，繫以橫木，藏於沉梢之內，沉入水中。則沉梢緊貼河牀，樹枝蕩漾水中，因樹枝之阻滯，則水流所挾沙礫，遂即停留。參觀第一六四圖甲乙丙，圖中 AC 為木筏，樹梢沉落情形，見圖自明。如樹之根端，不用沉梢，亦有代以水泥大塊者，如第一六五圖。例如多惱河內，銳灣深槽之前，曾用沉樹排列成行，其後部淤積之沙，高度竟達 5 公尺之多，參觀第一六六圖。惟沉樹帶葉之時，淤沙最為有效，歷

第一六五圖



第一六六圖

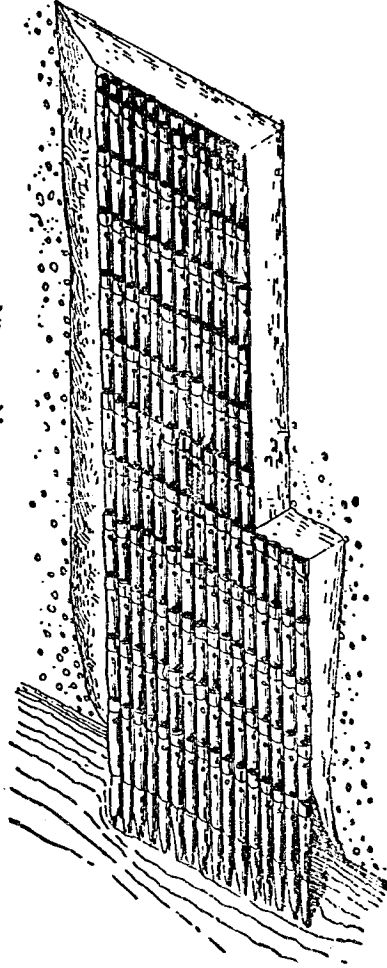


時既久，沉樹枝葉被水冲落，非特力不足以捍溜，無由淤沙，所有原淤之沙且將反被冲刷，此其弊也。

(七)填梢 (Packwerk) 填梢最簡之式，為累多層之梢組而成，厚度約自30至60公分，每層填加壓料，簽釘木概，梢層之上，並用梢龍盤鑲，以期堅實。施工之法，須先在岸上掘

第一六七圖甲

梢
填

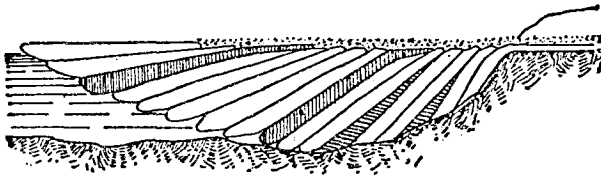


第一六七圖乙



槽，埋設梢根。土質愈鬆，水流愈激，河岸愈低，則堤根愈深，如第一六七圖甲乙。舖設梢組，由岸向外，及至水面，即加填壓料，使梢端下沉，再於其上，舖設第二梢層，頭端較前略為伸出，伸出之長度，約為梢組長度三分之一。上下梢層均用木樑釘連，於是層梢層石，向前延伸，梢面用梢龍盤鑲，務使聯為一體，參觀第一六八圖。木樑長約1,25公尺

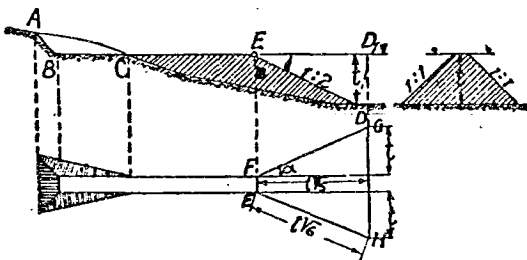
第一六八圖



第一六九圖

甲

丙



乙

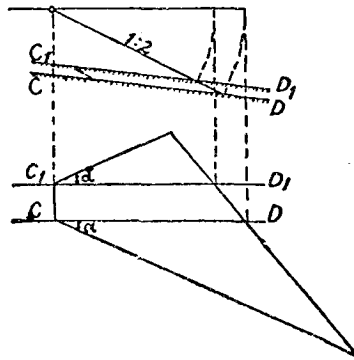
約 5 至 6 公分。壓料須用石礫，否則以土沙代之。梢層累積，須使壓料不致墜落，或為水流沖失，故梢層前面坦坡不可超過 1 比 2，邊坡約為 1 比 1。施工之先，並宜預定梢層之形態及尺寸，參觀第一六九圖甲乙丙。圖中 ACD 為原來之河岸，BC 為掘出之根槽，CED 為填梢工之縱斷面，ED₁ 為依 EF 軸下沉之梢層，梢層之形態 EFGH 為梯形，梢面坦坡為 1 比 2，兩邊坦坡為 1 比 1，故可求得 α 角度之值如下：

$$\operatorname{tga} = \frac{t}{t\sqrt{5}} = \frac{1}{\sqrt{5}}$$

$$a = 24^{\circ}6'$$

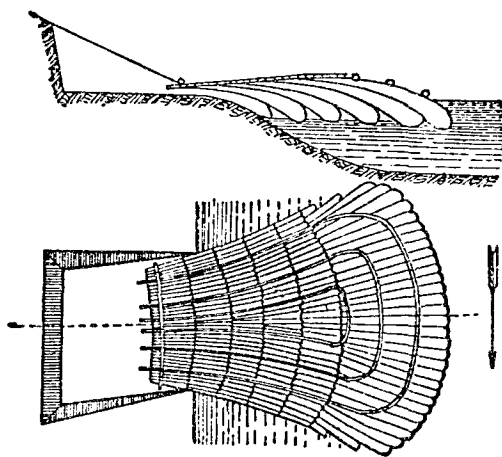
因知 α 角與水深 t 並無關係。施工之時，可依 α 角植立標

第一七〇圖



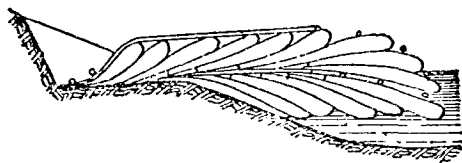
桿，爲鋪設各梢層之標準，而梢層之長度，須依水深算出之，如河牀深度不同，則梢層之形態，依第一七〇圖求得之。廂梢之法有二種，如從岸向水前進廂梢，下層梢組之梢枝，恆爲上層梢組所吞壓，而表面僅見梢根者，曰進廂(Vorlage)，參

第一七一圖甲



乙

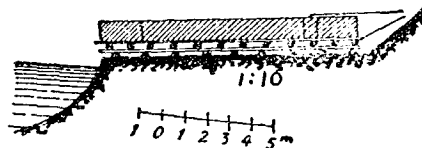
第一七二圖



觀第一七一圖甲乙。如再從水面向岸後退廂梢，而下層梢組之根端，爲上層所吞壓者，曰退廂 (Rücklage)，參觀第一七二圖。退廂梢層之面，須用梢龍盤鑲，添加壓料，使其全部下沉。

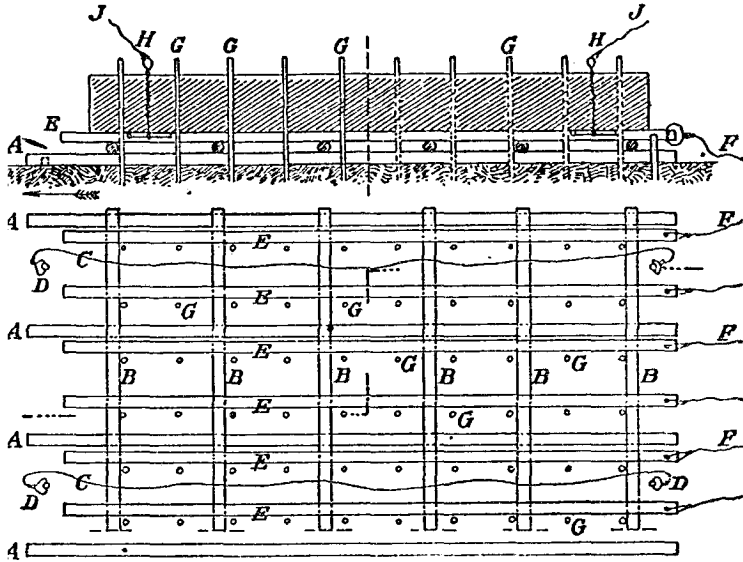
(八)沉排 (Sinkstücke oder Matratzen) 又名柴排，長約30公尺，寬約20公尺，厚約1至2公尺，乃由梢龍梢組攪概結合而成。排上拋石，沉入水中，用作堤壩之基礎，最爲合宜。蓋河底泥土，浮滑不能任重，紮柴成排，舖於其上，方可建築堤壩。柴之特長有數端，質輕故不陷。富有彈性，故能分布重量於廣大之面積。柴在水下歷久不朽，其間空隙不久便爲浮土填塞成爲實體。柴排編織便利，可造成任何大小，以適合地形。且編織緊密不易衝散。造排之處，須在岸邊，先削平地面，成爲1比10之坦坡，參觀第一七三圖，然後裝設排座，參觀第一七四圖甲乙。排座之結構，下層置木樑A，其長度等於沉排之寬度，與河流之方向成直角。木樑間之距

第一七三圖



沉 排

第一七四圖甲



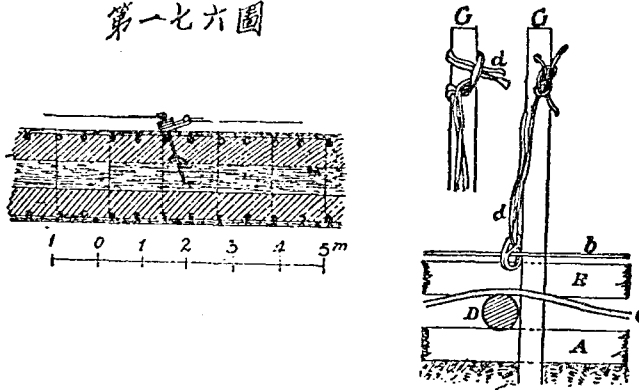
離約爲1,5至2公尺。次以圓木名輓子者B,橫於木樑之上,輓子間之距離,約爲2公尺,輓子兩端,各暫用木樑攔阻,防其轉移。再於輓子之上,安放5五公分厚之條板E,與之正交,條板間之距離,爲1公尺。輓子及條板俱用長纜C,繫於岸上,則沉排完成時,不致隨排滾失。如於潮區之內造排,可不用排座,落潮之際,即在削成坦坡之岸上造排,趕於漲潮之前完成,潮來排自浮起。

排座既成,乃着手造排。先以梢龍橫舖於條板之上,其長度

須大於沉排之長。再用與排寬相等之短梢龍，橫加其上，十字相交，構成方格網，每方格縱橫各60公分或1公尺，名曰下格子。每一十字交點，用柳條或鉛絲紮之。每二格或每格之交點，簽概一根G，再以長2至4公尺之蔴繩，或2公厘之鉛絲d繫縛之，而以其末端暫繫於排概之頂，如第一七五圖。於是着手舖陳梢組三層，每層之厚度相等，第一層橫舖，次縱舖，三又橫舖，參觀第一七六圖。而排之四周，非

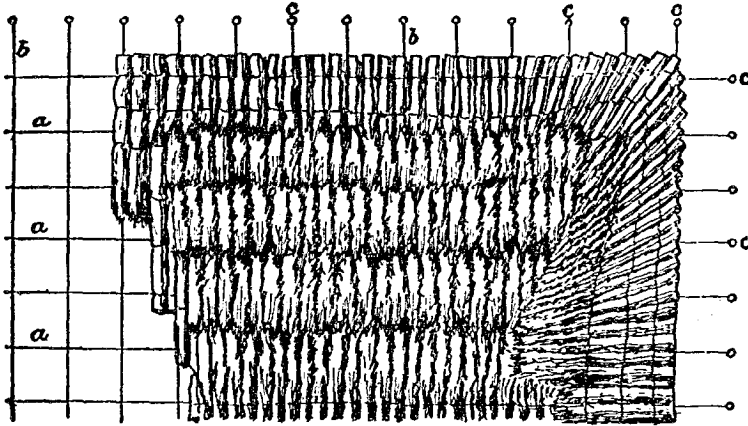
第一七五圖

第一七六圖



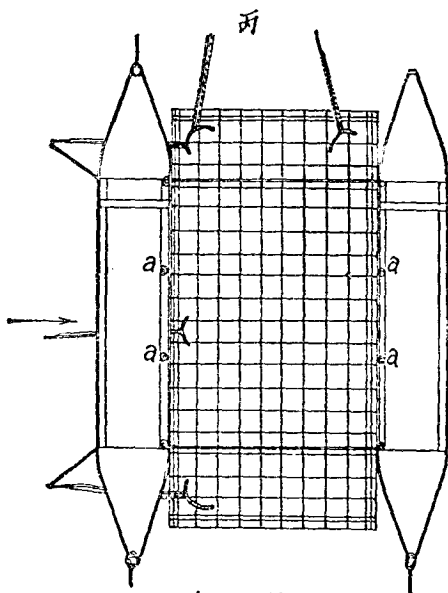
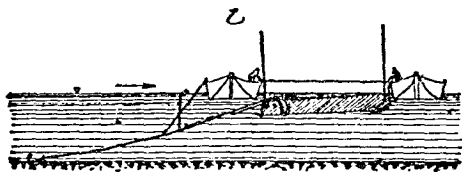
梢組之根端，即其縱面。舖設每層梢組，除四周外，均用退縮法，梢根在下，梢枝在上，如第一七七圖。縱橫梢組，層累而上，以足排厚為止。梢層之間，或填舖軟草蘆葦一層，使縫隙緊密。若梢已舖足，排面尚有低凹之處，須再用餘梢填

第一七七圖



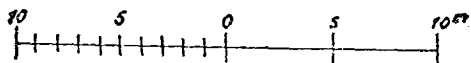
平。然後再以梢龍構成方格網於其上面，須與下面之方格網平行，使十字交點上下相當，名曰上格子。每一十字交點用鉛絲或柳條紮縛，並拔去排概，將暫繫概上之繩紮結於上格子之十字交點，於是沈排全體，乃聯成一塊。排之四周，編籬一匝，排之大者，再隔二方格，編籬一匝，然後又在排面編製短籬，縱橫數道，乃使沉排上所拋壓料，不致走失也。並於排邊製成纜環，為繫纜拽排之用。沉排既成，用船拽往沉排之處，船內裝置碎石，備作壓料，參觀第一七八圖甲乙丙。沉排之先，船須下錨，並用長桿，確定沉排地位，以免偏倚。但拋石沉排，須用熟練工人，最初在沉排四周兩匝編籬之內，同時拋石，使其四邊同時下沉。排邊將沉至水面

第一七八圖甲



a 為沉排擊於船艙之處

沉排 梢龍



時，乃漸向排心拋石，如排心沉過水面，急速放鬆吊纜，待沉排落實之後，速再拋石，以免沉排之位置，為水流所移動。排受水石壓力之後，全部墊陷，或僅存原高之半云。

又有沉蓆 (Sinkmatte) 一種，其結構與沈排相類，就地製造，乃用以護岸者也。

沉排之法，吾國黃浦江及南通造棧，均曾採用，茲附錄上海漕浦局製造沉排施工細則如下：

- (1) 沉排之大小 沉排之大小，視其用途而異，惟不能大於 80×120英呎，蓋過大則難以引至適當之處，安全下沈也。
- (2) 造排場 造排場須選擇堅實沙土之微斜岸坡，漲潮之時，排可自動浮起，於排未浮起之前，須以錨纜等維繫之。
- (3) 梢料 梢料須用鮮嫩山木之枝，紮縛成組。梢組距根端 1 英呎半處，其周匝須足長18英吋，枝條之長度，須有 8 英呎。
- (4) 葦料 填舖沉排所用之葦料，須乾燥淨潔，質地良好，長 8 至10英呎。
- (5) 槪 槪用鮮嫩堅木，須挺直有力，至少須長 4 英呎，其根端直徑，至少為 $1\frac{2}{3}$ 英呎。
- (6) 梢龍 梢龍之長，以適用為限。每10英呎須用十七號鉛絲紮之，梢龍之直徑，須有16英吋。
- (7) 格子 沉排上下格子，係用梢龍構成，中間舖填梢料葦

料。梢龍間之距離，各為 3 英尺。下格子周匝之全部十字交點，及其中間十字交點之半數，須與上格子相當之十字交點，用長 8 英尺之十七號鉛絲貫通中間梢料葦料緊紮之，其餘各十字交點，亦須用蔴繩各別緊結之。

(8) 實料 實料分三層，下層用葦料，按縱橫方向舖之，第二層及第三層則用梢組，第二層與下層之方向正交，第三層又與第二層正交。

(9) 籬笆 最外周匝之梢龍上須編籬笆，名曰舷路。舷路之中，每第六梢龍，亦編籬笆，成為分管。籬笆須用鉛絲繫於上格子梢龍之上，而以木槓打入，通及下格子，舷路之籬笆，則更用七股扭合之鉛絲，綁結於上下二格子。

(10) 纜樁 每一沉排，至少須有六個纜樁，用以繫纜。纜樁須選堅木槓七根或九根，每根長 4 英尺，厚 6 英寸，以四捆木條相交為底基。木槓打入排內，凡中心十字交點，用二股繩四根，緊紮於格子，其他交點用繩二根綁紮。

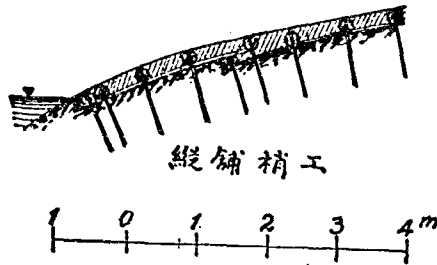
(11) 吊繩 沉排時，載石之船，各靠於排之一邊，每隔 10 碼，用二十七股蔴繩（名曰吊繩），繞周匝上下二格子十字交點，而繫於船上。

(12) 沉法 沉排至少須用六錨纜引導至適當之所，石船左右夾之，待潮退溜停，急投石其上，使之下沉。

(九) 舖梢工 舖梢工分縱工(Spreutlagen)與橫工(Rauhwehre)兩種，均用以護岸，或加於他種工程之上，作為護面者也。縱

工多為長久性，須用能生長之梢枝，橫工多為臨時性，梢枝毋庸青活。縱工之構造，乃在岸坡上平鋪梢組一層或數層，其厚度共為10至12公分，梢枝之方向，與水流成直角，梢層之上，再盤梢龍，梢龍之方向，與水流平行，厚度為10公分，梢龍間之距離，為60至70公分。梢龍與梢層之聯絡，每隔50至60公分之距離，用長80公分厚6公分之木槓兩根交叉釘之，參觀第一七九圖。岸坡近水之處，須用梢龍兩行，或

第一七九圖



第一八〇圖

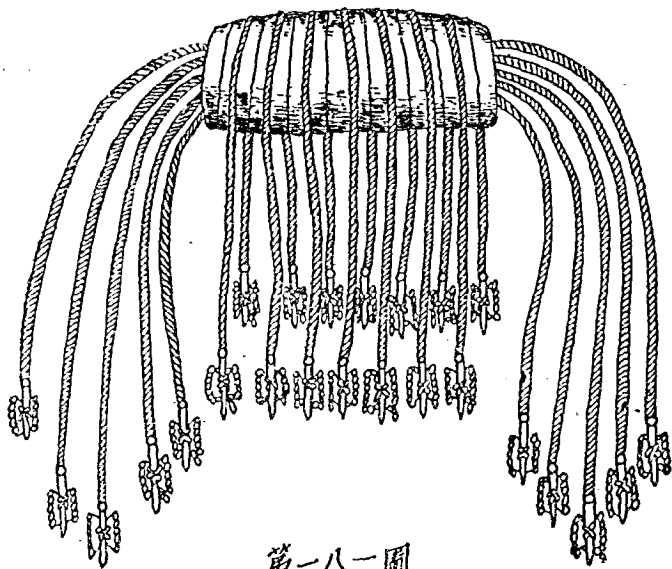


代以編籬之法。最後用土覆壓其上，土之厚度約爲15公分。橫工之做法，與縱工相同，惟鋪梢之方向與水流平行，而盤龍與水流成直角耳，參觀第一八〇圖。

(乙) 中國埽工

埽者，用以護堤而捍溜者也。或稱埽段，或稱埽個，大者曰埽，小者曰由。蓋堤係積土而成，溜逼堤根，時虞汕刷，須就堤下埽，以禦水勢，故險要處所，慎重堤防，必先保守埽工，吾國河工向重視之，良有以也。埽之製法，據宋史河渠志所載『凡伐蘆荻謂之芟，伐山木榆柳枝葉謂之梢。辨竹糾芟爲索，以竹爲巨索，長十尺至百尺有數等。先擇寬平之所爲埽場。埽之制，密布芟索鋪梢，梢芟相重，壓之以土，雜以碎石，以巨竹索橫貫其中，謂之心索。卷而束之，復以大芟索紮其兩端，別以竹索自內旁出，其高至數丈，其長倍之。凡用丁夫數百或千人，雜唱齊挽，積置於卑薄之處，謂之舉埽。既下，以概桌閘之，復以長木貫之，其竹索過埋巨木於岸以維之。遇河之橫決，則復增之，以補其缺。凡埽下非積數壘，亦不能遏其迅溜。』又據元至正河防記所載『其法……以蒲葦綿腰索徑寸許者從鋪，廣可一二十步，又以拽埽索絢徑三寸或四寸，長二百餘尺者衡鋪之，相間。復以竹葦麻纜大絳長三百尺者爲管心索，就繫綿腰索之端，於其上以草數千束多至萬餘，勻布厚鋪於綿腰索之上，聚而納之。丁夫數千以足踏實推轉，稍高卽以水工二人立其上而號於衆，衆聲力舉，用小大推梯，推卷成埽。高下長短不等，大者高二丈，小者不下丈餘。又用大索或爲腰索，轉

致操管心索，順埽臺立踏，或掛之臺中鐵錨大概之上，以漸籠之下水。埽後掘地爲渠，陷管心索渠中，以散草厚覆，築之以土。……務使牽制上下，縝密堅壯，互爲犄角，埽不動搖。日力不足，夜以繼之。積累既畢，復施前法卷埽，以壓先下之埽。量水淺深，制埽厚薄，疊之多至四埽爲止。』按以上二說，大略相類，簡要言之，埽者，以索捲梢，內包土石而捆結之。橫貫之以心索，別出之以竹索，下埽時以爲牽挽錨纜之用，埽已下水，則攀埋土中，令埽岸牽連，不致動搖，其構造當如第一八一圖所示。埽之小者曰由，自高一尺起至高四尺止，不用心纜揪頭等繩，當如第一八二圖所示。但



第一八一圖

第一八二圖



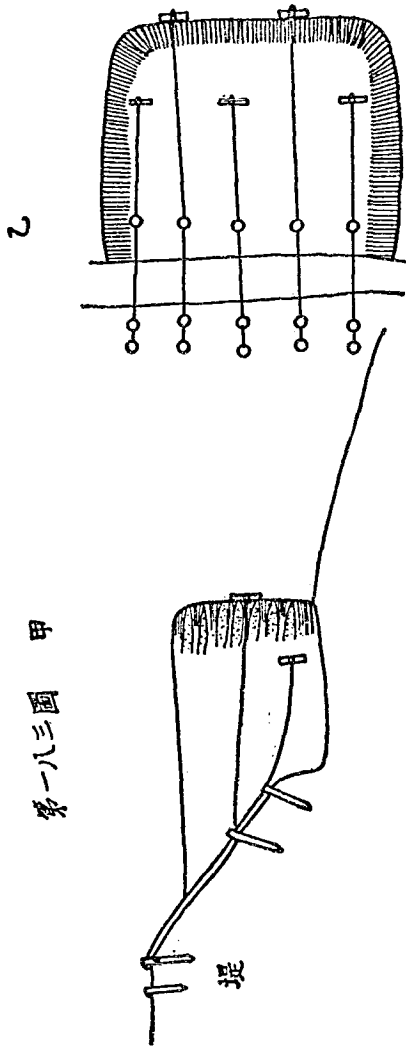
埽工構造，後漸精進，名稱多異。更摘錄清代靳輔治河方略關於埽工之紀載，最爲詳盡，蓋時代較近，見聞當較切也。其約言之三條曰「下埽不可孟浪也。險將至而旱地下埽者，名曰等埽。險已至而挑槽下埽者，是謂樓厓。順堤初下者謂之肚埽，埽外遮埽謂之面埽，是謂二路一層。沉水埽上加埽謂之套埽，是謂二層二路。此上釘廂散料，謂之廂填。下埽之時，須詳審地勢，相度情形，先於堤根數尺外，挑挖深槽，卽以槽內之土，平鋪坦坡，填成埽臺，以便捲埽，先下藏頭埽。凡埽俱要小頭大尾，一名鼠尾埽，一名蘿蔔埽。上水小頭，下水大頭，以便第二埽上水小頭，藏於第一埽下水大頭之後，第二埽下水大頭，又可藏蓋第三埽之小頭，庶大溜順埽挑開，不能掀揭埽頭，致有走埽之虞。……凡鋪埽之際，須令諳練埽手一名看明地勢，量定寬長。埽長十丈者，卽用長十丈繩二條，兩頭拉齊，釘橛上以爲準則。每五尺用行繩一條，鋪畢卽拉纓子。臨河用繩紮纓口，裏面用柳椽穿纓口畢，卽安穿心揪頭等繩。再用小繩紮埽心，將揪頭等繩挽結埽心抱花畢。從兩頭先鋪草，後鋪柳，柳少以穠秸代用，鋪平卽會行繩，齊人夫上埽。每行繩一條，量埽

大小，須人夫若干名，逐條安排，然後鳴鑼叫號。凡埽之下水頭必高於上水頭二三尺不等，拉時須從下水頭先拉兩號，然後一齊叫號，兩頭自然平整，亦無鷄窩參差之病。拉成將纓子頭用小繩挽結緊實，再用柳檝有倒鉤者，釘繩頭於埽內，名曰埽腦子。下時令靠埽者，與手留繩揪頭者，要聽埽手喝號，急徐有度，不得慌亂。務使後埽緊挨前埽，庶沉水之後，無貓洞串水潰堤之虞。埽下之後，未曾着實，揪頭鉤戰，須留檝令河兵時時看守，要鬆緊得宜，不可忽略。揪頭過鬆則無力，鉤戰過緊則發檝也。埽內宜多用柳梢，纓繩纜宜緊密，廂填埽眼，毋多用土，恐新埽未曾墊實，土多即擠埽外出，丟檔成險也。埽沈水即加鑲，每料一尺，壓土五寸，廂至二尺，用騎馬一路。探量水勢，候埽平水即釘長椿，釘椿宜靠山迎上水，不宜陡直，防埽墊外倚即無力。大凡墊埽之時，先用大繩攀椿，層層鑲填，亦用騎馬。埽身及挑水掛角處，照空多補大椿，土料隨跟無間，晝夜防守不懈，愈墊愈實，定無妨礙。若下埽接頭處，丟檔過大，兜藏不實，即成貓洞，或埽個虛懸，皆能串水內匯，不但牽累數埽，並且潰崖攻埽，險不可言。一面清挖裂縫，填絮軟草，一面於迎水處，急釘大椿，多多益善，加鑲埽身，層層壓土，使埽沉着實，點水不入，方為穩妥。若匯堤過半，急幫內戩，而匯崖空內，切勿填土，只用兜繩軟鑲，庶不致撐擠外埽，致有走失之虞。凡遇此等工，俱為搶險，董其事者，務要謹慎，日夜搶救，不可間斷。土料兵夫，各有專司，調度有方，寬緊得宜，必使人無疲困，物無斷絕，然後易危為安，化險為平矣。」又云「凡下埽要埽臺寬坦，庶

捲拉舒暢，且省人力。挑挖埽槽，務要深淨，一切樹根斜橫之物，以及舊椿爛埽，務要創盡，以防新埽橋擱，不能平墊，致成匯崖之險，至於藏頭門埽，最爲喫緊，下時要相度形勢，繩纜椿槓，必須倍用。倘裏頭稍不如式，定有串水揭頭之患。若遇深水邁埽，尤當慎重。險要工程，下一埽要得一埽之力，寧可謀而後動，以保萬全，慎勿輕率，致生他虞，埽未着實，不可卽早簽椿，惟鑲填多用騎馬，俟埽個墊穩，方可簽釘。用椿要揀選堅實圓直之木，切忌彎細空朽之材。一或不慎，不惟不能得力於目前，正恐貽禍害於將來。簽椿之時，務須崇山，毋任其陡直，恐一遇墊陷，椿頭出張，卽無力矣。臨河無不墊之埽工，險時慎勿慌亂，要看形勢輕重，相機搶護，若果物料人夫湊手，臨時調度有方，自然化險爲平矣。初下之埽，所重在掀頭鈎纜留槓，要鬆緊得宜，時刻小心，方無錯誤墊陷之失。貓洞串水，潰堤裂縫，埽個抽撤，此責在守壩弁目，日夜巡查，預防無懈。遇險則竭力搶護，庶可易危爲安。一切綢繆未雨，臨時自無周章之患，上下戮力同心，雖險必無意外之虞，所謂章程定而糜費省，賞罰明而功效收矣。』普通埽工之建築，約如第一八三圖甲乙所示。

吾國埽工，用途甚廣，名目繁多，或一埽而數名，或昔用而今廢，治河者斟酌情勢，隨時改變，期臻完善，自不必盡拘舊日之名目與形式也。然舊日埽工之種類，亦當分別言之，茲就其結構之不同，區分順廂丁廂柳埽三項，據治河書所載，臚列如下：

(一)護沿埽 護沿埽乃順廂之埽也。水上漫灘，必須護堤，若



用丁廂，工料太費，且水無大力，順廂即可。做法向內斜釘椿木，入地二三尺，順長一尺一椿。椿內橫填稽料，或薄填散料，或捆二三寸徑之料把，隄外料內，用土隨廂隨填，務令穩實，其高長丈尺，按水勢定之。

(二)捆廂埽 捆廂埽亦名樓廂，又名軟廂，亦為順廂埽工之一種，宜用之於堵截支河，或緩溜之處。做法先於堤上釘樑，一樑一繩，繩之兩頭，一繫樑上，一繫於船。再於繩上鋪捲稽料，名為埽筒，鋪足原估丈尺，即徐徐鬆繩壓土，使其到底。坯坯樓廂如式，埽內應用暗傢伙，所謂暗傢伙者，乃椿簽繩纜等項，數目多少，量水力大小定之。

(三)樓厓埽 為順廂埽工之一種。遇較邊溜急，刷汕坦土，丁廂不及，作此埽以護之，取其埽身小而成功易也。

(四)藏頭埽 乃丁廂之埽也。此埽用於險工之首，在汛前挑槽預做，屏蔽以下各埽，使埽頭不致被溜揭走，所以固根基也。丁廂之法，頭一坯亦須順廂鋪底，名為生根。先以稽料或柳枝，束成徑二三尺或五六尺，長五六丈或八九丈之枕，上樑繫繩。於枕上順鋪稽料攪平，以後再上，則料皆丁廂，稽根向外，去纓打花，根根吞壓。再用暗傢伙，使其結成一箇，埽工成矣。

(五)護尾埽 為丁廂埽工之一。每段埽工之末，應做斜橫之埽以防迴溜絞邊。

(六)魚鱗埽 此埽最為得力之工程。每逢大溜頂沖，兜灣絞邊

各要工，均宜用之，亦爲丁廂之埽工也。凡做此等埽，必連至數段或數十段如魚鱗之毗連，故名。做法小頭大尾，頭小易藏，生根穩固，尾大能托溜外移。又有倒魚鱗埽，應施之於大迴溜之處，做法如前，惟以頭爲尾，以尾爲頭，倒置而已。

(七)雁翅埽 與魚鱗埽大同小異，用以抵禦迎流衝激，迴溜搜刷之患，形似雁翅，而名之也。亦爲丁廂之埽工，須連做多段，方有功效。

(八)磨盤埽 爲丁廂埽之一種。凡正溜迴溜交注之處宜用之。此埽爲半圓式，上水迎正溜，下水抵迴溜，一工兩用，最爲相宜。惟此等工程，必在深水大溜，難做難守，應多用椿繩，多壓大土，坯坯追實，方能穩固。埽筒體積，較他埽大逾加倍，費料頗鉅，然非此則鎮不住也。

(九)扇面埽 與磨盤埽相似，同爲丁廂埽工之一種。亦可抵禦正迴二溜，但埽身較小，不能吃大力，宜施之於壩工首尾，以便抵護，而固壩根。

(十)貼邊埽 貼邊之溜，勢緩氣長，用護沿則力小，用魚鱗則費重，惟此埽貼邊丁廂，最爲合宜，寬不得過一丈，長則分筒接連數十丈或百丈均可。

(十一)龍尾埽 爲柳埽之一種。溜逼堤根，不及做埽，或埽已陡蟄，不及補廂，用此可以救急。法以大柳樹連皮帶葉伐來，以繩繫椿，倒掛水中，可以抵溜，可以掛淤。十餘株爲

一排，每排用繩編聯，恐單株見溜滾擺，轉致傷堤。

(十二)柳枝埽 如遇較邊順溜迴溜，堤坦被刷生險，如做稽埽，工料不及，近來有用柳枝埽者，既省且速。做法由春廂工作時，審定地勢，先築埽台，即土埽心也。外面距埽臺一尺外，斜釘細直長簽，向上收分，相離六七寸一根，再用細柳枝橫排密編簽上，似編篋然。編高一丈，靠篋一面，先用軟草密填，將篋縫嚴堵，免致汕土，裏面用土夯築堅實。簽子如長，在上頭用纜絆住，免其向外擠出，尤爲結實。若埽高簽短，作兩三層簽編亦可，省出稽料，加廂當加腰埽，爲用甚大。況柳枝不易霉爛，間有損壞，隨時編補，最爲經久也。

除上述埽工以外，又有所謂順埽邊埽者，實與魚鱗埽相類，其間區別甚微。大致溜靠堤前，順水下埽，名曰順埽。因漫水護堤所下之埽，名曰邊埽。如首尾相啣，埽接一埽，藏頭尾內，頭窄尾張，乃名魚鱗埽。又有戢埽者，與雁翅埽相類。凡壩埽以下，及開壩金門堤外幫，往往有用戢埽之處，其形圓如半月，或作橢圓斜長，但以一埽爲限，接連二三埽者，即是雁翅。其用法專防迴溜後而設，亦所以撐拄上埽，或其堤脚者也。至於臨水之處，既做埽工，則上水無不迎溜，須下斜橫埽個，以裹頭頭，謂之裹頭埽。此項埽段，多因面埽最上第一埽，藏不住頭，而後用之。他如河水漫灘，積聚沿堤低窪處所，因無出路，勢成積水坑塘，若遇風浪鼓盪汕刷隄根，在所不免，於是層土層料，顛倒鑲做小埽，以禦風浪

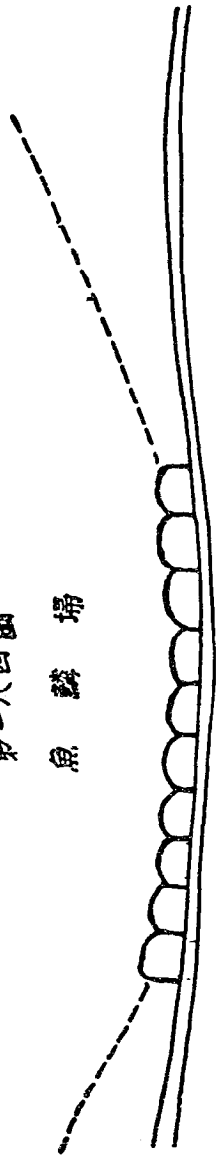
者，名曰防風埽。而大工合龍之時，又有所謂神仙埽與關門埽者。蓋合龍之際，兩壩進占，察其形勢，酌留金門，兩面兜起繩纜，用料鑄於繩上，層料層土，鑲壓到底，名曰神仙埽，又名兜纜鑲，又名金門兜子。大工合龍，兩壩跟下邊埽，及至金門收窄，神仙埽鑲壓到底，邊埽兩面對頭細下大埽，勢若關門，名曰關門埽，又名門埽。其他關於埽工各部分之專門名詞，亦頗繁多。凡埽工上水窄而小者曰埽頭，下水寬而大者曰埽尾，埽之底部曰埽底，埽之面部曰埽面。埽眼者，兩埽接縫及堤埽分界處之順埽罅隙也。埽既做成，其始基所捲埽由，即稱埽心。埽尾之跨角曰埽嘴。埽面迎水一面之埽層曰埽眉。而其背水靠堤處所皆稱埽靠。馬面者，埽工迎水一面之坡分也。

據一九〇五年泰勒 (W. F. Tyler) 氏之調查，現在黃河內所用之埽工如第一八四圖至第一八六圖所示，蓋即魚鱗雁翅扇面等埽也。亦有各種埽工，混合用之如第一八七圖，磨盤埽之間為順廂之樓崖埽。故形如堡堞云。

新埽做法，及埽之種類，已如上述。惟埽工不能經久，最好每年加廂一次，三五年拆做新埽，方無危險。若舊埽一旦發現殘缺塌陷等病，急須補救，補救之法，尚有種種不同，舊治河書，雖缺詳圖，然所紀載者，均實地施工詳情，堪供現今修守埽工者，參考之用。茲分別摘錄如下：

- (一) 舊埽前眉朽爛如何折廂？其法先較量堤高埽眉若干，舊埽出水若干，埽外水深若干。如埽出水一丈，埽外水深一丈，前

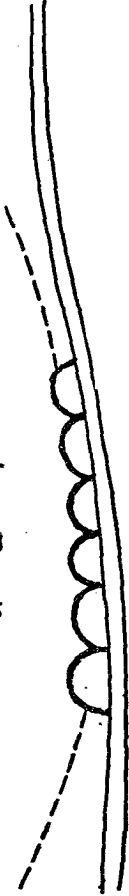
第一八四圖
魚 鱗 埽



第一八五圖
雁 翅 埽



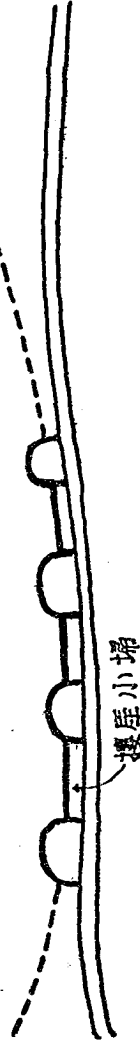
扇面埝



第一八六圖

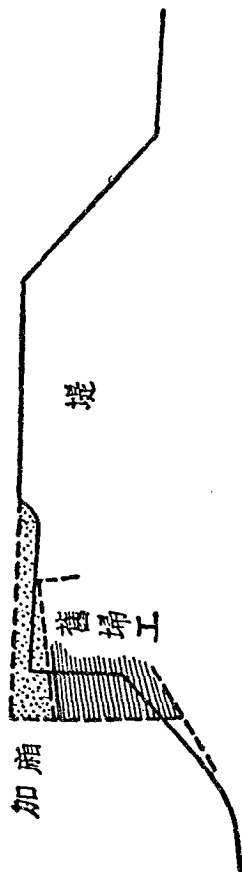
第一八七圖

磨盤埝



攔尾小埝

第一八八圖



眉朽爛，即看前眉腐朽多少。如若水底柴眉齊整，只折高一丈，入水二尺，共高深一丈二尺，折寬二丈，務要折見底柴，丈尺均須折足，不可偷減，前後一律相平，不可預留底土，必須用長整柴料廂做，用新淤土壓尺餘厚，再用騎馬加廂第二坯，柴高一尺五寸，上壓好淤土一尺，如此層土層柴，方能如式。所有折槽舊土，斷斷不可用於底坯，蓋舊土力乏性鬆，不能禦水，只可留壓埽面，亦不致糜費，參觀第一八八圖。

(二)因前次加廂時，眉土過厚，未曾挑去，以致埽工張嘴，刷去肚土，抽去柴眉，空虛至五六尺如何補廂？其法先量埽出水若干，埽外水深若干。如埽出水一丈，水深二丈，先用小船，着人用丈杆測摸埽身，空隙大小淺深，是否平整。將後臺無論寬窄，折與水平。前眉用鐵抓鈎，拉撈淨盡，寬丈餘。用丈杆探量埽上水深若干，打檝掛纜，廂做小軟摟，鎮住前眉。柴要斜廂，加壓新土，勾繩攢緊上檝，再用騎馬加廂，可期穩固。

(三)舊埽工長十丈，內有中間工長四五丈，埽底空虛，如何拆補？其法應行折換前眉，直到整齊之處。先探摸上下兩頭未塌之處，齊與不齊。用小船於外首細細看其情形，探量水深若干。用丈杆再摸水底之埽，如係整齊，即就空虛之四五丈，挖坦坡下去，動料廂做。亦必酌留臺子，不過尺許，斷不可太寬。後身打檝掛纜，用船擔纜，軟草細細摟做。上首用軟草

搭做倒眉，下首亦留眉子，上下水總要摸到。如有不齊之處，必須軟草填塞，以防大汎溜勢，刷動新埽，行蟹跟廂。

(四) 凌汎防範未周，以致擦損埽眉，前眉形蟄垂頭，如何廂法？其法應先將前眉土起去，復將後身柴土折淨，深三五尺，寬二丈。用柴細細廂平，下明騎馬，或簽小椿，用土須細細跟下，不可加用重土，必得後身拉廂一二坯方用重土，始能合式穩固。跨角處用齊板打圓，不致裹溜爲要。

(五) 埽有腰洞，如何補法？埽有腰洞，皆因平水之埽，被溜撞刷，急於搶護，一時柴料未能應手，多用雜草圍護，而水勢隨又加長不消，復又用柴搶廂，眉土未經起除，雜草亦未去盡，至於雜草朽腐，此刷成腰洞之原委也。當用長丈餘木梯，用繩繫下，著老練營勇，跟梯下去，按照腰洞大小，捆紮柴枕，並用柳簽釘入，填實整齊，不任絲毫空隙，以防抽拔吐柴汕刷肚土，此亦不過一時權宜之計，春工內總須折廂也。

(六) 年久舊埽，埽面窩窪不平，埽眉歪斜，應如何折補？其法折廂工段，只能拆平水面，入水二三尺，不能刨挖到底。若僅估折埽面，未免上實下虛，有糜料物。只能先將埽面，用料襯平。埽外貓洞即紮柳枕，或短小柴枕柳簽，著老練打齊板兵目，用柳簽簽埽腦，細細釘入，插補整齊。抑或酌量圍廂，以資搶護。緩至伏秋汎水漲之時，必須將應用料物繩概，並捆廂船隻，先爲預備，如果溜勢撞刷，全行蟄塌，臨

時相機補做，方能一勞永逸。

(七)舊埽工長十丈內有七八丈埽底空虛，如何拆補？其法先量水底埽眉空虛若干，埽外水深若干，埽出水若干，再用小船探量埽身空虛若干。先著隨壩夫用樹抓鉤折去柴土，折至空虛之處，再用丈杆探摸水底之埽眉，是柴是土，再挖坦坡，埽身打槪，用船掛纜。如水底是柴，先用軟撲，嫩嫩撲成，於撲上簽肚椿，如折廂二丈者務要折足，照二路簽釘，其椿用徑八九寸，再用大土追壓合式，上再丁廂，層土層柴，下明騎馬廂做，以防伏秋大汎。

(八)舊埽全行塌去，如何補廂？其法先用丈杆細摸，有無舊埽存底，是否平整。再看上下段之寬窄，如下段寬三丈者，務將下角撐寬三丈五尺為度，不可再往開做。上首只宜收進，務要柴土均勻，不可前後有多有少。如後身土過重，將撲擠外，必致前眉伸腿，總要派令諳練兵勇專管壓土撲撈。做成後，將下眉脚用榔頭打成圓跨角，不致裏溜。然後上再丁廂，離撲皮一尺五寸，包眉丁廂上勾，多用勇夫，攢緊上槪，跟壓土一坯，務要下明騎馬，方資得力。於埽後身，用軟草填飽埽眼，以免有串水坐墊之患。更須分別順溜迎溜拖溜，適用方法不同。如順溜拖溜者，撲不得過老，恐底土堅實，溜勢不能刷動，撲又不發扁，以致水消露出原撲於水面。迨船隻來往，致將撲皮繩纜擦損，彼時雖不塌卸，及到水大之際，漸見抽拔柴土，甚至撲亦塌去，此勢所必然也。做

工時，必須先行摸底，最爲要着。如底係軟沙，新摟不妨勾老，以免易於行墊跟廂。如水底土埽，應將新摟做嫩些。設若水深一丈，即可做摟一丈一二尺，傢伙毋庸還勾，上再丁廂三四尺，再行勾纜，攢緊上概，不能露出，方壓大土，即經冬汎冰凌，不致擦損摟皮。如迎溜埽段，補還空檔，先看下段寬窄，再摸水底存土存柴。如存柴者，則再探水底舊埽前眉遠近。如前眉吐遠者，不可跟做，只可退進，蓋因前眉既吐且遠，必非原做之工程，受病已深，萬不可靠之故也。又防伏秋汎水漲之際，將底柴冲淨拔空，必致新摟陡墊，游出摟身，前功盡棄。如遇此等工程，務須先釘肚樁，以二尺內樁木，長二丈餘尺，先爲簽定，使新摟不致前游，務必速用新淤土，如法追壓實在，上再加廂，酌用騎馬。如埽眉尙近者，即應齊舊埽眉，打摟跟廂。務必跟加大土，追壓深入水底，與舊埽合式，聯成一氣，不致有舊埽抽拔之患。

(九)新工游墊，如何廂法？其法先看埽後身有水無水，再探埽前水勢深淺。如水不深，即看上段情形如何。若後身有水，必係上段串水，以致埽肚存水，即陣水經過，領埽前游。當用軟草追填埽眼，後身壓蓋柴土，不得過重。如埽前水深三丈餘尺，比原做時水深，必須跟至寬四丈，方能穩固。當將後身壩臺舊傢伙，全行拉淨，毋留纏繞。再下爪子，按五尺一路，壩臺連打二概，或繩或纜，用三條或四五條，用大概對頭攏緊，再做眉數寸，加廂一坯，追壓大土，三尺一坯，寬

一丈餘尺。後身不過蓋柴土，是要留毛土眉，不必陡立打光。因此頂埽工，總要行墊，尙須跟廂故也。後身務必坯坯隨帶廂舖高厚，使埽前眉一順坡，則後身庶可實在，不致再出埽眼串水行墊之病。然壓土尤當先儘前眉，順退至後，以防新工被擠前游。

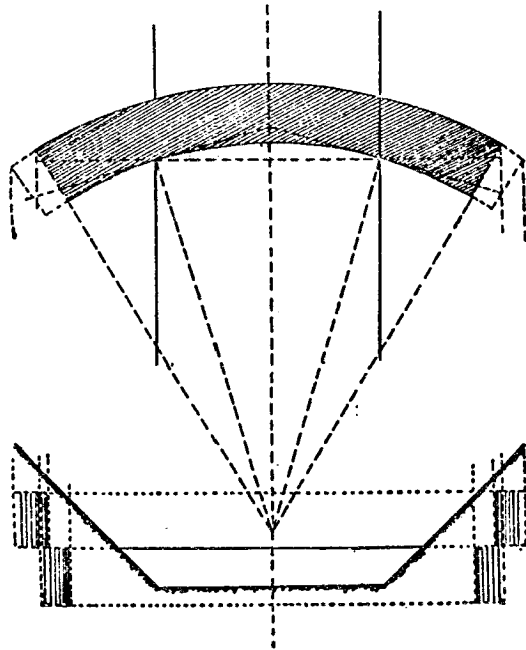
(十) 新生埽工，潰刷堤根，如何廂法？其法先用小船，探量水底，是否平整。如底平整，卽應用大船打槓生纜，先用軟草舖底，上又用整柴捆攔。後身埽眼，亦用軟草隨手填實，使水不致串塌底鉤槓纜。如寬二丈者，水深一丈餘尺，層土層柴，速壓到底，鉤纜上槓。凡捆攔之時，水勢務要探準，如水深一丈四五尺者，做三四坯，酌下沖心纜。譬如工長十丈者，中間務用腰占二路，再加廂壓，多着勇夫跳實，速壓到底。攔出水三五尺，再行還纜上槓，打眉加廂，跟壓三尺厚大土一兩坯，方能穩實。

(十一) 新生埽工隄身未塌外有坦坡，如何廂法？其法必須先將坦坡餘土，全行挖去。挖法宜用土圍攔水，向下多挖，儘人力所能到，入水數尺，愈深愈妙。因在坦坡做埽工，勢必伸腿，愈伸愈遠，所做埽工，萬不能結實，徒多費工料也。挖好先用軟草舖底，再行掛纜，細細廂做，前眉俱用整柴，一律廂至後身，做成一路，卽將上下兩頭空埽，隨手補做齊全，不宜久留，免致埽身過水之患。

第三節 治理荒溪工程(Wildbachverbauungen)

荒溪流行山中，力猛勢激，碎石沙礫，隨之而下，足以毀田舍，廢膏腴，爲害頗烈，而影響於中下游亦甚鉅。是以治理荒溪，雖無裨於航政，然亦爲治河切要之舉，所謂正本清源之計也。治理之旨，不外殺減水勢，囊截砂石。其所用建築物，名曰囊沙壩，或名曰坊(Sperre)。坊之構造，多爲石料，或木石雜用。然在淺弱之小溪(Runse)內，亦有編籬作坊者。(Flechtzäune)。其法橫攔小溪，釘立排椿，椿端露出土而約半公尺。排椿之間，編以青枝。沙石隨水而下，卽爲編籬所截堵。編籬之距離，依傾斜之坡度而定，約自1公尺至2公尺不等。設排椿之間，不用青枝編織，而於向山一面，堆置梢工(Faschine)，其功用相同，名曰梢籬(Faschinzäune)。建坊之先，宜觀察地勢，及荒溪情形，精密計劃，而決定構造之法。當山水攜挾沙石越坊而下，坊身所受之力，舍坊背截積沙石承受壓力外，坊頂(Krone)與坊翼(Flügel)均受摩擦力及衝擊力。故坊頂與坊翼之結構，均宜格外堅實。而坊之正面，坡度須求微小，或竟使直立，以免越坊滾落之沙石，衝擊坊面，致易損壞。蓋坊面修葺之困難，遠勝於坊頂也。據經驗所得，如溪水挾有多量之沙石，坊面以直立爲善，或用坡度，以20:1至10:1爲限。如溪水所挾之沙量甚少，或僅爲泥土之類，則坊面坡度可用5:1至3:1。設溪牀之斜坡太峻，則坊內截沙未滿之時，沙石易於下墮，直接衝擊坊背，力猛勢激，坊身恐有崩坍之虞，故宜於坊背預爲挑積溪沙，藉資掩護。至

於水之壓力，對於不加膠灰之乾砌石壁，或木石混合築成之坊，均可不生影響。因坊後沙石未滿之時，水之高度固屬未達坊頂，坊身又可漏水也。嗣後沙石截積既多，泥土膠積縫隙，雖不能透水，而坊身僅與襯牆(Futtermauer)之功用相同，水壓亦較微也。如坊石用膠灰砌築，應即安置洩水小管，導水外出，勿使積壓。計劃之時，尤應考慮者，為坊身之形態。如溪岸為岩石或堅實之土質，坊

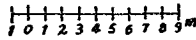
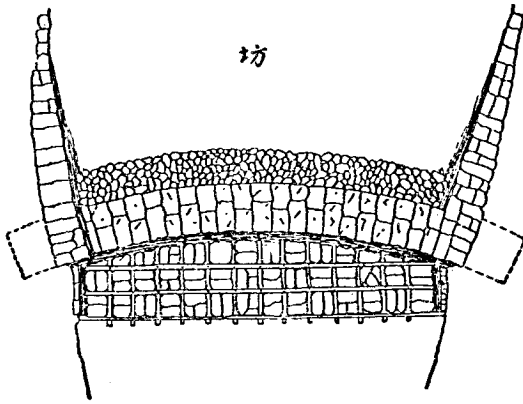


第一八九圖

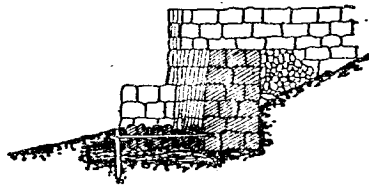
形宜探臥弧式，但弧之彎度，須求和緩，而臥弧並應凸向上流，以禦衝力（參觀第一八九圖）。如溪岸地質輕鬆，坊形宜取平直。坊之高度視兩岸之高度及溪牀之坡度而定。兩岸高而坡度大者，坊身宜高，否則坊身可略低。坊口須寬，坊頂須平，中部不必低陷，可省修繕之費。坊之全部結構，據沙黎氏(V. Salis)之理論，寧厚毋薄，總以堅實為主。關於建坊之材料，計劃之時，應先決定。務須就近取材，節省工費。如工地附近缺乏相當之石料，始可採用木料或水泥。然建坊之處，如地質輕鬆，可雜用木石造坊。法以木料製成木欄，中填石塊或梢料，層層相疊，反較石坊得力。待沙石截積日多，再行改建石坊。建築石坊，分乾砌與灰砌兩種。乾砌石坊，選擇石料，每塊容積以超過一立方公尺者為佳。但坊頂二層與坊翼，仍須用膠灰砌築，以期堅實。如石塊較小，須一律用膠灰砌築。而石塊之堆砌，並須緊密深嵌，糾結牢固，坊之兩端，尤應嵌入岸坡，方能持久。設用水泥建坊，不論有無鋼筋，均須十分審慎。完成之後，坊背須先挑積溪沙，以免沙石拍背，發生裂痕。茲舉數例，以備參考。（參觀第一九〇圖甲乙至第一九七圖）

建坊之施工程序，或從荒溪上部逐漸向下，或由下向上，或擇要施工，隨時補充，均須先行查察實地情形，預為決定。非有特殊緣由，總宜自上而下，不可顛倒。建坊之地位，以選擇川谷之狹頸為佳，兩旁如得石崖更善，或利用天然石址，亦頗得力，第一九八圖甲乙丙即其例也。石坊之基礎，欲求其深。地質如非岩石，而又輕鬆，基礎之下，應加木欄，中填石塊，或用鋼筋混凝土作底，以

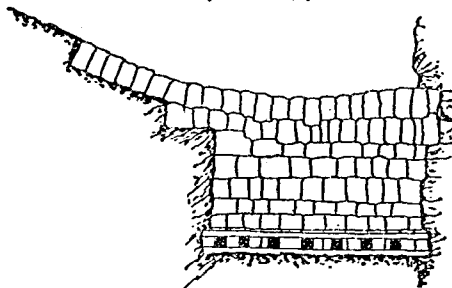
第一九〇圖甲



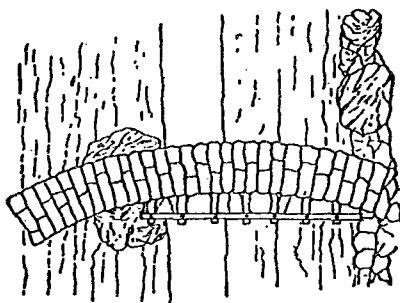
乙



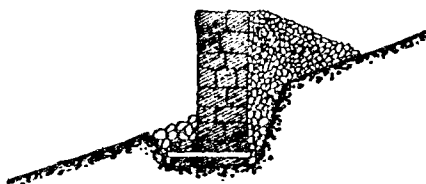
第一九一圖甲



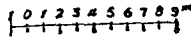
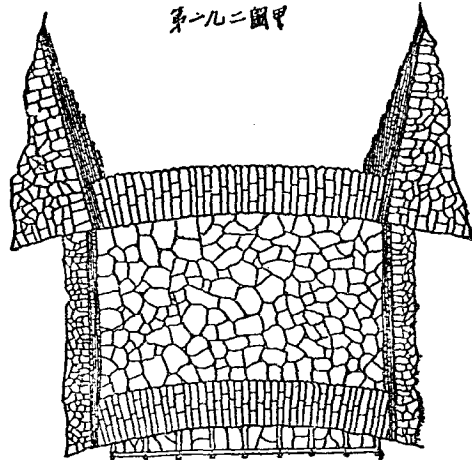
乙



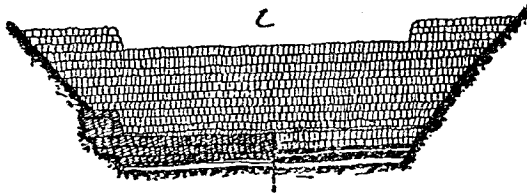
丙



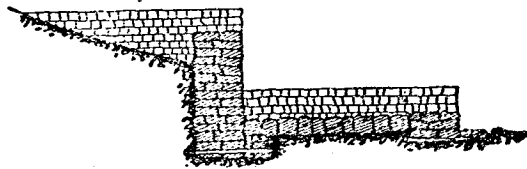
第二九二圖甲



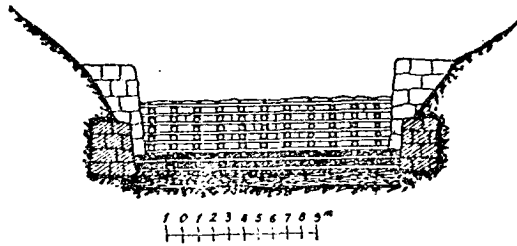
乙



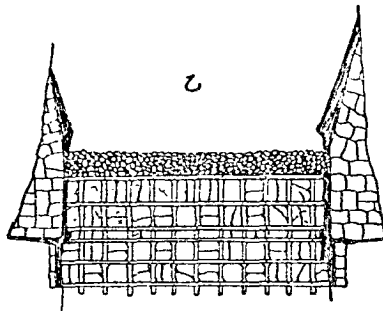
丙



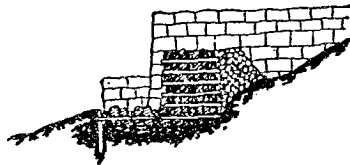
第一九三圖甲



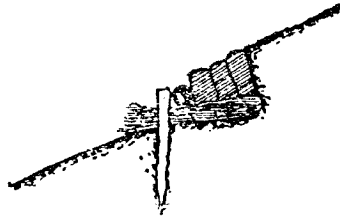
乙



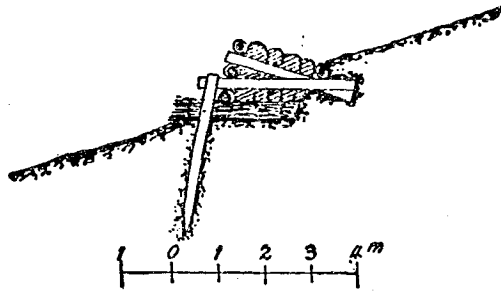
丙



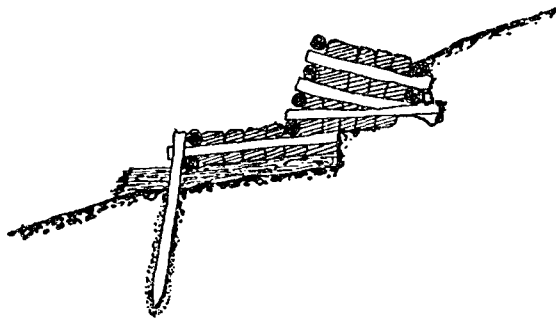
第一九四圖



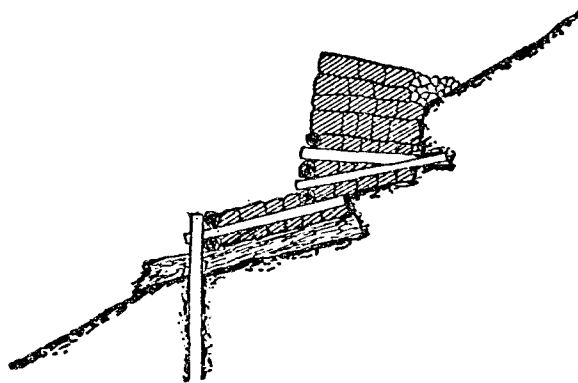
第一九五圖



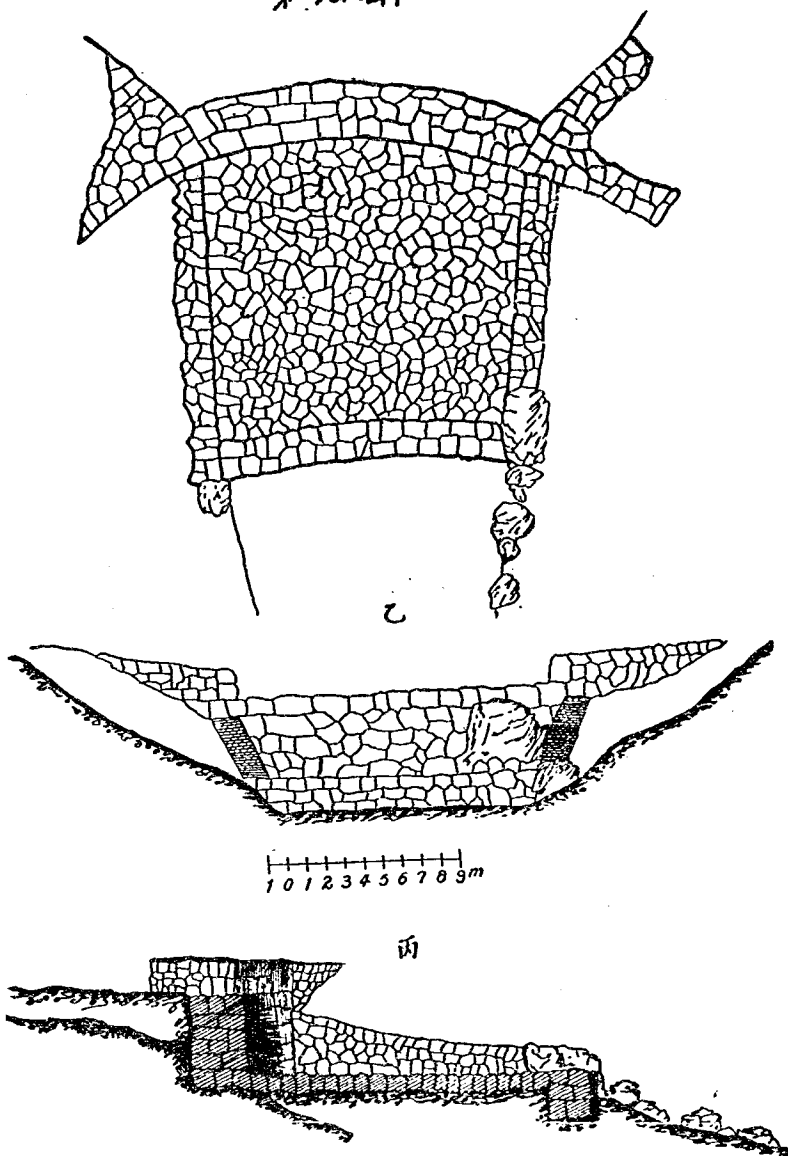
第一九六圖



第一九七圖

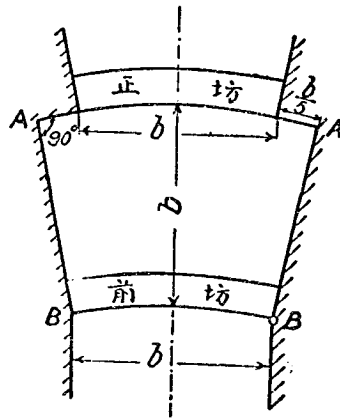


第一九八圖甲

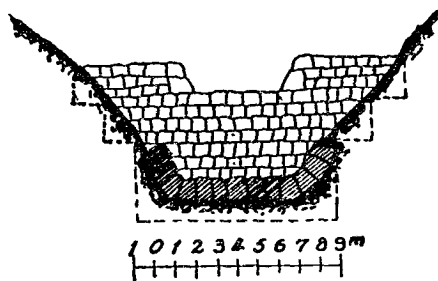


期穩固。當水流攜挾沙石，越坊而下之時，勢頗激烈，石坊前面，易成跌塘，冲刷既久，足以損及坊基。故石坊之前，有石製或木石混製之跌水（Fallbett），如第一九六圖及第一九七圖。或將坊基埋深，而於坊脚前面，堆石掩護，如第一九一圖。但跌水功效甚小，時日既久，仍屬難免損壞。是以欲求石坊之基礎穩固，最好在正坊（Hauptspërre）之前，加築前坊（Vorspërre），參觀第一九二及一九八圖。前坊之功用，為掩護正坊之基礎，故前坊之頂須高出正坊之基礎。二坊之距離，約為正坊高度之二倍至三倍。二坊之間，形如水池，其由正坊墜落之水流與沙石，以池水之抵抗，足以減輕衝擊之力，不易發生跌塘。惟二坊間之溪牀，仍須鋪砌大石塊。其兩旁邊牆須用石砌，力求堅厚，基礎亦應深埋。據瑞士所建石坊之經

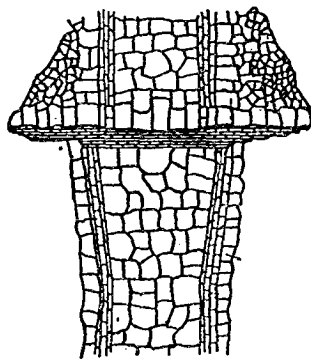
第一九九圖



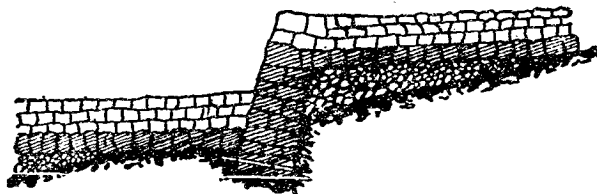
第二〇〇圖甲



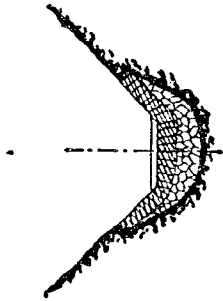
乙



丙



第二〇一圖甲

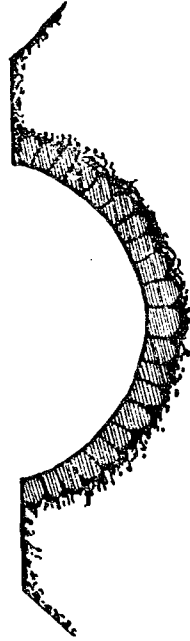


乙

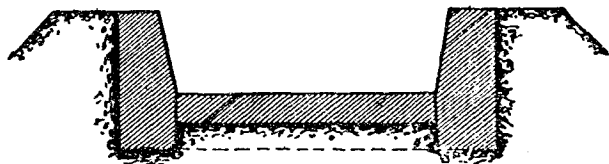


1 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 m

第二〇二圖



第二〇三圖



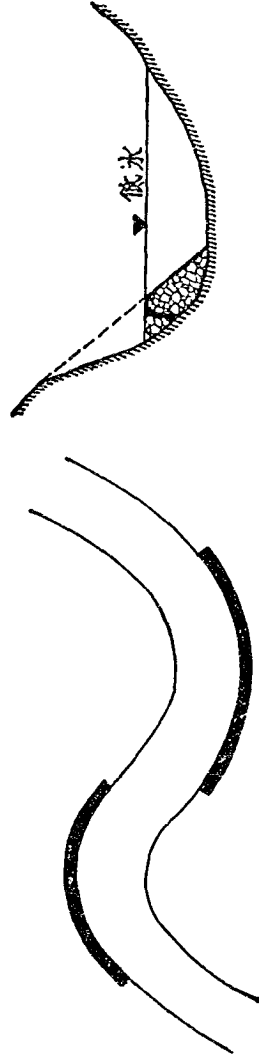
驗，邊牆不妨略斜，結果甚善，堪以爲法，參觀第一九九圖。荒溪上部之溪牀，大都峻峭，則石坊連接，形如階梯。溪牀並須全部砌石保護，但石面宜糙，方可殺減水勢，否則流速將更增大，冲刷爲患，參觀第二〇〇圖甲乙丙及第二〇一圖甲乙。

荒溪之上部，既建石坊，兩旁岸坡，又已保固，則荒溪尾端沙積錐上之流槽，應力求堅定，槽底與兩坡，均須保護，其橫斷面參觀第二〇二圖及第二〇三圖。設荒溪區域之地質，已無變化，治導工程，又已實施，則荒溪區域以內，能極力植林，最爲有益。

吾國運河亦有用囊沙壩者，與坊之用意，實相類似。蓋運河水漲，多由山水驟發，水急溜湧，一入運道，恐其淤滯。故宜於水未出山之處，建築囊沙壩，使水漫過壩頂，沙停壩外，不致壅塞河身，故又名截沙壩云。

第四節 治河之建築物

治河之建築物，大別之可分掩護舊岸，建築新岸，及固定河牀



乙

第二〇四圖甲

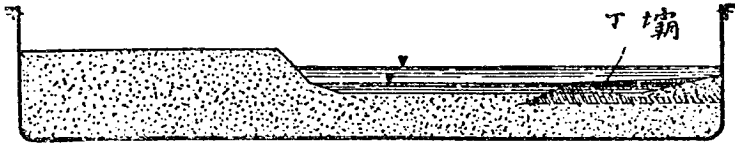
三種。河岸之需要掩護工(Uferdeckwerke)者，多爲岸土崩坍，迎向大溜之處，恆在河流之凹灣，如第二〇四圖甲乙。其沿凹灣之河牀深槽，如須同時加以保護，則此項保護河牀之工程與護岸工程，可以併成一體，而以保護河牀之工事，爲護岸工之基礎。尋常護岸工之下脚，需要活動之掩護工料，自下脚以上，安設新岸坦坡。此項坦坡之規定，視掩護工之造法而異，總以力求土壓力之減輕爲宜。掩護工分爲二種，一爲高出低水面者，一爲在低水面以下者。後者可用拋石法，或用沉梢、沉輓以及填梢之類。前者可於低水時露天施工，其結構須視就近取得之材料，及河岸之高度，地質之堅鬆，水位之高低，以及流力之強弱，冰澌之蝕侵而異。

新岸之建設，多在治導線(Streichlinie)與舊岸不能符合之處，其構造爲橫向之丁壩(Buhnen)，或爲縱向之順壩(Parallelwerke)。茲分別述之如下：

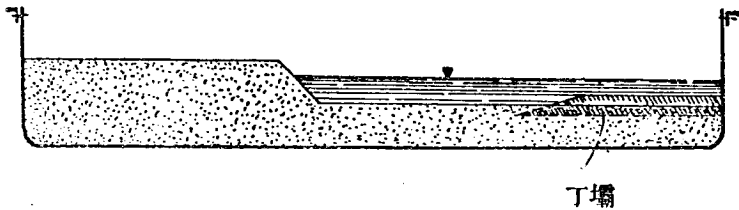
(甲)丁壩 丁壩或名橫壩 (Buhnen, Kribben, Sporen, Stacke, Schleugen, Höfter, Wuhre)，與吾國黃河之挑水壩相類似。其方向與河流橫交，尾端與舊岸相接，首端爲新岸線之邊緣，亦即水流抹岸之線也。但丁壩之間，未經淤沙以前，新岸線之界限，僅爲丁壩之頂點。故建設丁壩之目的，以能從速淤沙，及束狹河面爲佳。在淤沙未滿之前，丁壩之功用，爲掩護舊岸。淤沙既滿之後，則新岸成立，束狹河身之功效乃現。而淤沙之遲速，與丁壩之位置及高度，壩頭之形狀，壩與壩之距離，固屬有莫大之關係，其他如流量、比降、冰

漸、與河牀之構造，沙礫之質量，以及治導線之曲直，亦均有相當之關係。且壩之作用，亦極複雜。蓋當水流經過丁壩之端，忽被束狹，則速率增加。及流入壩之空間，流槽又驟然擴大，速率必又陡減，而餘賸之工作能力，即起漩渦。所生之害，爲丁壩首端之旁發生深渦（Kolke），足以危及壩身，並妨礙預先計劃之河槽，非待二壩之間，淤沙已滿，此項深渦決無填塞之望也。欲求避免深渦之發生，有數種建議：一爲建設丁壩，初則較低，視淤沙之步驟，再逐漸加高。一爲建壩之處，預先保固河牀，防止壩端深渦之成立。二者相較，後者苟布置得法，未嘗不可收效，而施行前法，殊覺損失過大，因每次造好之壩頂，於加高之時，須拆去重新建造也。第三建議爲建設丁壩既竣，即用挖出之土，填塞丁壩之空間，至適當之高度，並掩護丁壩之首端。此議較之前二者，收效固爲最速，但有兩種疑問：一爲在短時期內，新成之河槽，其寬度是否確與日後之趨勢適合。一爲挖成之新河牀，是否又與新定之槽寬相符合。蓋前者如有差誤，則河寬須再更改，而掩護岸坡之工，等於虛擲。後者有誤，則河槽須另行改定。且自上游下注之沙礫，經過此段，失去停淤之場所，必致順流而下，淤積於下段河牀，將更多一番治理工費。反不若築成丁壩，任其自動淤沙，使河流之平衡狀態，自然維持，而河流所挾之沙，亦不致無淤積之所矣。丁壩位置之規定，須求二壩空間之淤沙，既迅速而又有把握。恩

第二〇五圖



第二〇六圖



格司氏對於該項問題，曾詳加研究，作有下列各種試驗，參
觀第二〇五圖及第二〇六圖。

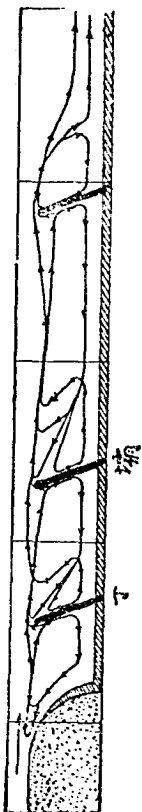
(一) 觀察丁壩高度與水位之關係

- (1) 壩頂無越流之水 (低水位)
- (2) 越壩之水量較少 (中水位)
- (3) 越壩之水量甚大 (洪水位)

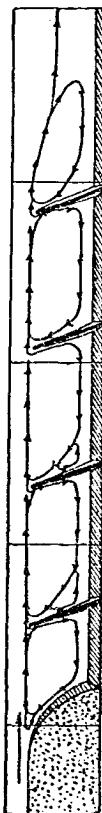
(二) 丁壩位置與流向之關係

- (1) 上挑丁壩
- (2) 正挑丁壩

第二〇七圖



第二〇八圖



(3) 下挑丁壩

(三) 丁壩之距離

(四) 丁壩之形狀

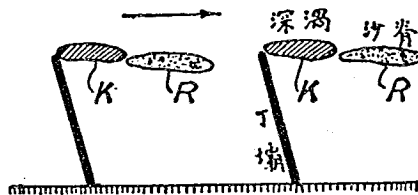
試驗之結果摘錄如下：

(一) 丁壩高度與水位之關係

(1) 低水位 第二〇七圖及第二〇八圖表示丁壩間水流之方向。壩之位置，為上挑丁壩。其從壩間流出之水，恆繞壩之首端，向外下流，於壩之根部，則向內迴旋。流力之強弱，與丁壩距離之大小為正比例。觀察此項水流之方向，可以研究淤積之沙，如何可從河牀直達丁壩之空間。據各種試驗之結果，在壩端之下，皆呈現深渦 K（參觀第二〇九圖）。從深渦刷出之沙，恆積於深渦之下方，略偏岸邊，並在治導線之內，名曰沙脊 (Sandbänken)，其位置圖中以 R 表明之。

(2) 中水位 中水位時水流超過壩頂，則第二〇九圖內之

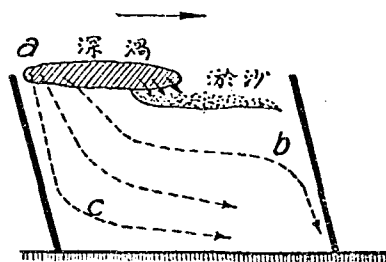
第二〇九圖



深渦K被水冲刷益深，且向下方延長，而沙脊R亦向下擴展，接近相隣之壩端。丁壩下方之空間，並為水流所冲刷。

(3) 洪水位 洪水位時，越壩之水愈多，於是由深渦刷出之沙，乃移向壩之空間。第二一〇圖之虛線，即係表示

第二一〇圖



沙質移動之情形也。故當洪水之期，壩之空間，最易漲沙，沿河一邊 a b 線為漲沙之界限。其所以漲沙之理由，可解釋之如下。洪水期內，越壩下注之水，速率極大，經過壩間，牽動壩面以下靜止之水，拽之下流所遺留之空間，即為由河牀經壩端流入空間之潛流所補充。若潛流不遇障礙，則壩端之沙質，必被擋挾而積於空間矣。

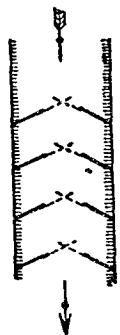
觀察上項試驗之結果，綜括之曰：當中水及低水時期，丁壩間之漲沙，在空間之外部，偏於下方。洪水期內漲沙之部分，在空間之內部，而偏於上方。洪水期所漲之

沙，完全由壩端入內。中水期所漲之沙脊，則偏於下方，故二者不相妨礙。惟深渦靠近壩端，對於漲沙則有益，對於壩身之安全則有損。

(二)丁壩位置與流向之關係 試驗之結果，上挑丁壩對於護岸漲沙兩方面，成績最優，而下挑丁壩之結果最劣。因越壩之水，流向對岸，易生危險，且漲沙亦最少，雖壩端之深渦較淺，終不能掩其弊也。故通常所用者為上挑丁壩，其與河岸所成之角度，約為七十至八十度。在潮區以內，可採用正挑丁壩，因水之流向，以漲落潮之關係，時有變更也。

河中建設丁壩，若第二壩以下之空間，業已淤沙，即免水溜之衝擊。惟上流第一壩迎向大溜，苟無掩護工，最易出

第二一圖



第二二圖



險。故第一壩須特別堅實，壩根深埋岸土之內，而丁壩之布置，在直河段以內，兩岸均須建壩者，宜使兩相對列，其方向交於河流之中線。（參觀第二一圖）如是則水溜匯聚於中泓，不致東蕩西逸。否則兩岸之壩，方向參差，河流不免發生橫溜，忽左忽右，航行固覺不便，兩岸亦承其弊（參觀第二二圖）。但河面遼闊之處，對列之壩，方向即稍參差，影響亦甚微也。

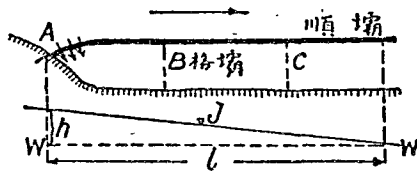
(三)丁壩之距離 丁壩之距離，頗難確定，須觀察河流之性質而定。總以急溜不致流入壩之空間，而緩溜仍能暢行入內，以便停卸所挾之沙為宜，故丁壩在曲岸者宜較密於直岸也。德國奧特河(Oder)所用之壩距 為 $l=B-b$ ，式中 l 為壩之距離， B 為築壩處舊河面之寬度， b 為新河標準橫斷面之寬度。亦有規定壩距等於壩身之長度者。而德國佛朗壽士(Franzius)氏則規定丁壩之距離，為壩長之一倍半或二倍半。一九二二年秋，德國恩格司(Engels)氏曾應美國費禮門(Freeman)氏之請求，試驗黃河中如建築丁壩，其距離可達壩長之八倍半。良以黃土之性質，異於常土，試驗之結果，乃出乎意料之外。惟壩距過大，同時亦易發生弊害，不可不慎。故建築丁壩之先，如無水工試驗室預為試驗壩距，須於壩成之後，詳細觀察，隨時加以修正。或先築路短之壩，日後如覺有不足，再設法延長。或先築上下二壩，距離較遠，日後驗其效弱，再於二壩之

間，添築短丁壩亦可。

(四)丁壩之形狀 洪水期之漲沙，反因壩端之深渦進行甚速，設為保固河牀起見，防制深渦之成立，則對於漲沙方面殊有不利。若欲使深渦不致任意擴大，又求其利於漲沙，則壩端之形狀，以平坦者為優。至於丁壩之高度，視被治河流之情形而異，如壩端須為低水位河牀之抹線，則壩端亦須與低水位同高。俟壩之空間，漲沙既滿，則修養工事僅限於壩頂及壩端矣。

(乙)順壩 (Parallelwerke) 順壩之方向，與河流平行，乃依照治導線而建築者也。順壩高度之規定，與丁壩相同。而順壩上端並須與河岸連接，使壩根深埋岸內，以期堅實。(參觀第二一三圖)當水位尚未超過壩頂之時，壩岸之間，水面

第二一三圖



甚平如 WW。俟水面漲高至中水位時，即越過壩頂，浸入壩後。圖內 A 處之滾水高度為 h，

$$h = lJ$$

設水面繼續漲高，則流入壩後之水量愈多，而溜力加大。如

河牀地質輕鬆，岸壩間之距離過大，恐將發生深槽。欲求壩後不致生溜，並促進泥沙之淤積，須在壩後建築格壩B與C (Traversen oder Verlandungsbauten)。但順壩之後，停淤極緩，且在河牀上移轉之粗大沙礫，為壩身所阻，亦無由停積壩內。或用放淤之法，收效亦微。最好即以濬河之泥土，直接填於壩後。順壩常年修養部分，為迎水一面之壩身及壩頂。

丁壩與順壩之優劣，茲分別比較之如下：

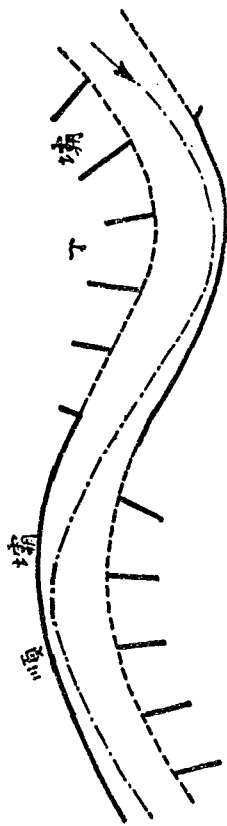
- (一)丁壩之優點 丁壩與順壩相較，則丁壩所佔之地位較小，建築費與修養費均較廉，而壩之空間漲沙又較易。其最大優點為壩端可任意延長，藉以束狹河面。
- (二)丁壩之劣點 丁壩初成之時，壩之空間尚未漲沙，水流經過壩端，忽然被束，而流經空間，又驟然擴展，遂致水流蕩漾不安。如適在河灣溜勢湍激之處，或比降較強之區，對於航行，最為有害。而丁壩最大之劣點，乃在治河之效，非待壩間全部漲沙之後，不能實現也。
- (三)順壩之優點 順壩完成之後，治河之效立即實現，蓋順壩自身直接構成新河岸也。河流之橫斷面整齊劃一，亦無忽然變更之弊。故水流可以暢行，並無蕩漾不安之象。
- (四)順壩之劣點 順壩之建築費及修養費均較昂，且壩岸之間，漲沙極緩。若壩成之後，再有改狹河而寬度之需要，非拆毀舊壩無法補救。

丁順二壩之優劣，既如上述。故治河設計之時，宜審度情勢，兼籌並顧。河灣凹岸以建順壩爲宜，凸岸以建丁壩爲宜。而直河段內，治導線距岸較遠者，宜建丁壩，距岸較近者，宜建順壩。（參觀第二一四圖）且河灣凸岸，例爲淺灘，建設丁壩以後，河牀之沙，漸被冲刷，利於凹岸深槽之填高，故三角形之河灣断面，亦可漸成有規則之形態矣。法國治河多用順壩，德國治河多用丁壩。亦有於丁壩之端，加設與河流平行之翼壩者，乃防阻深渦，導引流溜之意也。法國龍河（Rhône）及我國黃浦江均曾採用之，參觀第二一五圖。又有於順壩之間，酌留缺口者，乃使濁流入內停淤也。瑞士境內，蘭茵河之上游曾採用之，參觀第二一六圖。

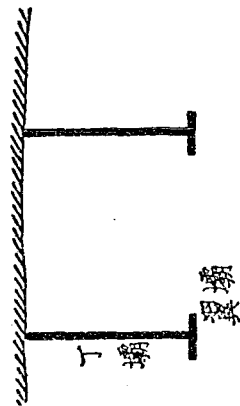
（丙）潛壩（Grundschwollen） 潛壩最初用於德國之魯爾河（Ruhr），繼則推行於愛比河（Elbe）。其功用在使河牀整齊有律。蓋河灣急湍之下，必有深潭，須於深潭之內建築潛壩，俾其逐漸淤填，河牀自然平整。壩頂高度須較標準橫断面之底略低，並以不礙行船爲宜，壩間之距離不宜過大，庶幾易於停淤。德國消沙河（Weser）內，規定潛壩距離爲低水位水面寬度五分之一，壩之最高點，低於標準橫断面之底約三十公分，伸入河心之斜坡爲 1：40，參觀第二一七圖及第二一八圖。又據孫飛（L. Sympher）氏在柏林水工試驗室試驗之結果，距離狹小之潛壩，其淤沙之效力，較之填土尤速，實超過常人所擬想者也。

吾國治河之建築物，名目亦屬繁多。明代潘季馴氏治導黃河，主

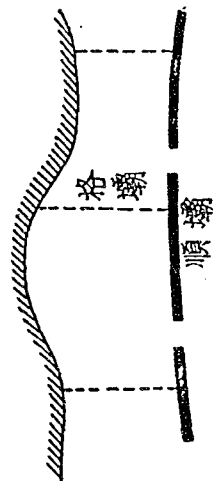
第二一四圖



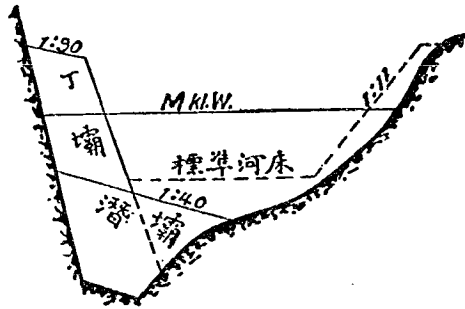
第二一五圖



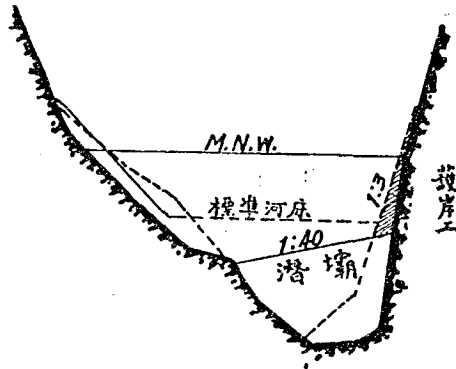
第二一六圖



第三一七圖



第二一八圖



張以隄束水，束水攻沙，則隄之功用，不僅障蔽田廬，且兼束狹河身之用。而掩護堤岸，又有各種壩工，已詳第二節內，茲不再贅。其直接用以治水之壩工，大別之仍不外挑溜遠出，迎水順下兩種。築

壩之材料，或用埽工，或用磚石，視水溜之緩急，經費之多寡，酌量採辦之。茲摘要述之如下：

(一)挑水壩 凡河流緊急之處，宜在溜勢上首建壩一座，挑溜開行，名曰挑水壩，與歐洲之丁壩約略相類。治河方略有云『凡建挑水壩，宜於埽灣之上游，相度水勢初彎之處，酌量大溜離隄若干，自河岸起，約計大溜一半之處，應築挑壩，直長若干丈。如溜急水深，則宜自岸至溜全用埽個。壩之下水應下雁翅壩，以禦迴溜。（中略）如挑壩一座，大溜不能遠去，可於頭壩之下，相去數十丈或十數丈之處，再做挑壩一座，接連再挑，則水自開行。亦有接連四五座者，總以挑溜開行為止。然兩壩相隔，中間之空處，須下藏頭、攔崖、順埽，第二三壩以下亦然，約至溜緩處為度，則堤堪鞏固，亦無迴溜之虞矣。』此項挑水壩與護隄之邊順等埽不同，護隄壩長不過三五丈，僅護堤身，挑壩則長十餘丈乃至二三十丈不等。伸至河心，能挑大溜，則溜以下，堤脚可免冲刷，並能掛淤，即對面嫩灘老坎，均可藉挑出之溜以資刷卸。（參觀第二一九圖）

(二)鷄嘴壩 凡河溜刷灣之處，建築埽壩，其埽壩迤上迤下，必須用料鑲做防風雁翅。上雁翅迎溜順行，下雁翅抵禦迴溜，中間壩臺遠出尖挑，形如鷄嘴，故名鷄嘴壩。鷄嘴壩亦可酌量水勢，接築數道。壩身及抵力，均較挑水壩短小，而形勢及功用相似。

第二一九圖



(三)扇面壩 於河溜直射頂沖之處，建築壩壩，中間遠出抵溜，上下兩邊鑲柴，貼堤防禦，形如扇面，故名扇面壩。大凡壩灣之處，其未彎之先，必頂沖直下。惟前路為堤岸所阻，不能前進，然後折而成灣。故壩灣之處，多由上游俱係嫩灘，或去隄太遠，不能於上游覓妥當建壩之基，不得不就大溜灣處建之。又恐對岸沙灘逼近，大挑則溜難舒展，必至出而復返，致成迴溜，其為險更甚，則宜做扇面壩以挑之。故扇面壩實即挑水壩之圓而長其形如扇面者也。下水亦應作藏頭樓崖。

(四)魚鱗壩 凡鑲壩壩，一工分為數段，每段頭縮尾翹，形如馬牙磴基之狀，相去十丈或二十丈，重疊遙接如鱗砌者，名曰魚鱗壩，亦即小鷄嘴也。頭縮者，恐其為來溜所沖激。尾翹者，挑水遠出，工程不致受傷。然此壩惟用於直河沿邊，或撥用於樓崖順壩之內，其頂沖壩灣之處，無所用也。座數之稀密多寡，在因地制宜耳。

(五)順水壩 迎水之處，恐堤工受傷，順流建壩以禦之，名曰順水壩，又名迎水壩。順水壩與挑水壩之區別，在迎水順下與挑溜遠出之差耳。

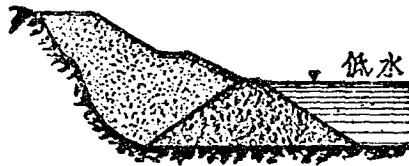
第五節 治河建築物之結構

(甲) 護岸工之結構(Uferdeckwerke)

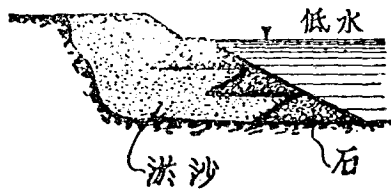
(一)拋石工(Steinschüttungen) 河岸潰坍之處，可拋石捲

護。石塊宜勻整，洪水期內沉澱物堵塞石塊之罅隙，拋石工當益為穩固。若石塊大小不均，則先拋小石，而外層用大石掩護。拋石之高度，如超過低水位，則低水位以上之部分，即須改為鋪石，以防走失。拋石之上，應留寬約50至70公分之邊緣 (Berme)，為鋪石之基址。在河岸沖坍最烈之處，拋石之坦坡應為1比2，否則為1比1,5。拋石之初，並須在向水一邊，用旗桿標誌界址，隨時校正其坦坡。如所護之岸，坍卸甚多，且距離抹線 (Streichlinie) 頗遠者，茲為節省石料起見，可依抹線拋石，內外均用坦坡，其高度與低水位齊

第二二〇圖



第二二一圖

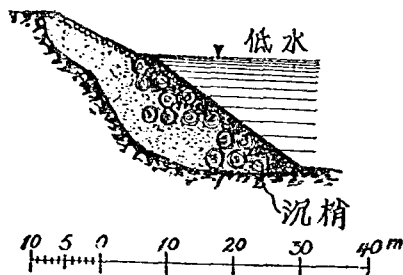


平。然後用河沙或沙礫填積其後，並於填沙之上，鋪石護面，如第二二〇圖。若河水甚深，可分級拋石，層層相疊，如第二二一圖。每級高度為2公尺，頂寬約為60公分。一級既成，即於其後，填積沙土，再造他級於其上，低水位以上，亦用鋪石護面。如遇水流猛烈之處，並須在鋪石之間，每隔10至20公尺之距離，加鋪較厚之石肋一道，寬約2公尺，則掩護工當更為堅實。拋石之脚，有簽釘木樁，以期穩固者，依據經驗，似非必需，因保護木樁本身，又須拋石於其外，方免樁下之洗刷也。

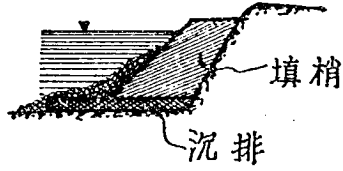
(二)沉梢工 (Senkfaschinen) 石料缺乏之處，可用沉梢掩護河岸，於建築方面，大致與拋石工類似，參觀第二二二圖。

(三)填梢工 (Packwerk) 以填梢護岸之法，參觀第二二三圖及第二二四圖。如填梢工非直接靠岸，其構造如第二二五

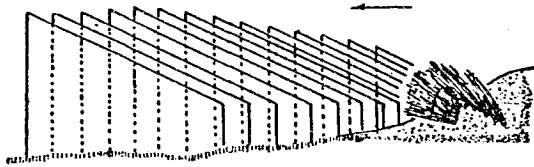
第二二二圖



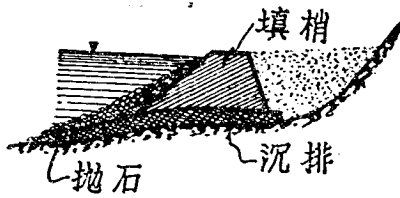
第二三圖



第二四圖



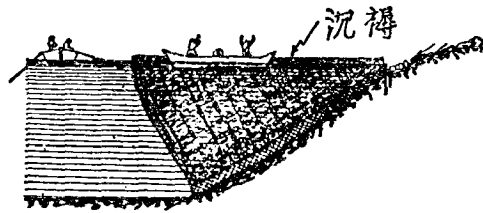
第二五圖



圖。填梢工之下爲沉排 (Sinkstück)，前爲拋石，後爲填沙，蓋坍岸之前，河牀不平，填梢之下，宜先布沉排，最爲得力，一則可以掩護河牀，一則可使填梢穩固也。

(四)沉褥 (Sinkstückartige Matratzen) 沉褥護岸之法，參觀第二二六圖及第二二七圖，買曼耳 (Memel) 地方曾用之，但被掩護之岸，須無折曲，坡度亦須整齊，方爲適宜。此種情

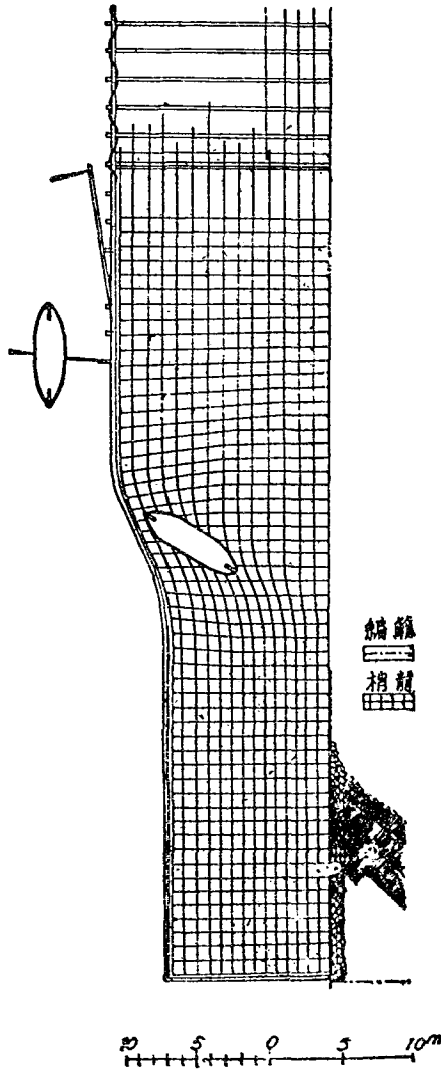
第二二六圖



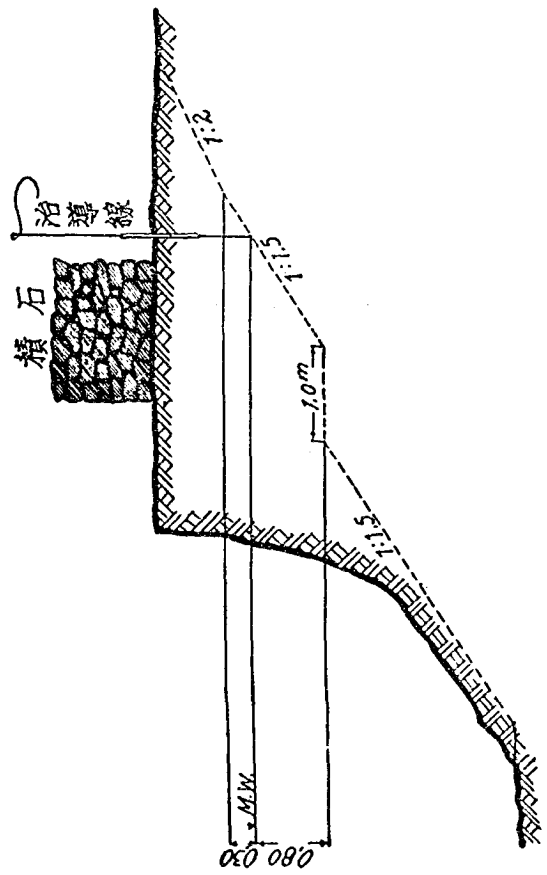
形於天然河流之內，不易遇見，僅裁灣取直之新河岸，可應用之。

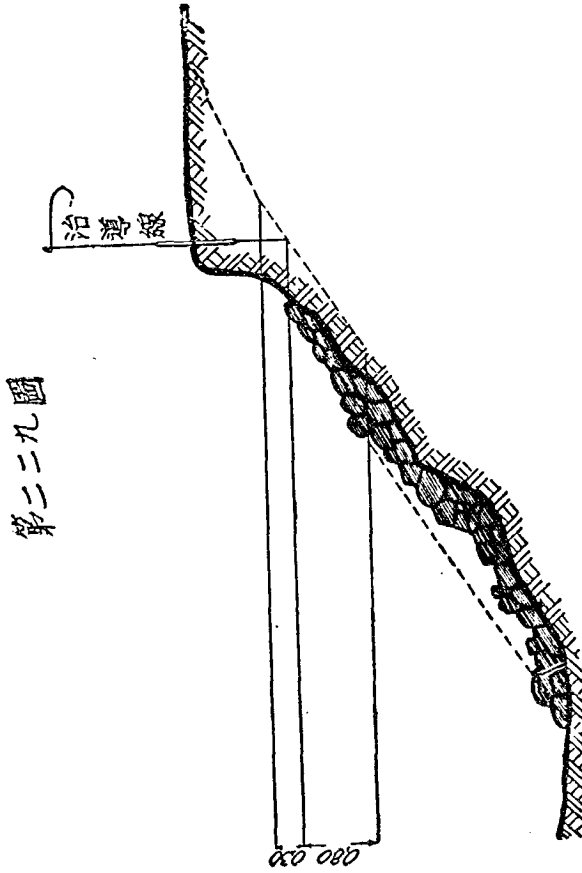
(五)積石工 山流冲刷力猛，比降較大，治導工事，須利用水力，減少人工，故一切設施，較之中下游略有差異。德國巴燕聯邦 (Bayern) 關於保護山流之岸，訂有條例，有云『若河岸有驟然崩潰之虞，而轉運材料又異常艱難，必將搶護莫及。可於河岸之上，治導線之外，堆積石方，一旦岸土坍卸，積石隨之滾墜，適可掩護岸坡。』(參觀第二二八圖至第二三〇圖) 又云『如治導線之外尚有舊岸，一時不致坍

第二二七圖

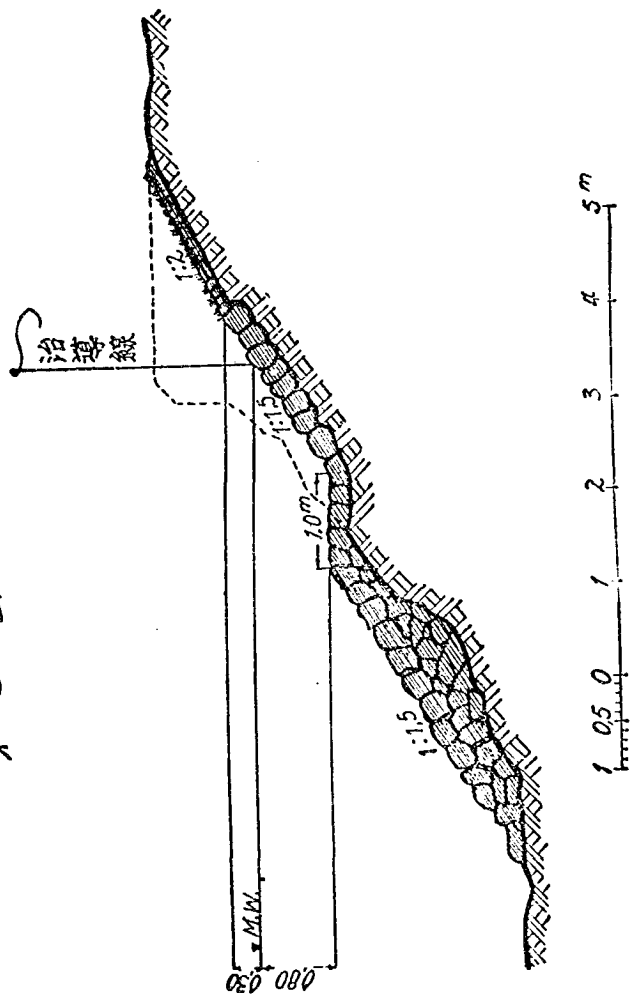


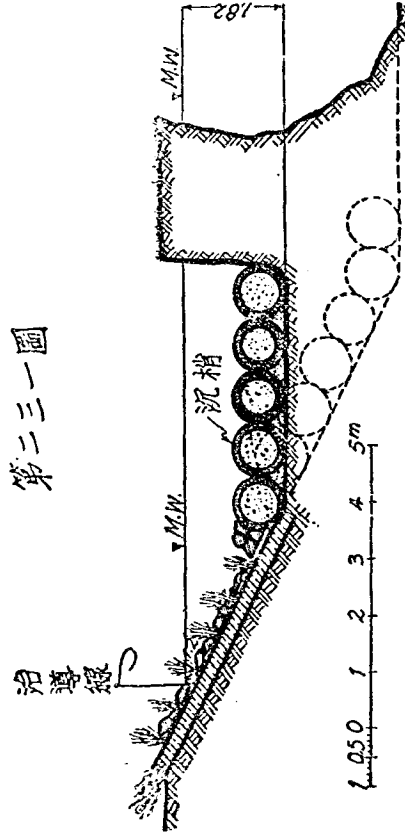
第二二八圖





第三〇圖

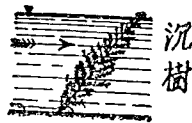




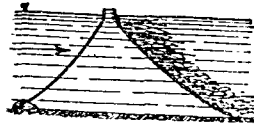
盡，可沿治導線預挖深槽，做成坦坡，設置護岸工事，堆石槽中，待舊岸坍卸盡淨之時，則石塊下墜，適足掩護坦坡，石料缺乏之處，亦可代以沉梢。』（參觀第二三一圖）

(六)沉樹 (Sinkb ume) 美國米蘇里河 (Missouri) 挾沙極富，且有樹枝敗葉及草根之屬，隨流而下。遇觸障礙，遂即停積，於是沉樹枝葉之間，全為泥沙所充塞，逐漸淤墊。又英國勃魯鹿 (Colonel Brownlow) 氏在東印度某河內，亦有同樣之經驗，乃悟沉樹護岸之法。最初在河牀之上設一標桿，桿上紮縛樹枝，樹枝之長度與河深相等。樹枝先則浮飄水面，沉澱物逐漸填塞枝隙，壓沉河牀之上，水流為之阻滯，坍卸之岸，因此得有保護之效，如第二三二圖。又或繫枝於繩索之上，張懸水中，如第二三三圖。餘詳本章第二節

第二三二圖



第二三三圖

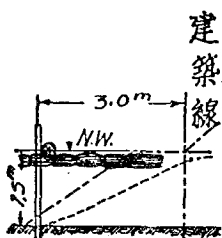


梢壩結構，茲不贅述。

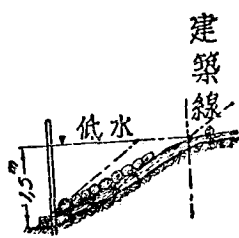
(七)窩爾夫浮壩 (Wolfsche Gehängebauten) 此項浮壩為窩爾夫氏所創造，其作用完全與沉樹相類。壩之結構，為長約 2 至 5 公尺寬約 2 公尺之梢組一層或二層，飄浮水面，其根

端用鉛絲及橫木繫於直立河牀之木樁上，梢層之位置，約與低水位齊平。設置浮壩之後，河身為之束狹，壩前水面壅高，速率增加，而河牀刷深，壩後之水流，速率銳減，則沙泥淤墊，每值洪水，淤沙尤易，如梢組之地位，與下水方向，交成銳角，其淤沙之能力最巨，但壩前河牀刷深之程度亦最大，木樁之地位，在建築線之前2,5至3公尺，樁之距

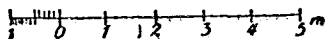
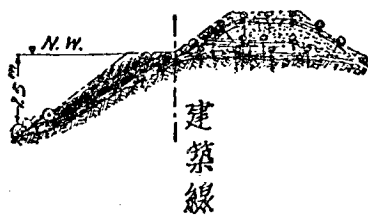
第二三四圖



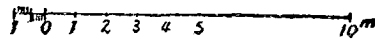
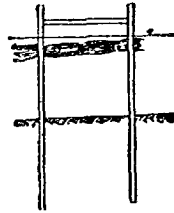
第二三五圖



第二三六圖



第二三七圖



離為5公尺。如在溜急勢猛之處，須樹立木樁兩排，其距離為2公尺，用橫木撐之。待淤沙至相當之高度時，即用梢組保護坦坡。低水位以下須拋石塊，參觀第二三四至二三七圖。據恩格司氏之意見，沉樹之功用，較浮壩可恃，但二者之用途，均限於洪水期內挾沙較多之河流，若以全河論，宜用之於上游云。

(乙) 丁壩之結構(Buhnen)

丁壩之結構，與中國之挑水壩大致相類。壩之根端深埋岸內，以防水流搜串，是為壩根。壩之表面，露出中水位以上者，是為壩頂。壩頂有坦坡，緊靠河岸處，壩頂與洪水面同高，向外傾斜。至壩頭與中水面齊平。壩之前端，在中水面以下者，其坡度較壩頂略陡，是為壩頭。壩身緊貼河牀之基址，是為壩基。若河牀堅實，壩

身亦可直接建於河牀之上。若水深土鬆，壩基須用沉排。壩之腳點，是爲壩址。丁壩兩側之斜坡，是爲壩腰。丁壩之構造，或用梢工，或用石工，或梢石混合，茲分別臚舉之如下：

(一)沉排及填梢造成之丁壩(Buhnen aus Faschinenpackwerk und Senkstück) 例如北歐買曼耳河(Memel) 丁壩之結構(參觀第二三八圖甲乙)，壩基爲沉排，壩心爲填梢。壩面用梢龍編籠，盤結堅實。壩頂之坦坡，爲1:100，壩頭坦坡，爲1:3，壩腰坦坡，兩面均爲1:1。又如德國奧特河(Oder) 丁壩之結構，大致相同。(參觀第二三九圖甲至戊) 但德國愛比河(Elbe) 丁壩之結構，(參觀第二四〇圖甲至己及第二四一圖甲至丙) 在壩頭之下，或採用沉梢，或仍用沉排，其他結構與前例相仿。壩頂坦坡爲1:150，或1:200，壩頭坦坡爲1:2，壩腰坦坡兩面皆爲1:1。

(二)填梢及沉梢造成之丁壩(Buhnen aus Packwerk und Senkfaschinen) 例如渭沙河(Weser) 丁壩之結構，(參觀第二四二圖甲至丁) 壩頭爲沉梢，內部用填梢，砌石護面。壩頂坦坡爲1:30，壩頭坦坡爲1:4。

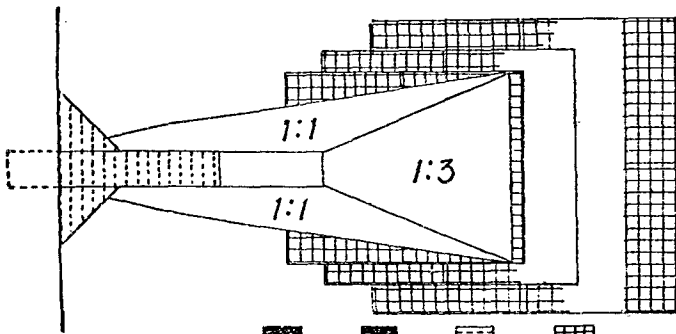
(三)用填梢沉梢及拋石造成之丁壩(Buhnen aus Packwerk, Senkfaschinen und Steinschüttung) 例如第二四三圖甲至丙之結構，壩心爲填梢，壩頭底脚爲沉梢，上拋石塊，坦坡爲1:4。壩頂用梢龍盤籠，坦坡爲1:30。壩腰坦坡兩面均爲1:4。

第二三八圖甲

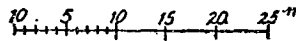
買曼耳河之丁壩



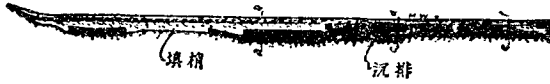
乙



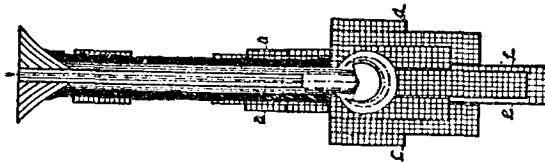
填梢
 沉排
 編籬
 梢籠



第二三九圖甲
奧特河之丁壩



乙



丙

剖面 a-b



沉箱

丁

剖面 c-d



填箱

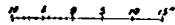
填箱

戊

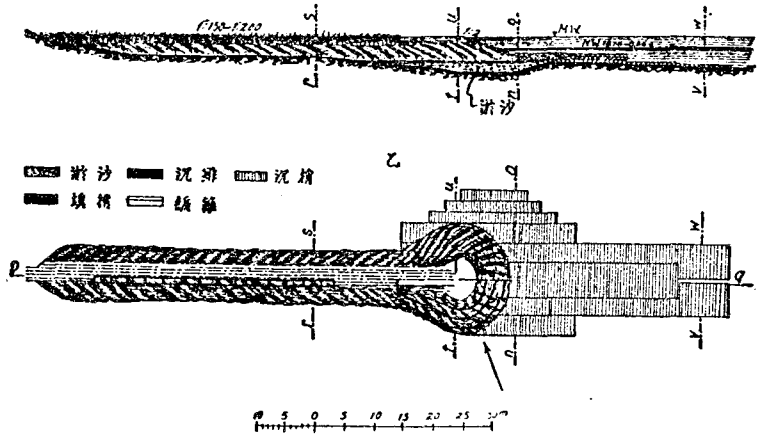
剖面 e-f



填箱



第二四〇圖甲 德國愛比河之丁壩 I



丙 剖面 P-S



戊 剖面 N-O



丁 剖面 t-u

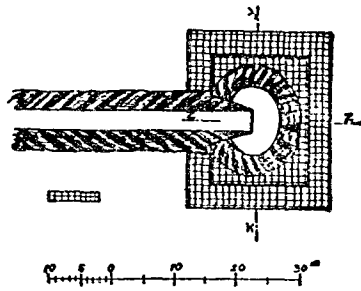


己 剖面 V-W



第二四一圖甲

愛比河之丁壩 II



乙

剖面 Z-Z

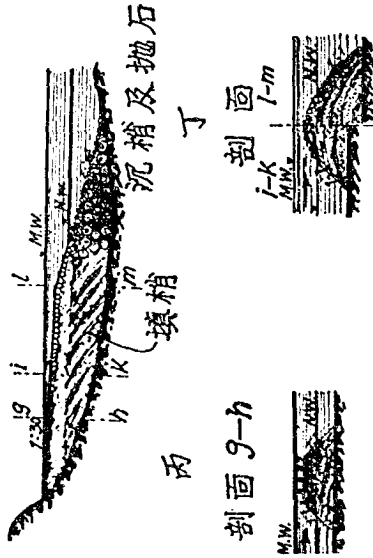


丙

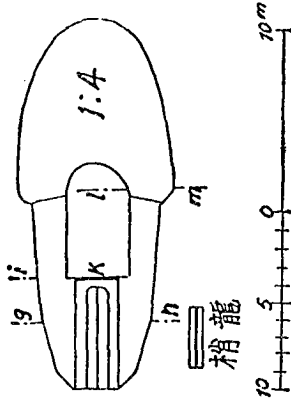
剖面 X-Y



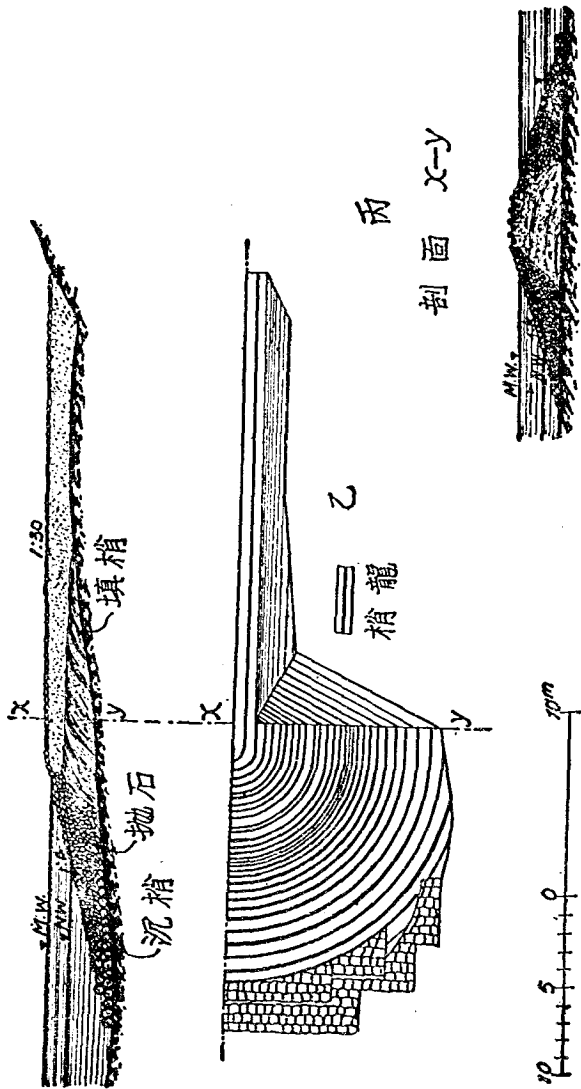
第二四二圖甲
德國渭沙河之丁壩



乙
平面



第二四三圖甲

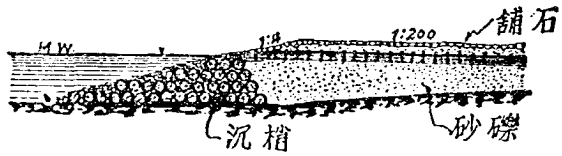


第二四四圖甲

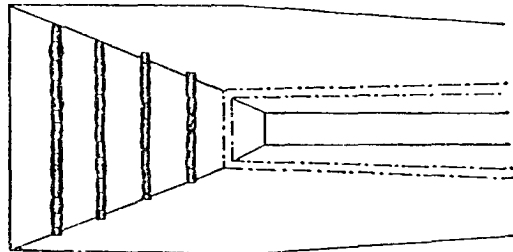
蘭茵河下游之丁壩



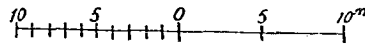
乙



丙

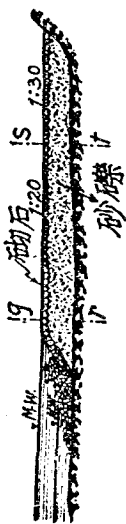


錫籬



第二四五圖甲

渭沙河之丁壩 I



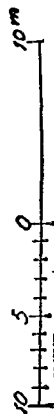
丙

剖面 g-r

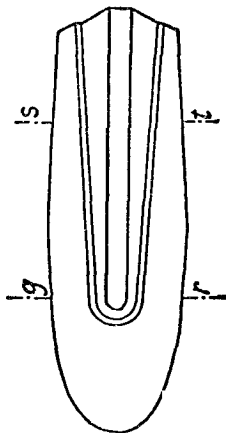


丁

剖面 S-t



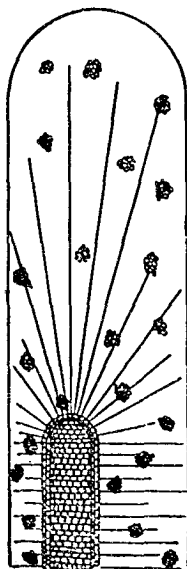
乙 平面



第二四六圖甲
渭沙河之丁壩 II



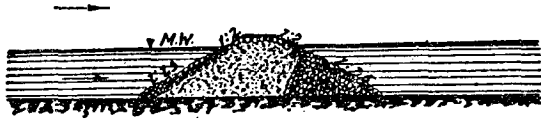
乙
平面



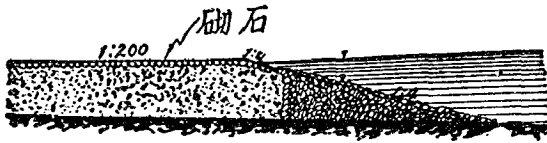
丙
剖面



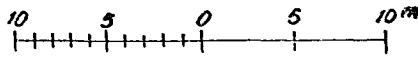
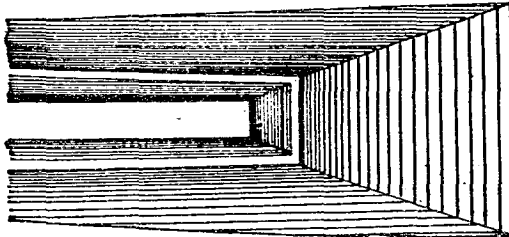
第二四七圖甲
蘭茵河中游之丁壩



乙



丙



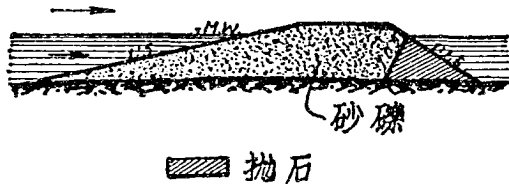
(四)沉梢造成之丁壩 (Buhnen aus Senkfaschinen) 例如蘭茵河下游 (Niederrhein) 之丁壩結構, (參觀第二四四圖甲至丙) 外層全用沉梢, 壩心填沙礫, 表面鋪石掩護。壩頂之坦坡為1:200, 壩頭坦坡為1:4, 壩腰坦坡兩面均為1:1,5或1:2。

(五)石料造成之丁壩 (Steinbuhnen) 例如渭沙河 (Weser) 之石壩, 參觀第二四五圖及二四六圖甲乙丙。壩心填沙礫, 壩頭拋石, 表面砌石掩護。壩腰坦坡在上水一面為1:1, 下水一面為1:2。所堪注意者, 壩頭坡度務求平坦。故第二四六圖之結構, 較第二四五圖之結構為新, 可以效法。又如蘭茵河中游 (Mittelrhein) 之石壩結構, 大略相同, 參觀第二四七圖甲乙丙。

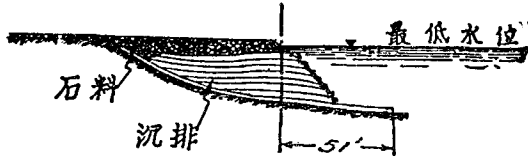
(六)沙礫造成之丁壩 (Kiesbuhnen) 例如蘭茵河下游 (Niederrhein) 之丁壩及潛壩 (Grundschwelle) 結構, 參觀第二四八圖。除下水壩腰為拋石外, 全部為沙礫所造成, 壩腰坦坡上

第二四八圖

蘭茵河下游之丁壩



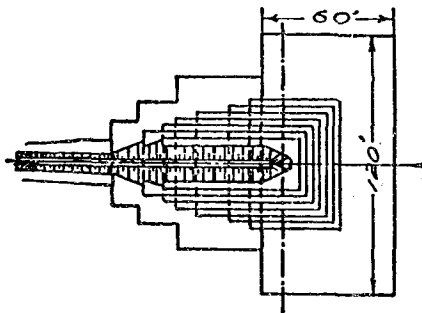
第二四九圖甲
(側面) 黃浦江之丁壩 I



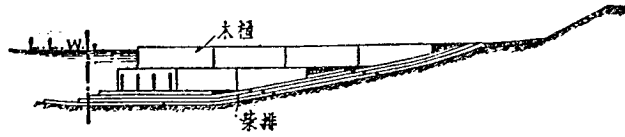
乙 正面



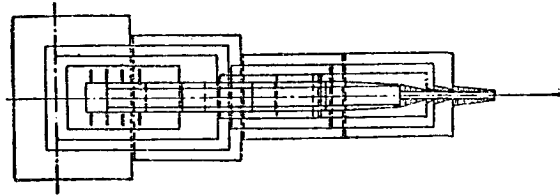
丙 平面



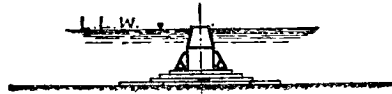
第二五〇圖甲 (側面) 黃浦江之丁壩 II



乙 平面



丙 正面



第二五一圖

木櫃



水一面爲 1 : 5，下水一面爲 1 : 1.5。

吾國河工採用西式丁壩者，例如上海黃浦江所建之丁壩。其目的在改正河身，並俾丁壩之間淤成平陸。壩之製法，計有兩種：

(一)用柴排疊成，上壓蠻石，造於浦東陳家嘴與高橋之間，參觀第二四九圖甲乙丙。

(二)以柴排爲基，上置木樁，高昌廟對江之丁壩及浦東其昌棧之堤岸，均用此法，參觀第二五〇圖甲乙丙。木樁乃用方木釘成樁形之籠，中盛蠻石，安置沉排之上，功效甚著（參觀第二五一圖）。此法在水深處行之，頗爲合算，較用沉排疊成者費省，較單用蠻石堆成者，體小而堅實。

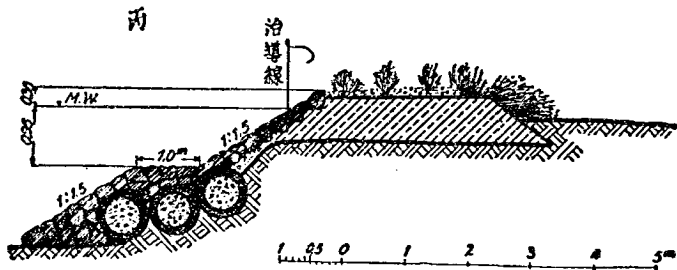
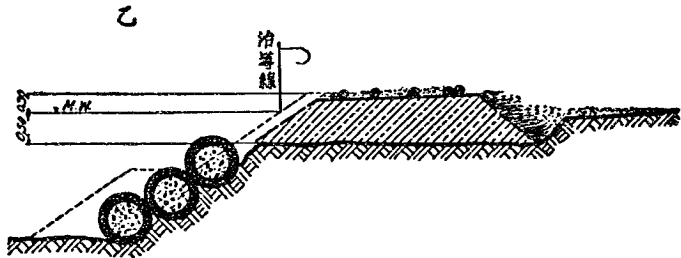
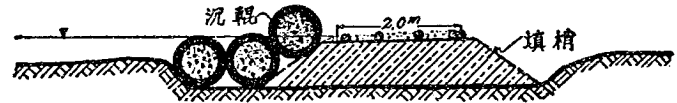
又黃浦江下游爲河溜海潮上下交錯之地，故壩身與岸線成直角，使其易於淤沙。壩端並加橫翼，以求堅實。壩間淤沙，雖有功效，然不能甚速，故漕浦局又有灌泥之法。先於灌泥地域，四周作圩，即將漕泥船挖出之泥，經鐵管灌入，至平滿爲止。此項灌泥之法，固屬工簡價廉，且免運輸漕泥之勞，誠一舉而兩得也。南通沿江造槎，曾仿其制，而略加變通。槎形如鉤，壩頭與低水面齊，壩頂向岸漸仰，至與洪水面齊。壩頭作鉤狀者，欲減漩溜之力也，但效驗甚微。槎成之後，壩端甚至毀裂，壩間淤沙亦緩，推厥原因，仍以結構未得法也。總之各河之水流沙質，均有差異，而建壩之地位亦不相同。一壩之成，動費鉅款，最好先於水工試驗室內，加以研究，規定壩形壩距，及其位置，觀察淤沙之效，考核刷決之弊，庶可款不虛糜矣。

(丙) 順壩之結構(Parallelwerke)

順壩之布置，順流平行。故向水一面迎溜衝刷，向岸一面於漲沙未滿以前，一遇洪水暴漲，越壩溢入，滾水刷扶，是以結構與丁壩不同。茲臚舉如下：

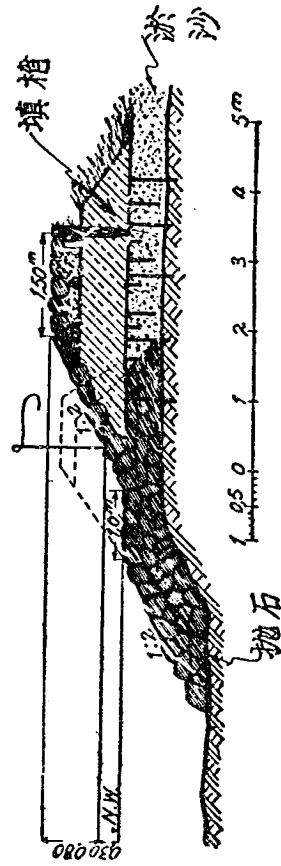
(一) 填梢及沉軛造成之順壩 (Parallelwerke aus Packwerk

第二五二圖甲 伊身河順壩之結構

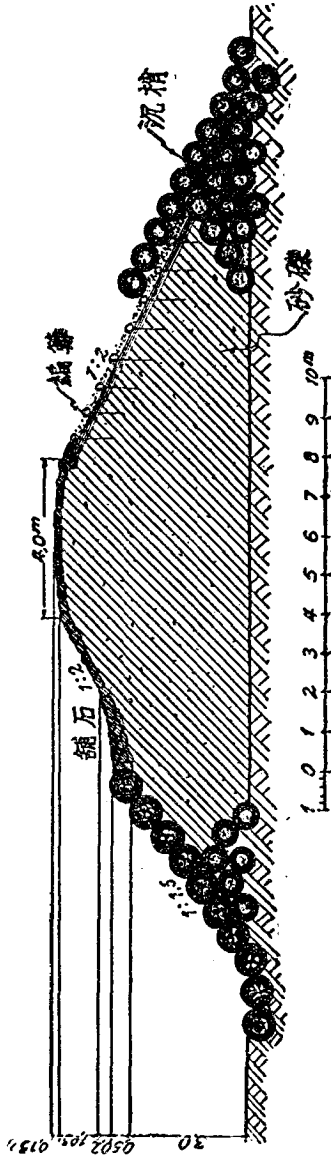


- und Sinkwalzen) 例如德國多瑙河支流伊耳河(Iller)之順壩，建於沙渚之上。先則鏟沙爲槽，用填梢造成壩身。沿河一面壩址，安置沉輓，異日河牀刷深，沉輓下落，再行鋪石護坡，參觀第二五二圖甲乙丙。
- (二)填梢及拋石造成之順壩 (Parallelwerke aus Packwerk und Steinschüttung) 例如多瑙河中游 (Mittlere Donau) 之順壩，先拋石塊，待漲沙填平之後，再加填梢，築成壩身，並鋪石護面，參觀第二五三圖。
- (三)沙礫及沉梢造成之順壩 (Parallelwerke aus Kies mit Senkfashinen) 例如德國南部巴燕蘭茵河 (Bayerischer Rhein) 之順壩，以沙礫爲心，兩邊坦坡均爲1:2。壩址堆積沉梢，以期堅實。迎水一面，壩之坦坡，鋪石掩護。向岸一面之坦坡，在沉梢之上，鋪設30公分之厚梢層，並編籬盤結，空間填石，結構堅實，功效甚著，參觀第二五四圖。
- (四)拋石及沙礫造成之順壩 (Parallelwerke aus Steinschüttungen mit Kieskern) 例如德國馬蔭河上游 (Oberer Main) 之順壩。壩心爲沙礫，外圍爲石塊。壩腰及壩頂均砌築平整，參觀第二五五圖及第二五六圖。
- (五)全用石料造成之順壩 (Parallelwerke aus Steinschüttungen) 此項結構，須分三步進行。先於河流抹線 (Streichlinie) 之前，低水位之下，依建壩之基址，堆積石塊，形如橫梁。或於橫梁之後，再建格梁，以期堅實。待橫梁之後，漲

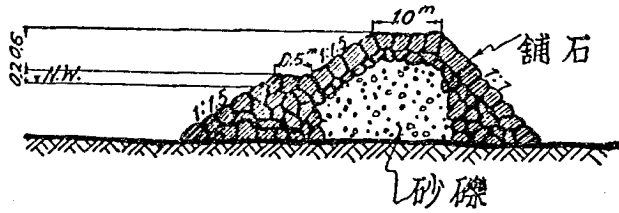
第二五三圖
多惱河之順壩



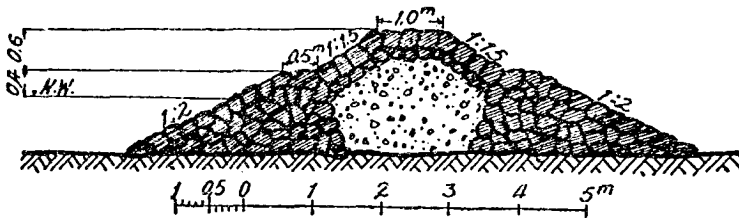
第二五四圖
蘭茵河之順壩



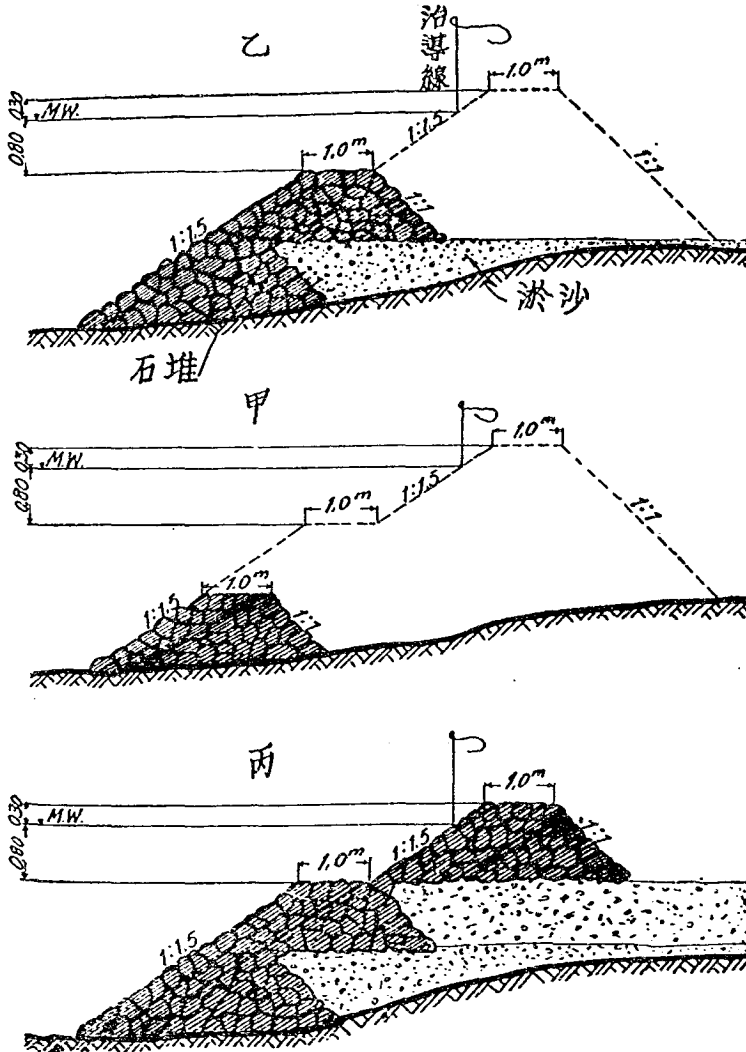
第二五五圖
馬 蔭 河 之 順 壩



第二五六圖



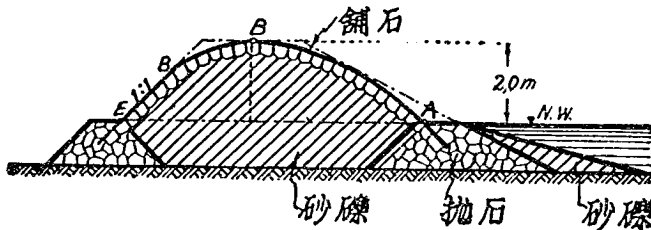
第二五七圖 多惱河中淤之順壩



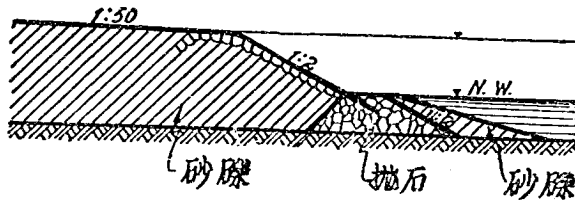
沙平滿，再築第二層之石工。又待其後部漲沙滿足，乃加築第三層之石工。例如德國多瑙河中游 (Mittlere bayerische Donau) 之順壩，其丈尺坡度，參觀第二五七圖甲乙丙。

(六)全用沙礫造成之順壩 (Parallelwerke aus Kiesschüttungen) 例如德國愛比河(Elbe)之順壩，參觀第二五八圖。壩之兩邊拋石，高與低水面齊，而迎溜一面，於拋石之外，更加沙礫一層。壩頂鋪石，其形態依照梯形修圓，蓋尖角易為

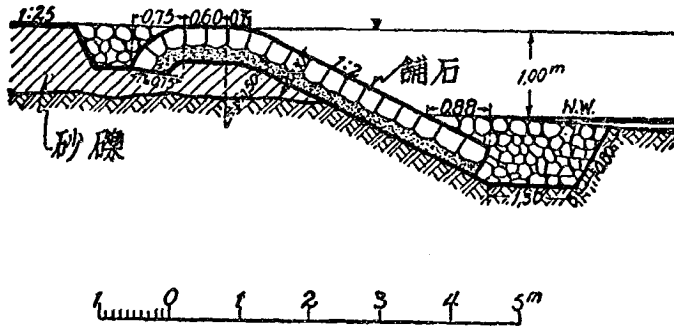
第二五八圖 愛比河之順壩



第二五九圖



第二六〇圖



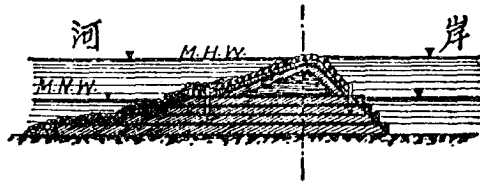
波浪及冰凌所衝擊也。第二五九圖之結構，乃日後改良之壩形。壩頂較前改低，而向岸一面，先用人工填土，因順壩之內，漲沙非易，預先填滿，可省去向岸一面之石工也。第二六〇圖之結構，亦一例也。

(七)沉排造成之順壩(Parallelwerke aus Sinkstücken) 河流

第二六一圖



第二六二圖



潮區之內，宜採用之。沉排之高度，須達低水位。如是則上部之填梢工，鋪石護面工，均可於落潮時進行也。參觀第二六一圖及第二六二圖。

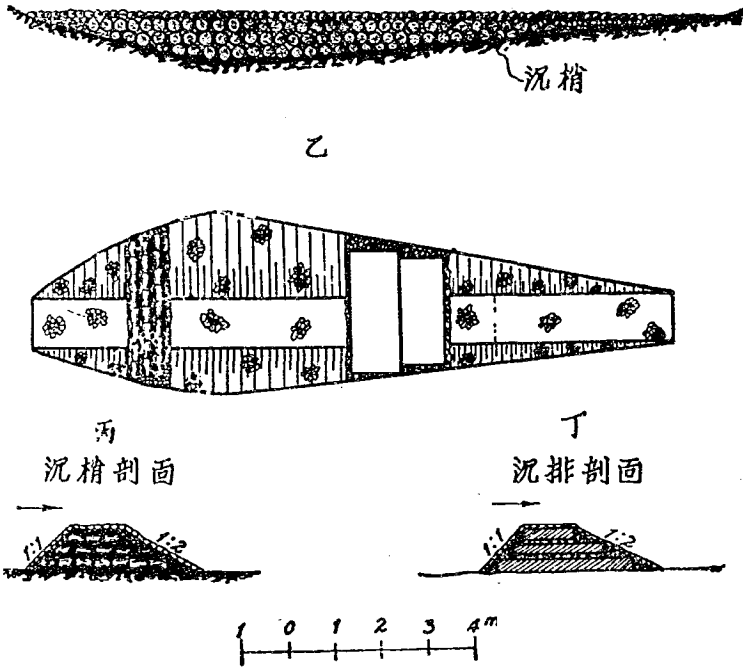
(丁) 潛壩之結構(Grundschwellen)

河槽深窪之處，於治導之際，須設法填平，至標準高度為止。填平之法，先於深槽內，建築潛壩。壩距之間，或任其淤沙，或利用挑濬之沙礫，直接填平。壩之結構，可分兩種如下：

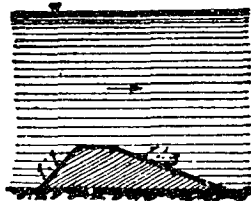
(一) 沉排或沉梢造成之潛壩 (Grundschwellen aus Sinkstücken oder aus Senkfascinen) 例如德國渭沙河(Weser)之潛壩，參觀第二六三圖甲乙丙丁。丙副為沉梢潛壩，丁副為沉排潛壩，表面均鋪石掩護。上水坦坡為 1 : 1，下水坦坡為 1 : 2。

(二) 石料造成之潛壩 (Grundschwellen aus Steinschüttungen) 參觀第二六四圖甲乙。壩之上水坦坡為 1 : 1，下水坦坡為 1 : 3。

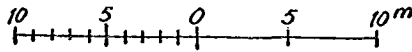
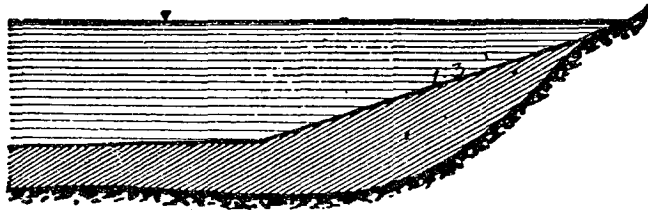
第二六三圖甲
渭沙河之潛壩



第二六四圖甲



乙

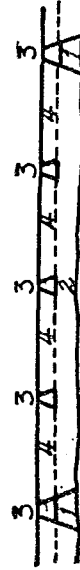


(三)施泰爾式之潛壩 (Ausgefüllte Grundschnellen, Bauart Stecher) 此項潛壩，建築時進行之步驟，參觀第二六五圖及第二六六圖。第一步於深槽之縱面，每隔100公尺用沙石 (Sandstein) 砌築橫梁 1，其高度約在標準河牀下80公分。石塊之邊長約為25公分至30公分。第二步在橫梁之間，用潛挖

第二六五圖
施泰爾式之潛壩



第二六六圖



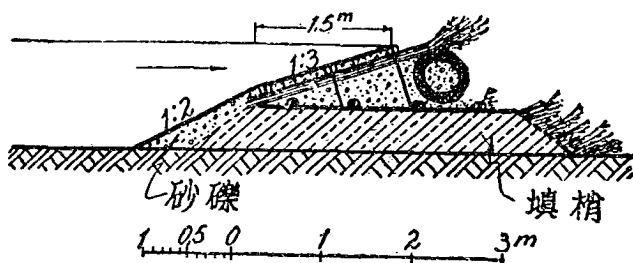
之丸石或沙礫填平之。第三步加高橫梁 1，並每隔 25 公尺添築小石梁 3。石料須用花崗石 (Granit)，石塊尺寸邊長須有 20 至 30 公分。第四步再於小石梁間，用沙礫或河泥填滿。此法行之甚效，近世多用之。

(戊) 攔沙工之結構 (Verlandungsbaüten)

壩工完成之後，淤沙有緩速之分，或因位置之關係，淤沙永無平滿之望者，須採用簡易工事，輔助漲沙，名曰攔沙工。茲臚舉之如下：

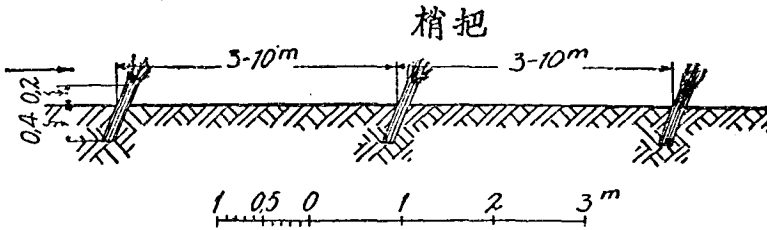
(一) 順壩後之攔沙工又名橫建築 (Querbauten hinter den Parallelwerken) 其位置橫列於順壩與河岸之間，與順壩聯接處，約高出順壩之頂 20 至 25 公分。如攔沙工之數量甚多，則其高度與距離應適合該河段之比降情形，以免冲刷。第二六七圖為德國多惱河上游之攔沙工，乃用填梢與砂礫所築

第二六七圖 多惱河上游之攔沙工



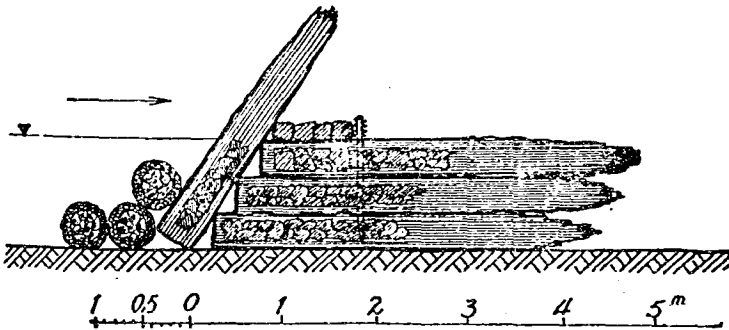
成者也。其表面平鋪之沙礫，據經驗所得，甚為合用。在此項攔沙工之間，並安設梢把 (Faschinenbündel) 插入岸內，亦足以輔助淤沙，參觀第二六八圖。設在柳枝出產豐富之區，攔沙工可用短而薄之沉梢為之。例如第二六九圖，為多惱河中游之攔沙工

第二六八圖



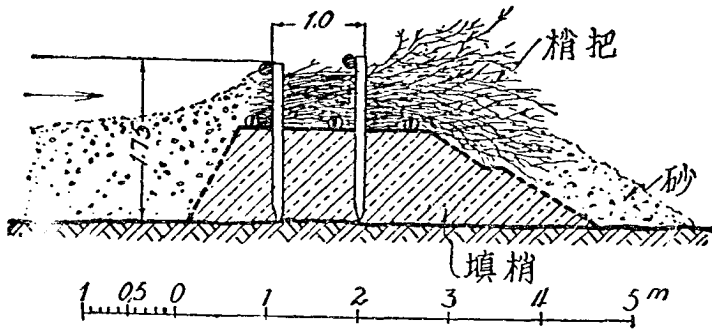
第二六九圖

多惱河中游之攔沙工



游之攔沙工結構。沉梢之構造，係選用長枝，中包碎石，手工紮縛而成。舖至水面高度，編籬一道，再用石塊護面。其迎水一面，並密排斜梢一行。斜梢之前，用小沉輓兩個或三個掩護攔沙工之基址。但此項建築，宜在水流緩和之處，如水流猛激，恐難耐久。第二七〇圖，為蔭河下游(Unterer Inn)導壩後之攔沙工。其距離約為100至300公尺，乃用填梢梢把沙石所造成也。

第二七〇圖 蔭河之攔沙工

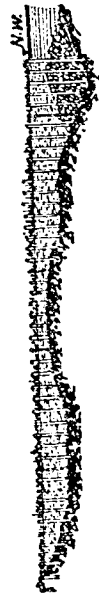


(二) 丁壩間之攔沙工(Querbauten zwischen den Buhnen)

丁壩之間，欲求淤沙迅捷，或用編籬法，建設攔沙工。例如第二七一圖甲乙丙，為德國馬丁堡(Magdeburg)一帶之攔沙工結構。第二七二圖甲乙丙，為德國司且達(Stendal)一

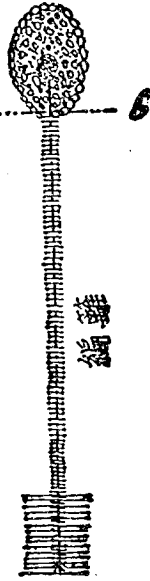
第二七一圖甲

馬丁堡之攔沙工



丙
g-h

乙



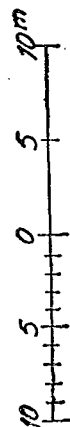
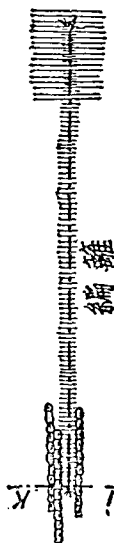
第二七二圖甲
司達旦之攔沙工



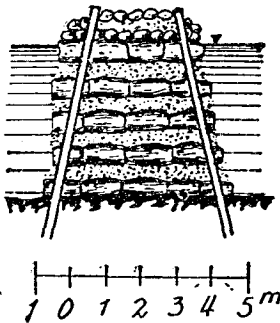
丙



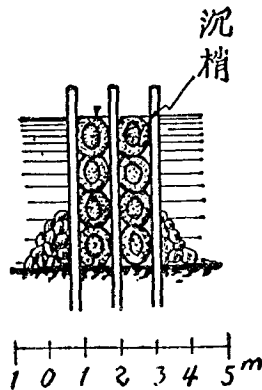
乙



第二七三圖



第二七四圖



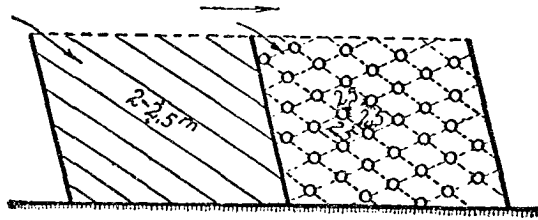
帶之攔沙工結構，亦有用沉梢建造攔沙工者，如第二七三圖及第二七四圖。

丁壩之間，或順壩之後，淤沙既有相當之高度，即可植柳緩流，使沉澱物易於下沉，漲沙必當更速。選擇樹種，以青嫩之柳枝為最善。而植柳之地面，不可在常水位以下，而以柳根能直達溼潤之土層，或地下水層為宜。乾涸之沙脊上，不宜植柳，恐沙積成島，反不能均勻漲沙也。丁壩之間，植柳宜與堅實之岸相接。排列之法，以不妨礙水流之漲沙為主。

柳枝之供給，每枝約長50至60公分，徑為2至6公分，剪下即栽，易於青活。插枝須入土30至40公分，至少須留青芽三朵，露出土面。柳枝剪下，如不能即刻栽植，須暫埋陰溼土內，以防枯死。如

植柳成行，則每株距離約為2,5至5公分，每行距離約為2,5至5公尺，參觀第二七五圖左。如分塘植柳，當先掘徑約8至10公寸之深塘，以柳枝三十株，插於塘之四周，塘內復填以土。塘與塘之距

第二七五圖



離，約為2至3公尺，參觀第二七五圖右。柳枝之功用，固在促進滾沙，而長成之後，亦可供作梢料，乃河工所必需者也。

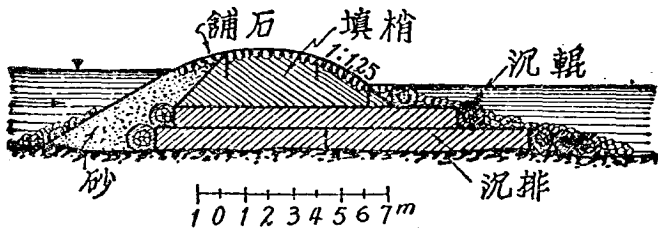
第六節 截堵支流工程(Sperrbauten Kupierungen)

河流分岐，則流弱槽淺，有礙行船，故治導河流，多採塞支強幹之法。塞支之壩，或名閘河壩，或名封支壩，亦即堰工也(Sperrbauten)。如在河流湍激，及河牀不堅之處，施工尤屬艱難，務須謹慎從事。壩根與兩岸相連，必須深埋堅實，以防水流旁決。壩身如弧，壩頂兩端高仰而中陷。下水壩址，須建跌水，則水流由壩頂滾跌而下，不致衝刷成塘，影響基址。壩之結構，視建築材料而異。如全用石料造壩者，須先在建壩基址上，拋以充分之大石塊，然後再依照壩身丈尺，拋積石塊，待其高度超出水面之後，壩頂及其表面

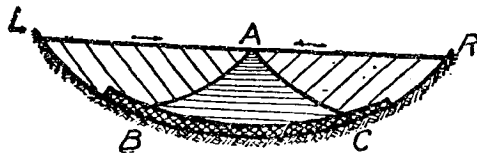
部分，均用石塊鋪砌。上水坦坡為 $1:1.5$ ，下水坦坡為 $1:4$ ，壩頂寬度為 2 至 4 公尺。最初壩身漏水，並無弊害。日後石隙之間，將為沙礫及浮飄水面之沉澱物所填塞，自可閉氣，不致漏水。如河牀過深，支流未能立即束狹之處，可採用沉排，掩護河牀。

塞支壩亦有用沉排填梢構造者，工事較難。法以沉排鋪墊河址，沉排兩端用沉輓掩護。然後進行填梢工事，再鋪石護面，拋石積沙護腰，參觀第二七六圖。惟下梢之法，不可從兩岸同時前進，恐進至河心之時，中部留有 ABC 三角形之空間，水流壅積，阻力甚

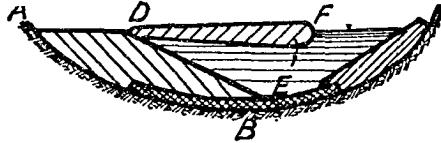
第二七六圖



第二七七圖



第二七八圖



大，不能合龍也（參觀第二七七圖）。故下梢須從一岸着手，漸向彼岸前進。第二七八圖內 B 爲先下之護址工事，ADE 爲已下之梢，DF 爲將下之梢，如是則合龍較易矣。

吾國河工堵截支河之法，治河書言之甚詳。茲略舉之，以資參考。靳文襄公治河方略有云：『支河有兩樣，堵塞之法，亦有兩樣。如一種上有河頭，當河水初長時，水即由河頭流入，在灘地內轉折迴旋，遠者數十里，近者十數里，或數里，仍歸大河，此上有河頭下有河尾者也。堵之之法，當先塞河頭。蓋黃河灘地，臨河必高，靠堤必窪。因此處既有河頭，則不能如河岸同其高阜，故一經漲發，由河分注，且以有源之水，長流於窄隘河形之內，其勢必急。若於灘地之河身內，築壩橫截，外高內低，必致漫壩而過，每漫一壩，必沖跌一壩，非徒不能堵，適足以激水怒，以益寬深，漸至妨礙大堤。故先於河頭高阜處所，擇支河有崖岸之處，約去大河百十丈或數十丈之內，堅築內外大坦土壩一條，外坦廂做防風，方爲萬全。其灘內一帶河身中，亦擇其淺隘處，或相去里許，或相去一二里，間段做束水小壩，如石閘形，各留中間口門數尺或丈許，使

水仍可通流。庶河水初長未及漫灘之時，則河流分頭之水，至壩即住。壩外所留河形百十丈，不過數日，亦可淤平。則河頭百數十丈已極高寬，非普面出槽，涓滴無由分入矣。及至普面出槽之時，一帶河身，復逐段有束水小壩，如水比地高，則壩沉水內，河內之水，不過與灘地之水，同一漫流，必漸淤漸積。迨河水稍落，縱使河身尚未全淤，然水爲束水壩所阻，且上無來源，河水愈退，則淤墊愈增。支河之至寬深者，歷伏經秋，必然盡成平陸矣。如河頭水溜而深，非土壩所能堵合，則於兩岸盤廂馬頭，用物料迎溜吊纜軟廂，背後跟土填堵，一名吊纜廂，一名神仙埽。堵塞淺水漫口，亦用此法。先在上水頭釘樑兩排，將大繩頭挽結樑上。或一尺一條，或二尺一條，繩尾渡過對岸，亦挽樑上，或繫纜小船之上，徐徐鬆繩，俾兜物料着地。每廂丈餘，即釘簽樁以攔之，而背後之土緊緊跟隨，以閉其氣。河寬則兩岸吊廂，中間合龍。河窄則廂至對岸，可以合龍。合龍之後，務令背後土壩斷流。壩上重重壓土，多多簽樁，方免洩氣膨埽之患。又有一種支河，上源並無河頭，因內地甚低，當河水出槽之時，滙歸於低窪之內，聚而成溜，日刷日深，亦轉折迴旋於灘地之內，或數十里及數里然後歸入大河，此則無河頭而但有河尾之支河也。如不爲堵截，恐年復一年，河頭一成，內地既窪，則更爲難堵。此種河形，宜先於河尾內緊靠河岸高阜處，堅築內外大坦土壩一條，截其去路。再於灘內河身淺隘處，亦間斷做束水小壩，惟中間留口門，又當有寬窄之別。蓋此等支河，必窪地內原有至窪之處，非數頃即數十頃者，積滿之後，然後由最低處冲

而成河。故凡近窪處之頭一束水壩，須寬留口門，庶使窪地之水，不致漫跌，其下各壩則愈遠口門愈小，而窪地必淤，河形亦平矣。」

第七節 裁灣取直工程(Durchstiche)

河灣太銳，其弊有四：航運阻滯一也；護岸工艱費鉅二也；冰凌易於壅塞三也；水流迂緩善淤四也。是以治河者，恆須裁灣取直，以暢其流。雖然裁灣之舉，非常有益而無損，若計劃失當，或反多妨礙，前章已詳述之，不可不慎也。

裁灣必開新河，新河之位置，須選擇得宜，大溜始能歸注。開挖新河之法有二：甲、依照計劃之丈尺，全部一次挑挖。乙、新河之內，先掘溝槽一條，中隔土埂，然後引水入內，任其刷深展寬。甲乙二法，各有利弊，甲之工費較昂於乙，但功效易見，新河下段之淤沙，亦可減少。乙法利用水力冲刷，則河流下段極易淤墊，惟設計之時，如攔阻刷出之沙，用以填地，亦屬甚宜。大致甲乙二法，未便任意採取，乙法宜於山流，蓋水力湍激，航運稀少也。至於河流下游，地勢平衍，水力微弱，航運繁盛之處，則宜採甲法。又或河身狹小，亦祇可全部一次開掘，較為適宜。開挖新河之時，上下兩端，均應預留土梁，以防水入阻工。俟中間全工告竣，先開河尾之土梁，再開河頭之土梁。新河溝通之前，兩岸宜先築護岸工事。新河開通之後，則舊河之水日減，逐漸淤平。若急欲大溜全歸新河，亦可築壩堵塞舊河，名曰鎖壩(Zuschlussbauten)或同時築導水壩(Schöpfwerke)，逼溜瀉入新河。茲更就德國巴燕聯邦(Bayern)裁

毋取直之條例，摘要述之於下，以資參考。

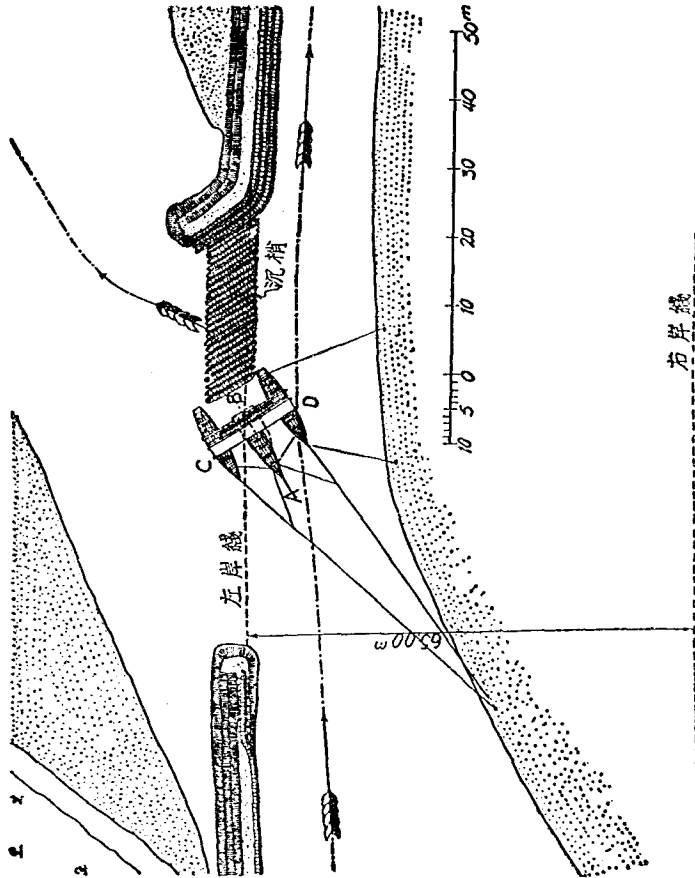
- (1)大河裁灣，則挑挖溝槽之地位，宜在新河計劃線之中央。若新河線略有彎曲，則溝槽地位偏於凸岸，因凹岸易於冲刷也。設土質有堅鬆之別，則溝槽須偏於堅土部分。
- (2)小河裁灣，如新河須經過沙礫，或新河放水以前，新岸之掩護，必不可免，則溝槽之地位，可緊靠已經掩護之岸，使其專向一面刷寬。如是則刷成之新槽，平整有律，不致屈曲。但靠近護岸之處，河牀冲刷後之深度，或較需要之深度過大，且護岸費亦頗鉅也。
- (3)所有堵塞舊河之鎖壩 (Schlussbauten) 及逼溜之導水壩 (Schöpfwerke) 地位，須就新河之治導線建築，庶可減省護岸工事。
- (4)挖掘溝槽，其寬度須依照新河之比降，以及地勢之高低，土質之堅鬆，酌量規劃，但至少以新河寬度十分之一為準。
- (5)挑挖溝槽先從河尾着手，向上進行，力求其深。若地質為沙礫 (Kiesboden)，則先挖至水面為止，然後再在溝之中央，從河尾向上，挖一深槽，槽內水面與河尾水面同高，如是則溝槽易於刷深矣。若地質為黏土層 (Lettschichten) 則新河全部，須依照規定之寬深，用人工挑挖。
- (6)若溝槽依順治導線挑挖，而鎖壩或導水壩，又係依照治導線所建築，則沿治導線之岸，須立即做成坦坡，並加以掩護。此後溝槽之冲刷，僅可向對岸展寬。

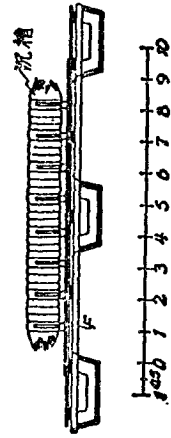
- (7) 山流裁灣，開放新河，不可在洪水時期，宜擇中水位時放水入槽，庶幾新岸不致坍卸過速，反使新河淤墊。
- (8) 新河治導線之後，如有坑塘深槽，須用挖出之土填平，俾與河岸齊平。挖掘之土，嚴禁棄於治導線以內。如新河兩岸須建防洪堤者，應利用挖溝之土。
- (9) 堵塞舊河之前，須將新河兩岸，先行掩護。
- (10) 當引溜歸入新河之時，舊河之口，須建鎖壩。水面以下鋪設平行之沉梢，低水位以上，用梢料盤鎖，並須參酌情形，加高壩身，切勿過驟，否則反傷新河，且恐妨害舊河之淤墊也。

至於鎖壩之構造，計有二法。或在舊河口打樁安架，依治導線平行放置沉梢。或不設樁架，依治導線直交從舊河口兩端同時放置沉梢。鎖壩之間，留出口門，以便舊河淤沙。俟至相當時機，再行封堵。建築鎖壩之法，更有船上設架，用以放置沉梢者，參觀第二七九圖及第二八〇圖甲乙，與第二八一圖。又新河護岸之結構，及其進行之步驟，參觀第二八二圖第二八三圖及第二八四圖。

若新河全部均用人工挑挖，則挑挖之程序，亦須從河尾趨向河頭。所挖之土，在地下水層以上者盡屬乾土。在地下水層以下者，因河尾留有土梁，仍可繼續乾挑帶水之土，或用挖泥船挑灌。設新河之地勢太低，易為洪水所淹沒，則挑出之土應即圍繞新河，堆積成堤，以防洪水。挑挖完竣之後，先開河尾之土梁，俾新河與下流之水直接溝通。俟水小之時，再將河頭之土梁，先去堅土，仍留薄層

第二七九圖



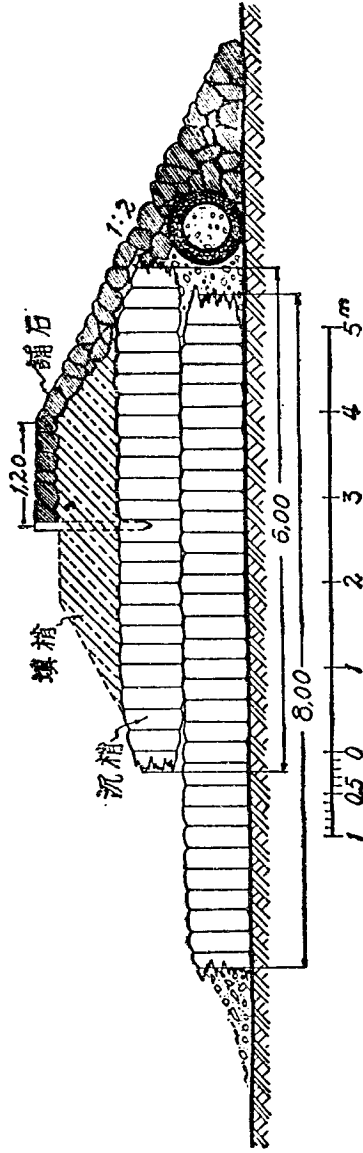


乙

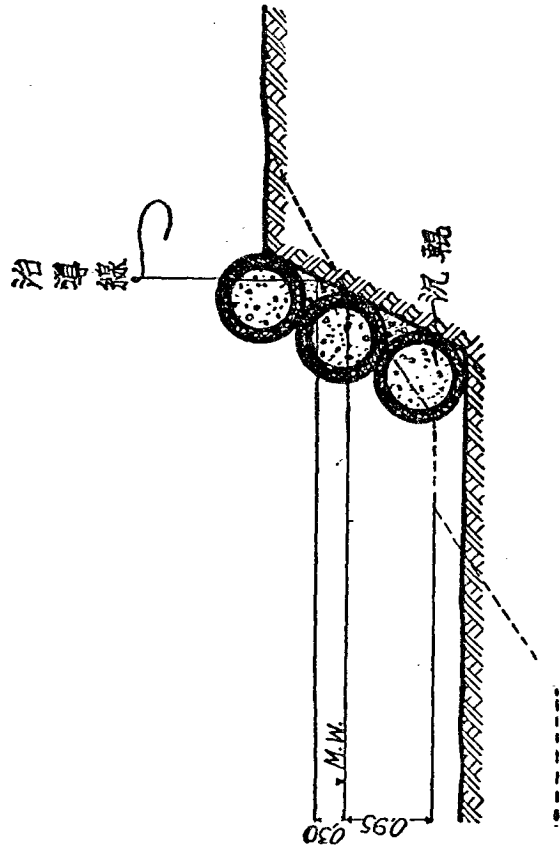


圖 〇八二第

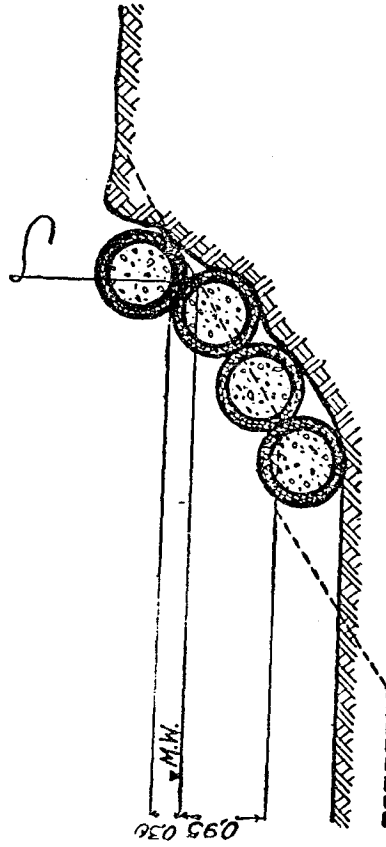
第二八一圖



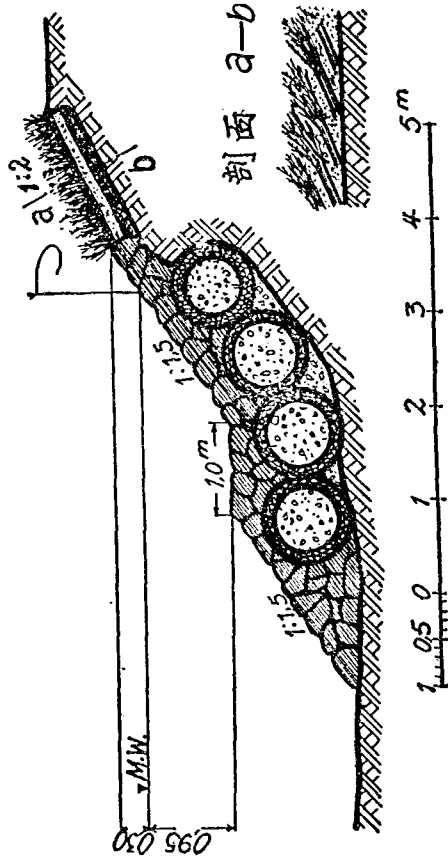
第二八二圖



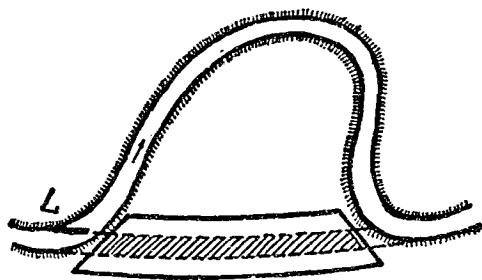
第二八三圖



第二八四圖



第二八五圖



之土，並在其上挖一小槽，則上流之水自能衝開小槽，注入新河，參觀第二八五圖，圖內 L 即係導水壩之位置。

吾國治河，如遇淤嘴挑溜，以致對岸坐灣生險者，即察看形勢，酌量施工，或則裁灘切嘴，化險為夷，或則抽溝分引，以殺水勢。設遇大灘遠嘴，非裁切抽引所能挽救者，則用裁灣取直之法。而裁灣取直必須挑挖引河。吾國河工所謂引河者，乃引正河之水，分洩以殺其勢，或竟使之經流他道之河也。引河全屬人為，故與支河名實皆異。引河之用法，又不僅為裁灣取直，尚有分流挽險之效，茲分述如下：

- (一)欲將河道改移他處，經流地域，不能盡屬低窪，其間高阜處所，必先挑挖引河，以備堵截正河。引水改經他道之用者，改移河道之引河也。其有河流側注，隄防喫緊，欲使溜走中泓，裁灣取直者，亦此意也。

(二)堵合奪溜之決口，河身因斷溜時，逐漸淤墊，大壩合龍，非藉引河，不能使全流復歸故道者，堵合決口之引河也。

(三)如迎溜石堤，堤身殘蝕，因在水中未易施工，必須導水經由他處，正河乾涸，然後始能修築者，又一引河之用法也。

(四)閘壩以外，恐分洩河水，淹浸田廬，因而挑挖引河，導入其他河川者，亦引河之用法也。

引河之功用，既如上述，而挑挖引河之方法，亦頗重要。各書紀載，雖不可盡以爲法，然原則上與新法無多差異。內地治河，現在仍多採用舊法，習河工者，不可不知也。按靳文襄公河防摘要有云：『凡黃河壅澇之處，對岸必有沙灘。灘在北則南堤險，灘在南則北堤險。治水之法除險處做礮嘴下護壩，並創築裏月堤之外。救急之法，莫善於沙灘之上，挑掘引河，爲效甚速。且河成之後，險亦永平，誠一勞永逸之計也。然挑之略有未妥，則糜費正復不少。蓋黃河壅澇之處，其大溜必直走險工一岸，沙灘上游，盡屬漫灘。且灘地雖似高阜，其沙灘之脚，必自河底斜坦而上，始出水面，是水面下尚有沙灘，難以挖掘。若貪近省費，不遠尋河溜可接之處，安立河頭，縱河已告成，斷不能掣溜入河，一經開放，立見淤墊。或因河不迎溜，乃於對岸做挑水壩以逼之，若河寬壩短，則不能挑溜歸入引河，終屬無益。若大河原窄，必溜急水深，則水流既扼於挑壩，對岸復阻以沙嘴，勢必去而復返。挑壩之下，激成迴溜，倒崖撞堤，變態百出，是一險未平，又增一險，更費周折。此未估挑河之先，當覓河頭，不可草率者一也。河頭既得之後，自必依形順

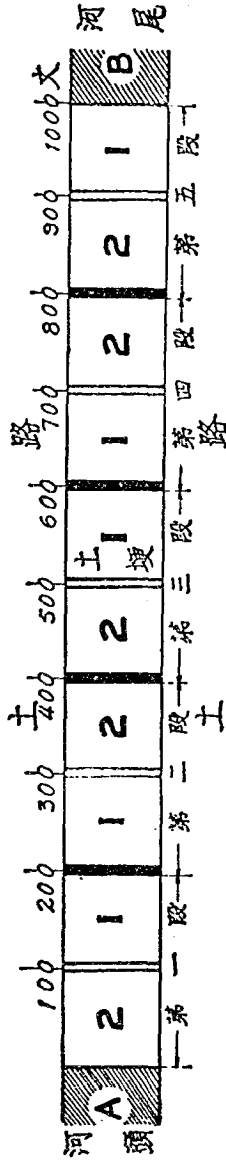
勢，相度河尾，以便估計。然自頭至尾，一河之長，遠者非數十里，即一二十里，近者不下數里，如此綿遠，河灘之內，豈能保其必無忽高忽窪之處。若惟以意見荒度，不分高下，一概遂定寬深，開放之時，地高之處，必致淺阻，高處既阻，恐深窪之處，亦逐漸淤墊。況高者宜深挖，河面當加寬，窪者宜淺掘，河面可收窄，庶費所當費，省所當省，兩皆合宜。故估計之法，其初次丈量，先於應掘河身內，封土作堆，以記丈尺。再估之時，即於封堆上用長竹各插望竿一條，務使一律條順，直達河尾，不可彎曲，曲者移之。條順之後，然後用水平或三十丈或五十丈，挨次打量，記明某段高若干，某段比某段低若干，依照高低科算土方，通核錢糧，庶無貽誤，此估計之不可草率者二也。估計既定之後，自必按段分委人員，其河頭河尾兩段，必選平日諳練之人，方可委任。將新到學習與不甚謹慎之人，俱派委於河身之內。蓋河之頭尾，關係通工，且河流無常，消長難測，苟素非諳練之才，洞悉利害，則輕忽從事。倘一經暴漲，或有坍塌，則河未全完，水一內注，則前功盡棄。故河之頭尾須寬留灘地，或百丈或八九十丈，仍量貯柴草，以備不虞，方為萬妥，此分工之不容草率者三也。又分工之後，自必發帑募夫，若發銀太少，則遠夫不殼盤纏，不能應募，發銀太多，則便滋花費，恐後有累工欠帑之弊。須酌量每河一丈，該掘土若干方，值銀若干，先發若干。（中略）嗣後餘銀，計工續發，可無貽累之虞，此發帑之當斟酌者四也。又人夫到日，自必興工挑掘，然不必先挑河土，使各員責令各夫頭，如分工二百丈者，先於夫內撥夫四百名於河身

兩岸相去十五丈之外，順長掘小溝一條，約面寬四尺，深二尺，段段相接，自河頭直至河尾，不過一日便可全完。仍令各夫頭各覓木橛，或門板木板，於小溝上搭橋爲路。凡所掘河土令過溝外遠處堆起，依順小溝，順長堆積，堆至各段之土兩相接連，約高四尺後方令其往上再堆，不許一筐棄置河邊，被奸夫充填假崖，致少尺寸。如此則堆積之土，既可無假岸之弊，且開河之日，坍塌不過岸土，水力能勝，使土隨水去，易於寬深，而無積土壅塞之患。卽未經告成之先，外有積土阻攔，遇暴漲可免滿漫，下有小溝通流，遇大雨可以宣洩，此初興工之所當斟酌者五也。至於掘河，又不可普律全掘，如第一段長二百丈，第二段亦長二百丈，令第一段夫頭除河頭灘地一百丈外，再於所分之內，留第一百丈不挑，先挑第二百丈。第二段夫頭之二百丈，則先挑第三百丈，留第四百丈不挑。將此兩段挑完之後，然後第一段夫頭挑第一百丈，第二段夫頭再挑第四百丈。又須將已挑完一百丈，與未經挑一百丈之交界處，仍留土埂一條，約寬四五尺。俟未挑之九十五丈通身挑完之日，方掘此土埂。蓋因河土甚多，非計日可竣之工，豈能保無連陰積雨，致有淹沒土塘之患。故二百丈之內，先掘一百丈，則雨水有所容蓄，不致淹沒，且可免於車戽之費。所以於交界處，仍留土埂者，恐後挑一百丈之時，遇雨則又上下通連，仍舊被淹，是以必於挑第二百丈全完，然後盡掘土埂。無水固妙，卽有水以一百丈之水，均於二百丈之內，水深不過一二尺，始終總無曠土，總無賠累矣。此挑工宜分先後者六也。又全河挑完之日，自必待大水長發開放。開放之時，先挑河尾

第二八六圖

堆土處

小溝



1 為各段夫頭先挑之土
 2 為各段夫頭次挑之土

堆土處

小溝

平地十分之三，始率夫挑掘河頭。蓋河尾無溜，不能撞刷，即單薄滲水，尚易收拾。若河頭先開，河尾未完，則水一進，便恐淤墊，此又開放之不可不慎者七也】。（參觀第二八六圖）

又安瀾紀要有云：『險工對岸，必有淤灘，南灘則北險，北灘則南險。前人有於對岸挑引河之法，可以化險爲平。然舊河至窄亦有七八十丈，深三四丈不等，所挑新河寬深不及十分之五，以就下之水而欲其舍深就淺，舍寬趨窄，是豈水之性哉。必須河頭得勢，庶乎其可。所謂河頭者，當於對岸灘嘴上游，尋河流初轉彎處，陡崖深水，流勢頂冲，塌灘潰崖，似必欲於此尋一去路，如此謂之河頭。其下又有灘嘴兜住灘勢，謂之下唇。再於下游尋陡崖深水處，謂之河尾。測量灘高水面若干，再用旱平自河頭至河尾，逐細較準，方得河頭水面高河尾水面若干。如高二尺以外，大可興挑。迨開放時，河頭有吸川之形，河尾有建瓴之勢，其成功也必矣。其必不成者有五：無河頭不成。有河頭而無下唇謂之過門溜者不成。有河頭下唇而無河尾者不成。有河頭河尾下唇而上下水勢相平者不成。四者齊備而河身純是老淤者亦不成。此乃就形勢而言。諺云引河十挑九不成，大都勘估於冬，開放於夏，水有消長，則溜有變遷。凡不成之說，未必不因於此。勘估者能於估工時預計開放時溜勢則得之矣。……惟黃河之水，其性喜曲，曲則流急而深，沙隨水去，直則平衍而溜緩，沙必漸停。故彎處皆深，直處皆淺，不可執逢彎取直之說，徒費錢糧，且致溜行不激，河底漸高，其病未必不由於此。究以束水攻沙激之使怒，是爲上策。』

至於挑挖引河，當先分別土質，倘分辨不清，一樣挑挖，鮮有不成累工者。前人所分不過沙淤兩種，而淤土中有乾淤、嫩淤、稀淤、夾沙淤之分。沙土名色不一，如飛沙、泡沙、鐵屑沙、皆係乾沙，不難挑挖。此外如水沙、青沙、鐵板沙、馬牙沙、扯皮沙、皆有水者，其性易乾，子河挑深，俾沙中之水滲去亦易施工。惟淌沙、翻沙、最難爲力。淤沙之性質，既有不同，其挑挖之方法，亦因是而異。茲摘要錄之如下：

(一)乾淤 性堅硬，斂挖費力，但較他淤爲易辨。

(二)夾沙淤 層沙層淤，厚不滿尺，淺則易爲，深則費事。挑法須先俟沙面曬乾，人得立腳，即在沙面插斂，連下層之淤一齊挖出，再於下層沙土，逐層照做，不可混雜。因沙中含水，其性解。淤爲上下沙中之水所浸，其性軟。一軟一解，易於摻合。一經摻合，淤沙不分，俗稱罔套，人夫能立而不能行，鐵斂易入而難出，受累無窮。

(三)稀淤 怕寬不怕深，緣挑河之口，至寬不過三五十丈，而淤套竟有寬至百餘丈者。其性如水，可以載舟。如淤深與估挑之數相同，則上下築壩欄格，將上下兩段先照原估加深挑挖數尺，挑成除壩，放淤於上下河內，可以隨水而去。若挑河二丈，淤深一丈，除淤之外，尙應挑一丈。

(四)嫩淤 先分深淺，次分寬窄。其深一二尺者，於邊口挑挖五尺寬溝，須至硬地，俗稱抽路，約一二丈寬一道，使其透風易乾。若深至三五尺，寬數十丈，崖口不能站立，則紮套

枕，或三丈一路，或五丈一路，間格成塘，於枕邊撥挖至硬地，即跟底前進。倘深至丈餘之外，則照稀淤做法，先築順河壩，次下木篙馬脚，搭架木板，分段撈挖，用布兜抬送遠處。

(五)膠泥(油泥) 性質極滑，尙不致墊陷，分塘鋪板，即可挑挖，然亦須先挖子溝以防陰雨。

(六)淌沙 又名油沙，漚沙，色黑性散，含水不黏，遇此等工，最難爲力，且不能用抽溝空水之法，只得於淺處，用乾沙土打堆，周圍五六尺，高一二尺，於堆頂由內向外輪轉翻撥，俗名打井子，能得一席之地，即有崖口，堆分數處接連，搭架木板，抽挖一層，將水撤出，再於中心打井，即做子河空水，逐層打井挑挖，雖深數尺，亦可成功。

(七)翻沙 爲沙土中之最劣者，此挖彼長，朝挖暮起，無數小堆，形如乳頭，中有小眼冒水，偶於空中冒氣，聲如爆竹，必須用水壓之。其法於河中橫壘小坎，高約二尺，寬約一尺，或格二三丈，間段成塘，引外水入塘，約深尺許，養一晝夜，使水氣舒通。次日再將塘內之水屛撤至下塘養工。於此塘中間，舖板挑挖，復將下塘之水放回此塘，又養第二層之塘，即將下塘安舖板路挑挖，如沙長至百丈左右，惟有多壘小坎一法，格塘倒水，分段挑挖，自能成功。

第八節 施工程序及輔助工事

治導河流之際，施工程序，最宜審慎，如設施失當，則建築物所生之效果，非特與所希望者不能符合，或反致發生弊害。是以治河者，應先熟悉河流之情形，斟酌緩急，因勢利導，所有治河建築物之施工程序，須隨時察其所宜，不可拘守成規。而主任工師尤須具有應變之才，庶免貽誤。蓋治河之事非常有利而無弊，且弊有易於發現者，有須經長時期，始經發覺者，或此段有益，而害及彼段者，尤宜精密審察，慎之於始，切勿專務速效，而忘遠患。總之治導河流宜瞻前顧後，循序漸進，對於經濟方面，亦多裨益。設治河急欲圖效，勢必挑挖河身，工費必鉅。如在水力強大，地質輕鬆之河段，宜於利用水力任其自然冲刷，收效雖緩，最為經濟。所有治河之建築物，乃用以節制水流之冲刷，而導河於正軌，亦即吾國所謂以水治水也。茲舉二例於後：

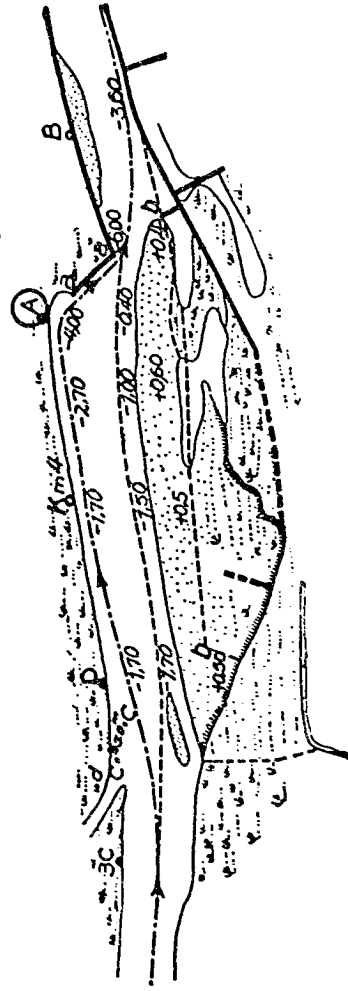
(一) 中歐楚林地方惹沙河下游 (Isar bei Zulling) 之治理 第

二八七圖為該河一八八一年二月之形勢。第二八八圖為該河一八八一年九月之形勢。第二八九圖為該河一八八二年十二月之形勢。觀察三圖，可知治導之效果，與施工之程序。至於治導之目的，乃因第二八七圖 A 處河岸崩坍，非修改河流，使之平順，難以補救。其施工程序如次：

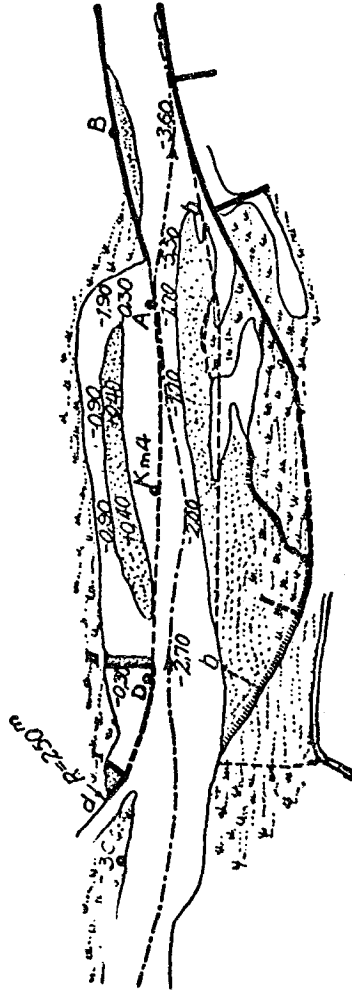
一八八一年二月開工，先造導水壩 CC (Leitwerk)，參觀第二八七圖。計長 45 公尺，結構如潛壩，在水面以下。其地位視右岸之治導線 BB 而定。

一八八一年三月八日至十五日，因洪水停工。彼時工程雖屬

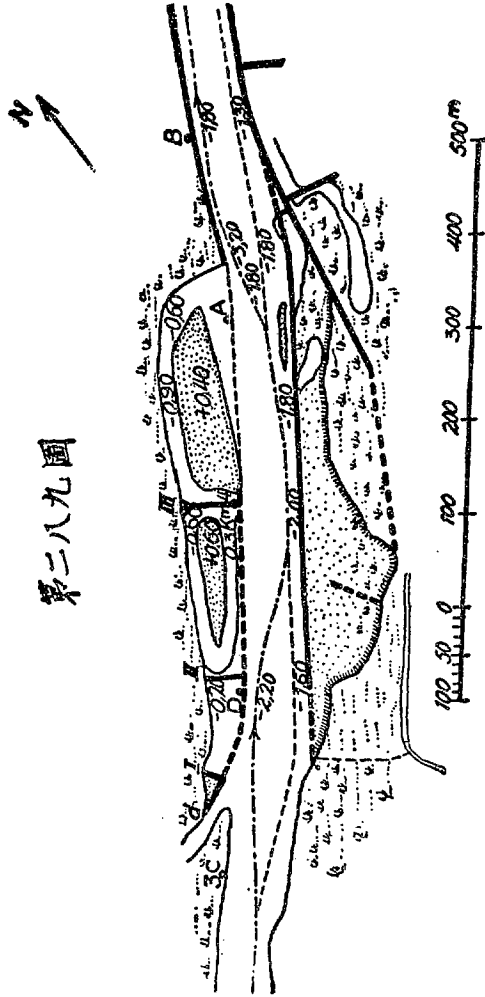
第二八七圖 惹 莎 河 下 游 之 治 理



第二八八圖



第二八九圖



無多，但左岸深槽已漸淤沙，谷線(Talweg)亦趨向右岸。

一八八一年四月延長導水壩，並築橫壩 II，結構均如潛壩。又因導水壩前端，河牀被刷，乃加沉梢掩護。又添築橫壩 I，與岸相接，參觀第二八八圖。

一八八一年五月至七月，又遭洪水，工作停頓。彼時左岸之前，漲沙之長度，已達300公尺。河流被逼向右，開始冲刷右岸之灘地。同時橫壩 II 之下方，亦漸淤沙。

一八八一年冬季，低水期內，乃延長導水壩至橫壩 III 之附近，並於橫壩 II 加添填梢。又趕於一八八二年四月洪水發生以前，建築橫壩 III，計長65公尺。彼時雖屬低水，導水壩後仍能淤沙（參觀第二八九圖）。

一八八二年四月中旬，橫壩 III 完工。

一八八二年十月，水流刷挾右岸灘地，漸近預定之治導線。該處乃利用一八七八年所建之淤沙編籬工 bb 為新岸線也。最後又延長左岸之導水壩，從橫壩 III 起向下，與原有之護岸工 B 相接。

一八八二年十二月河道形勢，如第二八九圖。

(二) 上海黃浦江之治理 上海黃浦江之治理，始於光緒三十一年，即西曆一九〇五年。彼時黃浦江之情形，在吳淞口外暗沙羅布，異常低潮時，水深不及5公尺，殊為航行之梗；不啻為封鎖黃浦之第一重關隘。從河口而上，約5公里，水流湍急，河面又窄，有沙嘴突出，曰北港嘴，對岸即為張華浜

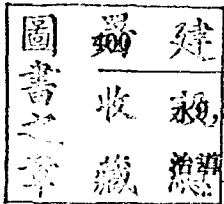
附近，船隻到此，咸具戒心，肇事沉沒者一年數見。從此沙嘴向上，河分爲二，一曰老船道，江面較窄而較深，其中亦有暗沙，稱爲吳淞內沙，爲黃浦江第二重關鎖，低潮時水深僅達3公尺許。其另一支流曰民船道，當時僅合行駛帆船之用，故名。江面較闊，然淺阻特甚，低潮時僅深 $2\frac{1}{2}$ 公尺而已。二支之間，有一島曰高橋沙，土名老鼠沙。自島之上端起，至上海租界，江面驟然寬廣，然淺灘暗沙，時起時伏，水勢散漫，無航道可尋。上海港本段，下端自虬江起，上端迄高昌廟江南船塢止，其間有二處江面亦甚狹促，在虹口匯山碼頭對面亦有暗沙爲梗。以上情形，日趨惡劣，一年之中沉沒於吳淞口內黃浦江中之輪船，達十餘艘之多，航海者視爲畏途。於是成立黃浦河道局，從事治濬。自一九〇五年至一九一〇年，其重要工作，可分四項：

- (1) 規定濬浦線，此線確定黃浦河道之趨向、地位、寬闊、界限、爲治浦之準繩。河面之寬，自港之上端起，逐漸向下游開放，其在高昌廟之河寬爲400公尺（一千四百呎）吳淞口之河寬爲700公尺（二千四百呎）。在此濬浦線之內，任何建築，不得侵佔。
- (2) 黃浦江口建造導水堤，伸入揚子江中，使進出之潮水，有一定之軌道，水勢聚集，浮泥不能下沉，河底原有之暗沙，亦藉冲刷之力，自然移去。
- (3) 老船道雖屬較深，然彎曲過甚，航駛不便，故用巨壩堵

塞老船道，使此支之水，歸併於民船道。同時用機器將民船道開挖，使深廣足以容受全河之水，聚集勢力，俾能自保其水道。

(4) 吳淞對江之沙嘴曰北港嘴，伸入江中，以致河面太狹，故用機船開挖，切去沙嘴。此外較小之工程，不勝枚舉。在此時期，漉浦之效果，使黃浦航道，在最低潮下僅深約3,2公尺（11呎）者，進而為5,7公尺（19呎）矣。

嗣後漉浦局成立，繼續改良河道，可分為二期：第一期自一九一一年至一九二一年共計十年，第二期自一九二一年至現在止。第一期工程設施，其主要目的，為使黃浦江航道之深度，自最低潮下5,7公尺（19呎）至7,2公尺（24呎）。第二期之主要目的，為儘量發展黃浦航道之深度與寬度，以便海洋巨輪，直達上海港內。第一期內之主要工程，（一）堤壩工程如周家嘴以下弧形之順壩，浦東其昌棧一帶之堤工，高昌廟對江之丁壩等。（二）沿江兩岸，填築灘地，面積有數千畝之多，既利用堆置挖起之河泥，復扶助地方之發展，誠一舉而兩得也。（三）挖泥工程所有沙嘴均經開挖多次。第一期工程完竣後，黃浦江口之導堤，亦差近完備，河身狀態，大致固定，藉河流自然之力，固足以維持現狀，然不能冀其再有良好之功效。然而海洋輪船，日益增大，航深日進無已，於是為改善港口，以應時需起見，施工方策，側重於機械濬挖，以達最低潮下水深9公尺（30呎）之目的。迄至今日，海洋輪船，吃



8公尺（31呎）者，在小潮汛低潮時，亦能暢行進港矣。

治導黃浦江所用之建築物，亦分丁壩順壩兩種。順壩與江流並行，如吳淞口及周家嘴等處是。丁壩與江流成正角，壩之空間，日久自能淤積。其高至半潮而止，用意為退潮時能導束水流，而收洗刷之效，漲潮時漫沒壩頂，仍不減容潮之量。築壩材料以柴排為基，以蠻石木樁水泥巨塊等為身。計自一九〇五年至一九二六年間，所有濬浦之工作，進行之步驟及其功效，參觀第二九〇圖，第二九一圖，第二九二圖，極為明顯，茲不贅述。

治導河流之施工程序，既如上述。而主要原旨，貴於以水治水。設有特殊情形，非治河建築物所能奏效或奏效甚緩者，自宜輔以濬潔工事，以竟其功。是故濬潔工事，雖非直接治河之方法，乃治河之輔助工事，而與治河建築物相互為用者也。例如堵塞支流或裁灣取直之處，舊河本可自然淤墊，惟進行極緩，須用挖掘正河之土，直接填塞，以期速效，又如丁壩順壩之間亦可自然淤沙，如能利用濬挖河槽之土，直接填於壩間，則治河之功易顯。至於河流之內，地質堅硬，不易為水所冲刷者，則挖泥工事，尤不可免。更有河牀之上，發現大石橫阻，必先爆炸，然後挖掘。此乃治河時應以濬潔為輔助工事者也。治河完竣之後，經常維持通航之河流，每於洪水之後，須挖泥一次，或須全年施行挑挖，始能保障航道之通暢者，例如蘇蘇士運河是也。

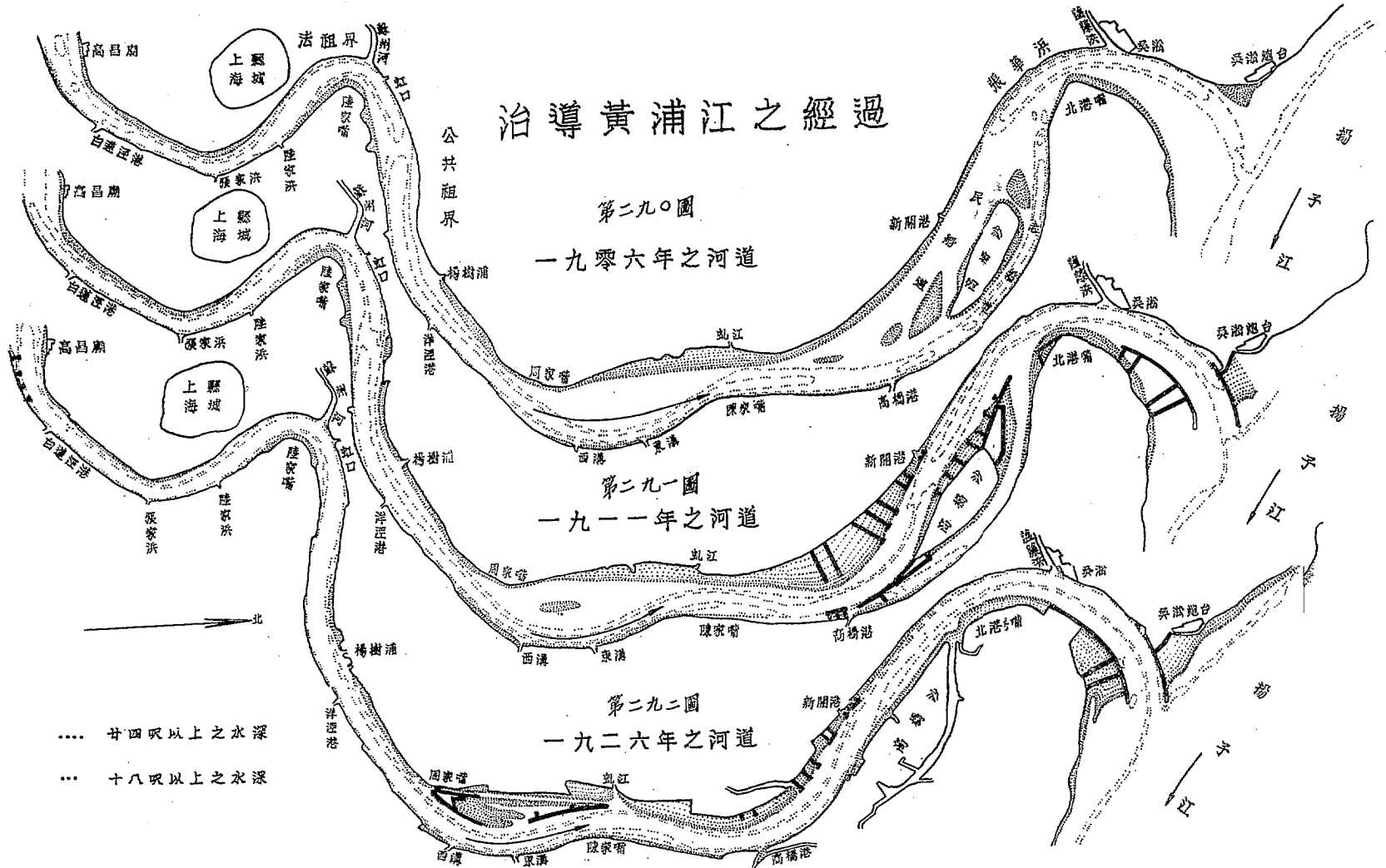
挖泥機械。種類不一，採取何種方法，可得最良善之結果，則

治導黃浦江之經過

第二九〇圖
一九零六年之河道

第二九一圖
一九一一年之河道

第二九二圖
一九二六年之河道



須詳細考察其河流之形勢，土質、風浪、潮流、工程大小，以及種種情形而定。故挖泥工程，驟視之似甚簡易，然欲措置得當，工作經濟，非深有經驗不可。茲先略述近世挖泥機械之種類如下：

挖泥機械，大別有三：（一）吊斗式之罽泥機，斗係兩斗合成，放下時張開，吊起時合攏。除斗以外，其搖車吊桿等與起重機相似。此機佔地少而轉動便，故宜於碼頭間狹窄之地用之。其工作效率低，故不宜於巨量之工程。勺斗式機，亦屬斗之一種，中國用之者鮮。（二）畚箕式以鐵箕數十隻，串成長鏈，架於梯上，與吾國之水車相類。梯之二端有輪，上輪受機力轉動，箕沿梯緩緩上升，從下輪之下，挖起泥土，到上輪之頂傾覆，從旁射出。近年以來，海輪航道，需水日深，故有特製之挖泥機，其梯可以卸落，將上端裝設甲板上，而另設一梯以接長之，如是可挖至24公尺（80呎）之深度。畚箕挖泥機，有自動與不自動之分，自動挖泥機船，裝有航行之具。可將船上泥艙盛滿後，開駛至指定之處，將泥卸去，甚為便利。惟其造價昂貴，較不能自動者須大三四倍。不能自動之挖泥船，無航行之具，遷移全賴拖船引帶，挖泥之時，用錨練繫住，錨練前後左右，共有六條，若將前練收起，後練放出，則船前進，或將左邊二練收起，右邊二練放出，則船向左移，反是則向右移。藉六條錨練之收放，而機船之工作，方得指揮如意。尋常畚箕挖泥船，泥從旁槽射出，注於運泥船中，惟有時亦裝抽泥邦浦者，將挖起之泥，通過浮管，送達附近岸上，藉以填高地面。（三）抽泥機，船中裝置大而有力之離心邦浦，其進水管伸及河底。邦浦開動時，河底之泥，隨水

而入管，此直接從河底取泥者也。或抽泥機用以抽起已經挖起之泥土者，乃從運泥船中抽送岸上。抽泥機亦有自動與不自動之分，自動者能從河底抽取泥沙，裝於艙內，滿時即駛至指定處所而放之，或從艙中抽起，送達岸上。不自動者從河底吸取泥沙，盛於運泥船中，或經浮管吸送上岸，或從運泥船中，吸泥上岸。如河底為沙性，則可用抽泥機直接向河底抽取，細沙自能隨水入管。若係泥性，不易流動，則管口所到之處，僅能挖成一個深洞，效果極微。故此法僅合於沙性之河底，而不適於泥性之河底。例如建造烟臺港時，海底非屬沙性，及用抽泥機到場試驗，則底沙流動甚緩，管口抽入之水，含沙極少，故無成效，終改用畚箕式挖泥機以代之。此外尚有割泥機一種，就抽泥機進水管口，裝着若干彎刀，另用一引擎以轉旋之。先將泥割鬆，然後抽吸而上，此機可用於泥性之河底。

據上海漕浦局挖泥工程之經驗，黃浦江底，為泥與細沙之混合物，最適用之挖泥機械，惟斗式與箕式二種。黃浦兩岸之地，大都卑下，均須填高，方可利用。故河中挖起之泥，可用以填地。若運至揚子江深處而棄之，殊不經濟。所以浦江中所用之機械，用以挖浦江深處大量泥土者，屬畚箕式。用以挖碼頭間之積淤者屬吊斗式。取泥上岸，填築地畝，用抽泥機。以上各機，均不能自動，泥土自挖起運到抽泥機，全賴運泥船裝盛，駁船拖行。故黃浦江中挖泥機械，由箕式斗式挖泥機、抽泥機、駁船、運船、各項組合而成也。

吾國濬渫舊法，視河流之大小而異。如河淺水小，大都於冬季河枯水落之時，攔河築壩，先以水車戽去積水，多用人夫挑土出槽，俟至相當深度，再行拆壩放水。若河深水大之處，疏濬有出土不出土之別。出土者撈挖河泥，送諸空曠之地，清水河泥淤沉積者法宜出土。不出土者，但將河底泥沙設法翻擾使之隨水下駛，渾水河純沙填塞者法宜不出土。濬河出土器具，一曰浚船，即撈淤濬船也。類別之爲行船、土槽船、牛舌頭船三種。二曰罾具絞桿，罾具用竹竿或木篙兩根，長約3公尺，其一端約在60公分地步用繩細紮，繩以下爲三角布兜，將罾兜豎立河底，分開罾桿，用力翕張，則兜在水底，罾滿泥沙，緩緩提起，傾諸艙內，艙滿運往他處卸卸，此項罾具，宜於膠淤。絞桿者以長細竹竿爲之，專備撈取菰荇之用。三曰刮板線袋，刮板用木板一塊，中穿一孔，安設木柄，板之兩側，砍做斧形，包以鐵口。線袋即布袋也，袋有木柄。用時將刮板布袋斜入河底，一手扶住袋桿，一手用刮板將沙泥刮入袋內，取起傾倒艙中。總之此項撈淤器具，僅可用於內地小河水淺之處，當然不能與機器挖泥船相比擬也。現今內地交通，尚非便利，開浚小河，仍沿舊法，特略述之。其用以翻擾泥沙，而不出土之器具，舊傳有混江龍者，乃長約2公尺之木軸或鐵軸，上鑄鐵齒，長10公分而銳其角，一周三個，共列五周，兩端貫以鐵鎖，務使直沉至底，用船一隻，首橫木梁，將鐵鎖分繫木梁之上，用法牽挽而行，沿路滾翻，每十隻爲一排。又有鐵掃帚、鐵篋子、牛犂者，其意義與混江龍大致相類。惟器具笨重，抓動沙土，難免停滯，終不如新式輪機刷沙之

易於奏效也。

第五章 護岸工程

第一節 概論

護岸之旨有二，或僅爲防患，或於防患之外，復求利用，其護岸之法，亦因是而異焉。按河海之岸，日受風浪之侵蝕，則潰坍堪虞，防護之法，宜保其天然形態，外加掩護之工。故其坡平坦，名曰坦岸 (Flachufer)。而港灣之岸，於抵抗風浪之衝擊外，且須便於泊舟，故岸坡須陡，近岸之水，亦宜較深。惟岸既壁立，則岸身失其天然之均勢，必築護岸之壁，以抗岸土之壓力，名曰陡岸 (Steilufer)。

第二節 河岸

河岸受流水侵蝕之現象及其原因，已詳第二章第一節。而掩護河岸之方法，亦已於第四章第四節甲詳論之，茲不贅述。

第三節 湖泊岸

岸之土質，如爲陶土 (Ton) 則水不能透，可無須顧及潛水 (即地下水) (Grundwasser) 之作用，僅求其足以抵抗水流之侵蝕。故護岸之工，限於水面衝擊之處。水面以下之岸，不必掩護，惟岸坡須保其天然斜度。水面以上之岸，或爲防護雨水下流，洗刷成槽起

見，亦有加築掩護工者。蓋陶土坡陡，雨水下流之勢較猛，易成深槽，須用石塊鋪砌，石縫並宜用膠灰填嵌，因陶土不透水，潛水不致上攻，始可彌縫也。又以浪之蝕岸，限於浪之高度，故護岸工事，祇須與浪之高度同高。設在淺水之岸，水之深度，小於浪高，則浪刷岸脚，而上部之岸土危若累卵。施工之際，不可不顧慮及之。

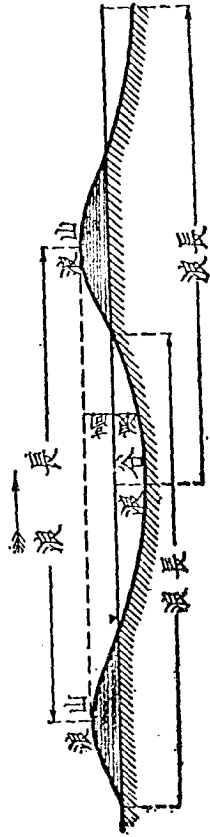
岸土若能透水，則河岸除受浪之衝刷外，在低水時期，尚有潛水與岸坡沙湧出，恆生罅隙，岸易崩坍。補救之道，護岸須用乾砌石塊之法。乾砌者，石縫不用膠灰彌縫，任潛水流出，而沙為石阻，不礙岸之安全也。惟風浪猛擊之時，石下之土，不可為浪刷挾，否則岸身仍不免危險矣。

第四節 海岸

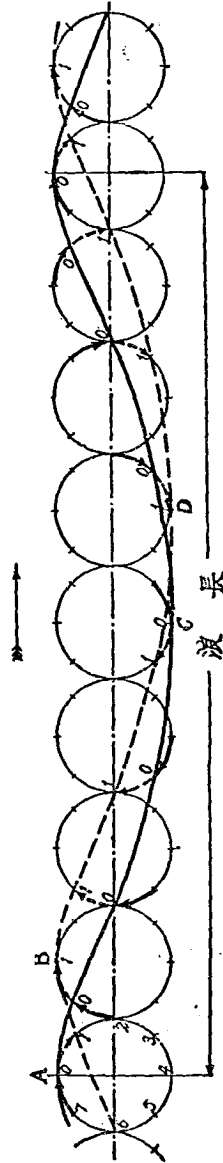
(甲) 海水蝕岸之作用

浪者，海水因任一動機之播動也。但此種播動，並非海水移動，實水之分子於其原位置作圓狀之顫動，故吾人目所見者，為水面上浪山與浪谷之變遷，並非水之流動也。水之分子上升，成為浪山(Wellenberg)。水之分子下降，成為浪谷(Wellentäl). 二山或二谷之距，是為浪長(Wellenlänge)。浪山之頂至浪谷之底，是為浪高(Wellenhöhe)。參觀第二九三圖及第二九四圖。依海水之深淺，分深水浪及淺水浪二種(Tief- und Seichtwasserwellen)據葛拉(Gaillard)氏之研究，浪高相同之淺水浪與深水浪，其全部之工作能力(Gesamtenergie)相等。但深水浪之工作能力，傳入水

第二九三圖



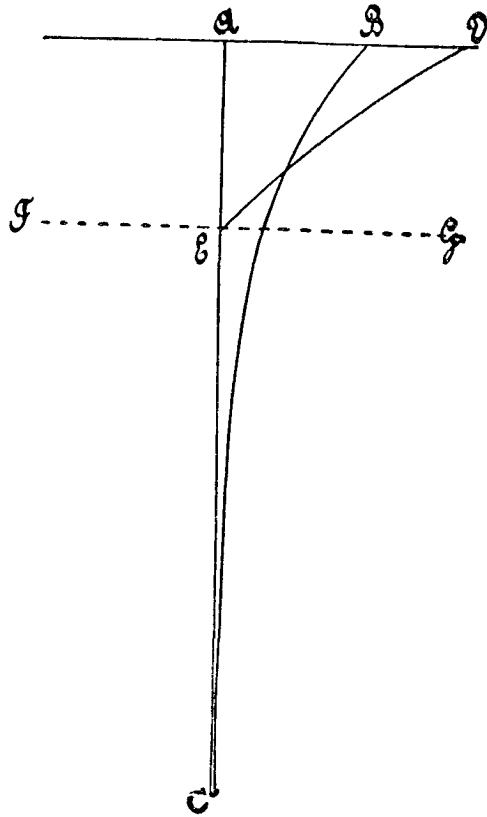
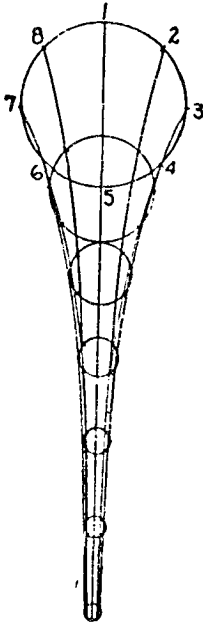
第二九四圖



下頗深，始行消滅。淺水浪之工作能力，傳達水底之時，雖亦消滅，然以水淺之故，則分配於水面之工作能力特大。二者工作能力分配之情形，葛拉氏曾用第二九五圖及第二九六圖表明之。圖中

第二九六圖

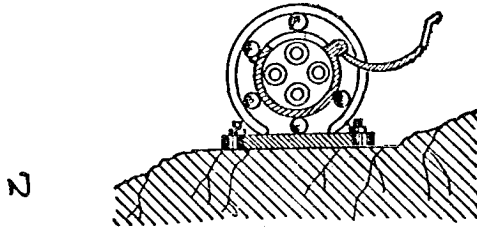
第二九五圖



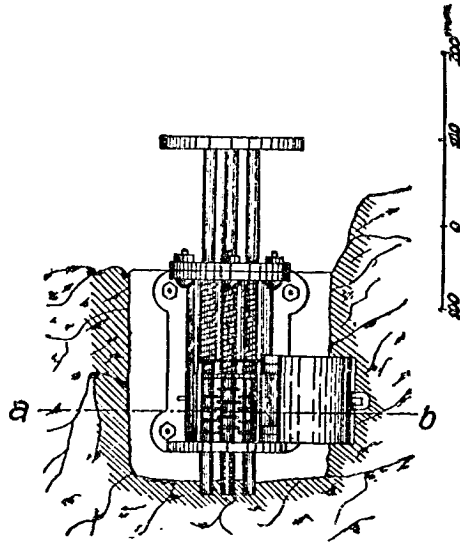
FG 爲淺水之河牀，BC 爲深水浪工作能力之分配情形，ED 爲淺水浪工作能力之分配情形。由此可以證明在水面部分，淺水浪之冲刷力較猛於深水浪之緣由。

設浪之動作，忽遇阻力，則一部分之工作能力，將耗失於此項阻礙物。而阻礙物經浪之繼續衝擊，不能抵抗，必將破損瓦解。如阻礙物爲任何建築，則該建築感受浪之作用，應有四端：(一)水之壓力。(二)水流之衝力。(三)水面飄浮物之衝擊力。(四)經浪猛擊之後，水體忽降，空氣必致稀薄，則建築物內部將感壓力，此項作用，或由建築物之縫隙，或由破損部分，侵入內層，其震動與衝擊之影響，且將傳播於建築物之全體。然浪之力量，往往在水面下相當之深度，較之理論上所擬想之動能，愈加猛烈。其原因或爲浪與浪之重疊合併，或爲他浪動能之反響，或因阻礙物發生之迴溜(Rückstrom)。例如水底所拋之石，其高度約達水面下四五公尺者，雖經風浪，依然穩固。設在拋石上加築堅實陡立之建築物，則拋石反易被浪冲移，而浪之作用，或竟達 6 至 8 公尺之深度。故以此項拋石工作基礎者，於迎海一面，須用重大之石塊，或水泥方塊，掩護面層，庶可固基捍浪，否則鮮有不僨事者也。

長時間繼續不斷之風浪衝擊，其危險最大。蓋短時間之風浪衝擊，其被掀起之水量較少，又適當風力最強，波濤洶湧之際，浪之力量反多散失，對於已成之建築物，損害較微。但風力由強漸弱，則浪力集中，歷時較久，其被掀起之水量最多。衝擊建築物之後，浪花四濺，建築物爲水所淹，比重頓減，將爲浪力所撼，破損移失，在



第二九七圖甲

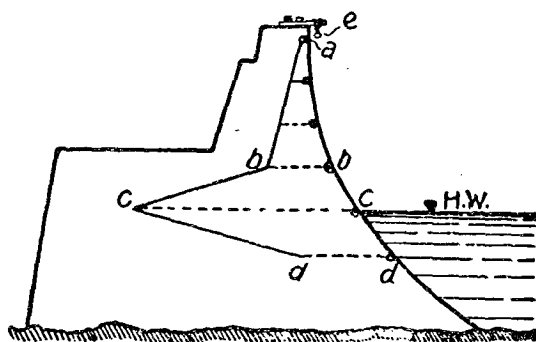


在巽處，故建築物之危險，不在風強之際，而在風力由強轉弱之時也。

風浪之作用，與建築物前之水深，亦有相當之關係，設建築物前之水深，不及浪之高度，則浪無由發生，而浪之破濺，恆在相當水深之處，接近建築物時，浪力業已微弱，故距岸較遠之海內，如有淺沙暗礁，則高浪經過沙礁，先已破濺，祇小浪能達岸邊，而建築物所受之衝擊，因亦較弱，此項沙礁，實具有天然護岸之作用也。

至於海浪之力，往往甚猛，測驗海浪衝擊之力，有司特芬生 (Th. Stevenson) 氏之測浪器 (Wellendynamometer) 其結構參觀第二九七圖甲乙，據司特芬生 氏測驗之結果，海岸在橫方向承受浪力，最猛之處，約在水面附近之岸，其上下部分受浪之力均較小，第二九八圖，即係表明浪之衝力，以 c 處為最大。又於 e 處安設測浪

第二九八圖



器，測得浪力在縱方向之強度，實較橫方向之浪力，增加八十四倍，而回浪之力（Rückstosskraft）實三倍於浪之直接衝力云。設 v 為浪之速率，以每秒若干公尺 (m/sec) 計， S 為海水之比重，則每秒鐘每一平方公尺之海岸面積，所受之水量為 $v \cdot S$ 千公斤，而水之體積，應為

$$M = \frac{v \cdot S}{g} \dots \dots \dots \left(\frac{t \cdot sec}{m^3} \right)$$

故浪之衝擊力，為

$$P = M \cdot v = \frac{v^2 S}{g} \dots \dots \dots \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

假定 $S = 1,026 \dots \dots \dots \left(\frac{t}{m^3} \right)$

$$g = 9,81 \dots \dots \dots \left(\frac{m}{sec^2} \right)$$

則海浪衝力之計算公式，為

$$\boxed{P = 0,105 v^2} \dots \dots \dots \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

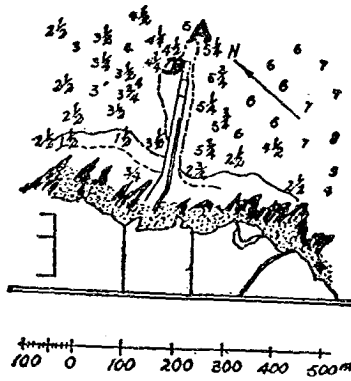
淡水浪衝力之公式，為

$$\boxed{P = 0,102 v^2} \dots \dots \dots \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

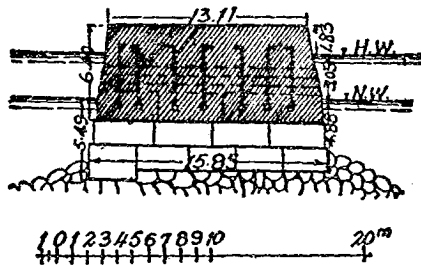
依據實地調查，浪之作用，異常猛烈。例如蘇格蘭 (Schottland) 東北海岸之偉凱 (Wick) 地方，防波堤為海浪衝擊損壞之情形，參

觀第二九九圖及第三〇〇圖。圖中A為拋石衝散之處，B為堤端受損之處。堤身下段之結構，為三層水泥方塊，用膠灰嵌砌，安於拋石之上。水泥方塊之重量，每塊為80至100噸。上段結構，係用混凝土就地整個澆灌，寬為13,7公尺，高3,4公尺，長7,9公尺，計重800

第二九九圖



第三〇〇圖



噸，並用 8 公分圓之鋼條與上層水泥方塊連結。經過暴風浪以後（參觀第三〇〇圖），着黑線之部分，即堤身之上段與第一層之方塊，全部為浪所衝移，倒於一邊。整個結構之高度為 6,4 公尺，寬度約為 13,7 公尺，長度為 7,9 公尺，體積為 700 立方公尺，重量為 1350 噸。嗣後第二層之方塊，亦全為浪所衝散。彼時估計浪高約為 13 公尺，浪長為 150 公尺，速率為每秒 11,2 公尺，則浪之最大衝力，每平方公尺應為 13,1 噸。算式如下：

$$P_{\max} = 0,105 \cdot 11,2^2 = 13,1 \text{ t/m}^2$$

又計算堤身迎浪一面被衝擊之面積，為 51 平方公尺。（6,4·7,9 = 51m²）高潮之水面，約在堤頂以下 1,83 公尺，則此項被衝移之水泥結構，浸在水內之體積，約為 504 立方公尺。（6,4 - 1,83）· 137·7,9 = 504，故全部重量 1350 噸。在高潮時應減去水之托力，實計 846 噸。（1350 - 504 = 846）如第一層方塊下面摩擦係數 $a = 0,6$ ，則橫方向移動此項水泥結構所需之最小推力 p ，應如下式：

$$p = \frac{846 \cdot 0,6}{51} = 9,95 \text{ t/m}^2$$

但該水泥結構全部所受之浪力，為

$$P = 13,1 \cdot 7,9 \cdot 6,4 = 674 \text{ t.}$$

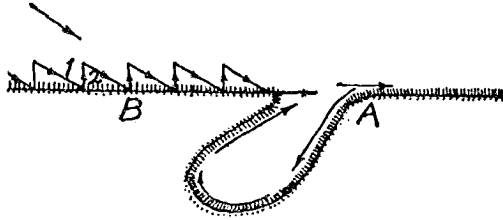
假定該力在最危險之地位，適當高潮水面，則推轉此項水泥結構之推轉率 (Kippmoment)，應為 $674(6,4 - 1,83) = 674 \cdot 4,57 = 3080 \text{ tm}$ ，而水泥結構之抗率 (Gegenmoment)，為 $846 \frac{14,8}{2} = 6260 \text{ tm}$

由此可知該水泥結構，對於橫向之推移，雖不能抵抗，然不應推轉

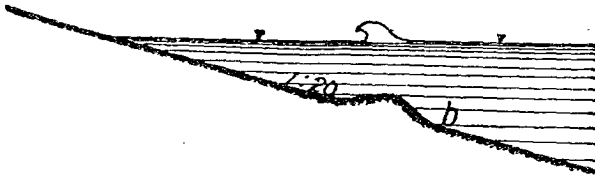
傾倒，故海浪之衝擊，有非專憑理論計算者矣。

海浪之作用，對於海岸之形態，亦有相當之關係。設海浪之方向與海岸銳角相遇，則浪與岸接觸之後，即發生海岸流（Küstenströmung），攜挾泥沙沿岸流行。遇有凸出之岸，則岸被冲刷，如遇凹入之灣，則水流迴進淤沙，參觀第三〇一圖。圖內 1 為浪之方向，與岸接觸之後，反射而出，變換之方向為 2，名曰回流（Rückstrom），若回流又與其他波浪接觸，速率因以減小，所挾之泥沙，立即沉澱，成為沙埂 b（Barre）。其地位橫互海岸之前，參

第三〇一圖

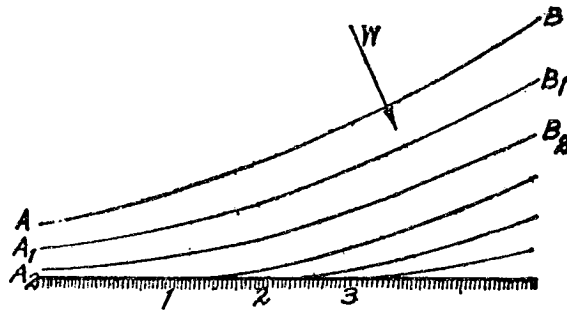


第三〇二圖

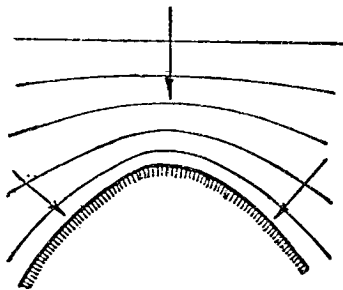


觀第三〇二圖。又海浪之方向恆與風向相同，則灘坡之上，海浪傳播之情形，如第三〇三圖。AA₁A₂ 三點已在淺灘之上，速率遲滯，BB₁B₂ 三點尚在水深之處，速率仍未稍減。其與海岸先後接觸之處為 1, 2, 3。以此類推，半島或島之附近，海浪傳播之狀況，應如第三〇四圖及第三〇五圖。

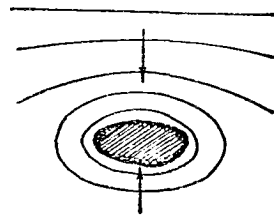
第三〇三圖



第三〇四圖



第三〇五圖



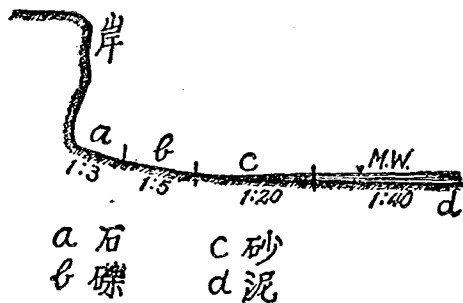
海岸流或海浪經過河口之時，海流攜挾之沙，將因河口流出的水，改移方向。又因河海水流相遇，速率減小，沙乃沉澱口外成爲沙帶，是爲攔門沙 (Barre)，此項攔門沙時刻受水流之衝擊，海流欲推之向岸，河流欲沖之入海，其成立之條件有三：

- (一) 海流或河流須含有沙礫，或相類之輕質沉澱物。
- (二) 海底不可過深，大風浪之衝刷力，須有直達海底之可能。
- (三) 海岸之形態，須利於大風浪之發生。

海岸流攜挾之沙，往往推行及遠，據葛拉 (Gaillard) 氏之報告，歐洲笏魯利達半島 (Florida) 東南海灘，曾發現沙礫，但其附近2000公里以內，並無沙石之跡，此項沙礫，當係海流由遠處攜挾而來云。

海浪蝕岸，朝夕於斯，無或停歇，即岩石之岸，亦難幸免。而陶土之岸，壁立如削，更屬易被侵蝕，甚至下脚凹入，岸頂孤懸，危若累卵。而海岸沙石爲海浪所淘刷，則粗重之質，堆積於近岸之海灘上，細微之質，推移入海。蓋海浪擊岸之後，飛躍而上，石礫久

第三〇六圖



墜，海浪迴流入海之際，細微之泥沙被挾而去，沉澱於較遠之海灘，參觀第三〇六圖。海灘之平坦者，所受浪之作用，視漲落潮而異。漲潮之時，浪挾海灘之沙向岸而來，迴流入海之時，粗重之沙礫下墜，細微之質隨之俱下，重質堆積之處，即為潮浪所達之界。落潮之時，其作用與漲潮時相同，但程序適相反。故海灘之上，雖受漲落潮之作用，而其高度仍無多變化也。

海岸之外，或有沙帶 (Watte) 者，足以屏障海岸，減少風浪侵蝕之力。此項沙帶之成立，或係舊時之海岸，曾經海流衝刷，乃與大地分離，或係河流所挾之泥沙，淤積於海灘者，其功效足以護岸。海灘之前，或有沙堆者 (Dünen)，乃由風力吹積而成，亦足以護岸。蓋海風向岸吹來之時，灘上之沙，被挾而行，遇有障礙，遂即聚積，愈積愈多，乃成沙堆。其迎海一面之坦坡約為 1 比 3 至 1 比 10，而向岸一面則為天然坡度。亦有用人工促進沙堆之成立者，詳後。

(乙) 海塘工程

(A) 概論

保護海岸之程，中國稱之為海塘。惟海岸綿延，護岸費鉅，自無庸一律施工。究屬護岸工程是否有此需要，當視被保護之地畝，(例如村落城市) 或建築物 (例如浴場燈塔信號等) 之價值而定。如所費之建築費，超過被保護之利益，而又無特殊情形者，未免浪費。故設計之先，首須考察實地之情形及被保護之利益，估計工價及修養等費用，統盤籌劃，比較利弊，務求不違反經濟之道為宜。或

海岸之形態如舌，久經水力沖刷，恐易與大地分離，將遭莫大之損失者，則護岸之工，亦屬不可缺少。至於保護海岸之方法，或就海岸之本身設法保護，或促進海岸前灘地之增漲，藉作屏障，或促進沙堆之成立，殺滅風浪之衝力，故海塘工事，可分為三類如下：

- (1) 護岸工程(Uferschutzwerke),
- (2) 保持或促進沙堆之成立(Sicherung und Ausbildung der Dünen).
- (3) 促進低地之成立(Beförderung der Marschbildung).

(B) 護岸工及護灘工

保護海岸與保護海灘，其法各異。而保護海岸須同時保護海灘，則其功效可期久遠。護灘用突出之建築物 (Vorspringende Schutzwerke)，護岸用平行之建築物 (Parallele Werke)，二者相連，合而為一，功效乃著。或以沙堆為間接護岸用者，則有護沙堆之建築物(Dünenschutzwerke)，其費較省，亦頗著效。

(1) 護灘工

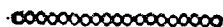
護灘工從岸突出，形如丁壩，名曰護灘丁壩(See- oder Strand-Buhnen)，其功用非特保持海灘之現狀，不為潮浪所沖刷，並能促進丁壩間之灘地，日漸淤墊。故全部建築，須足以抵抗風浪衝擊之力。丁壩根端，應深埋海岸之內，免為高潮搜抉。丁壩之高度，須視海灘之高度而定，蓋海灘之漲高，自有定限，壩身過高，反為無益，而丁壩在水面以下之坡度，務求平坦。依據歐洲東海建壩之經驗，中水位以下之壩身，其壩頂可與中水位齊平，由此而上，則依

海灘之坡度與海岸相接。

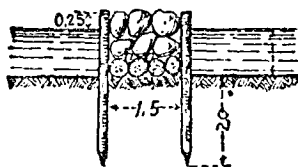
海灘外之水流，方向頻變，故丁壩宜與海岸成直角。其長度須足以保護海岸前所需要之灘地，丁壩入海愈遠，則壩之距離，可以愈大。尋常通行者，壩距等於壩長，蓋壩距過大，海岸易於崩坍，殊失保護之意。茲舉例如下，以資參考。

例一 歐洲東海之護灘丁壩 壘時建築丁壩，結構簡易，或為單行排樁，或為雙行排樁。上端露出灘面，伸入海中20至80

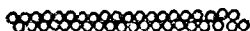
第三〇七圖



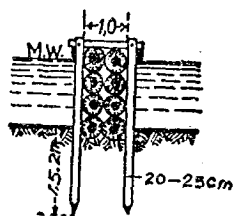
第三〇九圖



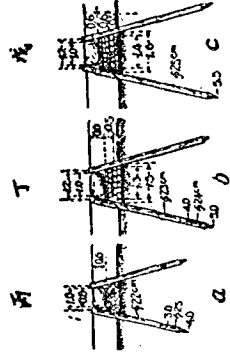
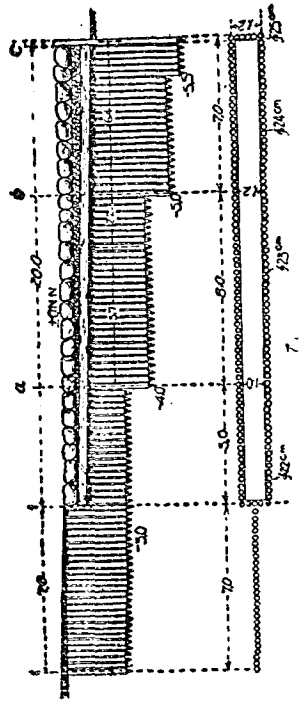
第三〇八圖



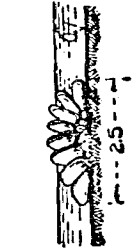
第三一〇圖



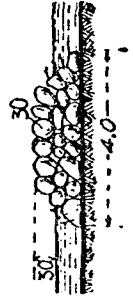
第三一圖



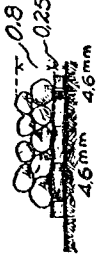
第三二圖



第三三圖



第三四圖



第三五圖

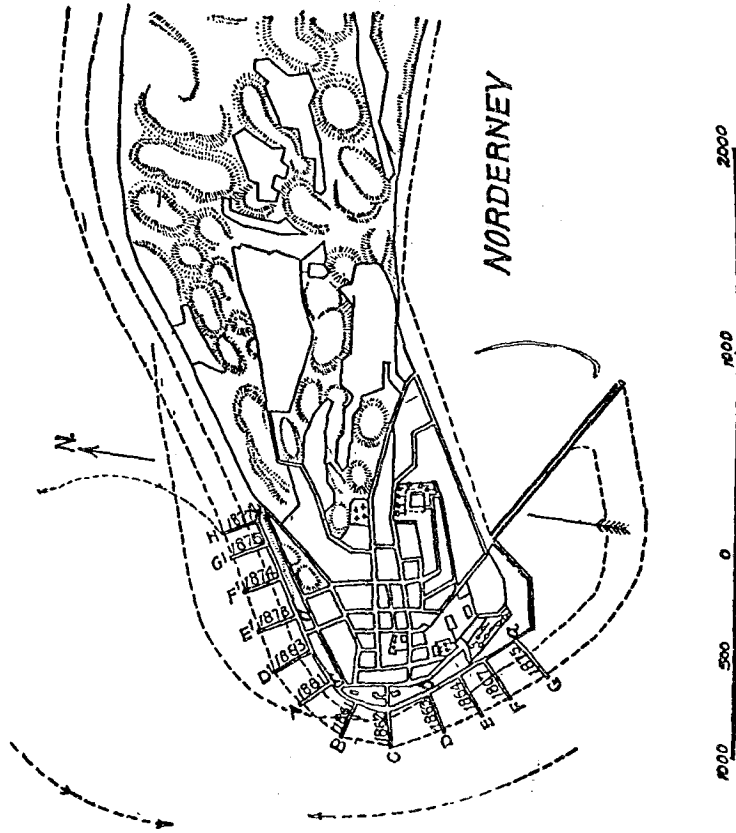


公尺。參觀第三〇七圖及第三〇八圖。久經潮流衝擊，樁多損壞走失，空隙之間，輒生深渦，海灘反受其害。嗣後發明壩身不宜堅密，不妨稍留空隙，任水穿過，以期減輕衝擊之力，而免發生深渦。故壩之新結構，採用梢料，例如第三〇九圖之結構。底層爲梢料，上壓塊石，兩旁每隔40公分，植立木樁一根。壩長爲40至50公尺不等，寬爲 $1\frac{1}{2}$ 公尺，壩距爲50公尺。又如第三一〇圖之結構，壩身全用梢料，兩傍植立木樁，上加橫木。壩傍木樁，亦有斜插土中者，取其穩固也，參觀第三一一圖甲至戊。或不用木樁，全用石料者，則受浪衝擊之力，更加微弱，參觀第三一二圖及第三一三圖。如地質爲沙，則石料之下，加鋪梢蓆，如第三一四圖。又有壩身完全用梢工者，深埋海灘之內，如第三一五圖。梢工分三層，其最上一層，每三年折廂一次。

例二 歐洲北海之護灘丁壩 北海之浪力，較東海爲猛，故丁壩之構造，較爲堅固。梢工力弱，又不能耐久，故北海丁壩之面，多用石料掩護，參觀第三一六圖及第三一七圖甲乙丙丁。亦有在丁壩之間，加築副壩者。例如絲耳特島 (Sylt) 之丁壩，壩面爲混凝土塊。正壩結構，參觀第三一八圖甲乙丙。副壩結構，參觀第三一九圖甲乙丙。又如德國海爾葛蘭島 (Helgoland) 旁之沙洲，其保護四周灘地之丁壩布置，益爲周密，參觀第三二〇圖。

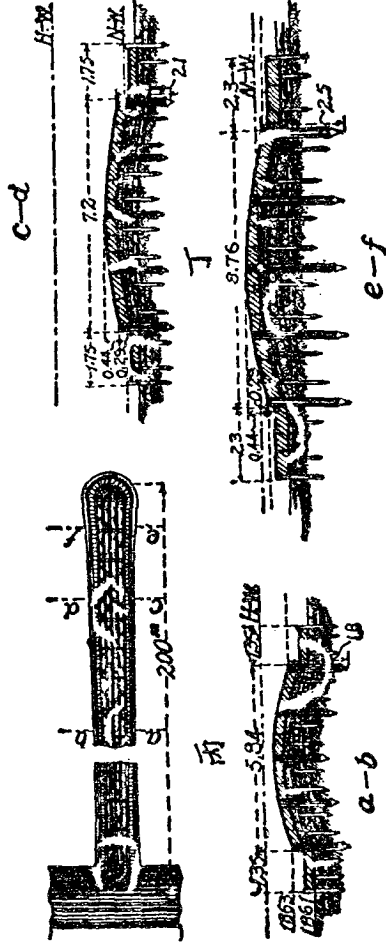
(2) 護岸工

第三一六圖

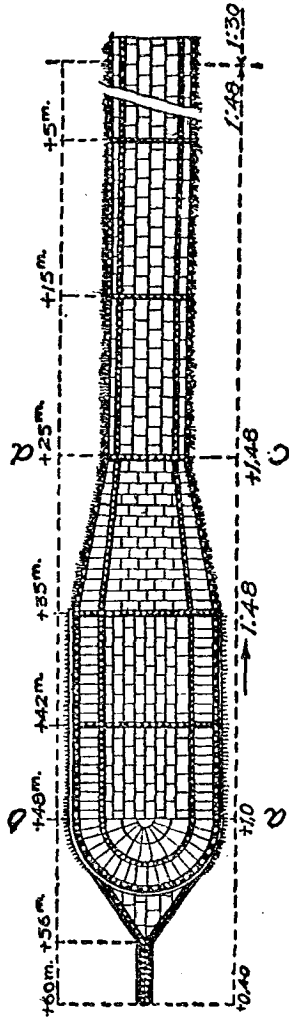


由圖字一七圖甲

乙



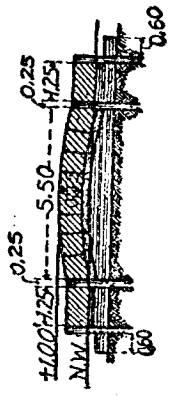
第三一八圖甲



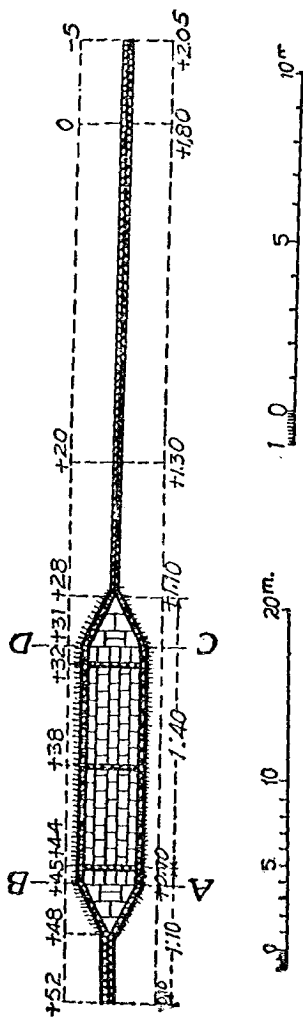
丙 C-d



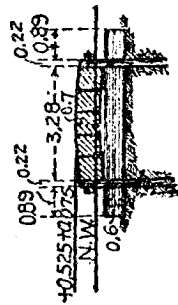
a-b



第三一九圖甲

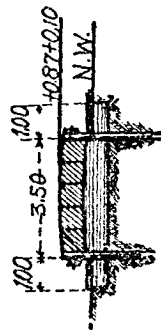


乙



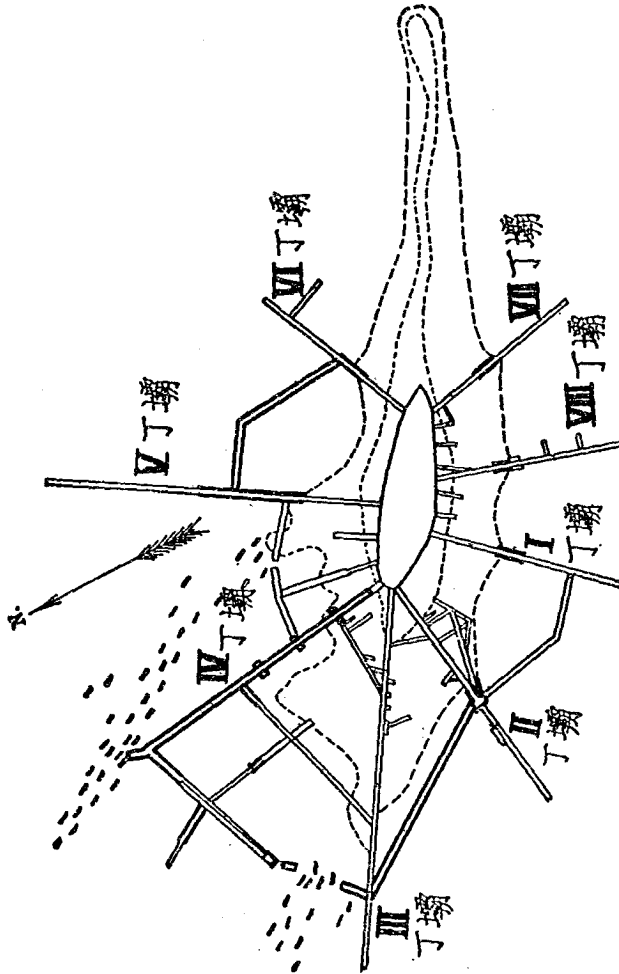
A-B

丙



C-D

第三〇圖



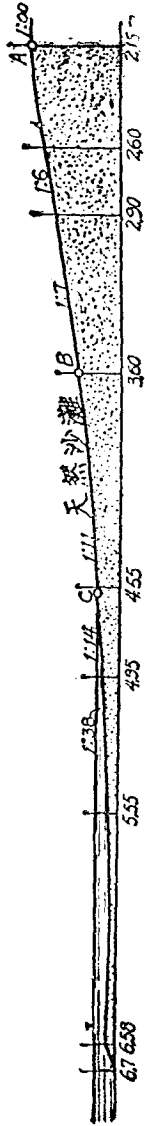
平行之護岸工，爲防禦海潮直接護岸之建築物。其兩端須與天然之海岸相接，交界之處，應妥爲掩護，免爲海潮所攫挾。海岸高陡者，保護之法有二：或掩護之工直接靠岸，或掩護之工築於岸前。採用前法，則岸頂墜落之土，在岸之前，設遇高潮近岸之時，卽被攜挾入海。採用後法，則岸土爲掩護工所阻，愈積愈多，成爲天然岸坡，可植草木護面。惟掩護工當後部墜土未滿之時，外部則承受浪力，既填土之後，內部又受土壓，故其結構，須力求堅實。掩護工之頂，大都露出常潮或中水位之上。所用梢料或木料，忽乾忽溼，頗難耐久，祇宜用作臨時之建築，或用爲水面以下之舖底材料。水面以上，宜用磚石，或混凝土，或鋼筋混凝土。掩護工之橫剖面，與抵抗浪之能力，亦有關係。蓋浪之衝擊力與水位之高度成正比，岸坡之上部，恆較下部被浪侵蝕更甚。是以建築物之形狀，宜採弧形。而海灘上之坡度，亦宜平坦，其要旨在使迎面之浪，不易上騰，並使迴流之力及速度，均須減小。如各種建築物之橫剖面及其表面之糙率相等，則迴流之力，完全與建築物透水之程度有關。

恩格司氏曾於德國薩克遜大學水工試驗室，試驗平行護岸工之形態。假定岸土爲沙質，而建築物不能透水。茲就其所得結果，摘要述之如下：（參觀第三二一圖至第三三五圖）

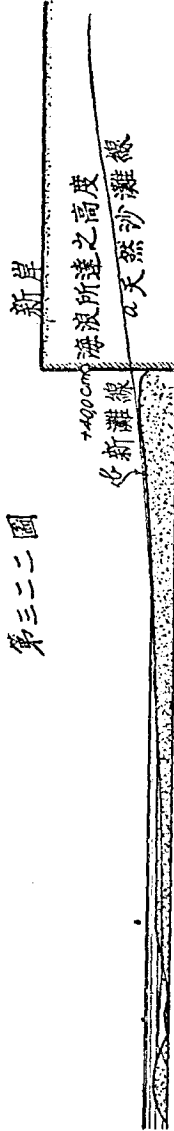
（一）假設護岸工之各種形態不同，試驗水面以上之海灘變化

如護岸工之坡度，大於 $1,75 : 1$ ，則海灘被刷，逐漸降低，而以岸脚處爲最甚，參觀第三二二圖至第三二四圖。如岸坡適爲 $1,75 : 1$ ，則海灘不漲不坍，全無變動。岸坡小於 $1,75 : 1$

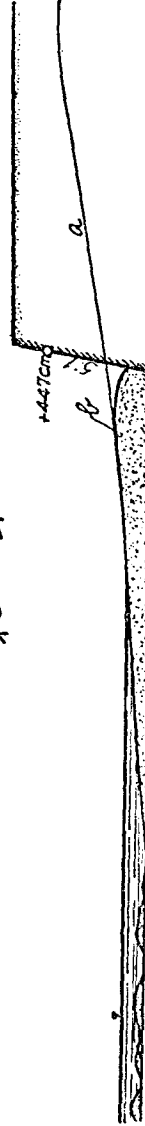
第三一圖



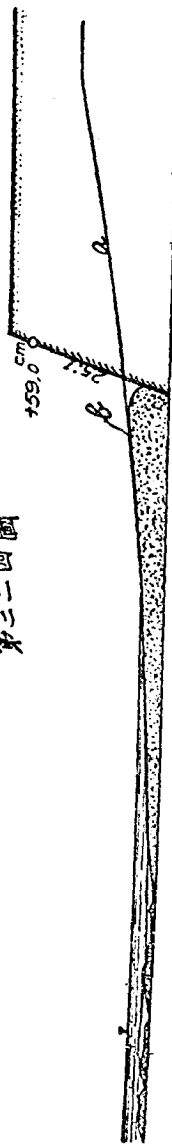
第三二圖



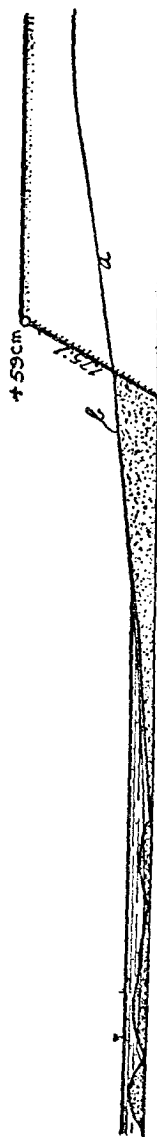
第三三圖



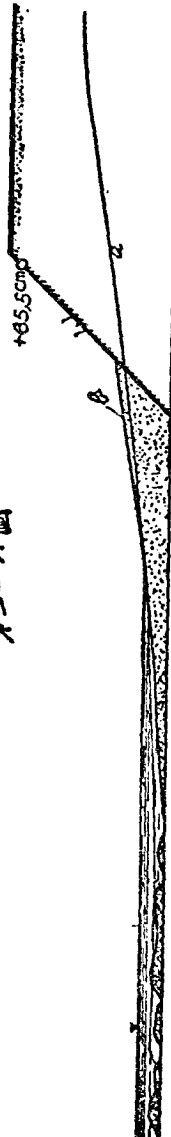
第三四圖



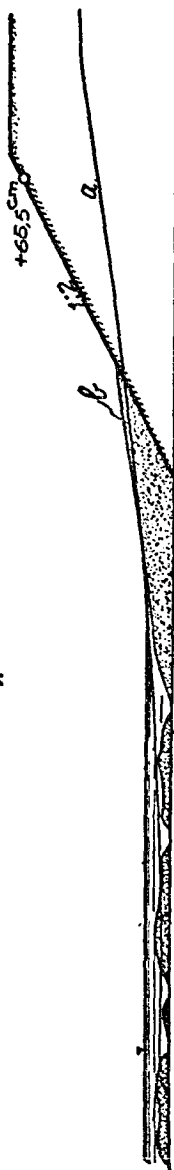
第三五圖



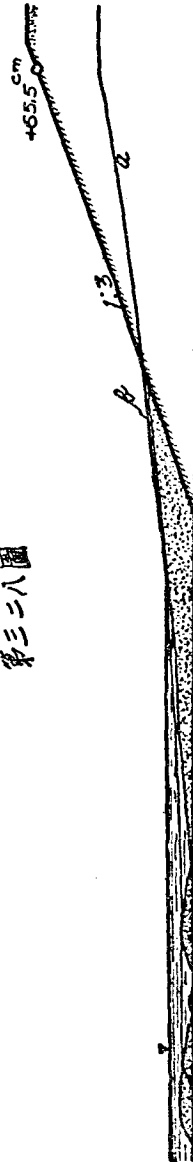
第三六圖



第三七圖



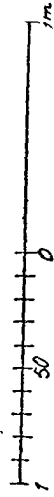
第三八圖



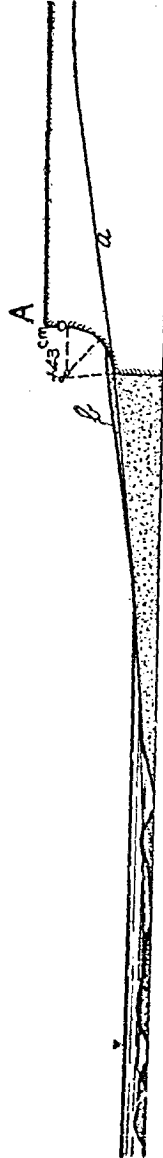
第三九圖



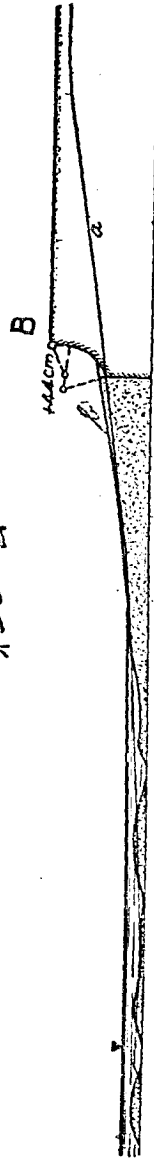
第三〇圖



第三一圖



第三二圖



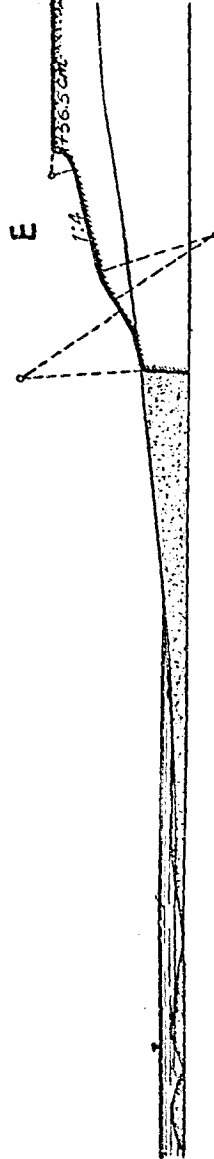
第三三圖



第三四圖



第三五圖



者，如1:1, 1:2, 1:3, 則海灘反漸漲高，而以1:1為最大, 1:3為最小。但岸坡為1:4, 海灘又無變動，殊為奇特，參觀第三二五圖至第三二九圖。若1:3之岸坡做成階級式，則海灘之漲高，較之平式1:3之岸坡略大，參觀第三三〇圖。如岸坡為曲弧形，海灘亦漲高，以第三三三圖海灘所漲之高度為最大，第三三五圖海灘所漲之高度為最小。

(二) 試驗海浪拍岸時水體所達之高度與岸坡形態之關係 試驗之結果，參觀第二十九表如下：

第 二 十 九 表

岸 之 形 態	∞:1	A	B	5:1	C	D	1:4	階級式 1:3	E
海浪所達之高度以公分計	40	43	44	44,7	44,9	51,2	55,2	56,5	56,5

2,5:1	1,75:1	1:3	1:1	1:2
59	59	65	65,5	65,5

各種岸式既異，則因抵抗海浪之衝擊，所須保護之面積，亦各不同。茲為便利比較起見，岸之高度一律從岸壁與海灘之交點算起，參觀第三二一圖 B 點，而面積之寬度，一律為1公分，試驗之結果，參觀第三十表：

第 三 十 表

岸 坡 形 態	∞:1	5:1	B	A	2,5:1	1,75:1	C
面積(平方公分)	20	26	31,4	34	42	46	60

1:1	D	1:2	E	階級式 1:3	1:4	1:3
65	67,5	102	114	120	140	141

(三)各種岸坡形態與工價之關係

(1)平岸式 若欲比較價值，須將較1,75:1更陡之岸式除外，因岸坡過陡，則土之壓力頗大，護岸工必厚且深，工價太昂。據試驗之結果，最廉之岸式，為1:1及1:2。雖1:1之岸坡，其應保護之面積，較1:2稍小，(1與1,57之比)但1:1之土壓較大，建築物之厚度亦宜加大，故二者之價值，仍屬相埒。

(2)階級式1:3之岸坡 階級式1:3之岸坡，較之平式1:3之岸坡，所應保護之面積，比例為1:1,18。但階級式岸坡之建築費用，較平式者不僅為1,18倍也。

(3)弧式岸坡 比較價值，須將DE二式除外，因二者應保護之面積過大也。而BAC三式之面積比例，參照第三十表如下：

$$1:1,08:1,91$$

但C式下部三分之二為1:4之平坡，造價較弧式者廉，實際上三者之比例如下：

$$1:1,08:0,64$$

又因C式岸坡，漲沙最多，故較AB二式為優。

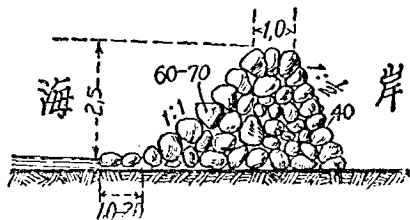
恩格司氏試驗之結果雖甚善，但僅限於光滑而不透水之護岸

工。實際上護岸工多能透水，且頗粗糙，海浪沖刷之力，又較猛烈，故學理上之試驗，祇可作為實際施工之一種參考資料而已。

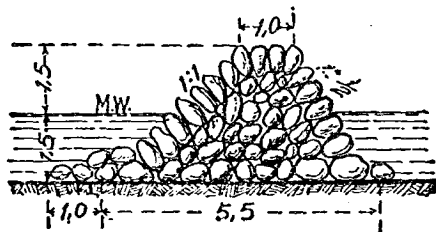
茲再舉歐洲平行護岸工之例如下，以資參考。

例一 歐洲東海之護岸工 海岸之前，堆石作壩，足以捍浪。壩之結構，異常簡易，石縫不加膠灰，則海水透入，浪力減小。惟石之堆砌須合法式，方免走失，參觀第三三六圖及第三三七圖。如海灘為沙質，則石塊之下，須用梢料作底，以免下沉，參觀第三三八圖及第三三九圖。但梢料之位置，須

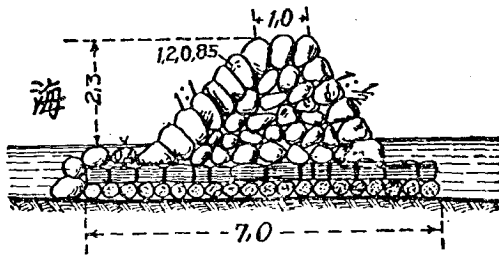
第三三六圖



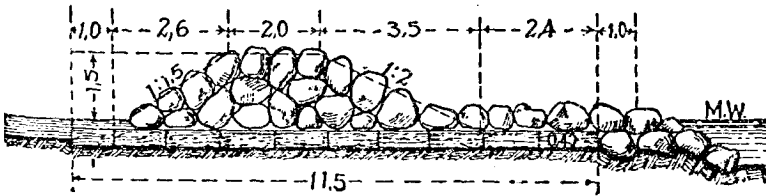
第三三七圖



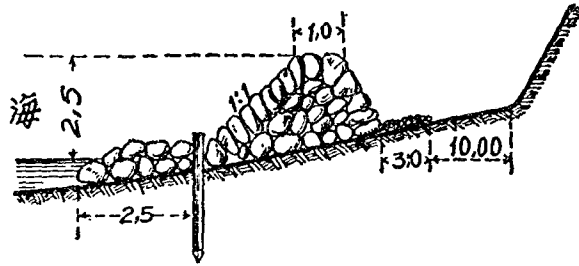
第三三八圖



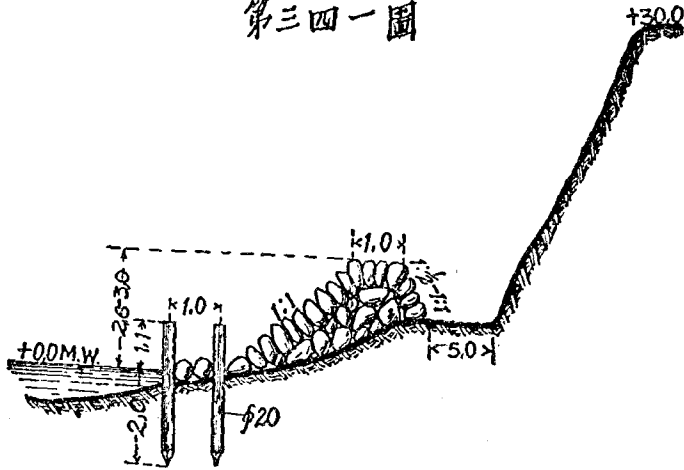
第三三九圖



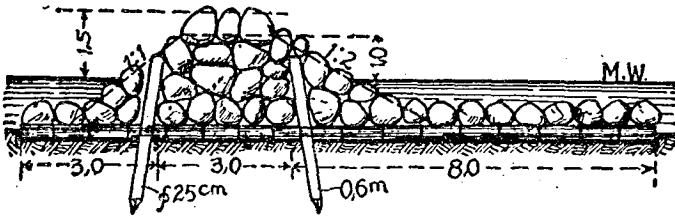
第三四〇圖



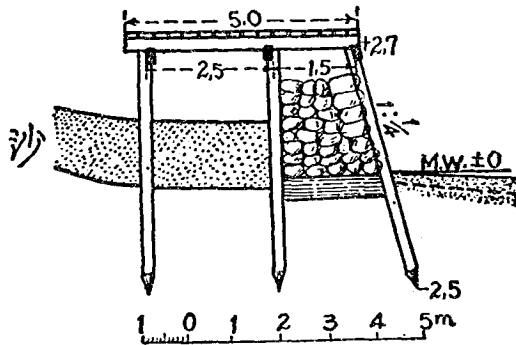
第三四一圖



第三四二圖



第三四三圖

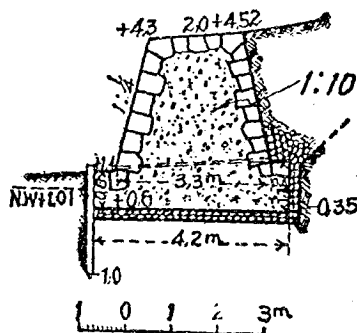


在中水位以下，令其常溼，庶可不致易於腐朽。此項建築不易損壞，卽有損壞，修補亦廉。又有在石壩之前或石壩之間，加釘木樁者，一則可防石塊走失，一則增加抵抗海浪之力，參觀第三四〇圖至第三四三圖。第三四三圖木樁上5公尺寬之平臺，乃兼作游泳臺者也。

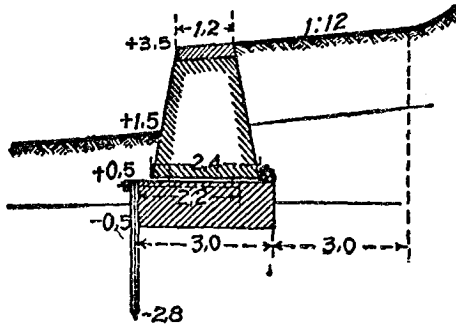
護岸工有作岸壁式者(Ufermauer)亦建於舊岸之前，其間距離，視岸壁上部所需之坡度爲準。壁前之基礎，宜求堅實，導洩壁後積水，亦應注意，參觀第三四四圖至第三四六圖。

如須直接保護岸坡，則岸脚應先保固，或用排樁，或用板樁均可。岸坡之上，舖砌石塊，或不用膠灰彌縫，而在石塊下舖沙礫作底，俾其透水，參觀第三四七圖至第三四九圖。或

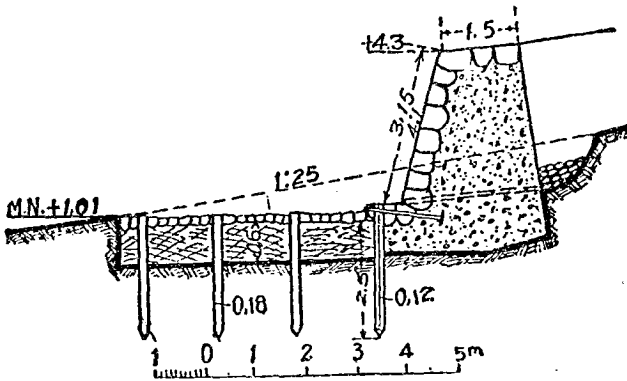
第三四四圖



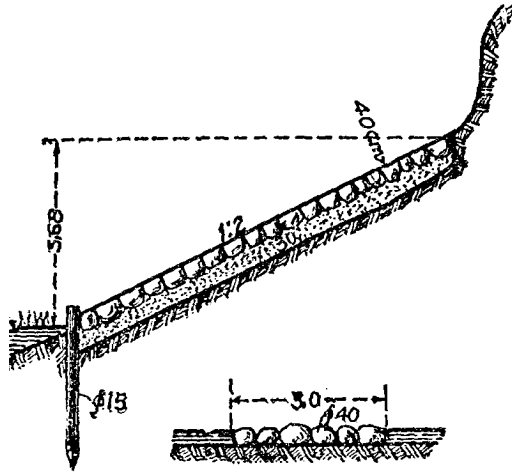
第三四五圖



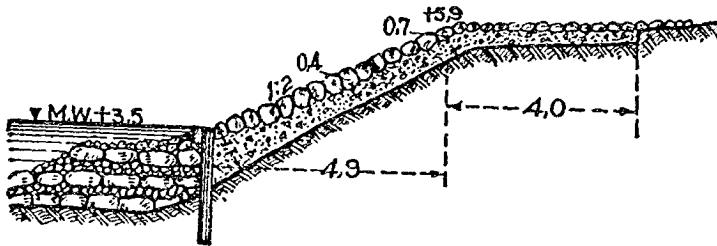
第三四六圖



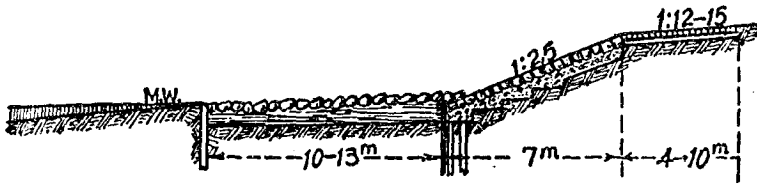
第三四七圖



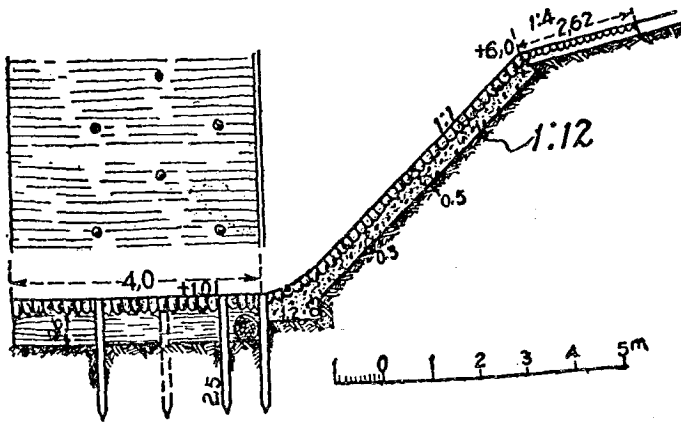
第三四八圖



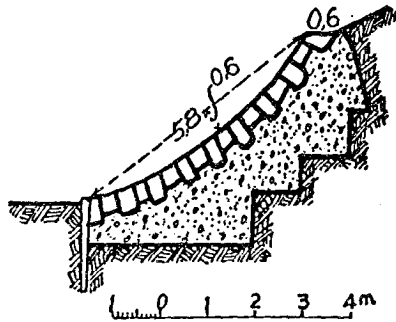
第三四九圖



第三五〇圖



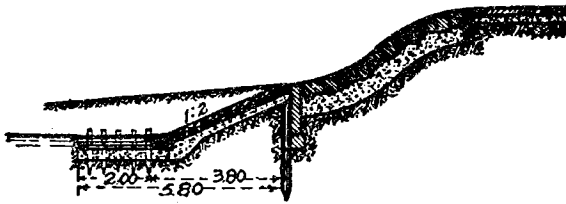
第三五一圖



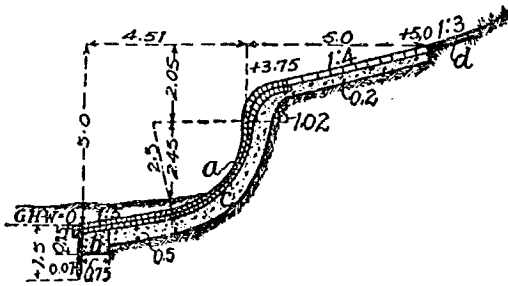
用膠灰彌縫，而石塊之下，用沙質混凝土（Sandbeton）作底，參觀第三五〇圖及第三五一圖。惟石縫透水者，浪來之時，水侵入內，浪去則水復出，其底層之沙礫，須足以消滅浪力，並勿易被水挾去。故底層應有相當之厚度，粗沙宜在上層，細沙宜在下層。如海岸附近，缺乏堪作底層之沙礫，可取海灘上之細沙與水泥混合，作為底層，其比例為1：12。但在相當之距離內，底層應酌留伸縮縫，如是則面層石塊，可以全部彌縫。

例二 歐洲北海之護岸工 北海護岸工之結構，功效較著者，如第三五二圖。其主要部分為大方石塊所砌成，用膠灰嵌縫，形如劈弧，並加排樁關土。石塊底層為石灰與沙混合而成。其上端岸坡，砌鋪磚塊護面。其下端岸坡，亦砌磚護面，底脚

第三五二圖

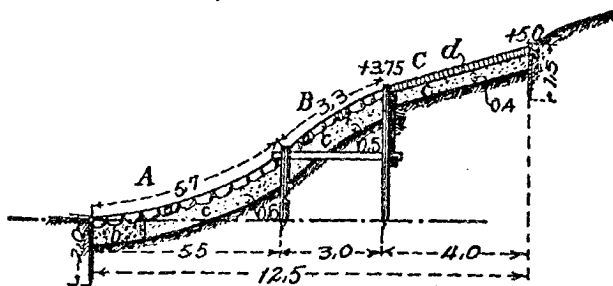


第三五三圖



爲灰沙。在高水位以下，始於灰沙之上，舖釘梢工。又如第三五三圖之結構，a 爲煉磚舖砌之塘面，b 爲下端之水泥塊，其混合成分爲 $1 : 1\frac{1}{2} : 2\frac{1}{2}$ 。c 爲煉磚底層之灰沙，其成分比例爲 1 : 4。d 爲草皮，下端爲板樁。又如第三五四圖之結構，a 爲大石塊塘面，用水泥膠灰砌築，b 爲水泥方塊，c

第三五四圖

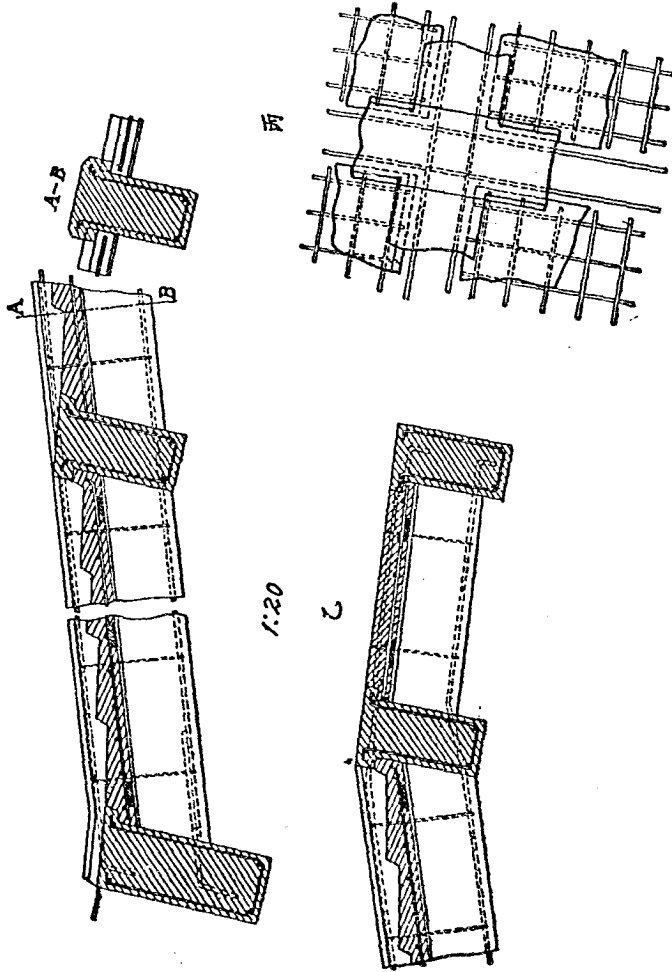


爲灰沙，d 爲煉磚，上下兩端爲板樁，中部有排樁兩層。以上三種結構，須視當地情形，酌量布置。所應注意者，護岸工之結構，上端須極力向上延伸，下端須力求深埋。其形態須足以阻礙海浪之上騰。木料及梢工，祇可用於常期浸水部分，否則易於朽腐，不能經久。

護岸工亦有用鋼筋混凝土構造者，據經驗所得，須具有下列七項條件，始足以捍禦海浪之衝擊。

- (一) 護岸工宜於透水，但接縫須求其密，庶幾底層沙質，不致爲回浪所吸出。
- (二) 建築物不宜十分堅硬，須具有相當之彈性，但不可妨礙全部之穩固。
- (三) 建築物之重量，須能抵抗塘面底層水之頂力。
- (四) 建築物之全部，須易於查察，俾可隨時修補。
- (五) 建築物之基礎，須直達不凍之地層。
- (六) 建築材料，須不易爲海水所侵蝕，而能耐久。

第二五五圖甲



(七)建築費用，須力求經濟。

摩諾特 (R. de Muralt) 氏根據以上各項條件，曾擬定保護岸坡工之結構，如第三五五圖甲乙丙。其主要部份為鋼筋混凝土所製之樑及板，樑形如丁，兩翼突出，壓板之邊。板之四周，均圍以樑，故板在樑間，各個分離，與嵌在鏡框相類。但樑內鋼筋各處相連，雖樑偶有高聳之處，板仍不動。樑框於相當距離內，安設縫隙，或填膠灰 (Zementmörtel)，或填地瀝青 (Asphalt)，以備寒暑伸縮。樑板均就地澆灌。此項結構之優點，為岸坡係由多數各個分離之板所造成，板在樑間，可以活動。因樑為丁形，深埋土中，故無冲刷底土之患。而坡面為階梯形，既利行走，又可緩和海浪之上騰，減少衝擊之力。回浪之速率，亦因階梯而緩，對於岸土之衝刷，大為減小。此種建築，在荷蘭試用之成績甚好。其構造成分，視用途而異，茲舉例如下：

(甲)荷蘭效文島 (Schouven) 階式水泥護坡工，其成分之規定如下：

(1) 每日有海潮冲刷之處，或海浪猛烈之處，護坡工之成分，為：

3分洋灰，1分石滓，5分黃沙，8分石礫，

(2) 每日雖經海水衝擊，而無猛烈風浪之處，其護坡工之成分，為：

2分洋灰， $\frac{2}{3}$ 分石滓，5分黃沙，7分石礫，

(3) 超過洪水位之岸坡，僅為海水所抹及者，其成分為：

1分洋灰， $\frac{1}{3}$ 分石滓，3分黃沙，4分石礫，

按石滓 (Trass) 爲火山灰之一種，淡水內本可不用，但加入之後，可使膠灰格外善良，亦屬有益。

(乙) 荷蘭曹特海濱之和恩地方 (Hoorn an der Zuidersee) 護坡工之板，其成分爲：

2分洋灰，1分石滓，5分河沙，7分河礫，

樑之成分爲：

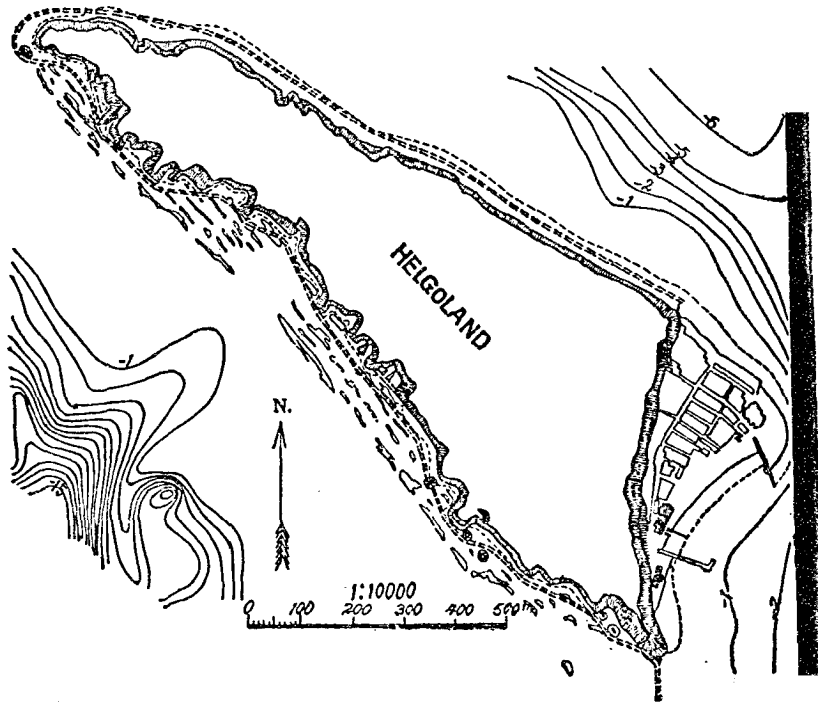
2分洋灰，1分半石滓，5分河沙，8分河礫，

以上二處，拌和混凝土，均用海水，成績均甚善。

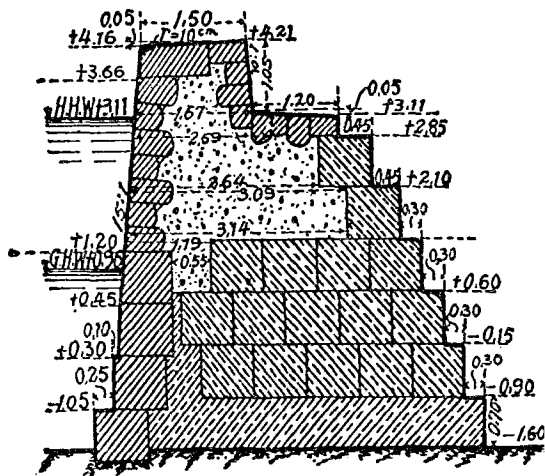
德國愛比河口外海爾葛蘭石島 (Helgolander Felseninsel) 之護岸工，依據費爾夏 (Fülscher) 氏之計劃，島之周圍，均築堅實之石壁 (Schutzmauer)，參觀第三五六圖。僅東岸爲泊船之所，不築石壁。西南岸及北岸，浪力最猛，一律圍以石壁。其橫剖面參觀第三五七圖及第三五八圖第三五九圖。石壁之位置，在島邊天然峭岩之前，其間距離，須參酌峭岩之天然斜坡1:0,8而定。平均約當峭岩高度 $\frac{2}{5}$ 或 $\frac{1}{2}$ ，參觀第三六〇圖。石壁之功用，固足以保護岩脚，勿爲海浪所衝擊，而峭岩上部崩坍之石塊，亦聚積於石壁之後，不致走失。石壁之構造，在尋常洪水位以下，面部爲花岡石大方塊所砌，再上爲花岡石大方塊所砌，後部底層爲石礫混凝土 (Schotterbeton)。再上爲水泥大方塊所砌，中心爲沙礫混凝土 (Kiesbeton) 所填築。

按吾國海塘工程，以浙江海塘爲最著。考其沿革，據志乘所

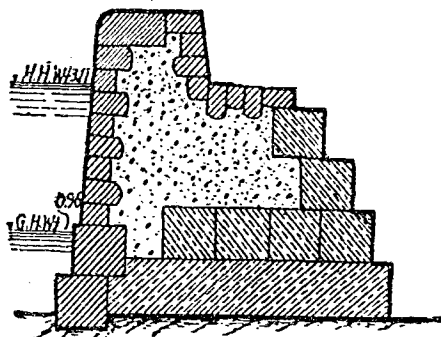
第三五九圖



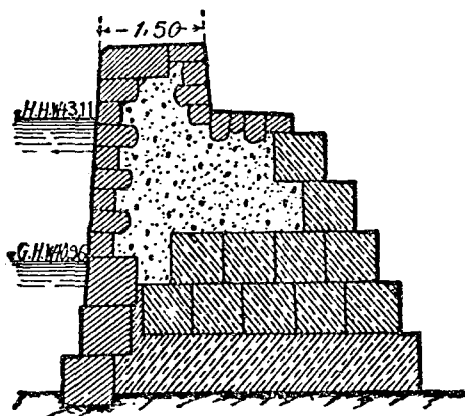
第三五七圖



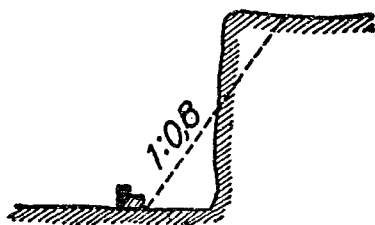
第三五八圖



第三五九圖



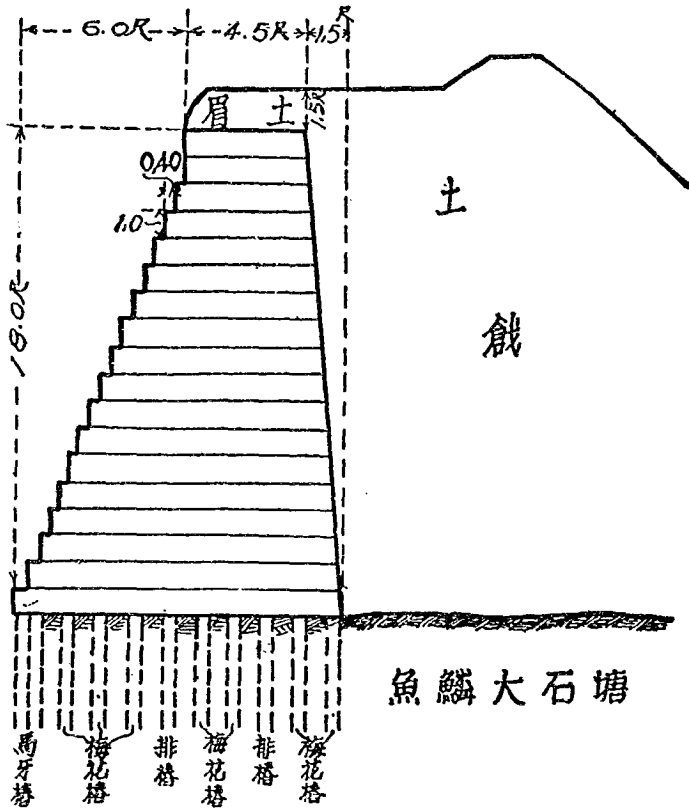
第三六〇圖



載，錢塘江塘工起源，遠溯秦漢。唐代鹽官捍海塘堤，已屬重築。厥後歷代修築，均爲土塘。至梁太祖開平中所築捍海塘，則以大竹破之爲籠，長數十丈，中實巨石，取羅山大木長數丈植之，橫爲塘。又以木立於水際，去岸二丈九尺，立九木作六重，象易既未濟卦，由是潮不能攻沙，土漸積，岸益固。又以竹籠不能永久，並採用薪埽，其制沿用黃河舊法。錢武肅王時，已築石堤，堤外植木十餘行，謂之混柱。明成化十三年，海寧決堤，乃斲木爲大櫃，編竹爲長絡，引石下之，汎濫乃定，仍作副堤十里以防泄瀉。清康熙四十一年，張泰修塘，欲圓石塘久遠，乃購巨石縱橫交砌，嵌以油灰，鑿以鐵錠，深根堅杵，加築子塘，以爲重障。並於險要處所，特築石磯，狀如偃月，使海濤澎湃而來者，與磯相觸，不得直逼塘身。康熙五十七年，朱軾用前人木櫃之法，以松杉宜水之木爲櫃，長丈餘，高寬四尺，橫貼塘底，實以碎石，以固塘根。乃用大石高築塘身，附塘另築坦水，高及塘身之半，斜豎四丈，亦用木櫃貯碎石爲幹，外砌巨石二三層，縱橫合縫，以護塘脚。康熙六十年，屠沂修塘，於土浮不能釘樁砌石之處，與築草塘，捆埽牛舖底，以柴土間層加鋪，頂培厚土，又名柴塘。雍正七年，李衛於東塘水勢猛急之處，塘外建築挑水盤頭大草壩，形如半月，周圍簽釘排樁，中填塊石，竹筧上加埽料壓蓋，堵禦頂衝，使水勢稍緩，可引漲沙漸聚。乾隆以後，修築塘工。以土塘草塘，不能經久，大抵改建石塘。石塘有魚鱗大石塘及條塊石塘之分。海濤猛急之處，加築盤頭。塘外灘上，建築坦水，用以護塘。坦水之制，以排樁順築三道，分爲頭坦二坦三坦。坦

面或拋塊石，或填石窰，或鋪柴埽，或鋪條石。坦毀則危及塘根，故護塘須先保坦。塊石及柴埽，質輕易徙，已漸廢棄。今所用者，惟有條石，而條石平鋪，亦多為怒潮所捲，因此改為靠砌與豎砌二種。海塘舊制，志乘略有記載，茲摘要述之如下：

第三六一圖

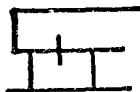


(一)魚鱗大石塘 頂寬四尺五寸，底寬一丈二尺，高一丈八尺，計用條石十八層，參觀第三六一圖。條石每塊長五尺，闊二尺，厚一尺，丁順間砌，參差壓縫。石縫用油灰膠砌，接合處用鐵錠鐵錫嵌扣，參觀第三六二圖及第三六三圖。除去底二層及最上二層不留收分外，自第二層至第十六層，每層外

第三六二圖



第三六三圖

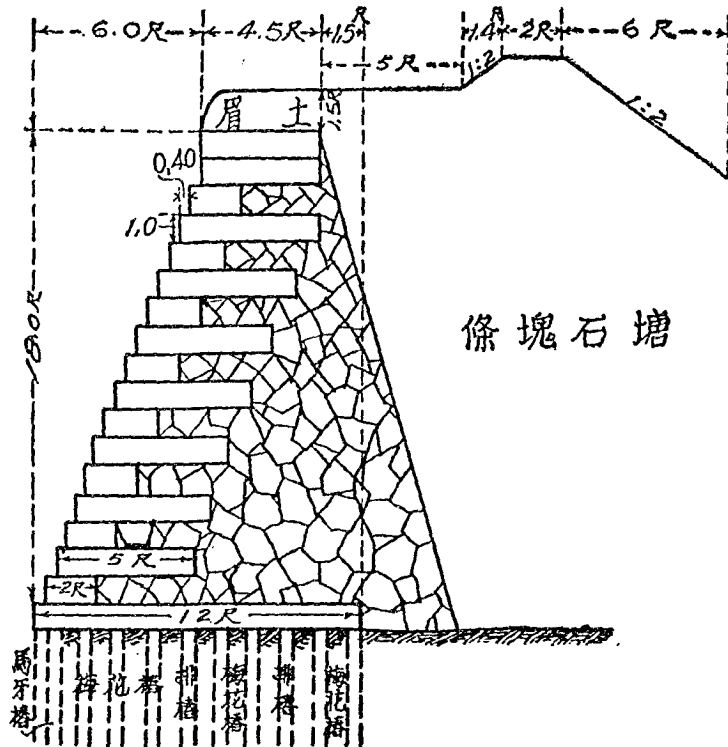


留收分各四寸，內留收分各一寸。塘底外口釘馬牙樁二路，中心釘排樁一路及後一路，每路每丈用樁二十根。又間釘梅花樁七路，每路用樁十根。

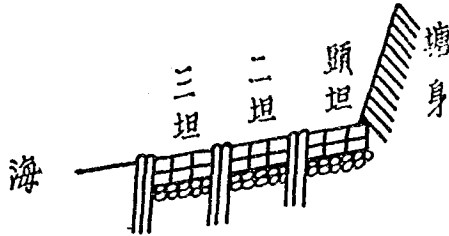
(二)條塊石塘 乾隆元年，曾筠辦理海塘，曾有搶險石工，外用條石疊砌，內用塊石填堵。所用條石樁木，可減魚鱗石塘之半，工料省而成事速。底層外口釘馬牙樁二路，每路每丈用樁二十根。裏釘梅花樁五路，每路每丈用樁八根，塘身九層以上，始加錠錫，參觀第三六四圖。

(三)坦水 坦水緊貼於塘基之前，或二坦，或三坦，以排樁一路相間，臨水釘排樁二路，每路每丈用樁二十根。每坦寬一丈二尺，坦面鋪條石，或平砌，或靠砌，或豎砌。底基用塊石深三尺。坦面及墊底亦有全用塊石者，約深六尺。坦坡向

第三六四圖



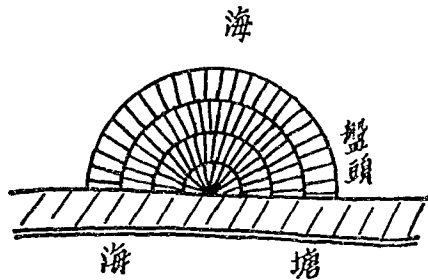
第三六五圖



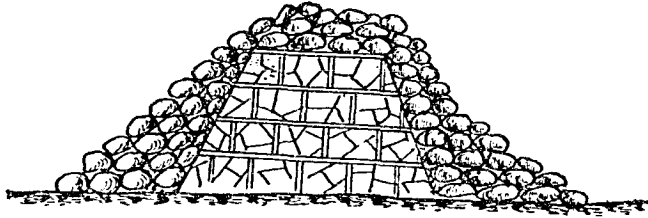
水約爲一比十。排樁之長約爲十六尺，參觀第三六五圖。

(四)盤頭 盤頭即挑水壩，形如半月。蓋因塘堤之外，或對岸漲沙，或潮水直冲，須擇要建立，以殺其勢，挑溜禦冲，最爲得力。或用條石彎環鋪砌，或以埽牛鋪底，竹箕盛石爲脚，周圍密釘排樁，加鑲柴土，高約三四丈，半徑約六七丈。柴性柔軟，耐於衝激，間有埽墊，隨時修築，參觀第三

第三六六圖



第三六七圖

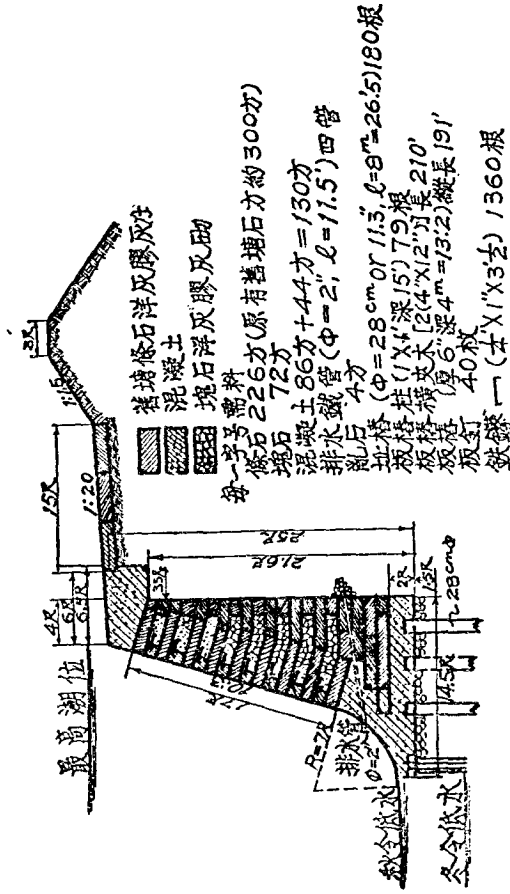


六六圖。亦有於塘外建築石壩以挑溜者，法以竹篾二層作底，內裝沙石，四周拋填塊石，以成坦坡之形。再安砌裝石木櫃二層，用塊石蓋頂，或不用竹篾木櫃，祇用塊石疊砌者，但易於滾失，不能耐久，參觀第三六七圖。

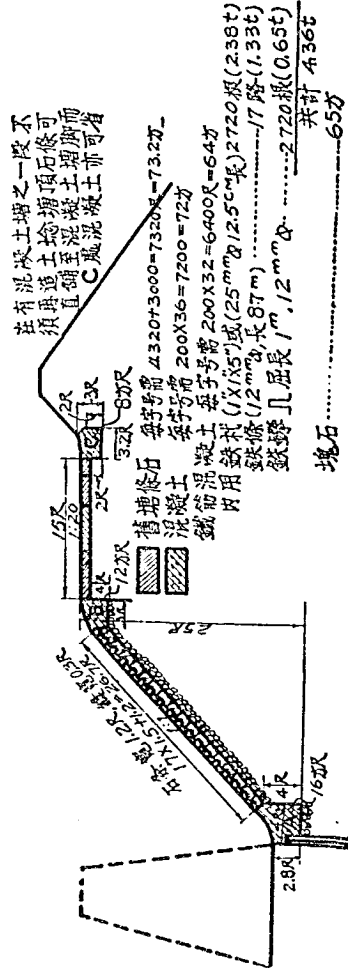
按此項石塘，缺點甚多，據李儀祉氏之考察，約有三端：(一)塘底樁細而淺，臨水缺乏板樁，且木樁不能常在低水以下。(二)塘身形式，不足以抵抗土壓，蓋頂石亦覺太輕。(三)坦水疏漏，鋪石過輕。然此項缺點，大都限於時代，科學尙未進步，料物亦未完備。結構略有錯誤，爲事實所難免，而計劃大體在築塘捍潮，坦水護塘，盤頭挑溜，苟能修守合法，亦頗足恃。故康熙間所建之塘，有至今未毀者，完全得塘前柴塘與石篾等保護之力，使海潮不至薄及塘根。將來改造舊塘，補救前失，李氏建議之立式與斜式兩種結構，均甚妥善，參觀第三六八圖及第三六九圖至第三七一圖。詳見李著改良杭海段塘工意見書。

又如江蘇寶山之東西兩塘，均爲土塘。坦水爲二樁二石或三樁

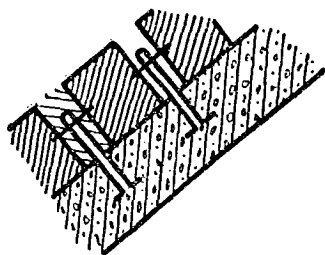
第三六八圖



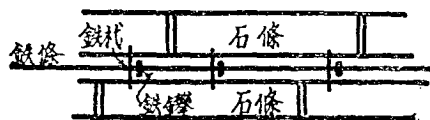
第三六九圖



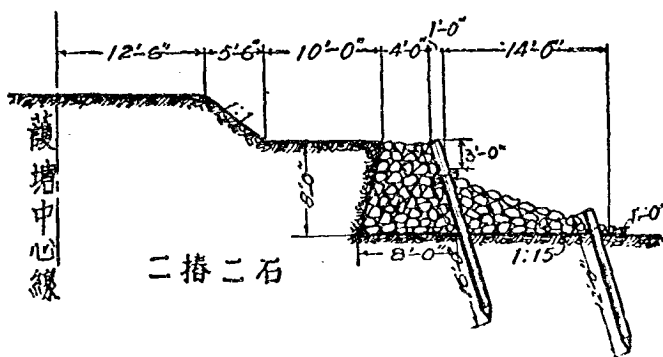
第三七〇圖



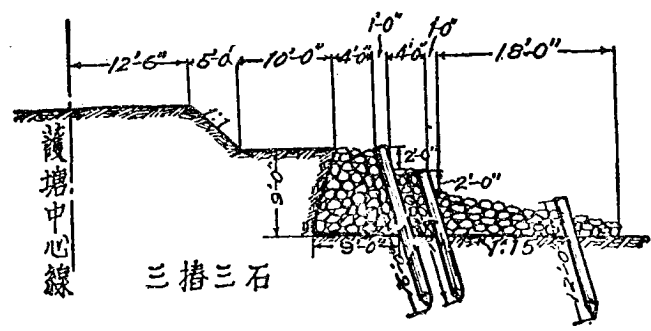
第三七一圖



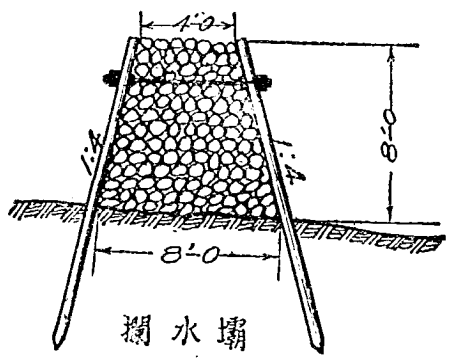
第三七二圖



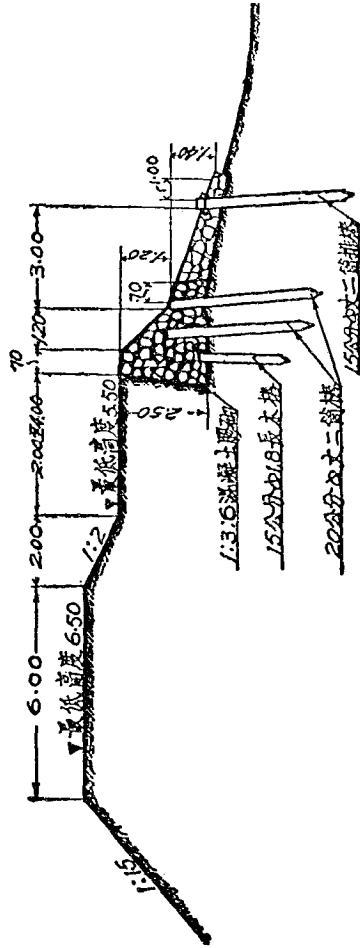
第三七三圖



第三七四圖



第三七五圖



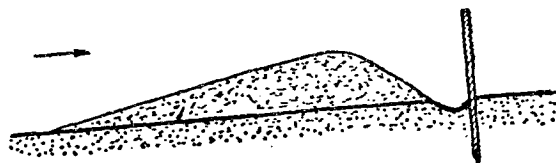
三石，參觀第三七二圖及第三七三圖。而於險要處所，坦水之外約10公尺，加築攔水壩一道，用以保護沙灘，障蔽塘身，參觀第三七四圖。土塘之外，加築椿石工者，實即護灘之意，護灘方足以保塘，久經失修，則椿朽石落，侵及塘基，一遇風潮，輒成險工。而攔水壩之位置，在椿石工之外約10公尺，其高度在常潮之下，可以耐久，主要功用，在殺滅波濤之勢，為海塘之屏障。最近有因附塘之石，易於衝散，採用1：3：6混凝土膠砌，並在基礎之下，加釘小椿者，亦屬可取，參觀第三七五圖。又有數段採用立式鋼筋混凝土壁，作為塘身，後加土餞者，但塘外護灘之椿石工未加修補，混凝土壁之結構，亦欠完善，壁下又缺乏板椿，久經風潮，基土被刷，以致牆壁向外傾斜，反多危險。而立式牆壁與舊土塘坦坡交接處之結構，亦欠堅實，致有海潮搜背之患。總之吳淞口外，浪力較弱，依照舊法建築土塘，植草護坡，並以椿石工護灘，攔水壩破浪，較為合式，且又經濟。歷年塘工之出險，主因為忽於歲修，設能隨時加石培土，補換椿木，即可弭患於未然。今日之所謂險工，平日均可預知，險而不修，一經風潮，乃致出險，所費工料且將十倍於歲修矣。

(丙) 護沙工

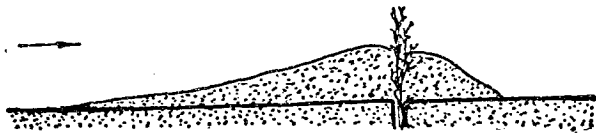
海潮波浪，衝擊岸灘，日積月累，則岸灘之形態凸凹不平，而沙土之坍卸，亦將日益加厲。尤以高潮之時，灘外沙堆，最易隨浪散失。於是海岸流所挾之泥沙量愈富，河口之淤墊亦愈易矣。故保護海岸之要件，為保持海灘之形態之整齊與沙堆之安全，護沙之

法，爲促進前沙堆（Vordüne）之成立。前沙堆者，其位置更在海灘外天然沙堆之前也，前沙堆首當潮浪之衝，爲天然沙堆之藩籬，而天然沙堆又爲海灘之屏障。惟遇大潮猛浪，沙堆常被洗刷。欲求促進前沙堆之增漲，須安設障礙物，以便沙之沉澱。障礙物或能透水，或極柔韌，其積沙之情形，亦因是而異。第三七六圖爲堅實不透水之障礙物前積沙情形。第三七七圖爲堅實透水之障礙物前積沙情形。第三七八圖爲柔韌透水之障礙物積沙情形。故促進沙堆之成

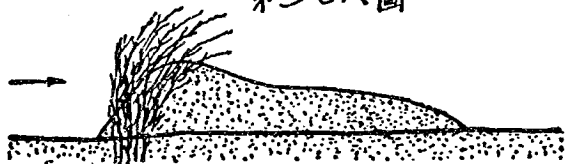
第三七六圖



第三七七圖



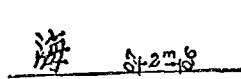
第三七八圖



立，以採用高約70公分之樹枝蘆葦，排列如籬，最為合宜。而選擇障礙物之位置，須求前沙堆不致為暴潮所損害，例如歐洲東海濱所採擇者，其高度超過中水位1.5至2公尺，海灘坡度為一比二十之處，障礙物距離海岸約30至40公尺，但歐洲北海所採擇者，其高度至少與尋常高水位齊平，或超過高水位1公尺。如海灘坡度為一比五十，漲潮高度為4公尺，則前沙堆距離低水位岸線約為250公尺。是以海灘過狹，或海岸太陡之處，殊不利於前沙堆之成立云。

前沙堆之形態，不宜過高，基礎須求寬廣，坡度宜於平坦；庶可抵抗風浪之衝擊，其迎海一面之坡度約為1：8，向岸一面之坡度約為1：3。第三七九圖至第二八六圖，表明促進前沙堆成立之程序。最初先編二籬，約高7公尺，距離為2公尺，如第三七九圖，編籬宜在春季，因四五六等月風沙最多也。沙為籬阻，積而成堆，如第三八〇圖。再於沙堆之頂，編籬二重，仍各高7公尺，如

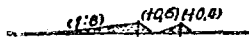
第三七九圖



第三八一圖



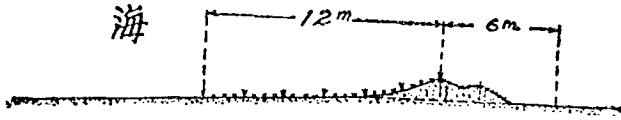
第三八〇圖



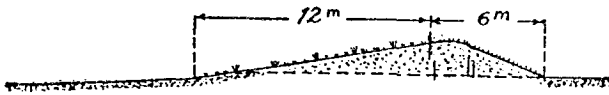
第三八二圖



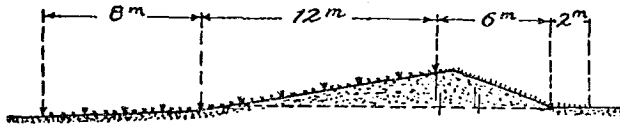
第三八三圖



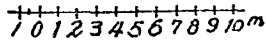
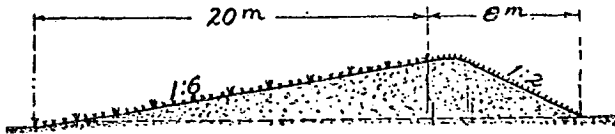
第三八四圖



第三八五圖



第三八六圖



第三八一圖。夏季積沙，如第三八二圖。秋季在沙面植草，則積沙愈易，如第三八三圖。翌年春季之沙堆形態，如第三八四圖。乃更推廣植草，如第三八五圖。經過第二年之積沙，其最後之形態，如第三八六圖。設風力不足，或未能及時興工，則漲沙亦將遲滯，必致稽延時日。沙堆既成以後，修養最爲重要，稍有變化，立即設法補救，庶不致誤。

第六章 堤防工程

第一節 河堤(Flussdeiche)

(甲) 隄防之種類

隄、防也，與堤通，以土壅水曰堤，亦稱爲堰，堰俗作埧。堤堰二字名異實同，皆積土而成，使水不致旁溢之謂也，故河工通用之。堤之功用，一爲阻攔洪水之泛濫，一爲保護田廬之安寧，完全爲農業方面之利益。而於治河方面則弊勝於利，不可不注意也。

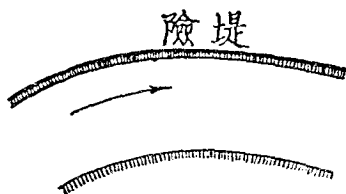
堤之防洪水者，須與高地相接，名曰鎖堤(Geschlossene Deiche)或專爲抑制猖獗之河流用者，其位置斜伸河中，名曰敞堤(Offene Deiche)，或曰翼堤(Flügeldeiche)。

冬堤(又名正堤或大堤)(Winterdeiche oder Hauptdeiche oder Banndeiche)者，所以防冬季之洪漲也。冬季洪水之發現，於歐洲約當春初，雪融冰泮之際。

夏堤(Sommerdeiche)者，所以防夏季之洪水也。歐洲各河夏季之洪漲小於冬季，故夏堤之高度較低，冬洪可越而過之。夏堤所保護之地爲外灘(Vorland)。冬堤所保護者，爲高地。夏堤之位置在冬堤之間，乃因冬堤距離過遠，夾河建造夏堤，則冬堤外之灘地，可以種植也。堤以後之地曰內地(Binnenland)，堤以外之地名曰外灘。

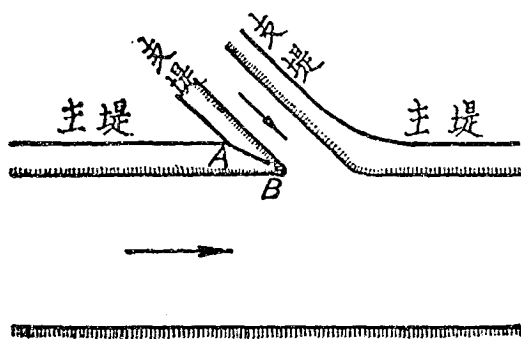
險堤 (Scharredeiche oder Gefahrdeiche) 如第三八七圖，其位置在險澗中水位之岸，外無灘地，適當頂沖，最為險要。

第三八七圖



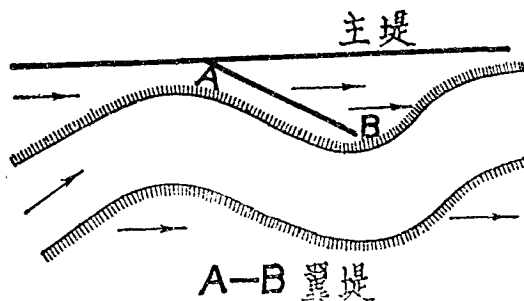
支堤 (Rück-od. Rückstau deiche) 如第三八八圖，所以防支流之洪漲者也，須與主堤相接。

第三八八圖



翼堤 (Flügeldeiche) 如第三八九圖，一端與主堤相接，堤頂與河岸同高，一端斜伸河中，乃所以防制河身之過分彎曲，勿使礙及

第三八九圖



主堤之安固者也。且洪水溢出河槽，平舖下瀉，外灘之上，非僅淤積沙礫，亦常發生深渦與裂縫。翼堤之功用，亦足以分洪水之溜，使不為外灘害也。翼堤自 A 至 B 斜坡須平坦，B 部始免深渦之發生，或支河與幹河相交，欲保持其銳角，亦有築翼堤者，如第三八八圖 A B。

橫堤或名格堤 (Binnendeiche oder Querdeiche) 凡被保護之低田過長，則用格堤橫分之，苟主堤決口，其災僅限於一格也。

圈堤 (Ringdeiche) 所以保護村落市鎮者也。

臥堤 (Schlafdeiche) 者，乃舊堤之廢址，備築新堤者也。

吾國築堤，由來已久。禹貢曰，九澤既陂，按陂者，坡也。土披下而衰側也，此非陡崖之岸，乃坦坡之堤也。堤之名稱，亦屬繁多，由官修守者，曰官堤官堰。由民修守者，曰民堤民堰。以土築成者，曰土堤土堰。以石築成者，曰石堤石堰。此乃就修守之責任，與構造之材料，而命名者也。如就堤堰之性質，與命名之意義

而論，吾國河工又分下列各堤，茲臚舉如下：（參觀第三九〇圖及第三九一圖）。

- (一) 縷堤 臨河處所，修築小堤，以束河流，勢甚卑矮，形如絲縷，名曰縷堤，即歐洲之夏堤也。
- (二) 遙堤 距河較遠，築之以備異漲，即歐洲之冬堤也。
- (三) 月堤 因外堤單薄，或緊臨險要之處，恐難捍禦，內築月堤一道，以資重障，形如半月故名。或稱圈堤，圈堰，即歐洲圈堤之意。
- (四) 越堤 因內堤單薄，或係坐灣兜灣，以及地勢低窪，不足以資保衛，又無別堤可恃，乃越出舊堤，另築新堤，以為外藩，故曰越堤。更有稱月堤為內越堤，而以越堤為外越堤者，命意亦同。
- (五) 格堤 縷堤與遙堤之間，或縷堤與月堤之間，空地極長，恐縷堤一有疎虞，即順遙堤或月堤走溜，故於縷堤之內，遙堤之外，橫築格堤數道。縱使衝破縷堤，僅止一格，水流遇阻，不能伸展，其別格之田舍，可保無虞。形如格子，故曰格堤，與歐洲之橫堤相同。
- (六) 戩堤 戩亦撐柱之意，雖有堤而單薄，不足以資抵禦險工，必須外幫加築戩堤，戩其堤脚。戩堤大抵低於正堤，與盛漲時河內水勢相平。亦有因工款支絀，而分年挑築者，故曰半戩，又曰後戩。
- (七) 貼堤 堤身單薄，而幫貼之於堤內幫者，名曰貼堤。貼堤

之高與正堤相平。

(八)撐堤 堤外幫堤，撐持險要故名。黃運兩河，當劈堤極險之工，往往搶挑撐堤，大致與下餞堤相類，不過挑築於平時者曰餞堤，搶築於臨時者，曰撐堤耳。一撐不已，再加一撐，必俟內幫穩定，外幫不致透水，始可撒手。

(九)隔堤 內河外湖，或兩河並下，一清一濁，築堤隔絕，名曰隔堤。

(十)子堤 正堤卑矮，恐不足以禦盛漲，復於堤頂內口，添築小堤，即爲子堤，又曰子堰。築子堤者，多緣節省工款起見，或其臨時搶挑者也。

至於河之兩岸，重要之堤，設官駐守，一有疎虞，即干吏議者，謂之正堤，又曰大堤，歐洲名曰主堤。堤之本身，兩面坡分，名曰堤坡，有坦坡陡坡之別。陡坡僅容臥羊，坦坡勢堪走馬，故又有臥羊坡走馬坡之稱。堤頂之平如砥者，謂之平頂，如中心高出兩層數寸及尺許者，謂之花鼓頂，亦稱鯽魚背。堤爪者，堤之兩頭壁立，勢必阻絕往來，因於兩頭居中放坡，築成馬道，以便料路行人之用，此馬道即是堤爪。

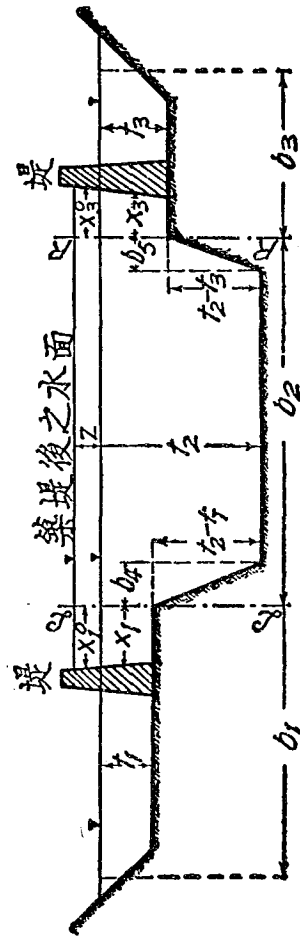
(乙) 堤線之規劃

選擇堤線，須求二堤之間，能暢瀉多量之水，並使堤身之位置，十分安穩。而規定堤距，必以下列各項爲標準：

(一)最大洪水位之高度，與水面之比降 J 。

(二)未造堤以前，洪水期內之河流橫斷面。

第三九二圖



第三九二圖為測得之洪水位橫斷面。用 LL 及 RR 二縱線分為三部，各部之平均流速為 v_1, v_2 及 v_3 ，（自左而右計之）故全斷面之流量為

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \\ = b_1 t_1 v_1 + \left\{ b_2 t_2 - \frac{1}{2} [b_4 (t_2 - t_1) + b_6 (t_2 - t_3)] \right\} v_2 + b_3 t_3 v_3$$

堤成以後，河之橫斷面減少 ΔF_1 及 ΔF_3 二部，

$$\Delta F_1 = (b_1 - x_1) t_1$$

$$\Delta F_3 = (b_3 - x_3) t_3$$

橫斷面既減小，水面被束，必致漲高，姑定為 Z 。而 Z 可預為估算，蓋未築堤以前，經過 ΔF_1 及 ΔF_3 二斷面流出之水量，於堤成之後，須與從 $(x_1 + b_2 + x_3)Z$ 面積流出之水量相等。假設 $x_1' \cong x_1$ 及 $x_3' \cong x_3$ ，並估計漲高水面 Z 之平均速率，較舊槽之水，約大 $5/4$ 倍，於是得

$$\Delta F_1 v_1 + \Delta F_3 v_3 = \frac{5}{4} Z (x_1 v_1 + b_2 v_2 + x_3 v_3)$$

此式中之 x_1 及 x_3 可預為擬定，作為已知之數，而 v_1, v_2 及 v_3 可以從流速公式算出：

$$v_1 = c_1 \sqrt{t_1 J} ;$$

$$v_2 = c_2 \sqrt{t_2 J}$$

$$v_3 = c_3 \sqrt{t_3 J}$$

$c_1 c_2 c_3$ 可從赫馬克 (Hermanek) 氏之計算流速係數表得之。於是可直接求出

$$Z = \frac{4(\Delta F_1 v_1 + \Delta F_3 v_3)}{5(x_1 v_1 + b_2 v_2 + x_3 v_3)}$$

既得 Z 之值，須考驗堤成以後，其河流上段之水面漲高為幾何。又因水之深度增大，其流速加大幾何。如各項均甚妥洽，則所假設之 x 值為合用，否則須增加 x_1 及 x_3 之值，再行計算。

例題：參觀第三九二圖已知數為

$$\begin{aligned} b_1 &= 300\text{m}; & t_1 &= 1,2\text{m} \\ b_2 &= 300\text{m}; & t_2 &= 6,2\text{m} \\ b_3 &= 100\text{m}; & t_3 &= 1,4\text{m} \\ b_4 &= 30\text{m}; & J &= 0,0004 \\ b_5 &= 29\text{m}; \end{aligned}$$

依據赫馬克 (Hermanek) 氏係數表

$$\begin{aligned} \text{如} \quad t_1 &= 1,2\text{m}; & c_1 &= 33,6 \\ v_1 &= 33,6\sqrt{1,2 \cdot 0,0004} = 0,74\text{m}/\text{sec} \\ t_2 &= 6,2\text{m}; & c_2 &= 53,3 \\ v_2 &= 53,3\sqrt{6,2 \cdot 0,0004} = 2,65\text{m}/\text{sec} \\ t_3 &= 1,4\text{m}; & c_3 &= 36,3 \\ v_3 &= 36,3\sqrt{1,4 \cdot 0,0004} = 0,86\text{m}/\text{sec} \end{aligned}$$

預擬堤之位置，而 x_1 及 x_3 之值：

$$x_1 = 60\text{m}; \quad x_3 = 40\text{m}$$

$$\text{則} \quad \Delta F_1 = (300 - 60)1,2 = 288\text{m}^2$$

$$\Delta F_3 = (100 - 40)1,4 = 84\text{m}^2$$

$$Z = \frac{4(288 \cdot 0,74 + 84 \cdot 0,86)}{5(60 \cdot 0,74 + 300 \cdot 2,65 + 40 \cdot 0,86)}$$

$$= \frac{1141,44}{4369} = 0,26\text{m}$$

既得 Z 之值，乃考驗築堤前後之每秒鐘流量，而比較之。如其值相差無多，則前所假定之各值，亦均合用。

築堤以前之流量為：

$$Q = 300 \cdot 1,2 \cdot 0,74 + [300 \cdot 6,2 - \frac{1}{2}(30 \cdot 5,0 + 29 \cdot 4,8)]$$

$$\cdot 2,65 + 100 \cdot 1,4 \cdot 0,86$$

$$= 4933\text{m}^3/\text{sec}$$

堤成以後之流速為：

$$v_1 = 37 \sqrt{1,46 \cdot 0,0004} = 0,89\text{m}/\text{sec}$$

$$v_2 = 53,5 \sqrt{6,46 \cdot 0,0004} = 2,72\text{m}/\text{sec}$$

$$v_3 = 38,5 \sqrt{1,66 \cdot 0,0004} = 0,99\text{m}/\text{sec}$$

故築堤以後之流量應為：

$$Q = 60 \cdot 1,46 \cdot 0,89 + [300 \cdot 6,46 - \frac{1}{2}(30 \cdot 5,0 + 29 \cdot 4,8)]$$

$$\cdot 2,72 + 40 \cdot 1,66 \cdot 0,99$$

$$= 5022\text{m}^3/\text{sec}$$

考諸實際，堤成之後，河段較前縮狹，每秒鐘之洪水流量應稍為增加也。而中泓洪水流速 v_2 ，由每秒 2,65 增至 2,72 公尺，尚屬無礙。

如洪水之流量增加，則堤距亦須放寬。設遇河灣，則堤距較之直河更應加大，因堤線最忌彎曲，不可專循河灣之岸築堤，宜依據

河灣處之洪水斷面，使凹岸之堤，趨近其岸，凸岸之堤，遠離其岸，成一平緩之堤線。而介於凹岸頂點及堤之間，尤宜留存外灘，藉免水力之直接侵堤。而有潰坍之虞也。且外灘亦須善為掩護，莫使被水冲刷。總之兩岸之堤宜力求平行，蓋洪水流之斷面，苟驟寬驟狹，則冰凌易於壅積騰高，而越堤外溢，冰經堤頂，則損及堤身矣。

河岸之地質，若為堅壤，則易於築堤。設地質疎鬆，或當卑溼之地，則堤身有陷落之虞，將來建築與修養等費，必甚昂貴，施工之前，須預先實地踏勘，估計始可精確。凡遇大村落城市，或有價值之設備，均宜圍入堤內，即堤線稍有彎曲，亦所勿顧。而卑溼之區與深塘，須完全留在堤外，否則足以妨礙堤身之安全，不可不慎也。

吾國治河書關於堤防之計劃，亦多名言。潘季馴河防一覽有云『隄以防決，隄非築則決不已，故隄欲整堅則可守，而水不能攻。隄欲遙遠而有容，則水不能溢。近來事隄防者，既無真土，類多卑薄，已非制矣。且夾河東水，窄狹尤甚，是速之使決耳。』又靳輔治河方略有云『防河之法首在於堤，然堤太迫則易決，遠則有容而水不能溢，故險要之處，縷堤之外，又築遙堤，以備異漲。』由此可知規劃築堤，不可貪圖多圍田地，須以容納洪水為準，至若建築遙堤，以防異漲，亦屬經濟之道也。

(丙) 堤防之橫斷面

規定堤防橫斷面時，所宜顧慮者，為水之壓力，為水流之冲刷力，為浪濤之衝擊力，為冰漸壅塞之時，勿使水越堤頂，為獾鼠與

地羊（地鼠）之爲患，茲分別論之如下：

(一)水壓力 (Wasserdruck) 參觀第三九三圖， x 爲堤脚之

第三九三圖



寬，以公尺計。 h 爲堤外洪水高出堤基之尺寸，亦以公尺計。

(二)水流之冲刷力 水流之冲刷力，以河灣之凹岸爲最猛。該處堤防向水之坡宜平坦，須植草或鋪石以掩護之。

(三)浪濤之衝擊力 堤防抵抗此力，以平坦之坡，加以相當之掩護爲善。

(四)冰塊壅積水越堤頂 保護堤身，與(二)(三)兩項同法。

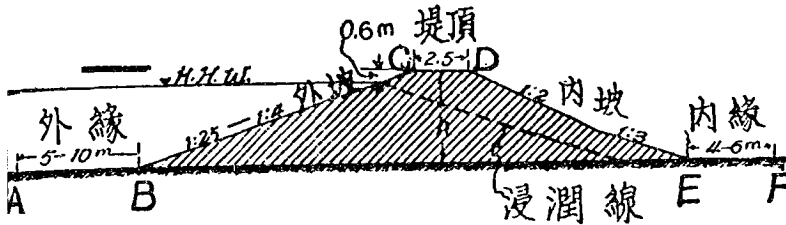
(五)獾鼠與地羊 獾鼠與地羊爲害於堤工者最烈。此等動物鑽穴而居，於高阜及沙土鬆浮處爲穴，一遇汎漲漫灘，往往因此失事，有事於堤防者，不可不加意搜捕，以除堤工隱患。堤上植樹，最爲可危，蓋樹根入土，四面通出，水從隙入，積而外洩，堤土乃坍。故掩護堤面，以草爲適宜。

正堤之橫斷面，如第三九四圖。各部之名稱如下：

AB(Aussenberme)外緣，

BC(Aussenböschung)外坡，

第三九四圖



CD(Deichkappe od. Deichkrone)堤頂,

DE(Binnenb"schung)內坡,

EF(Binnenberme)內緣,

γ 為水之比重以(t)噸計。

γ_e 為堤土之比重亦以噸計。

μ 為堤與地層間摩擦角之正切 (Tangente des Reibungswinkels)。

欲求堤身堅固不移，須

$$\mu \frac{h \cdot x}{2} (\gamma_e - \gamma) \geq \frac{\gamma h^2}{2}$$

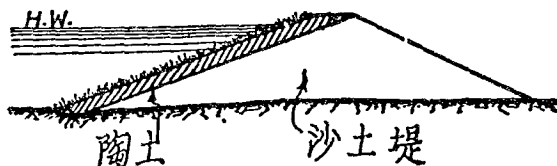
設 $\gamma = 1$; $\gamma_e = 1,5$; $\mu = 0,5$

則 $x \geq 4h$ 參觀第三九三圖。

設兩岸之土質疎鬆，不能載重，築堤其上，經久必致陷落，計劃之時，宜放寬堤脚，計算堤基單位所受之壓力，莫使超過相當之

限度爲要。

築堤之土，以不透水者爲宜。設附近僅有沙土，可於堤之中心，堆積不透水之陶土，或向水一邊之堤坡，用不透水之土掩護（參觀第三九五圖）。而尤宜注意者堤身之土，須與地面之土，堅密結合，而向內之堤坡，亦須平坦，使經久之洪水浸潤線（Sickerlinie），可常



第三九五圖

在堤身之內，否則水從堤足漏出，而堤上之土崩坍矣。（參觀第三九四圖）

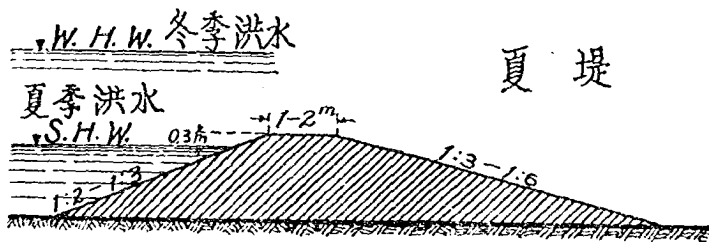
堤頂之高度，須超過尋常洪水位 60 公分至 $1\frac{1}{2}$ 公尺。堤成之後，則堤身墊陷，初築之時，不可不先加高。但加高之尺度，殊難確定，蓋土堤墊陷之高度，與土之性質，礮工之優劣，均有關係，須於實地預爲試驗，而確定之。堤頂之寬，以便於行走爲標準，約爲 $2\frac{1}{2}$ 公尺至 $4\frac{1}{2}$ 公尺。堤面之造法，與道路同，或向兩邊瀉水，或橫坡向河，僅向一邊瀉水。據經驗所得，以後者較優。

堤之外坡，直接受溜，故堤脚之外，須留隙地，備植草柳之屬，不可耕種。堤內之隙地，曰內緣。堤外之隙地，曰外緣。均用

以保護堤脚者也。內緣通常作為交通道路，搶險之時，可供運輸材料之用。

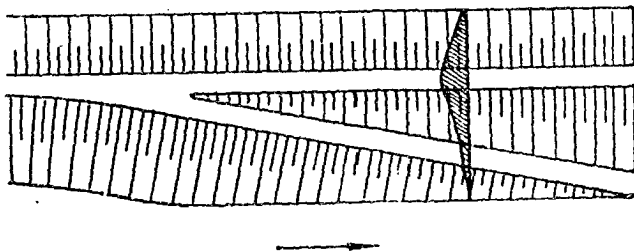
夏堤之橫斷面，與冬堤略異。蓋冬洪盛漲，溢出夏堤，故夏堤之內坡須格外平坦，並施以相當之掩護工，如第三九六圖。

第三九六圖



堤坡較陡，不便行走，可於適當處所，另築登堤之土坡，其斜度約為1:12，參考第三九七圖。

第三九七圖



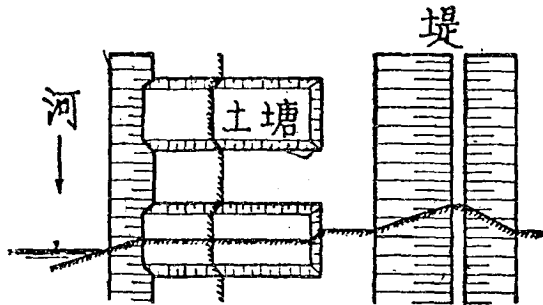
吾國築堤，最忌流沙，及夏冬二季。靳輔治河方略有云「流沙遇風即飛颺，遇雨即坍塌，即使本工並無好土，於築成後亦必遠處尋覓老土，三面各漫蓋五六寸（16公分——19公分），行穢數遍，方免剝削卑薄之病。夏月土鬆，易於墊陷，冬月土凍，不能凝固，非緊急搶險，仍擇二三四月八九十月農隙土堅，修築最宜。」

至於吾國治河書關於堤防坦坡之理論，張鵬翻河防志略有云「古人於臨水河堤，適當迎溜頂衝之處，恆用極大坦坡，以爲風浪齧蝕之備。靳文襄議高堰坦坡之意曰，水性至柔，乘風則剛。臨河坡勢陡峻，則怒濤撞激，易於崩沖。若用坦坡，則水之來也，不過平漫而上，其退也亦不過順縮而下。坦坡堤能制水而不致抗水，故乘大水乘大風，止於隨高逐低，而無怒激之勢。水無怒激之勢，自無沖崩之虞，此乃以柔制剛之道，誠理勢所必然者也」

（丁） 築堤工事

築堤之土，大都採取外灘上不透水之沉澱沃土。採取之法，參

第三九八圖



觀第三九八圖。外灘上所挖土塘 (Grube)，於洪水之後，仍可依然淤滿。而土塘間所留土埂，足以阻滯洪水，使之緩流，利於泥沙之沉澱。設堤之外灘，土料不足，須用沙土築堤，則外坡宜用不透水之沃土掩護。但堤內地層上之沃土，禁止採取，蓋堤成之後，不能再淤積也。

設舊堤薄弱，須加土增厚，則加土宜在外坡之上，不宜在內坡之上，因新舊土之黏合，全賴洪水之壓力也。如舊堤外坡，本已植草，可先鏟下，待新堤造成，再舖於新坡之上。

吾國築堤，治河書紀載甚詳。茲摘要述之：按築堤之要有五：勘估宜審勢，取土宜遠，坯頭宜薄，礮工宜密，驗收宜嚴，備是五者，工必固矣。不宜於隆冬，懼凍土凝結，凌塊難融，雖重礮不能追透。亦不宜於夏，恐水至漫灘，無土可取，故凡大興工作，非春秋不可也。估計之要，必因地勢。周禮考工記曰，善防者，水淫之。註曰，防所以止水，不因地勢，則其土易崩，蓋必擇高阜處，不與水爭地，然後能禦水。隄身不宜過於順直，不妨少有彎曲。他日如遇河溜埽灣而來，逢坡身外曲處，不過埽工二三段，即挑溜開行，否則順走隄根，生工不已，此屢所經歷，信而有徵者。估計之要，先坡頂丈尺，以次收分。頂寬或五丈（16公尺）或三丈（9,6公尺）兩坦按裏三外五估算，名臥羊坡。其高較盛漲水痕高出水面五尺（1,6公尺）爲度，務使水平較量確切，不可疎忽。坡成之後，再於兩坦多種芭根草，可免水溝浪窩，及風浪撞刷之患。

築堤首重土塘，工員稍不經心，外灘則挖成順堤河，致成隱

患。內塘普而坑窪，一雨之後，積水汪洋，遇搶險時，無資土可取，故開工時，即先定土塘，務離堤根二十丈（64公尺），向來築堤取土，或取外灘，或取內塘，或兩面皆取，辦法不一，以理而論，當以外灘取土爲是。緣外灘土塘一經黃水漫灘，便可淤成平陸，乃取之不盡者。內塘則取一筐少一筐，自應留存，以備搶險。前定土塘離堤根二十丈（64公尺），係指完工後而言。插夫時應計堤工每丈用土若干，如頂寬三丈（9,6公尺），底寬十五丈（48公尺），高一丈五尺（4,8公尺），每丈需土一百三十五方（約1350方公尺）。土塘以挑深五尺（1,6公尺）爲度，每丈可出土五方，必得二十七丈之土。方敷工用，連原留二十丈，應於堤根四十七丈（150公尺）外插鋤挑起，逐漸退後，迨堤工造成，尚在二十丈以外。然必得各工員收下方，始能照此辦理。何爲下方，插塘之後，即照挑引河之例，每日科塘發給工資，收塘內已出之土。其挑出之土，務須按段派人查察，不許絲毫拋灑，否則塘內出土多，上堤之土少，必致累工。亦有收上方者，但多挖壞土塘之病，開工之前，即宜嚴行禁止爲要。

隄既估定，應看地基，如係老土，只須重碾套打一遍，謂之行地碾。如係新淤地面，必須刨槽深二尺（65公分），亦不必照原估底寬，全行刨挖，只於臨河一面挖寬三丈（9,6公尺）足矣。刨成後用碾套打，所有還槽土必須兩坯分做，追打堅實，錐試不漏，方準再行上土。

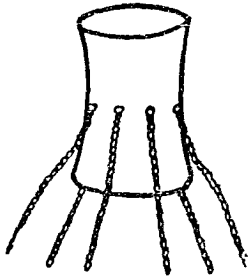
上土坯頭愈薄愈妙，宜定以制限，俾知遵循。今定每坯以虛土

一尺三寸，打成一尺爲式。如估高一丈五尺（4,8公尺）之堤，令其十五坯做，倘少有不敷，再加一漫足矣。每分工上，多截木段以一尺三寸（42公分）爲誌，俗名謂之紗帽頭，每坯土照此高厚，以憑一律。總之堤工堅實，全仗礮工，礮工之所以得力，必得薄坯，方能追到。如坯頭過厚，雖有重礮，亦無能爲力。故辦理堤工，不得不認真查察坯頭也。惟兩分工交界處所，彼此相讓，每留成一大溝形，最爲隱患。必須於連界處，各交互多做兩丈。如上段於底坯多做二丈（6,4公尺），下段於二坯多做二丈，各自行礮，務使坯坯交互，夯礮堅實，以免交界虛鬆之病。

堤工按坯上土，乾潮不一，必須使水審之，方能合式。如一坯上完後，先令邊斂或挑溝或挖坑將水傾於坑內，漸漸審透至半乾時，用礮連環套打，自可保錐。如實在無水之處，須將頭斂土撤去，用二斂以下潮潤之土，乘其潮性，即便行礮，不可逕行乾打，其保錐較用水更爲穩當，惟坯頭要薄耳。

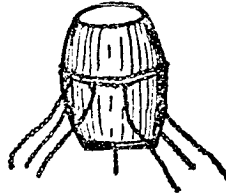
堤之堅實，全仗礮工，礮有腰子礮燈臺礮片子礮等名（參觀第三九九圖及第四〇〇圖第四〇一圖）。三者之中，以腰子礮爲最，每架礮頭應重七十餘斤（約40公斤），方爲合式。但礮取其重，然其追地，又在撒手。諺云起得高，落得平，便是會打礮人。如撒手少有不勻，則東倒西歪，不能平平落地，必有打不着之處，即不能保錐矣。其燈臺礮片子礮皆是短瓣子，宜於坦坡，而不宜於平地，所謂有利有不利，用之得其當而已。腰子礮每架應用十人，春秋日連環套打，每日能打二十五六方。有僱工記日者，有包方者。日記

第三九九圖



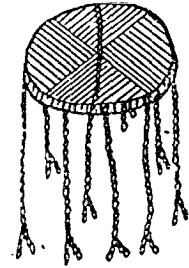
腰子礮

第四〇〇圖



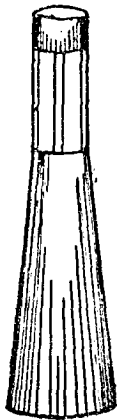
燈台礮

第四〇一圖



片子礮

第四〇二圖



木夯

第四〇三圖



方石杵

第四〇四圖



圓石杵

礮，以日計工，其弊在偷懶。包工礮論方計價，弊在草率。惟有論方包錐之礮爲妥當。於每日收礮方時，以簽錐試，少有漏滲，卽令再盤，盤好再收，庶無弊混。堤工之至重者，莫如兩坦坡，必須坯坯包坦套打，完工後再於坦坡上普面套打一遍，方能堅實。再有套二礮之法，係一礮連打二下，不如令其東西一單遍，南北一單遍，更爲周密。至各段應用礮多寡，總以出土計算，如土塘夫多而礮少，必致無地上土，俗名地閑。土塘夫少而礮多，又無地可打，俗名礮閑。二者皆致累工，必須斟酌周到，礮多添夫，夫多添礮，使礮地兩不閑，則得之矣。再草根樹枝之類，一入土內，必至漏錐，每坯應另僱日記夫一名，揀淨草根，庶無後患。礮工不到之處，則用夯杵補充。夯人杵小，其形式如第四〇二圖及第四〇三圖第四〇四圖。

第四〇五圖

凡築堤之大弊，首在挑挖隄根，隄根挖深一尺，則堤工高處，少做一尺，不特工程較別段低矮，而外灘所挖窪形，卽成順堤河，其爲隱患，正復不淺。前人有釘誌樁之法，以杜其弊，然偷挖誌樁之弊，更不一而足。其實地面之新舊，一目了然，認真查察，豈能少有弊混耶。其次則底坯坯頭高厚，然嚴加簽試，亦難掩人耳目。簽試用長鐵錐（參觀第四〇五圖），於堤頂堤腰錐試，拔出卽以壺水灌之，土鬆者水卽



鐵錐

不能久注，則雜用土沙及不加夯碾之弊立見。惟築堤之時，土內多加水分，亦可保錐，不可不細察之。惟包邊碾一弊，甚難查察，何謂包邊碾，如堤底寬十五丈（48公尺），坡係五收，行碾時兩邊只打丈許（3,2公尺），任憑簽試坦錐，不見滲漏。故收工時，坦錐飽滿後，尚應用鐵於坦土刨挖一坑，用簽橫打，如此則立見滲漏，此乃收工時查弊之法。再收工時須辨土色，純係沙土，滲而不漏，新淤土飽則滿飽，漏則大漏，必得兩和土重碾套打者，錐錐飽滿，百無一失。

若夫舊堤須增卑培厚者，尤當加意，稍不經心，堤工新舊不膠，難資捍禦。加幫底寬若干，即照平地行碾若干寬。再將老堤坦坡樹木草根剷盡，坡上切成階級樣子，每磴寬尺餘，與新土層層犬牙相錯。如至平頂，又將堤頂草根剷盡，頂土挖透半畝，俾新舊聯絡，然後普面逐層加高，斯可無蟄裂之患矣。

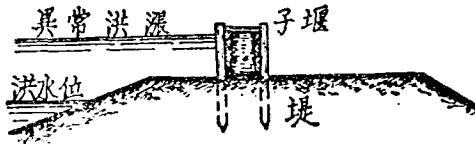
（戊） 修守事宜

保護堤防，不在僅求隄身之堅固，而堤面草皮與堤外灘地，尤應注意。蓋保護草灘，即所以間接保護堤防也。堤上之草，每年須刈割，並鋤去雜草。於旱年可任馬羊踐踏，草皮益加堅實。但堤上之樹木，殊礙堤身之安全，應完全鏟除。堤坡發現裂縫，應趕速修治，不可疑慮。而保護堤外之灘地，首宜求河岸之保固，否則易被冲刷。

當洪水期內，凡屬搶險材料及用具，例如梢料樁槓木板肥料沙袋陶土袋等類，均宜先期置備，以免臨時周章。

堤防之高度以能防止高水位為標準，但偶值冰塊壅積，水面異常漲高，堤身乃頽於危。故守河者宜精細查察，於冰塊壅積處之上，暫時加築子堤。法於堤頂近河一邊釘木板二行，距約6公寸，中實以土或肥料，參觀第四〇六圖。亦有祇以木板障水者，大都堤頂

第四〇六圖



增加之高，約為5公寸至6公寸。設時間短促，不及釘板實土，亦可堆積沙袋或陶土袋，藉以障水。此種建設於冰泮之後，即可撤除。

設洪水暴漲，舊堤之高不足以範之，雖可於堤頂之上，搶築子堤(Aufkadung)，增加高度，然子堤為水衝損，則危及舊堤。蓋久經洪水之舊堤，土多浸水，逐漸疎鬆，如子堤稍有損傷，土即上浮，轉瞬之間，堤之決口，可擴延甚長，莫可挽救，而堤脚附近，立成深渦矣。按堤之將決也，往往有水從堤之內坡湧出，湧出之道，或為鼯鼠之穴，或因堤身係二種土質所成，而混合未能均勻，以致沙帶橫互其間，為出水之道。設流出之水清潔，堤身尚無崩潰之虞，設流出之水混濁，則決堤在指顧之間。因浸入堤內之水，挾沙而出，則水脈與堤之空隙均已擴大，苟倉卒無法補救，未有不崩決者也。決堤之變化，迅速異常，有修守之責者，不可稍事躊躇，坐失時機，須敏捷鎮靜，努力搶險。惟補救不得其法，亦足以敗事，不可不慎。當

水從堤之內坡湧出也，切不可塞之，否則此塞彼潰，彼塞此潰，勞而無功，須堵塞堤之外坡水口，較為合宜。然外坡水口，往往在水面之下，倉卒之間，不易尋覓，延誤時間，堤乃潰決。是以最妥善之法，莫如於危堤之內，另築臨時月堰一道（Quellkado），壅積由堤身湧出之水，使其抵抗力與洪水之壓力相均衡。（參觀第四〇七圖）於是舊堤處於水力均勢之下，而得苟安，洪水退後，再為修

第四〇七圖



葺。月堰之構造或植板樁，中實以土，或堆積沙袋。前者費時較多，後者較為簡易。總之事先須有相當之人夫工料，準備待用，方足以僥倖於萬一也。

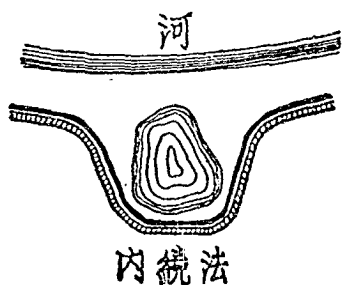
河灣凹面，堤外之灘地極狹，一經冲刷淨盡，堤身岌岌堪危。蓋灘地被刷，堤之外脚即失去支持，堤脚先坍，漸及堤頂，終則全部崩坍，應於危堤之外，迅速加埽掩護堤坡，於洪水未退之時，水壓埽工，緊貼堤身，或可救急於一時。然洪水退後，堤仍失其重心，終難免於崩坍。故有修守之責者，當水勢下降之初，急宜搶護危岸，不可緩也。

堤防既決，因水力之猛，往往於舊堤之基，刷成深長之跌塘；其深度有至15公尺者。刷出之土，被水攔挾沉澱於堤內之田畝，此種土質，並不肥沃，掩蔽良田，殊妨農事。

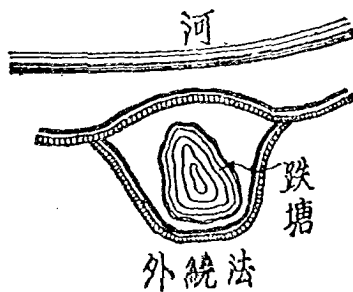
修補決口之堤，其法有三：（一）將跌塘留於堤身之外，即係另築新堤，繞越跌塘之背，而成月形，堤外跌塘，歷經洪水，仍可自然填滿，此種修法，名曰內繞法（Einlage），其法最善（參觀第四〇八圖）。（二）築新堤於河邊，圍圍跌塘於堤內，名曰外繞法（Auslage），此法殊欠適當，因深渦在堤之內，固永無填塞之機會，且堤之內坡，逼近深渦，頗屬危險，勢必另建包圍跌塘之月埝（Ku-verdeich），如第四〇九圖及第四一〇圖。月埝兩端與正堤相接，月埝之構造，尤須謹慎從事，因當洪水期內，正堤兩邊之水壓，適成均勢，若月埝一有疎失，跌塘之水外溢，正堤均壓之勢，驟然消失，易生危險，不可不慎。（三）築堤於原址，填滿跌塘，但塘之深度，往往達十餘公尺之多，填墊殊非易事，費用又極昂貴，且新堤前後之地址，尚存深槽，殊於堤身不利也。

吾國治河書關於修守堤防，堵塞漏決，保護堤身，亦有極詳盡

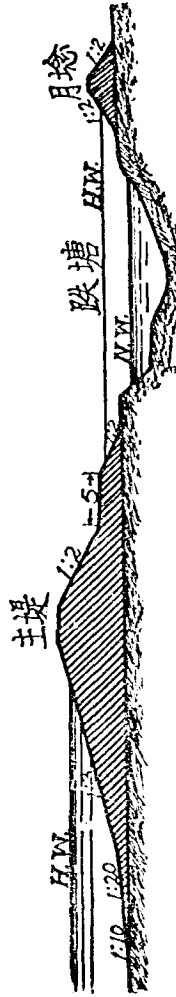
第四〇八圖



第四〇九圖



第四一〇圖



之紀載。其主旨與西法相類，現在河工仍多沿用舊法，特不厭其詳，述之如下：

修，修治也。守，防守也。修守云者，治其病而防其患之謂也。河工之設，興利除害，二者而已。病不治，利莫由興。患不防，害莫由除。是故修守者，一而二，二而一者也。有修斯守，有守始修，守因修生，修從守出，不可偏重，不可偏廢。重修而疏於守者，工程雖極整齊，而一經汎水當衝，潰決隨在堪虞。重守而忽於修者，防禦雖甚嚴密，而日久河淤堤矮，無處不患其漫溢也。廢修廢守，則水利難收，水害頻薦，其弊且不可勝言，夫豈漫決已哉。雖然世亦有不修不守之河，如大江以南，地勢平衍，河流激激，岸高浪靜，水由地中，但有水利，而無水害。第亦須蓄洩有方，有時設閘建壩，因地制宜，以備節宣者，猶不得謂為不修不守。惟塞北一帶，曠土廣袤，居民寥落，地高岸闊，瞬息千里，雖有水害，不足為患者，始可謂為不修不守也。且修守之舉，尤非因仍拘執，所能畢事，要亦貴乎審勢善備，隨機應變，始克竟其全功。是以吾國河工，修有歲修搶修之分，守有官守民守之別。歲修者，以歲定額款，興修通常工程之謂也。因係冬勘春修，亦曰春工。人第知伏秋大汎，為河防喫緊之時，而不知所恃以抵禦大汎者，首在歲修。歲修得法，則歷伏經秋，從容坐守，不得其法，則一交大汎，搶救不遑。至於汎水已長，歲修未竣，則事事措手不及，恆致潰敗。故前人有言，歲修宜早，勿失其時。黃河舊例，每年霜降水落之後，汎員周徧巡歷，趁在冬季以內，細細估定，一交春令，即次第興辦，庶勿致

誤。搶修者，臨時發生險工，趕緊搶築之要工也。其性質與歲修不同，歲修宜早，而搶修則貴乎神速，一旦發覺險工，務須即刻估工撥料，撒手搶辦，一氣呵成，稍有鬆懈，必致債事。官守者，設廳分汛，官員駐守，修治防護，是其專責。民守者，雖有河務，未設專官，守汛之責，屬於居民，更有官民合守者，官民合力守汛，協同搶護也。官民分守者，官民可有責成也。官督民守者，未設河員，防守之責，在於附近居民，而由地方官監督辦理也。民助官守者，原設河員，專任修守，及至汛期，復由沿河居民，幫同防護險要者也。

至於修守之法，安瀾紀要述之甚詳，有云『治河如治兵，必先嚴其壁壘，能守而後能戰。河工之大堤，卽城垣也。守堤之兵夫，卽士卒也。有堤而無人，與無堤等。有人而不能用，與無人等。若不籌畫於先機，講求於平日，雖人滿長堤，心志不一，變生倉猝，茫然不知所措，如驅市人而使之戰，其鮮有不敗者矣。河工守長堤，較難於守埽壩。蓋有埽之處，料物儲備，兵夫齊集，人人如臨大敵，遇事一呼卽集。大堤則地長人少，不能聲息相通。汎水未漲之時，往往人心懈怠，以爲儘可無慮，殊不思可慮卽在於此。爲廳營及文武汎員者，當不憚車馬之煩，將所管境內堤堰河灘形勢，平時勤加履勘，了然於心目之中。各段兵堡人夫，及堤裏堤外附近村民，聯絡如家人父子。一經大汎，則長堤之上，碁布星羅，守望相助，如臂指之驅使從心，雖有強敵，何能撼之。』而對於防守事宜，分條列舉，亦多可取，茲摘要錄之：

- 『(1)廳官所管汎地，自上交界起，至下交界止，必須將堤身寬窄高卑，土頭好醜，離河遠近，灘唇高矮，埽段高卑新舊，通工形勢光景，細細了然於心目，一遇長水報險，胸有把握，不致張皇失措。
- (2)無論桃伏秋凌四汎，凡有埽之處所，須查看水勢變遷，或上提或下挫，即須預備正雜物以防之，庶不致臨時手忙脚亂。大凡水勢變遷，必由逐漸而來，萬無猝然而至之理，故須隨時審察情形也。
- (3)防守長堤，須知河勢。黃河大都數里一彎，其埽灣處，埽工居多，然亦有灘面寬闊不到堤根者，防守之責，當於未經漫灘之先，沿河查看。總之坐灣之處，堤身必須格外高厚。蓋河水一經出槽，又值順風，則風湧溜逼，水勢擡高，與各堡漫灘情形不同也。
- (4)漫灘水到堤根，必須日夜巡查大堤裏坡，有無滲漏。如裏坡一見潮潤，即須時刻留心，倘有滲漏，應照堵漏子章程如法辦理。日間由堤頂行走，一目了然，夜巡更爲吃緊，務要細心查看。
- (5)外灘如有順堤河形，當於進水河頭，築壩攔截，但只能攔半槽之水，若普面漫灘，雖有攔壩，不能爲力。凡有切近堤身之河形，再築小土壩數道，層層挑護，務使溜勢外開，不傷堤身爲要。
- (6)外灘如有普面大窪形，一經漫灘，水面寬闊，每遇風暴，必

至傷及堤身，最爲危險。如有碎石之處，卽做碎石防風，得以一勞永逸。或有淤土之處，放大堤坡，包淤亦可經久。倘二者俱不可得，當於該處堆料幾塚，並備五尺長大簃子若干，如水至堤根，猝遇風暴，趕緊搶護，尙易爲力。

(7)大堤外連年水至堤根者，尙無大患。惟或因灘唇高仰，或因外有民埝，多年未曾經水，轉爲可慮。何則，灘唇塌卸，一經盛漲，則河水出槽，民埝失事，則溜勢奔騰，直注堤身，萬一堤有滲漏，猝不及防，往往因而漫溢，其害不可勝數，必須防患於未形。如有此等工程，須於大堤外幫築土砦，先行地砦，放五收大坦坡，層土層砦，夯築堅實。

(8)大堤高矮，未必能一律相平，漫水一到堤根，卽須各處察勘，如普律高五尺，一兩處高二三尺者，卽趕加子堰以防水勢續長，免至臨事周章。』

大汛之時，萬一正堤走溜，爲至險至急之事。古人云，蟻穴沉窳，蓋不急救，則害且不測。猝然遇之，雖智勇者，不能不驚心動魄，然必靜以鎮之，察其形勢，施工搶救，庶不致氣沮神消，手忙脚亂。凡有走漏之處，當先知堤身是淤是沙，離河遠近，有無順堤河形，測量堤根水深若干。見有漩渦，卽是進水之門，速令人下水踹摸，一經踹著，問明窟窿大小，如係圓方洞，則用鍋扣住，令其用脚踹定，四面澆土，卽可斷流。如係斜長之形，一鍋不能扣住者，應用棉襖等物，細細填塞，或用口袋裝土一半，隨其形象塞之，仍用散土四面澆築，亦可堵住，此外堵法也。或臨河一面，不

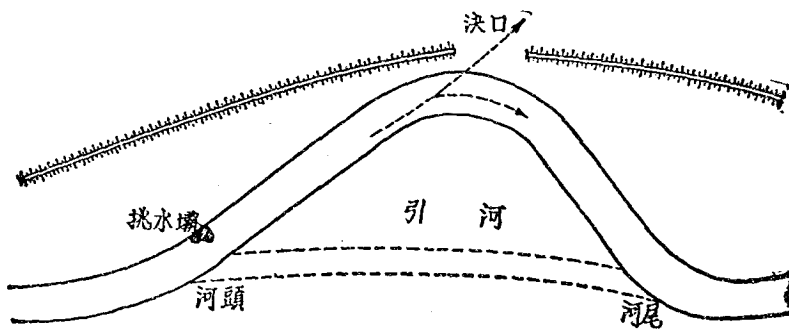
見進水形象，無從下手，只得於裏坡搶築月埝。先以底寬一丈(3,2公尺)爲度，兩頭進土，中留一溝出水，俟月埝外周高出外灘水而二尺(64公分)，然後趕緊搶堵。如水流太急，紮一小枕攔之，裏面再行澆土，更爲穩當。仍須外面幫寬，夯碾堅實，俟裏外水勢相平，卽不進水，此內堵法也。如堤頂寬闊，有於走漏之處，堤心挖一溝，務須大坦坡，見水而止，卽用棉絮等物，於進水處塞之，亦可斷流，然不可輕試，恐反易肇禍。倘大堤土性沙鬆，諸法搶辦不及，竟至塌透者，不可驚慌。因彼時口門不過數丈，當於見漏時，先紮一枕，較外灘水深高一二尺(五六十公分)。如水深三尺(約1公尺)，枕高五尺(1,6公尺)。倘竟塌透，卽將此枕攔於口外，用橛釘住，使水流稍緩。一面多僱撇手，排立兩堤頭，將土粉下。一面令兵夫數人，立於缺口內，連臂閉目齊力跳踴，以免瞋目傾跌。所粉之土，須從人頭上潑下，漸跳漸稠，亦可閉氣。惟沙土堤有此辦法，然亦僥倖於萬一耳。總之臨危濟急，不如防患未形，果能春初簽堤，夯築堅實，既無罅隙，何致復有滲漏耶。

設堤不能守，終於潰決，則漫口有分溜奪溜之別。如大溜尙走正河，漫口不過分溜幾分，謂之分溜。大溜全歸口門，正河下游乾涸，謂之奪溜。堵合之事，須酌量情形，審慎施工。茲就舊法摘要如下：

- (一)堵合頂冲決口 凡決口開於頂冲者，其堤必橫，其溜必直。既決之後，大溜必全入口門，口門以下故道，既不行溜，必立見淤墊。故道既淤，則口門之水更急，不得不開掘

引河，以分其勢。第河之大溜，必走中泓，口門對岸無近溜開河之處，須於直河上游初轉彎之處，尋覓引河河頭，貴於迎溜。大致口門在北，其直河初轉之處，溜必在南，口門在南，其直河初轉之處，溜必在北。至灣灘盡頭處，置引河尾，以歸正河。河身不宜太窄，恐受水無多，難遶挽溜，以入新河。亦不宜太淺，恐水不全趨，勢緩則墊。河之長度，又不可過爲短促，否則恐難引溜成河，或水流未舒，卽爲正河所抑，洄淤旋淤。河頭須大，河尾須小，河底須一律深通，河身須寬闊屈曲。蓋河身太直則水勢平緩。而無波瀾湍激之勢，久亦漸淤也。然堵合之工，不可太急，須先裹護決口堤頭，俟引河將次告成，然後進埽。約進至已束住大溜十分之三，卽便將引河盡行開放，使水分注，則口門之溜自減，埽亦易進矣。如再於河頭建築接水埽壩，俾便迎溜，河尾建築

第四一圖



順水壩壩，以利洩水，又於對河建築挑水壩壩，逼水歸入引河，更爲萬妥。關於開掘引河之方法，已詳前章，茲不贅述（參觀第四一一圖）。

(二)堵壩灣決口 凡決口開於壩灣，其大溜不在口門之左，必在口門之右。如正河與口門各分大溜之半，則不必開掘引河。但於口門之或左或右，相去數十丈，或百丈大溜之上游，建一挑水大壩，挑水使歸正河，則口門水緩，壩自易進矣。

(三)堵疎防決口 凡堤因疎防而決者，其堤原非頂冲，亦非壩灣，且高寬足恃，去河復遠，祇因堤工失修，或內有鼠穴窟洞穿井等項，外雖堅好，而內實空虛，及河水淹浸，滲泡日久，則水由虛直入，致成潰決。如此決口，雖水勢洶湧，然究與頂冲大溜有別。但急下裏頭，俟汎水稍退，流亦自緩，不難立堵。間亦有自行掛口，不煩堵合者。又漫灘決口，灘面若無溝形，水落自然掛口。如有溝槽，應先於進水溝頭，於灘唇高處挑槽，多用軟草盤築壩頭，一面於決口外面，搶築月堤，此等工程，成敗在於呼吸，以速爲要。

以上所述，乃堵口之大要也。其施工情形，亦有足述者，如盤裏頭，定壩基，出馬頭，上提，築二壩，夾土壩，合龍等類，茲摘要如下：

(一)盤裏頭 裏頭者，裏護決口冲斷之堤頭也。用料盤築堅實，以防冲寬，是爲決口以後，未及堵合以前之第一下手要

事。惟盤築之遠近緩急，亦當有別。如漫灘分溜者，宜漏夜趕辦裹頭，毋使塌寬，若塌寬則吸溜漸多，易致敗事，故宜急辦。若係決口，溜已全奪，或時當暮秋，水勢不甚洶湧，則不妨就冲斷堤頭，即時捲下埽筒。如當伏秋大汛，水勢洶湧，尙未塌定，即做裹頭，不但不能裹住，且必更益寬深，徒糜料物。然亦無聽其冲刷之理，須相度情形，視堤已塌定，即就堤頭用料盤裹。否則將已斷之堤，除去近溜堤頭一二十丈之內，將好堤掘斷，與地相平，或比地深一二尺，將埽於掘斷堤頭之內，須如在大溜中下埽一樣，簽椿加廂壓土。並於上下水各下順埽一二十丈，以防將來水到埽邊，有拖溜迴溜之患。然水到埽邊，仍宜相機保護爲要。

(二)定壩基 凡決口當於霜降後，水勢稍定，即應次第籌堵，首以壩基爲要務。進占之能否得力，及堵閉之難易，均關係壩基之得勢與否，倘建非其地，鮮有不債事者。分溜口門，壩基當建於兩河分岔之處，萬勿稍爲退後，致成入袖之勢，難於成功。奪溜口門，必須挑挖引河，宜先覓定引河頭，使水有去路，然後再擇壩基。

(三)出馬頭 馬頭者，即堵閉下埽之埽臺，最宜得勢得地，則自始至終，不煩更改，埽亦安穩。如決口之水，從中泓直下者，所出馬頭，即進第一占子，其左右兩邊相去決口之丈尺遠近，不妨相等。蓋水從中來，則兩邊埽臺受水之力亦相等。庶挨次前進，始終各無輕重，埽自平穩矣。如溜自左

右來，則當溜一邊，其勢急，其水深，必先出埽，大溜必稍稍直下。然後不當溜一邊，亦挨次前進埽箇，庶幾兩邊受水之力相等，再一齊進埽，方無貽誤。

(四)上提 如兩邊埽工堵至八九分光景，內有一邊，埽門之下，因水急溜深，不能一齊進埽，以致一邊上，一邊下，兩不相對，難以合龍。則須於水急溜深一邊，在門埽上水，下長十丈順埽兩路，即於順埽上，另出馬頭，往上一提，對定彼岸進埽，則深溜在下，龍口亦對而易合矣。

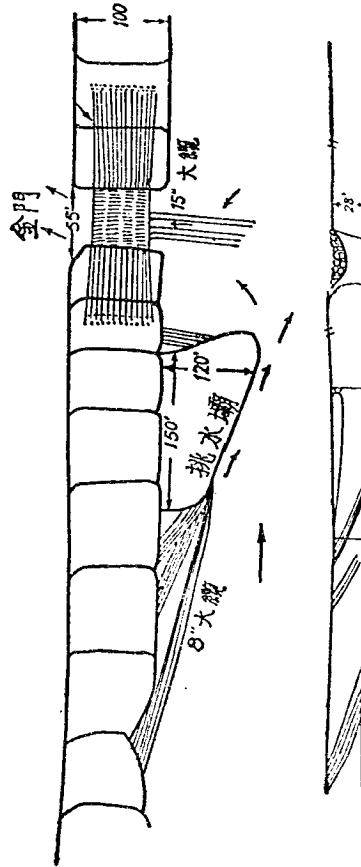
(五)二壩 歷來漫工大壩合龍者，不一而足，何取乎二壩。殊不知專仗大壩成功者固多，而失事者亦復不少，緣大壩口門收窄時，上水高於下水，或至丈許，奔騰下注，勢若建瓴，壩前淘刷愈深，大壩因之墊陷不已，形甚危險。如有二壩擊托，以水抵水，則大壩上水不過比下水高三四尺，二壩上水亦僅高於下水五尺而已，是丈許之水頭，分爲兩級，使兩壩各任其力，則大壩之負擔減輕矣。惟二壩不可離大壩過遠，當以二百丈內外爲率。蓋近則擊托得力，遠則氣長，溜勢伸腰，東西亂撞，必出坐灣，不特大壩不得力，二壩亦必有一面受其衝擊。壩身長短，察看溜勢定之，總以擊住溜頭爲要。

(六)夾土壩 澆土於大壩上水上邊埽之內，謂之上戩土櫃。澆土於大壩下水下邊埽之內，謂之裏戩土櫃。歷來大工，往往因裏戩水淺，費省而易見功，採用裏戩。然屢經試驗，不能得

力。推求其故，緣大壩是新做壩工，一切壩眼腰漏簾子水等病，斷不能免。當口門未收窄時，內外水勢相平，其病隱而不現，及至合龍後，下邊壩裏戩均未能同時堵合，其時內外水勢高下懸殊，凡有罅隙，無不過水，必至將戩土塌盡，大壩隨即墊塌，爲害不小。至於上戩在大壩上水澆土之時，正壩內凡有壩眼等病逐漸堵塞，合龍後涓滴不漏，此其明證。惟上水水勢溜而且深，施工不易耳。

(七)合龍 堵口工程，除溜緩水淺者，可用硬廂，減省工料外，若係分溜奪溜口門，水湧溜急，致成跌塘抽溝者，非軟廂不可。若用軟廂，即須用捆廂船以便兜攬。治河書所謂出占者，即兜攬軟廂也。兩壩向前進占，口門收窄至三十丈時，最爲緊要，務須彼此順勢，兩壩相平。所留合龍口門，總宜上寬下窄，大約下口水面寬三丈爲度，上口水面寬約計五丈。再行酌定兩壩應各出幾占，可以合龍。當金門僅留三丈，不能容兩捆廂船，必須先拉出一船，最後一占始能打張。合龍不必選擇時日，總視兩壩頭重土追壓後，盤築十分堅實，釘廂壓土，不見墊矮，然後合龍。蓋合龍過速，則虞草率，太遲則金門刷深，防生意外也。合龍以後，下水翻花不止，有自金門翻出，有自兩壩壩眼翻出者，大小遠近不一，應辨明是底漏是腰漏。底漏病重，腰漏病輕。應探明進水處所，做一邁壩，追壓到底，即可閉氣。大壩合龍之後，二壩須同時合龍。蓋大壩藉二壩爲擎托，二壩仗大壩爲捍衛，如

第四一四圖



輔車相依，倘二壩姓失，必掣動大壩，尤宜追壓穩實，不可忽視。惟合龍時二壩金門之溜，必較大溜更激，因下無頂托，水面懸殊，掛纜下兜，倍宜慎重。例如一九〇三年黃河劉王莊堵口情形，參觀第四一二圖。

總之堵口工程，固宜觀察全局，然後定計施工，而堵合之後，亦宜詳審全河之變局，妥為整理。蓋河流沖決一次，全河必受病一次，一處堵合，或他處反承其弊，竟成沖決之因。須於二三年內，細查某處漲有沙嘴，某處沖有支河，某處改移大溜，考其為害之輕重緩急，因地制宜，或疏或築，務使河流通暢，堤工無礙，方足以得治河之益也。

吾國護堤，研討有素。洩瀉異漲，則有減水壩之設備。掩護堤面，則有種草植柳之法。而秋季簽堤，搜捕獾鼠，尤為要事。茲分述之如下：

(一)河水異漲之時，河槽不能容納，若無以預為之地，一經泛溢，其害何堪設想。是以遙堤之上，預建減水石壩，足以分洩水勢，藉保堤身之安全。減水石壩之金門，寬約四十丈（128公尺），兩傍靠堤之牆，名曰金鋼牆。壩身迎水出水兩面，做成坦水，壩舌並簽釘關石，排椿二三路，俾吸水一面不致沖揭壩基。洩水一面，不致跌成坑塘。壩脊低於堤頂，兩面落坡，平時上有封土。如河水漲高，超過壩脊一二尺（五六十公分），即相機啓土，宣洩異漲。又有滾水壩者，亦用以保堤之壩也。結構與減水壩無異，惟壩脊之上，並無封

土，如水過壩脊，聽其滾洩旁瀉，此項壩工之功用，均所謂分其勢不奪其溜，消異漲而保堤工者也。

(二)堤面堤根須多種茸草，因草能柔水性，能庇雨淋，而坦坡又可殺風浪之怒也。堤外更宜密栽葦茭，使其苗衍叢布，根株糾結。雖遇颶風大作，總不能鼓浪衝突，實為護堤之要策。至於沿河種柳，自明平江伯陳瑄始。其根株足以護堤身，枝條足以供掩掃，晴陰足以蔭絳夫。然種柳不得其法，則護堤之用微，且成活者少。惟明臣劉天和六柳說，曲盡其妙。康熙二十年曾諭令各工種柳，至二十六年以後，所用之柳，半取於此，成效大著。茲摘錄六柳說如下：

- (1)臥柳 凡春初築堤，每用土一層，即於堤內外邊各橫鋪如錢如指柳枝一層，每隔尺許一枝，毋太稀疏。土內橫鋪二尺許，土面祇留二寸，毋過長。自堤根直栽至頂，不許間少。
- (2)低柳 凡舊堤及新堤，非於栽柳時月修築者，俱候春初用小引概，於堤內外自根至頂俱栽柳，如錢如指大者，縱橫各一尺許，即栽一株，亦入土二尺許，土面亦祇留二寸。
- (3)編柳 凡近河數里，緊要處所，不分新舊堤岸，俱用柳樁如鷄子大，四尺長者，用引概先從堤根密栽一層，六七寸一株，入土三尺，土面留一尺許。卻將小柳臥栽一層，亦內留二尺，外留二三寸。即用柳條將柳樁編高五寸，如編籬法，內用土築實平滿，又臥栽小柳一層，再用柳條編高

五寸，加土填築平滿。如此二次，即與先栽一尺柳樁平矣。再於其上退回五寸，仍用引檝密栽柳樁一層，亦栽臥柳編柳各二次，並用土填築平滿。如提高一丈，則依此栽十層即平矣。以上三法，皆專為保護堤岸之用，將來內則根株固結，外則枝葉稠繆，名為活龍尾埽，雖風浪衝擊，可保無虞，而枝梢之利，亦不可勝用矣。

(4) 深柳 前三法祇可護堤，以防漲溢之水。如近河及河勢將衝之處，堤岸雖遠，俱宜急栽深柳。法將長四尺長八尺長一丈二尺數等鐵裹行檝，自短而長，以次釘穴使深，然後將勁直帶梢柳枝連皮栽入，即用稀泥灌滿穴道，毋令動搖。上部枝梢全留，出土長度須在二三尺以上，每縱橫五尺，即栽一株。並視河勢緩急，多栽則十餘層，少則四五層。數年之後，下則根株固結，入土愈深，上則枝梢長茂，將來河水衝嚙，亦可障禦。或因之外編巨柳長樁，內實梢草埽工，亦無不可。

(5) 漫柳 凡河水漫流之處，難以築堤。惟沿河兩岸，密栽低小檉柳數十層，俗名隨河柳，不畏滄沒。每遇水漲既退，則泥沙委積，即可高尺餘，或數寸許，隨淤隨漲，每年數次，數年之後，不假人力，自成巨堤。如沿河居民，各分地界築一二尺許之縷水小堤，上栽檉柳，尤易積淤增高。一二年間，堤內即可種麥，工省效大，黃河用之。

(6) 高柳 於堤內外，用高大柳樁栽植成行者，是為高柳，黃

河用之。

栽柳時期，每年在立冬後，小雪節前栽植者，皆稱冬柳。春分節後，清明節前栽植者，皆稱春柳。冬柳之秧，生機內斂，埋入土中，飽得地氣，迎春發芽，最爲得時。春柳之秧，生機業已發動，及時栽種，迎春萌芽，尙易青活。除此以外，每年入伏多雨之時，凡春冬兩季所栽之柳，間有不能成活者，即可於此時補栽，或補疎爲密，亦能成活，故堤畔植柳，又貴適當時令也。

(三)土堤年久，或有獾洞鼠穴，水溝浪窩之病。一遇大汎漫灘，滲漏串水，最爲隱患。其所以防患於未然者，惟有於春修之前，逐細查勘簽試，設法補救。按獾洞鼠穴，最足以爲長堤之害，必須搜捕淨盡，方無後患。獾有行住之分，行獾尙未傷及堤身，住獾洞在堤根，爲害最著。獾洞有前門，離20餘公尺或30餘公尺復有後門，人或於前門堵擊，卽從後門逃逸，堵後門卽竄前門，正如狡兔之有三窟也。其藏身之巢穴，寬大如窠，口外有虛土一小堆，是其出入之處，蹤跡顯然可察。捕法不一，有用煙燻，有用網兜，有用繩套，並須多養獵犬，多備長鎗小網等具，驚蟄之後，挨堡查看，有無獾跡，以便搜捕。洞穴須刨挖到底，夯杵填築堅實。又有地鼠一種，堤頂兩坦均有之，見有虛土一堆，卽此物也。迎風開洞，用地弓鐵箭，百不失一。至於沙土堤工，水溝浪窩，在所不免。堤頂愈寬，則浪窩愈大，填時竟有用土數百方公尺

者。此則形現於外，人所共見，尙有一種名爲井穿，隄身中間，不過存一窪形，其中間有小洞一箇，大如指，而其下極爲寬闊，此種浪窩，尤宜留心查察填墊。水溝浪窩，須先將溝旁未經沖動之土，細細挑開，小者用夯，大者用礮，尋覓好土，自下而上，如築堤法，坯坯夯築堅實。堤頂並須加高一公寸，庶下次大雨，不致再沖。至於井穿，當查其從何處出水，如外坦出水，卽將外唇挑開，從出水洞口，至堤心全行挑挖，如法填墊，方能結實。保護堤身，又有包淤種草兩法，包淤愈厚愈好，第淤土不能多得，最少需十五公分厚。再於堤唇並兩坦，布種芭根草，一雨之後，卽可蔓延，不過一年，滿坡青草，卽可免水溝浪窩之病矣。

(己) 堤防與農田之關係

堤防未成之先，每值洪水，恆泛濫於低地，水勢既退，沉澱物淤積其上，成爲沃土，殊利稼穡。且淤積既久，地面可以增高。堤成之後，水爲堤限，淤積之沃土，僅限於堤外之灘地。歷時既久，堤內低地之土質乾涸，地面低落，而堤外灘地反淤填日高，則低地區內天然導水之勢失，人工導水之事亟須籌劃矣。

設河牀之質可以透水，而洪水期復甚悠久，則水流侵入沙質地層，成爲潛流。苟堤內低地之溝渠，其深度亦直達沙質地層之處，或低地上層，絕無沃土層，或沃土層積不厚之處，洪水潛流卽因河內洪水之高壓，湧噴而出，勢如泉源。此種洪水潛流，經過沙層，非特肥沃沉澱質爲沙所吸收，且有吸收低地肥料之作用，能使低地之

田畝，變爲瘠壤。惟低地上層有陶土質之地層者，即可免去此患。或低地不必避免洪水之淹沒，而堤高僅及中水位者，亦無此弊也。

吾國黃河含淤極富，又甚肥沃，亦有放淤之法，對於農田，利益甚大。然未放之先，越堤必須增培，放成之後，埽工不可廢棄，有此二者，方爲盡善。否則利未可必，而害在目前，或利在目前，而患在日後。其實利輕而害重，不可不慎。蓋未放之先，如遠年舊越堤，堤身非不高厚，似足禦水，而窟窿鼠穴難保必無。倘開放之時，一經滲漏，則關係非輕，因而失事者，往往有之，此害在目前也。幸而放成，希圖節省工料，不守埽工，因之溜勢裏臥，漸形入袖，越堤必又生工，兜住溜勢，其險更甚，其費亦更多。黃河之性，一灣變則潑潑變，其害且不可勝數，此又患在日後也。故必於未放之先，將越堤增培高厚，放成之後，埽工照舊修守，使河勢不致更變，庶可萬全。其放淤之法，有盤做裏頭，挑挖倒溝開放者，有由外灘挑溝開放者，有做木涵洞放者，有做草插放者，茲分述如下：

(一)放淤必先於埽工迤下背溜之處，外灘築土埝一道，圍住大堤，方將大堤挖斷，盤做裏頭，留口門寬約一丈，於外灘挑挖倒溝一道，引水灌滿內塘，俟內外水勢相平，再於迎溜埽段上，挖開大堤，名爲進黃溝。引溜進塘，逼清水由先挖之溝，仍歸大河。從此逐漸澄淤，數日間即可淤成平陸，惟須慎重從事，不可大意。

(二)放淤先擇寬闊灘面，挑順溝一道，其深淺與越堤內地相

平，約離越堤六七十丈。總以溜頭不到蓼頭爲主，使跌塘在外灘，不致傷堤。冒險一放即平，灌滿後再行相機開放清水，塘內清水一有出路，黃水便行復進，逐漸即可淤平。但必須先將越堤加倍與大堤相平，周圍廂做防風，方爲萬全。

(三)木涵洞或圓或方，圓者以徑二尺，方者以見方一尺五寸，長以六七尺爲式。總須大頭小尾，以便套接，接入堤內。第一段安設插板，以便啓閉，俟河水增長，再行開放。

(四)草廬，海州阜寧沿海一帶，居民用以蓄洩水勢者，以之放淤亦甚得力。

(庚) 堤防與河流之關係

規劃堤防之位置與距離，宜顧慮河流之情形，務使堤成以後，河面雖屬改狹，而洪水尙能暢流，不致壅積爲患。然河面改狹之後，洪水之工作能力增大，終不能避免之弊，約有數端：一爲河牀不規則之形態，較前益甚。一爲深槽被刷加深，一爲河牀上之沙脊加高。

建築堤防，對於保護堤內田地，最爲有益，而對於河道本身，並無利益。祇河道彎曲太甚，或變化無常之河段，於堤成之後，略受一種限制耳。今之河道，大都已築堤防，曩者築堤之意，多以保護田地爲目標，未嘗顧慮河流之形態，與瀉洪及洶凌所需之断面。是以堤成之後，堤防障禦洪水之效未見，而反引起洪水之患，致生惡果。吾人如須改良舊堤，或須放寬堤距，則堤內村鎮羅布，拆毀居屋，損失不貲，勢難實施。祇有另建洩洪引河（Flutkanal oder Umflutor），分減洪水之量，免除一切危險，較之放寬舊堤，略爲

經濟。

第二節 海堤(Seedeiche)

海堤之位置，視海岸之情形而定。如海灘因潮流之關係，日漸增漲，即應利用此新漲灘地 (Marschland)，以抵抗高潮與暴潮 (Spring-und Sturmflut)。堤之位置，可極力向外推移。如海灘之外，缺乏天然護岸之沙帶 (Dünenkette)，或沙帶極為低弱，則平坦之海岸，漸被侵蝕，其後部田地有保護之必要，堤之位置，即應極力向內。因堤外須留存寬廣之海灘，始足以保護堤身之安穩。苟堤後之地價，異常昂貴，堤之位置，礙難向內移動，祇可就天然之岸，建築海堤，特別加以掩護，以期穩固。

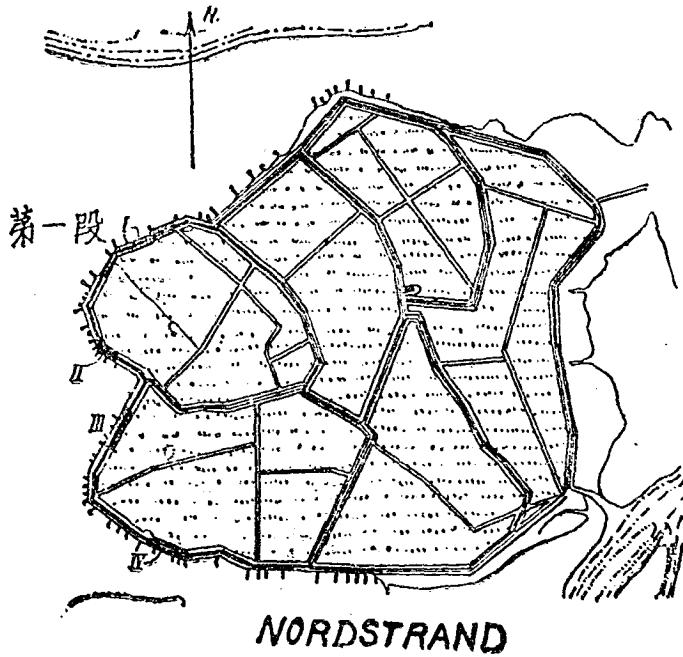
按哈根 (G. Hagen) 氏之定義，凡河流湖區內之堤，皆應名曰海堤。湖區界點以上之堤，名曰河堤。惟因湖區界點之變更，二堤準確之界限，亦不能十分顯明規定也。或河流之下游，異常遼闊，當計劃堤之位置時，無須顧及瀉洪之斷面，則此種堤防，即可名曰海堤。海堤河堤之構造，大致相類，海堤特異之處，即係傍依大海，或遼闊之大河下游，而不必顧及瀉洪，故海濱或河岸外新漲之灘地，可極力圍入堤內。海堤所受侵蝕之力，以浪力為主要，水流冲刷力及冰之衝擊力，對於海堤無大關係。而大河下游之海堤，亦絕無冰游壅塞，使水面漲高之患。故海堤之高度，如超過洪水位，即無漫溢之憂矣。

高浪衝擊海堤，偶或越堤而過，堤身尚無危險。惟浪擊既久，堤

坡受損，堤身不加修葺，乃成險工。堤之受浪衝擊，視浪之方向，與堤所成之角度，而決其猛弱。設浪之方向適與堤相對，則衝擊之力為最猛烈。是故堤之方向，苟有差異，則所受浪之衝力亦異，而堤之高度，亦可因此不同。若堤外灘地寬廣，足以保護海堤，因灘地能緩和浪之速率，而減輕其衝擊力也。

海堤之構造，於原理上與河堤無異。惟海堤之頂，至少須與暴

第四一三圖



湖之洪水位同高，是以規定堤頂之高，先應考察下列各端：（一）暴潮洪水位之高度。（二）觀察海灘之作用。（三）堤之方向。惟暴潮浪之最高限，殊難準確測定，多屬估計。是以堤頂之構造，須可供日後之加高。茲舉北灘島（Nordstrand）之海堤為例，參觀第四一三圖。最猛之浪在西堤，堤之橫斷面結構，如第四一四圖。第一段堤頂之高為+5,12公尺，第二段堤頂之高為+6,06公尺，第三段堤頂之高為+5,13公尺，第四段堤頂之高為+6,03公尺，此種高度，均係以尋常潮高為標準者也。

海堤之頂，若用以行車，則為避免浪濺起見，堤頂至少須有3公尺以上之寬度。當暴潮期內，欲求交通之路，仍屬安穩，可於內坡築路，寬約5至7公尺，如第四一五圖。路面須高出暴潮洪水位，以堤頂為屏障。設浪花越堤頂而過，須立刻使水下流，故路面應向內傾斜。

海堤之坡，或為單式，或為複式。單式者，坡之斜度劃一也。複式者，坡有數種斜度也。例如坡之下部平坦，上部略峻，或反是，而各種斜坡相接處，均不可露稜角，宜改為圓坦。設堤受之力，僅為浪之衝擊力，則堤之外坡，宜上坦下峻。但哈根（G. Hagen）氏以為堤受之力，除浪之衝擊力外，當有海流之種種影響，其損堤之力，或較浪力為烈，不可不防。浪力之損堤，在堤之上部，海流之損堤，在堤之下部。故觀察海堤，往往發現堤基之損壞較烈，即受海流之影響也。

設堤用好土建築，外坡之斜度平均為1：3，堤用沙土築者，外坡

斜度約爲1:10。內坡之斜度，則大都爲1:2。選擇堤之位置，須以經濟問題爲主，即係以極短之堤，包圍極廣之田地也。堤形之成長線式者，可免去因堤之改變方向所生之弊，蓋突出之堤角，受衝擊之力最猛，凹進之堤角，又足以兜浪，激之高騰，均不利於堤身。

保護海堤之坡，所與河堤異者，爲海堤坡上植草，僅在外坡上，高出常漲水位之部分，自此以下之堤坡，其保護法，與護海岸同，前已論及之矣。

設海堤之前，缺乏海灘，或海岸崩坍日甚，亟宜設法保護岸脚。附近各地能得廉價之石料，拋石海岸之下，最爲合宜。或缺乏石料，則代以梢料。惟沉排護岸，施工不易，所宜注意者，有數端焉。沉排下降，設遇暴風猛浪，足以阻止下沉。或沉排之位置，不能固定，易於走失。故沉排近水面時，亟宜拋石加重，使其不爲浪襲。沉排之優點，在能節省昂貴之石料，但梢料上之石料，大都亦易走失也。又沉排之層疊，形如階級，可造成較高之建築物。惟第一級之下，易生深渦，足以危害沉排之位置，或有主張拋石排脚，以護梢緣者，但排脚甚深，拋石不易準確，且耗費石料過多，殊屬昂貴。

掩護海岸之建築物，其要件爲質料重大，而位置不致移動，層積且須較薄，當猛浪狂風之際，可以下沉無阻。摩諾特(De Muralt)氏曾本此理，製造鋼筋混凝土之沉排，功效甚佳。其構造如下：於落潮期內，海灘上先鋪梢層，梢層之上加鋼筋混凝土板，面積約爲

一平方公尺，厚 7 至 12 公分，板與板之距離約為 3 公分。但各板均以鐵桿聯之，四板相聚之角，鐵桿上加旋轉輪，以備懸吊。集多數之鋼筋土板，成鋼筋土沉排，其面積約為 310 平方公尺，全部可懸吊於鐵船，漲潮時，鐵船駛至沉排處沉之。鋼筋土沉排，宜用以掩護淺水海岸之上部，而海岸下部，水位較深，距堤較遠，可不需掩護。鋼筋土沉排留有空隙，地下水可以上升，不致發生抵抗力。據經驗所得，鋼筋土沉排在海水之中，頗能經久，祇聯板之鐵桿，恐因銹而朽，然亦甚緩。即鐵朽之後，鋼筋土沉排，須完全更換，而較尋常梢料沉排，費用仍可較廉百分之五十至六十云。

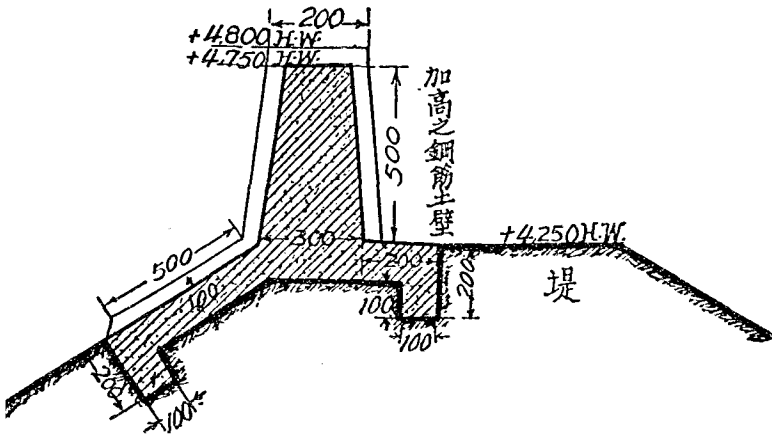
以上所論鋼筋土沉排之構造與沉法，均係假定潮水位之變更為極大也。但在無潮汐之海邊，（如歐洲之東海）則一切布置，略有不同。於海岸附近，先築斜坡滑牀，鐵船可拽鋼筋土沉排，從牀滑入海中。或於海邊建木臺，於固定之木柱上，木臺可隨意升降。木臺先升至水面，造成沉排，然後下降。鐵船駛至木臺上，木臺再上升，懸吊沉排於鐵船，木臺復下降，鐵船拽沉排而去。

海堤之建設，極為困難，堤之布置，須與地勢照合，堤之高度，約在常潮之上，高潮之下，且修堤之工作時期，在陽歷夏季。如工程浩大，本年夏季不能完竣，即須待至來年，始能繼續。故於工作場之四周，須先築攔水堤（Kajedeiche），堤頂約高出尋常高潮半公尺。若海堤甚長，可分段修築，每段工程，限於本年夏季完竣。所築攔水堤，兩端須與高地啣接。第一段之新堤完竣，即於秋季將攔水堤之頂加高，備抗抵冬季大潮浪之用。翌年夏季與築第二

段新堤。即先接築第二段之攔水堤。至全部新堤完工時，再拆毀全部攔水堤。築堤所需之土，多取於海灘，採土之法，與築河堤同，掘土成塘 (Erdgraben od. Pütten)，中隔土埂 (Erdstreifen)，數年之間，海流淤積沙土，塘可淤滿。

海堤歷時過久，土必降陷，亟宜培高。設堤頂過狹，非擴大全部堤身，無法增高。是以摩諾特 (de Muralt) 氏證明堤身如須加高，用鋼筋混凝土造築，較之用土更爲經濟，且堤頂便於交通。尋常所用橫斷面，如第四一六圖。爲圖之簡明起見，鋼筋並未畫出。堤之外坡與鋼筋土壁相接處宜圓，不可過露稜角。鋼筋土壁因氣候寒暑之變化，例有伸縮，爲利於延伸起見，分段築設。每段長 $3\frac{1}{2}$ 公

第四一六圖



尺，二壁相鄰，中留隙縫，寬 $2\frac{1}{2}$ 寸，俟二星期後，壁工堅實，隙縫間即加凝土製之板片 (Gleitafel)。板片須突出壁工之外 5 公分，但不可包裹壁之外層。壁工與板土之間，夾以地瀝青片 (Asphaltpappe)，所以防二者聯為一氣，有礙壁工之伸縮也。凝土之成分，在荷蘭通用者，為一分洋灰，三分沙，四分石礫，鋼筋為圓鐵桿。

設於有潮汐之海岸，海堤決口，而海灘未被刷抉者，參觀第四一七圖。修治之法，先於海灘之上，當決口之前，圍築攔水堤，再在海堤決口之原址，修築新堤。建堤之土，如於海灘上不能得相當之量，則攔水堤可用板壁為框，中實以土，省去坡脚。設海堤決

第四一七圖



第四一八圖



口，海灘同時亦被刷扶甚深，而水流可從決口出入無阻者，參觀第四一八圖。修治之法，於決口之後，圍築新堤，外部深溝，可逐漸淤填。限制水流之法，或放寬決口，使水流之橫斷面擴大，而減其水勢，或設法減小出入決口之水量，均有奏效。

決口堤內之低地，於決口之後，為水淹沒，欲求此項面積減小，須在低地之上，圍築格堤（Zwischendeich）。堤頂之高度，與尋常高潮齊平。但格堤過長，費用較多，殊不經濟。故修築新堤，可先於新堤線之兩旁，建築梢壩（Strauchwerkdamm）截斷水流。在尋常低水位以下，壩身為沉排（Sinkstücke），自低水位至尋常洪水位為填梢（Packwerk）。兩壩之間，挑土為新堤，而兩壩之壩頂，即用以為新堤之內外邊緣（Assen- u. Binnenberme）費用較省，施工亦較易矣。按海堤之建設，以荷蘭為最進步，荷蘭沿海之地低於海面，完全藉堤掩護，故有海堤專修學校之設備云。

附 錄 一

河工模型試驗述要

第一節 總論

科學之成立，莫不賴乎觀察與經驗，惟由觀察與經驗所得之現象，歸納之乃可產生學理，而致之實用。此項定律，可以推諸凡百科學而準，其於水工也亦然。是以治河者，欲求治導之合法，且圖以最經濟之方法，而獲有最美滿之效果，非熟諳河流之天然現象，與夫治河建築物之效能不可，如是則水工試驗尙矣。試驗之方法有二，一爲實地試驗，一爲模型試驗。二者相較，雖由實地所得之結果，最爲可恃，但實地試驗之時，各種現象固無由分析研究，又不能操縱自如。例如流量與挾沙比降水深河寬等各個之作用如何，相互間之關係如何，在天然河流內卽無從分析研究。又如洪水期內河牀之變化最大，在天然河流內，亦無從隨時停止水流，探測河牀之形態。且於設施方面事實上殊多不便，非僅費時耗財而已也。故從事水工試驗者，多以模型試驗爲主。夫模型試驗之原旨，在摒除一切附帶現象，而研究一單純之現象。每一種試驗僅欲其解決問題之一部，詳察其變，推究其理，然後綜合之，歸納之，以求全部之解釋。是以每作一試驗，萬無解釋多數難題之可能，但一種難題，可以分析爲多數之小部分，以便逐項研究。例如天然河流之流行也，其

動作之原因，與夫同時所感受之影響，極為複雜。如欲研究一種現象，必先分別其有關係之各種原因，逐項試驗，始可決定某項原因對於此現象之作用，占幾何勢力，某項現象與他一現象之關係又當如何，然而試驗之結果，未必與實際之現象，絲毫無誤，換言之，即所得之結果，未必可以完全應用。故由理論而成之公式，必須加以係數(Koeffizienten)以求與事實吻合，此項係數，實表示吾人對於天然現象之未能澈底明瞭耳。

設試驗之時，天然現象之各小部分，均可以理論解釋之，或以公式歸納之矣。然最後綜合局部之試驗，藉以證明現象之全體，亦有發生困難者，或竟完全背謬者，須重作試驗，研究某小部分為發生困難之主要分子，並考察該小部分對於全體之影響是否重要，若影響甚微，是否可以刪除該小部分，勿使臛雜其間而為梗。或研究此項試驗，如放大模型，精密計算，是否可以尋得錯誤之點。凡此種種，端賴試驗者之隨機應變，而卜試驗之成敗也。或於試驗之初，對於試驗之問題，令人無從下手，或竟無從思索以分析之者，可先作預備試驗，以小模型觀其全局，徐察其變而研究之。精力所聚，金石為開，或於本問題毫無所得，而反能發明他項意外之新學理者，亦數見不鮮。又或試驗之結果，對於工程上並無充分之價值者，然學術上之試驗，莫非經累次之失敗，長期之研究，而後得有良果。多一次之失敗，即係多一次之經驗，由此經驗，或反足以獲得科學上之進步。雖有因試驗結果之不良，以致糜費金錢，在工程方面或為不經濟，但在學術上仍有相當之價值。是以水工模型試驗之性質，非

僅供社會上一切水工之解難決疑，而同時又可供應學術上之研究。魏司博(Weisbach)於所著水力實驗學(Experimental Hydraulik)之弁言中有云：『惟有模型試驗，足以使初學者澈底明瞭水力學之真理，而印象之深，亦可以不易忘記。並能對於各種原理敢下準確之批評。是以試驗室對於工業大學尤為重要。經歷一次之試驗，各項學理則不待算式之證明而了解，所謂千聞不如一見也。』惟試驗之事，非人人可以為之，試驗之無美滿結果者，往往有之。其原因或對於所研究之問題，未能十分了解，或試驗之手續與設備，未能周到，或模型過小，不能得有準確之觀察，或缺乏相當之學力與經驗，未能下精確之評判。是以試驗之事，非得富有經驗與理想力之專家主持之，在學理與實用二方面，均不能獲得可貴之價值。

第二節 水工試驗之沿革

水利工程之需要試驗室，創議者為半世紀前之德國普魯士工務總理哈根(Gotthilf Hagen)氏。曾在自著之海港學弁言中詳論模型試驗之重要，希望工界人士，對於舊式之學理與方法，不可盲從。誠以水利工程之設施，視各地情形之不同，而有所差異。工程方面不先有模型試驗，難期措施之必當。學校方面，無模型試驗則新學理無由闡明。氏之倡此偉論，實近世創設水工試驗室之嚆矢也。

至於應用模型試驗，解決實際問題之鼻祖，為法國之法孤(Fargue)氏，先是一八七五年，法國為改進鮑爾克斯商港(Bordeaux)

之航務起見，須挑濬老龍河 (Garoune)。彼時專家之意見，或以爲須專恃挖泥器濬深，或以爲須有相當之建築物，以維持航路之深度，議論紛紜，莫衷一是。於是法孤氏經過二年久之試驗，乃證明河槽之濬深，須用相當之建築物，以保持之，否則隨濬隨淤，功效甚微。

一八八五年英國擬改良自利物浦 (Liverpool) 至孟舍司特 (Manchester) 之航路，彼時學者紛爭，其待決之點有三：(一)建設運河，以容納吃水較深之海船，或治導原有之梅雪河 (Mersey) 二者孰優孰劣。(二)導水壩之地位，與漲沙之影響。(三)口外之攔門沙，可否利用導水壩，使之自然刷深。於是英國雷腦司教授 (Osborne Reynolds) 乃製造梅雪河下游之模型，從事試驗，一八八六年英國工師海鶴特 (Vermon Harcourt) 繼雷氏試驗，乃決定梅雪河建築導水堤與開闢運河之位置。同年海鶴特繼續試驗法國聖茵河口 (Seine)，彼時改良該河之計劃有十項，而海氏逐項試驗之後，決定改良河口之善法，仍爲延長河口之導水壩，輔以挖泥工程云。一八九〇年，法國政府復於濱河之饒蔭城 (Rouen) 重製河口模型，由法工師李羅爾 (Mengin Lecroeuil) 試驗，經過五年之久，其結果大致仍與海氏無所軒輊云。

一八九三年，德國薩克遜大學教授恩格司 (Hubert Engels) 氏首創水工試驗室，試驗關於天然河流之學理，成績甚著。一八九〇年以前，有哈根氏之水力試驗，發明水力方面之學理。自此以後，有恩氏之水工試驗室，於是關於河工渠工海港各方面之發明，乃日進千

里。噫恩氏之功，可謂偉矣。

恩氏之水工試驗室既成，德國各處，競相模仿。一九〇二年劉百克教授（Rehbock）創設第二水工試驗室於卡兒絲魯亥大學（Karlsruher Technische Hochschule）。一九〇三年德國農商部創辦第三水工試驗室於柏林。一九〇八年谷海教授（Koch）創設第四水工試驗室於腸城大學（Technische Hochschule in Darmstadt）。其他如俄國聖彼得堡（St. Petersburg）雖亦仿效恩氏之法，建築水工試驗河槽，究以規模較小，無可稱述。

一九〇四年恩氏感覺原設之水工試驗室，不敷應用，亟須擴充，乃擬定大規模之試驗室計劃，建於該校新校舍內，一九一三年落成，一切設置，較之他處益形完備。同時柏林工科學大學，由葛蘭及梯里二教授（Grantz, de Thierry）亦另建新式試驗室於該校，內容仍多效法於恩氏。

一九〇三年奧國有維也納水利工程會會長饒達（Lauda）提倡創設水工試驗室，九年後由其後任薛達克（Siedeck）完成其計劃。迨至一九一四年。乃有奧國農商部水工試驗室產生矣。繼之而起者，有奧國大學教授施敏克（Smreck）創設試驗室於勃林大學（Bruenn）。瑞典大學教授費尼司（W. Felleuius）設試驗室於司督韓（Stockholm）大學。德國大學教授愛黎（Ehlers）及壽慈（Otto Schulze）創設試驗室於但齊希大學（Danzig）。然規模之宏，計劃之精，終不若薩克遜及柏林二大學也。最近美國方面，經費禮門（John R. Freeman）之提倡，亦已創設大規模之試驗室，設置亦頗完備。先是費氏於一

德國水王名家恩格司教授八十歲肖像



Hubert Engels.

九二四年夏遊歷歐洲，參觀德國各地之水工試驗室，對於近十年來，所發表之成績，大為驚異。深信此項進步，足以引起世界各國之注意，追蹤而競相效仿，主張世界名川巨流之任何困難問題，均應藉試驗之法，而求解決之道。良以試驗室之設備，所費有限，而因試驗所得之經驗，實足以使將來施工時，節省巨額之建築費，與虛糜之光陰也。

費氏在歐洲水工試驗室調查錄內有云：“水工試驗室之目的有二：

- (1) 供應水工教課時之需要。
- (2) 供應研究水工原理之需要。

聯合上項兩種目的，可分別下列試驗之種類：

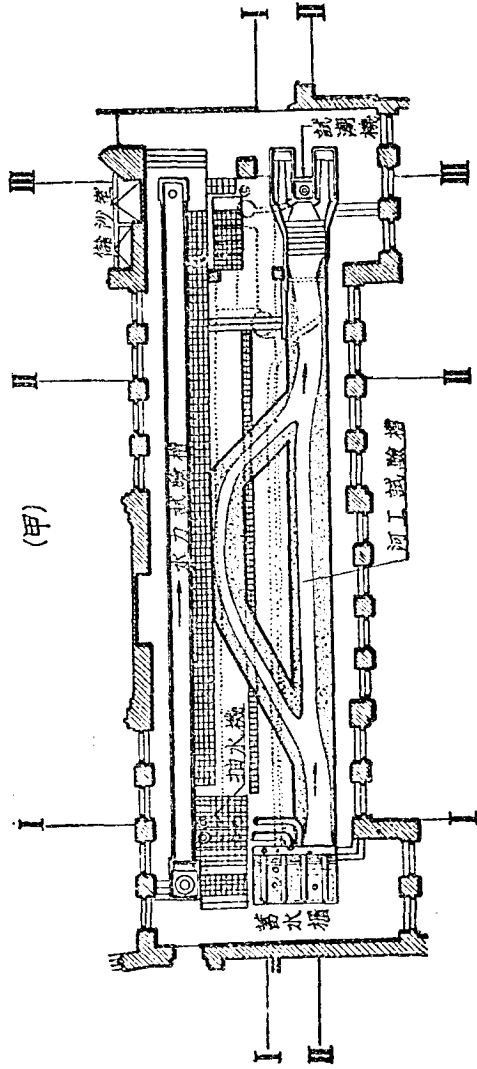
- (1) 就學理方面，研究水工上應用之各種流量公式。
- (2) 就實地工程方面，研究治導河流，布置港埠，建設堰壩，及水電廠等之設備。
- (3) 研究關於水工方面之機器，如抽水機與渦輪機等。
- (4) 研究關於航務方面之問題，如輪船之形態，與水中阻力之關係。

由此觀之，近世水工試驗之重要，與各國對於水工試驗之重視，可見一斑。”

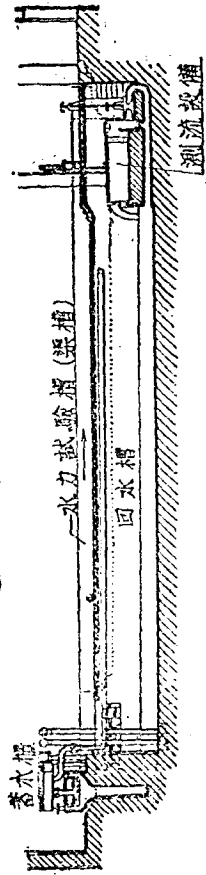
第三節 水工試驗室之設備

各國水工試驗室之設備，大都無多差異。茲以德國薩克遜大學之

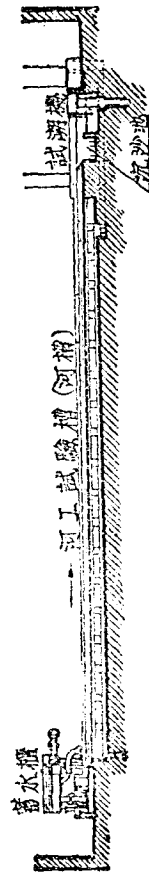
第一圖
德國薩克遜大學水工試驗室平面圖



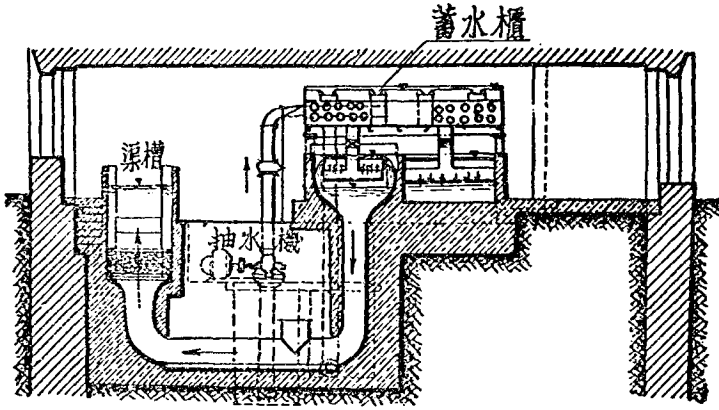
(乙) 縱剖面 I



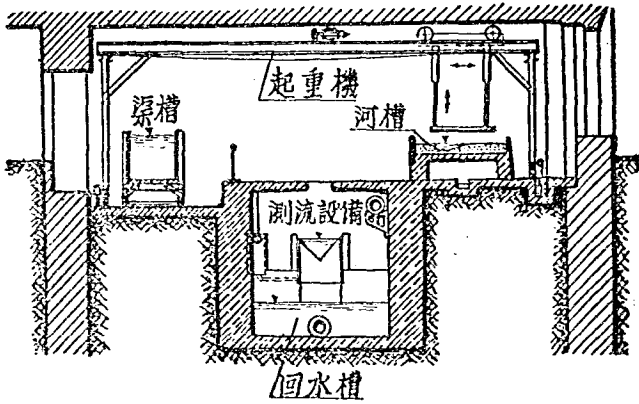
(丙) 縱剖面 II



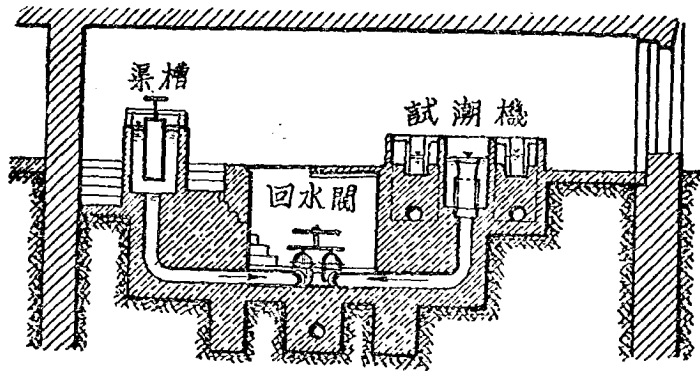
(丁) 橫剖面 I



(戊) 橫剖面 II



(已) 橫 剖 面 III

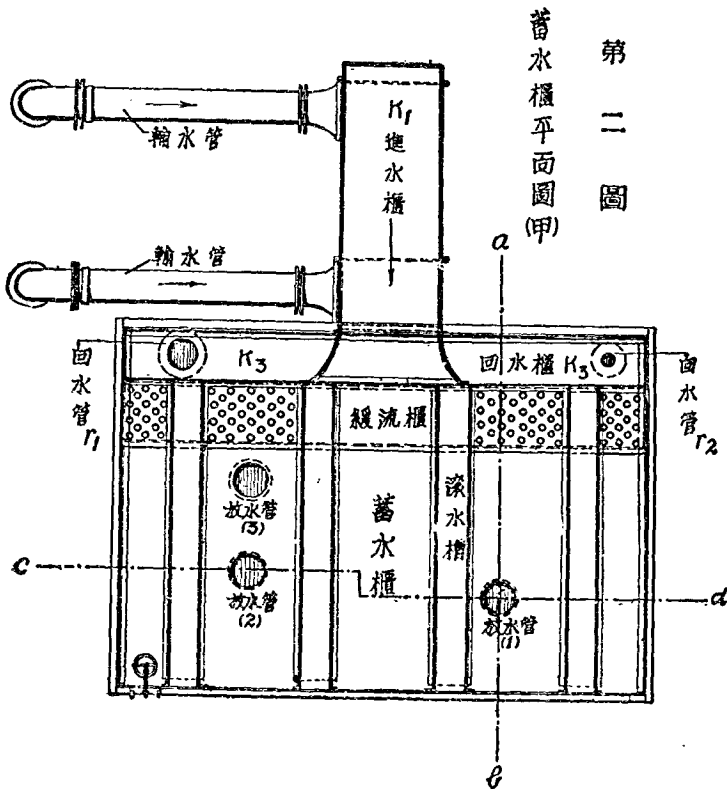


水工試驗室，爲恩格司所首創，又爲著者所研習之所，見聞較詳，爰舉以爲例。

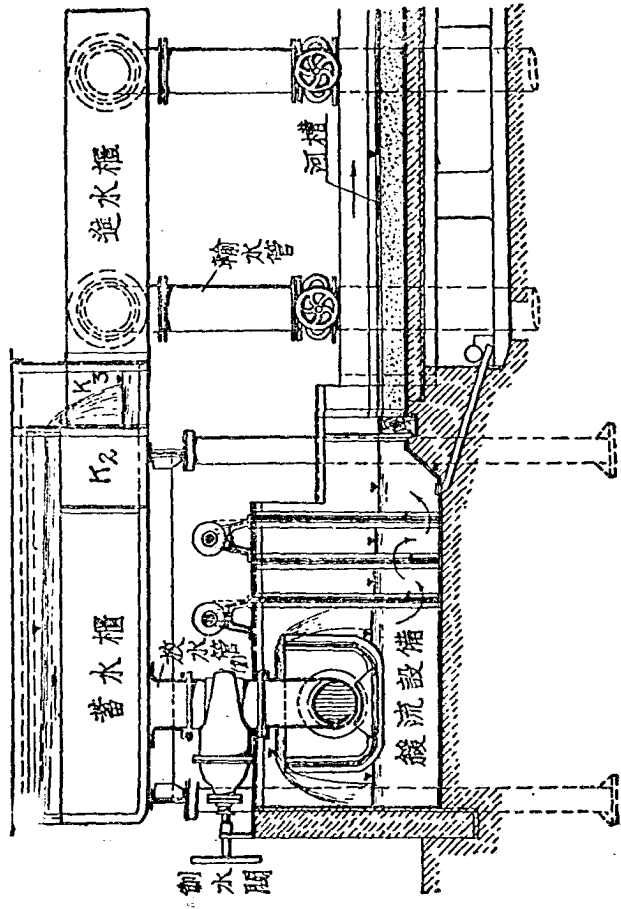
恩格司氏於一九一三年在薩克遜大學新校舍內重建之水工試驗室，規模新穎，設置完備。內分河槽(Flussgerinne)及渠槽(Tiefgerinne)回水槽(Ruecklaufkanal)三部。河槽用以研究河工問題，首端有蓄水櫃(Wasserbehälter)，下端爲試潮機(Flut-und Ebbevorrichtung)。渠槽用以研究關於水力方面之問題，二者均在試驗室之上層。回水槽用以研究水流對於船舶之阻力等問題，在試驗室之下層。試驗室之面積，長爲43公尺，寬爲16公尺。與試驗室毗連者，有陳列室，研究室，製圖室，攝影室，儀器室，儲沙室，模型儲藏室，工料室等。試驗室內部平面布置，參觀第一圖甲，渠槽及回水槽之縱剖面，參觀第一圖乙，河槽之縱剖面，參觀第一圖丙，蓄水櫃之橫剖面，參觀第一圖丁，回水槽之橫剖面，參觀第一

圖戊，試潮機之橫剖面，參觀第一圖己。各部之詳細結構，臚舉之如下：

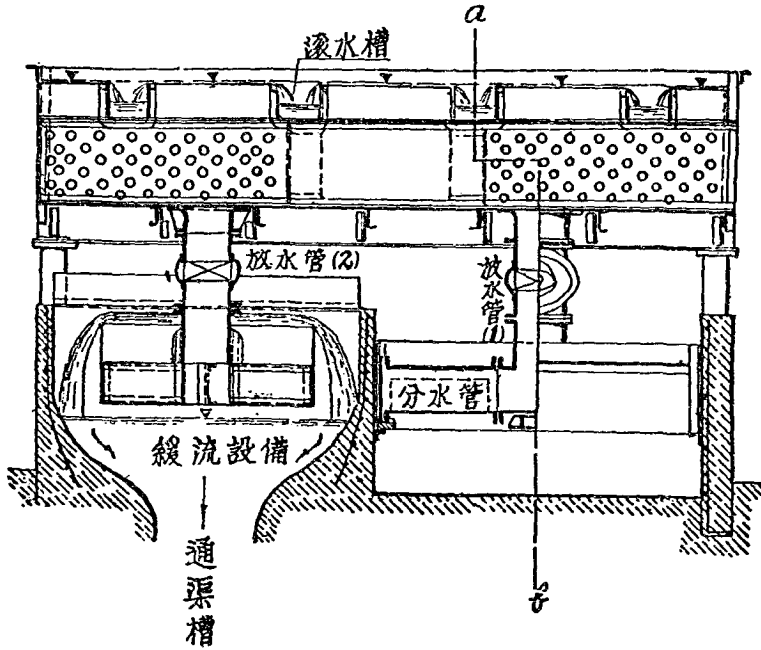
(一)水之供給 河槽應用之洪水流量，估計約達每秒二百立特(公升)，故用抽水機兩架，每架抽水之能力，為每秒一百立特。水從回水槽內，抽送至蓄水瓶，由蓄水瓶導入渠槽或河槽，復匯入回水槽。故試驗之時，可藉有限之水量，令其循環迴轉，而資運用。此



(乙) 剖面 a-a



(丙) 剖 面 c-d



項水量，係一次取給於自來水，除蒸發之消耗外，幾無其他損失。流量之多寡，有制水活閥(Schieberstellung)節制之。

(二)蓄水櫃 蓄水櫃之位置，與河槽成丁字形。而櫃內之結構，可使流入河渠二槽之水量，各不相礙。當水抽入蓄水櫃之時，先達進水櫃，再達緩流櫃，緩流櫃裝有篩孔板，水流經過，可企平穩。而蓄水櫃中之水面高度，於試驗之時，應保持勿變，故又安設滾水槽，使溢出之水，經回水櫃逕返回水槽。試驗用水，由放水

(1) 導入河槽，放水管(2)導入渠槽，水量之多寡，皆有活閘節制。而於放水管及試驗槽之間，又有緩流設備，務使水入試驗槽之前，不致湍激。此外又有放水管(3)可導水直達試潮機，專供試驗潮汛之用。全部詳細結構，參觀第二圖甲乙丙。

(三) 河槽 河槽係用鋼筋混凝土所製，寬度為2公尺，長度為30公尺。槽牀之上鋪沙，河底之斜度，以鋪沙之厚薄表顯之。河槽邊欄之一，可以拆卸，鑲以木質槽牀，用作試驗河灣或支流之用，其寬度可達8公尺。河槽之末端，安設沉沙池，為囊積沙粒之用。參觀第三圖及第四圖甲。

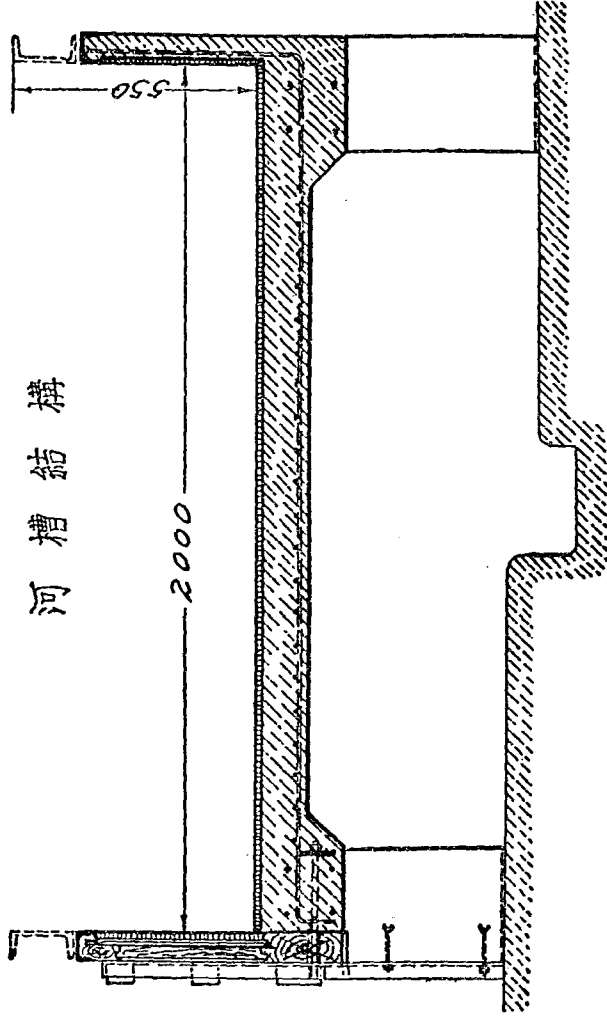
(四) 試潮設備 試潮機之主要部分，為二直立之管，下管(II)固定不動，上管(I)可藉水壓之變換而昇降，參觀第四圖丁。試潮之水，自蓄水櫃，由放水管(3)傳送而來。管之末端，分成 b_1b_2 兩支管，導水先入橫槽 e ，再入縱槽 f ，越過槽沿 g ，而至 c 槽，再達 d 筒。如是則 e f 兩槽之水量，可與試驗槽內之水面變化，不發生關係。而支管 b_1b_2 放水入 e 槽之處，並裝設活閘，節制流量。試驗潮汛之際，河槽之水下流而橫槽 f 之水逆上，但 d 筒放出之水，可以任意變化。假設河槽下流之水量為 Q_1 ，由水槽 f 越沿而出之水量為 Q_2 ，放出之水量為 Q_3 ，則漲潮落潮之現象，可用下式表明之。

$$Q_3 = Q_1 + Q_2 \cdots \cdots \cdots \text{無潮}$$

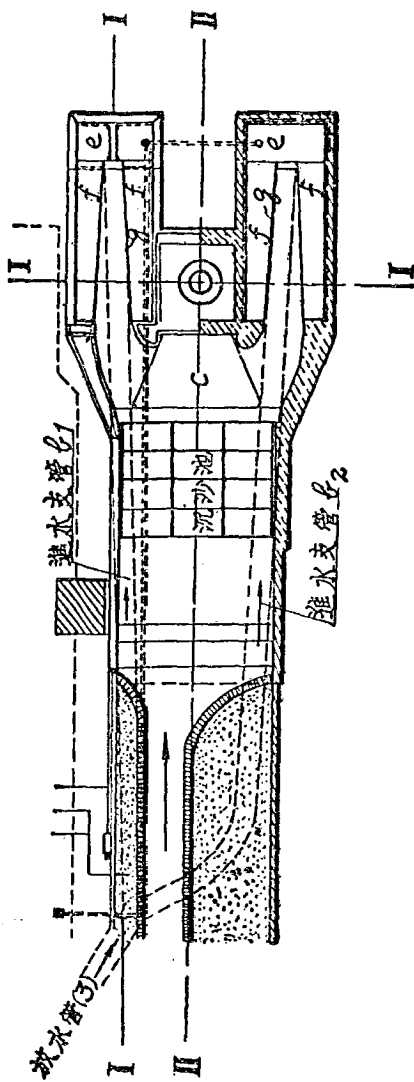
$$Q_3 > Q_1 + Q_2 \cdots \cdots \cdots \text{落潮}$$

$$Q_3 < Q_1 + Q_2 \cdots \cdots \cdots \text{漲潮}$$

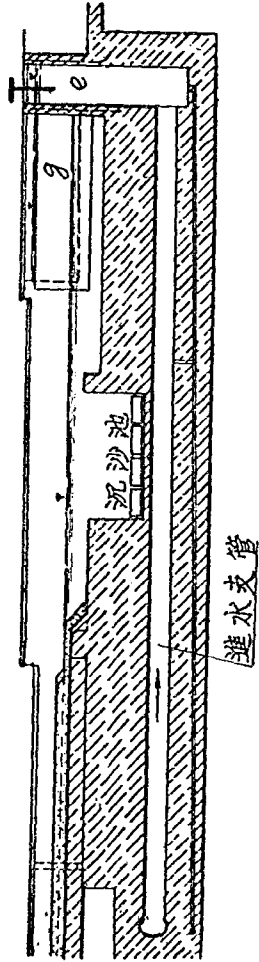
第 三 圖
河 槽 結 構



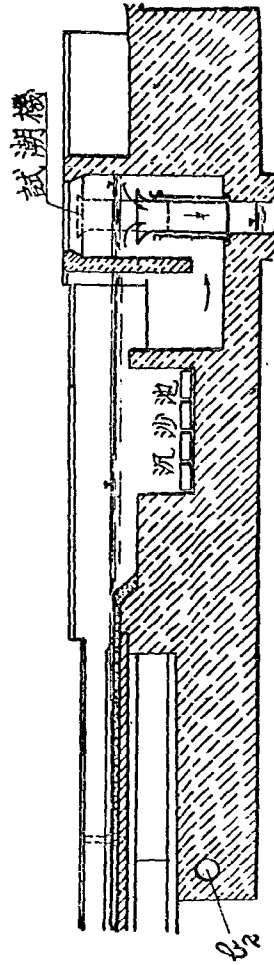
第四圖 圖河槽及試湖機平面圖(甲)

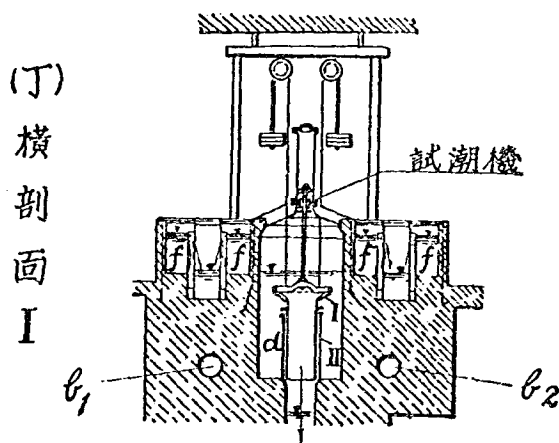


(乙) 縱剖面 I



(丙) 縱剖面 II



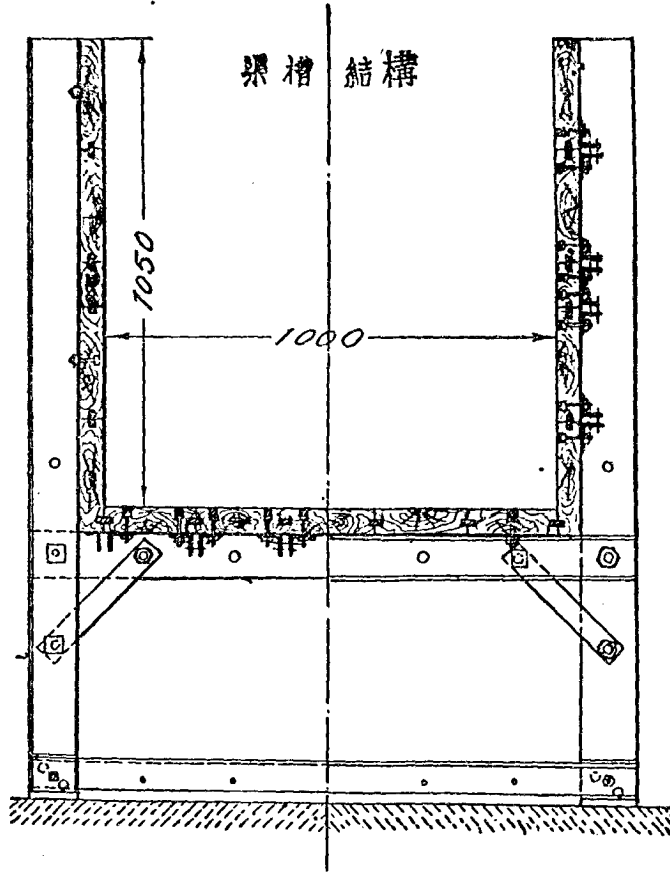


其詳細結構，參觀第四圖丙丁。

(五)渠槽 槽以木製，形方，範以鐵箍。試驗之時，如需要槽之寬深在 1 公尺以內者，可藉木板之闊狹任意支配。水之來源，係由蓄水櫃經放水管 (2) 導入渠槽。由渠槽流出之水，或經過測驗流量之設備，放入回水槽，或直接放入回水槽。其結構參觀第五圖。

(六)回水槽及其他設備 回水槽長約 25 公尺寬約 3 公尺。其由河槽與渠槽放出之水均歸納於斯。地位在試驗室之下層，上用鐵板掩蓋。試驗室內，其他重要設備，如湯姆生式之滾水堰 (Thompson-Ueberfall)，可用以測驗流量，電力起重機，可以往來於試驗室之間。特殊之零星設備，亦屬甚多，茲從略。

第
五
圖



第四節 水工巨型試驗場及其最近報告

一九二六年，德國在南部奧貝那谷（Obernach-Tal）瓦痕湖（Walchensee）附近，創設大規模之水工及水力試驗場（Forschungs-

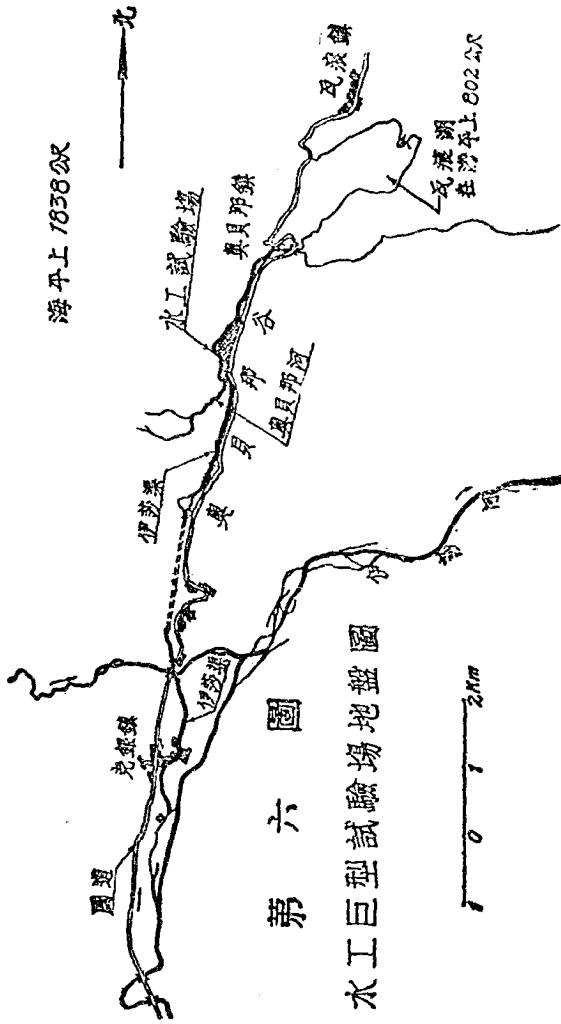
Institut für Wasser-bau und Wasserkraft)。合力經營者，爲德國政府，巴燕邦政府及威廉皇帝學院 (Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft)。試驗場所佔地計100000平方公尺，約合中國一百五十餘畝專供水工及水力試驗之用；其位置參觀第六圖。所用水量全部取給於瓦痕湖水力廠之水渠內。此項水渠名曰伊莎渠 (Isar-Kanal) 在克銀鎮 (Kruen) 之南與伊沙河 (Isar) 接通，北流至瓦痕湖之南端約二公里處，與奧貝那河匯合。試驗場之進水口門，即在該處，參觀第七圖。進水量約爲每秒八立方公尺，先經進水渠達蓄水池，池之面積，爲2500立方公尺。試驗時，所用之水均由蓄水池分配水量，達於試驗槽內。該試驗場之工程開始於一九二八年，翌年夏，工竣開幕，此乃水工試驗場之大概情形也。

一九三一年夏，恩格司教授，曾利用此項水工試驗場作大模型之試驗，證明前在薩克遜大學水工試驗室內，由小模型試驗河流沙質移動之狀況，與現在之結果，完全符合。惟以巨型試驗比例較大，觀察更加精密，因以發明下列三項之重要結果：

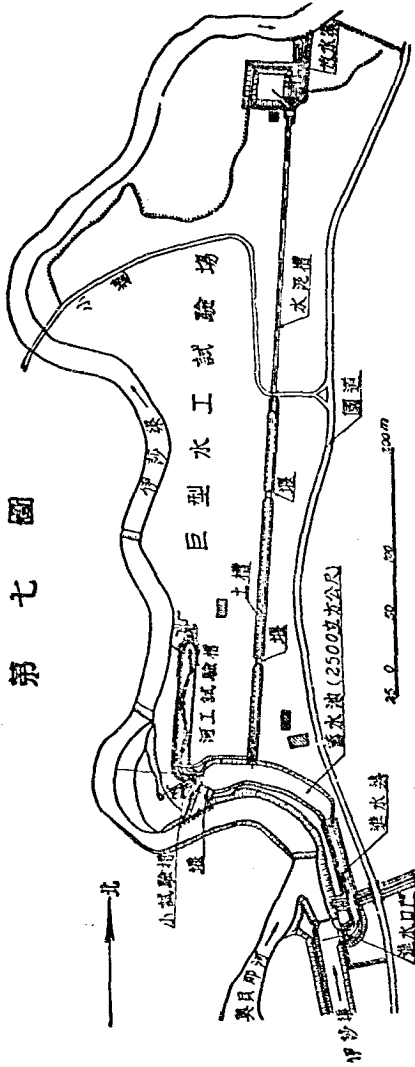
- (1) 河底之變化在洪水期內爲最大。
- (2) 導水堤 (Leitdeiche) 對於航道有較佳之影響。
- (3) 緊狹堤防之距離，不能使洪水面降落。

茲依據恩格司氏最近之試驗報告，摘要述之如下：

先是恩格司氏在薩克遜大學水工試驗室作一模型，與愛比河 (Elbe) 之河灣相類。試驗之題，爲河流挾沙之情形，及水位升降與河牀形態之關係，所得之結果，與實地觀察天然河流所得之現



第 六 圖
水工巨型試驗場地盤圖



第七圖

象，大都符合。但以模型較小，所製河道剖面之比例，不能盡與天然河道相似。又以試驗時，所選洪水位與低水位流量之比例，較諸天然河道內略有差異。並假定洪水未嘗溢出河槽，而模型內所用之沙，又係洗淨之沙，其大小參差之程度，不能與天然河道所挾之沙質相合。故試驗之結果，當然不能完全適合。是以恩格司氏提倡利用大模型試驗，矯正前項謬誤，加以精密觀察。恩氏所用之河工試驗槽，為長方形，其布置參觀第八圖。槽之長度為100公尺，寬度為10公尺，兩旁之坦坡為1:1，河牀斜坡為 $\frac{5}{1000}$ 。試驗用水由蓄水池放入河槽模型，經過沉沙池及量水堰復行流入伊沙渠。在此試驗槽內，製成河道模型，仍與愛比河之河灣相似。縮小之比例，約為 $\frac{1}{55}$ 。橫剖面為梯形，上面寬度為250公分，河牀及兩邊灘地之坦坡，均為 $\frac{1}{1000}$ 。岸之坦坡為1:1。此種河道模型，其低水位之水深，與河寬之比例為 $\frac{1}{50}$ ，在小模型內僅為 $\frac{1}{8}$ 。故所得之結果，大致均可與天然河流之現象相比擬也。

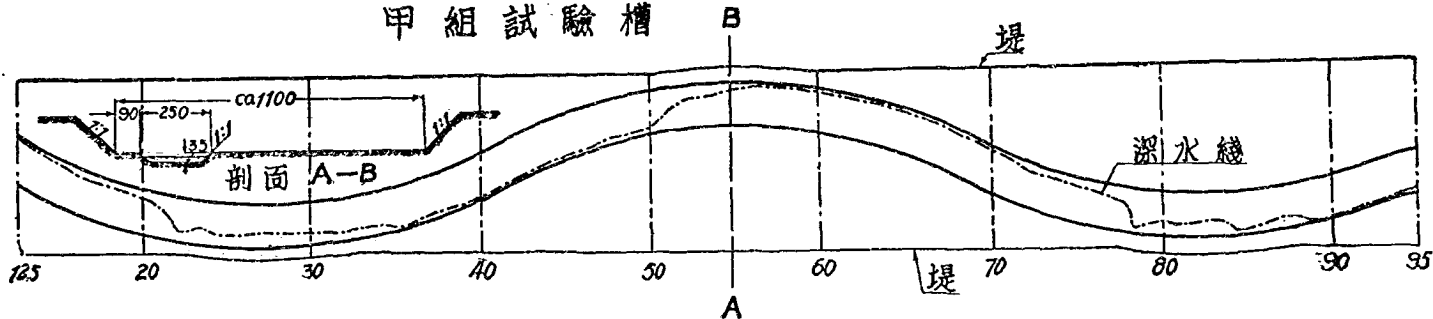
河道模型內所製之堤，計分三種。各別試驗時，均用同一河槽。低水與中水洪水之流量，及水流之時間亦相同。水流時之斜度，均為千分之一沙粒之注入與放出，務求維持平衡狀態。其試驗之程序，共分三組，述之如下：

(甲)洪水堤為直線，堤距約為11公尺，參觀第九圖。

(乙)堤之情形與(甲)組同，惟灘地上加築導水堤(Leitdeicho)參觀第十圖。

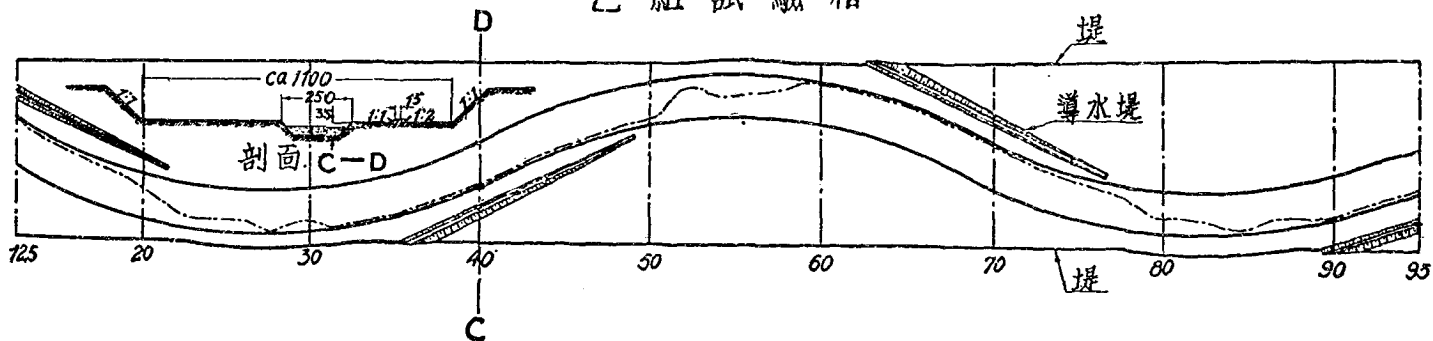
第九圖

甲組試驗槽



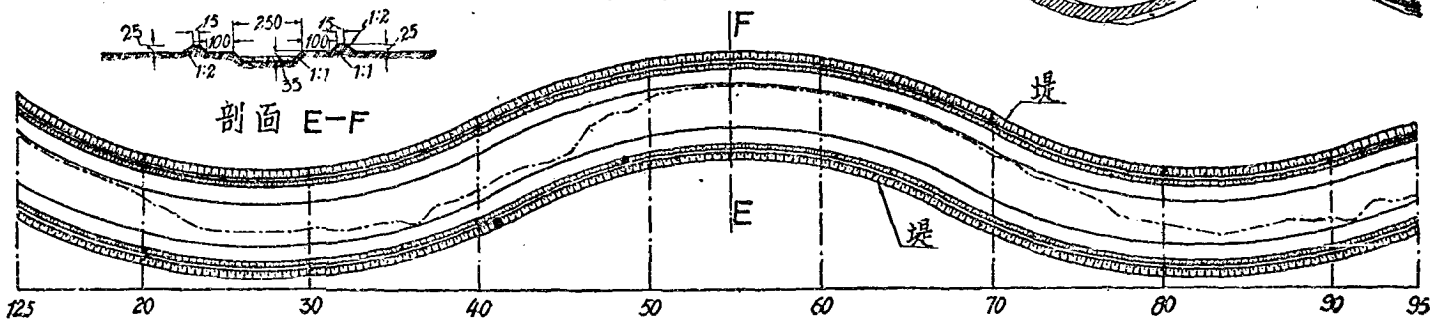
第十圖

乙組試驗槽



第十一圖

丙組試驗槽



第十二圖



(丙)洪水堤之位置隨河流彎曲堤距為四公尺半參觀第十一圖。

每組模型試驗之手續相同，臚舉如下：

- (1)試驗槽內經過五十小時久之中水位流量，測定水面斜坡，然後使河底涸乾，測其剖面。
- (2)再行放水入槽，既達中水位後，於六小時內逐漸增加水量，使由中水位，升至洪水位，然後經二十四小時久之洪水流量，測定水面斜坡，涸出河底，測其剖面。
- (3)又復放水入槽，既達洪水位後，於十二小時內逐漸減少水量，使由洪水位降至低水位，再經二小時久之低水位流量，測定水面斜坡，並測量剖面。

上項試驗，所採用之流量，低水位為每秒17公升，中水位為每秒172公升，洪水位為每秒548公升。放水處設立測水堰，所有各項流量，均於此測驗之。堰之寬度為二公尺半，測得堰口瀉水之高度為 h ，(Ueberfallhoehe)可用下式計算流量 Q 。

$$Q=1,9 \cdot 2,5h\sqrt{h}$$

試驗時，注入之沙與放出之沙，欲求其平衡，須有一種專門技術。此項技術，乃得之於經驗，務使注入之沙，完全依照規定之時間與數量。於試驗洪水位時，沙祇注入河槽內，勿使注入灘地，灘地為搗堅之黏土，當洪水流過時，因速率甚緩，不致發生裂痕。

試驗時所測各剖面，其相隔距離，最多為1,25公尺，適為河槽寬度之半。其在剖面內所測各點之距離，依剖面之形狀而定，但最多不得過20公分。甲組試驗共測235個剖面，乙組試驗共測232個剖

面，丙組試驗共測298個剖面，綜計765個剖面。依據此項剖面，製成各項圖樣研究後所得之結果如下：

(一)沙質之推移 沙質之推移，除用目力視察外，並散放紅磚粉，觀其推移之狀況，所得之結果，與恩格司氏用小模型試驗之結果，完全符合，參觀第十二圖。惟洩出河牀後，發見細沙停留於凸岸之前，粗沙則沿凹岸留積，與天然河流之情形相符，此項結果僅能得之於巨型試驗。恩氏前用細沙在小模型內試驗，則見河底上之細沙現出一種不規則之波痕 (Riffeln)。在大模型內試驗，則河牀仍然光滑，沙粒在河牀上成長脊形 (Ruecken) 向前移動，其上端坦坡甚小，下端坦坡甚陡，水量漸增。則河灣前之深槽，與兩灣間之淺槽，其高度相差亦漸大。此種現象，亦祇可在大模型內見之。

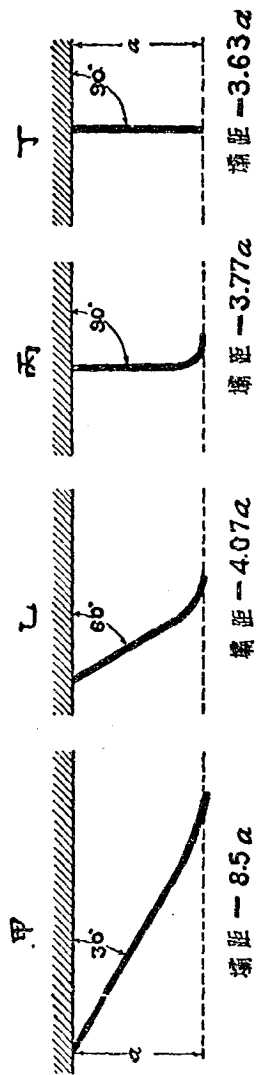
(二)堤之影響 觀察甲乙丙三組之圖，可知河牀之不規則變化，在洪水期為最大。此項河牀變化，雖經過洪水期後之低水位，未嘗略有改變。又當丙組試驗時，低水位後通過五十小時之中水流量，亦未能使此種不規則之河底變化，再有更動。又觀察洪水對於河牀之影響，互相比較，在甲組為最小，在丙組為最大。即河牀深凹處與隆起處之高差，在甲組為最小，在丙組為最大。且河牀上沙質隆起處之長度，在甲丙二組為最短，在乙組為最長，故乙組之沙脊最為平直。由此可知導水堤影響於水流為最佳。而低水期內沙質隆起處之水深，於甲組及丙組，為5公分，在乙組為8公分，益可證明導水堤之優點。按丙組堤之目的，在使洪水水位河岸縮狹之後，可以刷深河槽，因以降落洪水位之水面，然根據試驗之結果，則

大謬不然，即使放出之沙，多於注入之沙，洪水面仍不見降落，或反致升高，如於中水位後，再通過二十四小時久之洪水位流量，并使沙之放出與注入，近乎平衡，亦不見水面之降低。此項結果，對於河工設計，甚為重要。但欲詳細研究此項重要問題，容再依據各河流之特性，在更大之河道模型內試驗之。

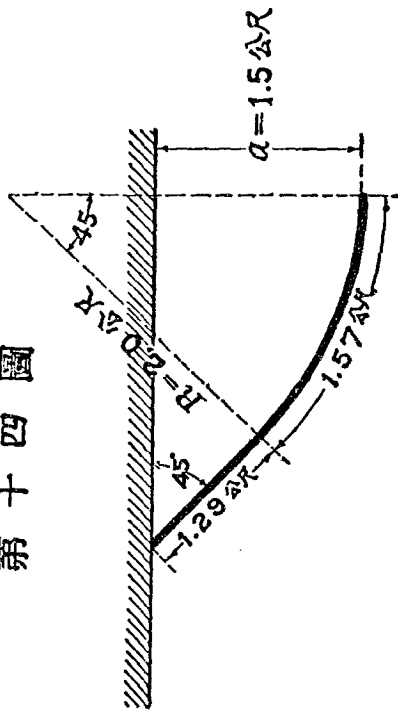
第五節 結論

水工模型試驗，對於治導河流之重要，既如上述。吾國自民國二十年水災以後，全國河流之急待修治，婦孺皆知。則水工模型試驗室之創設，實亦不容或緩。且試驗之工作，需要相當之研究時期與經驗。非試驗室成立之後，各種治導方策即可隨之而產生，故尤須培植人才，專力研討，方克於事有濟。而吾國為害最烈之黃淮，其治導之策更非倉卒所能決定，自宜採取世界水工專家之意見，以期集思廣益。現在世界水利專家，對於黃淮之治導方策，熱心研究者，頗不乏人，其最著稱者，如美國之費禮門氏，氏曾於一九一九年來華考察黃淮，對於導淮擬有較詳之計劃發表。嗣氏遊歷歐洲，參觀各處水工試驗場所之後，乃有請求德國恩格司氏試驗黃河計劃之舉。費氏以外，又有德國薩克遜大學教授恩格司氏，氏為創設河工試驗室之鼻祖，亦素以研究黃河為志，二十年來孜孜研討不倦。一九二三年秋，曾應費禮門之請求，試驗黃河挑水壩之距離，結果非常圓滿。氏曾選擇四種挑水壩之位置，研究最經濟之壩距，參觀第十三圖甲乙丙丁。依據試驗之結果，選定挑水壩之形態，如第十四

第十三圖



第十四圖



圖。彼時恩氏又著制馭黃河論，主張以固定中水位之河槽，爲治導之主旨。一九二四年春，恩氏以七十之稀齡，辭退講席，惟仍願以衰邁之年，遊歷中華，實地考察黃河，以竟厥志。願以吾國內亂頻仍，未能成議。一九二八年導淮委員會成立，曾電聘恩氏爲顧問工程師，而氏適患病，遵醫囑不果行。導淮會乃改聘德國漢諾佛大學教授方修斯(Franzius)來華，方氏亦恩氏之弟子也。方氏於贊助導淮計劃外，兼研究治導黃河之策，主以樓堤束水，刷深河槽，蓋卽明代潘尙書季馴築堤束水，束水攻沙之遺意也。恩方二氏之意見，大同小異，往返討論甚多，仍在繼續試驗研究之中。方氏在德國漢諾佛大學亦據有著名之水工試驗室。而恩氏則更進一步利用大模型試驗場，爲試驗黃河之用，此乃最近世界水工專家研究治導黃河計劃之情形也。噫，吾國苟能一面自建大規模之試驗室，隨時依據實地之情形，試驗各項難題，以爲治導之張本。一面蒐集吾國歷代關於水利之文獻，以明河流變遷之沿革，更參酌名家之意見，確定治導之方策。他日實行治河，其利益豈淺鮮哉。(二十一年八月)

附錄二 練習圖題

題一 假定於某河 a 處之橫斷面，分河寬為十五站(I至XV)，各測得其縱流速。試求

- (1) 各站之平均縱流速 V_m 與河面流速 V_0 之比例，各站平均縱流速之水深 t_m 與河流深度 t 之比例，
- (2) 橫斷面 a 處之等速度線及平均縱流速 V_m ，河面流速 V_0 ，河底流速 V_b 等線，
- (3) 流量，
- (4) 平均流速 V ，
- (5) 平均流速 V 與最大河面流速 $V_{0. max}$ 之比例。

河流橫斷面測量之結果如下：

- (a) 水面高度為 +1.09 公尺。
- (b) 河牀之高度(參觀第一圖甲比例尺為 1 : 400) 見附表一。
- (c) I……XV 站之水深 t ，及距離見附表二。
- (d) 測得之縱流速見附表三。

題解：(1) 先依照各站測得水面以下之深度 t 及縱流速 V 分別繪圖，比例尺為 1 : 40 (參觀第一圖乙)。再用測積器求得各站分圖之面積 f ，以各站水深 t 除 f ，乃得平均縱流速 V_m ，畫入圖中，確定 t_m 之位置。量得之數值見附表四。

由此求得 t_m 與 t 及 V_m 與 V_0 之比例，見附表五。

附 表 一

距 離	高 度	距 離	高 度	距 離	高 度
- 10,00	+ 3,60	35,0	- 1,57	100	- 0,90
- 4,2	+ 2,60	40,0	- 1,55	109	- 1,16
- 1,2	+ 4,16	45,0	- 1,56	115	- 1,38
± 0,00	+ 4,16	51,0	- 1,57	117,5	- 1,36
7,00	+ 0,46	55,0	- 1,63	120	- 1,35
8,80	+ 0,46	58,0	- 1,52	122,5	- 0,64
10,3	± 0,00	70,0	- 1,25	124,9	+ 0,56
12,4	- 1,33	75,0	- 1,24	126,7	+ 3,16
15,0	- 1,35	80,0	- 1,10	128	+ 3,16
20,0	- 1,34	85,0	- 1,05	130,2	+ 2,20
25,0	- 1,47	90,0	- 1,00	136,8	+ 1,20
30,0	- 1,56	95,0	- 0,90		

附 表 二

站	t 水深	距 離	站	t 水深	距 離
I	0,95	10,00	IX	2,45	70
II	2,55	15,0	X	2,15	80
III	2,55	20	XI	2,10	90
IV	2,60	25	XII	2,15	100
V	2,65	30	XIII	2,35	110
VI	2,65	40	XIV	2,45	120
VII	2,75	50	XV	0,50	124,9
VIII	2,55	60			

附 表 三

站	水 面 以 下 之 深 度 t									
	縱		流			速			V	
I	0 1,23	0,1 1,21	0,3 1,17	0,5 1,17	0,95					
II	0 1,68	0,1 1,91	0,3 1,99	0,5 1,91	0,7 1,87	1,10 1,87	1,50 1,69	1,90 1,40	2,55	
III	0 2,25	0,1 2,24	0,2 2,24	0,4 2,21	0,79 2,20	1,18 2,10	1,56 1,94	1,96 1,64	2,55	
IV	0 2,49	0,1 2,44	0,3 2,37	0,5 2,35	0,78 2,35	1,16 2,30	1,55 2,12	1,95 1,83	2,60	
V	0 2,63	0,1 2,58	0,3 2,50	0,5 2,47	0,88 2,47	1,27 2,32	1,65 2,32	2,04 1,91	2,65	
VI	0 2,80	0,1 2,79	0,3 2,73	0,6 2,61	0,98 2,58	1,36 2,52	1,75 2,32	2,13 2,15	2,65	
VII	0 2,93	0,1 2,69	0,3 2,82	0,6 2,66	0,98 2,58	1,36 2,47	1,75 2,32	2,13 2,20	2,75	
VIII	0 2,80	0,1 2,73	0,4 2,63	0,88 2,50	1,27 2,24	1,64 2,20	2,02 2,15	2,55		
IX	0 2,67	0,1 2,66	0,3 2,63	0,68 2,58	1,07 2,37	1,46 2,35	1,85 2,04	2,45		
X	0 2,53	0,1 2,52	0,3 2,50	0,5 2,50	0,88 2,50	1,26 2,30	1,65 2,02	2,15		
XI	0 2,38	0,1 2,38	0,3 2,38	0,69 2,30	1,08 2,26	1,47 1,94	2,10			
XII	0 2,32	0,1 2,35	0,3 2,37	0,5 2,38	0,79 2,28	1,18 1,92	1,56 1,85	2,15		
XIII	0 2,58	0,1 2,55	0,3 2,47	0,58 2,47	0,97 2,35	1,37 2,28	1,75 1,93	2,35		
XIV	0 2,00	0,1 2,04	0,3 2,17	0,7 2,21	1,08 2,15	1,46 1,91	1,86 1,78	2,45		
XV	0 1,05	0,1 0,99	0,25 0,86	0,40 0,78	0,50					

附 表 四

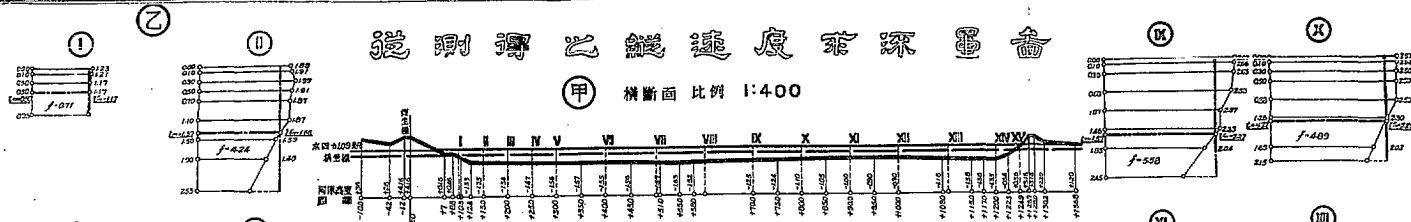
站	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV
V_m	1.17	1.66	1.94	2.09	2.21	2.44	2.45	2.38	2.27	2.26	2.11	2.06	2.19	1.97	0.85
f	0.71	4.24	4.96	5.45	5.88	6.48	6.72	6.10	5.58	4.89	4.45	4.44	5.14	4.83	0.43
t_m	0.50	1.37	1.56	1.58	1.80	1.52	1.45	1.08	1.57	1.32	1.27	1.06	1.47	1.42	0.26

附 表 五

站	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	平均
t_m/t	0.525	0.538	0.610	0.509	0.680	0.573	0.528	0.430	0.641	0.612	0.605	0.494	0.623	0.580	0.520	0.571
V_m/V_0	0.866	0.883	0.862	0.840	0.842	0.871	0.838	0.852	0.849	0.895	0.886	0.890	0.848	0.985	0.820	0.869

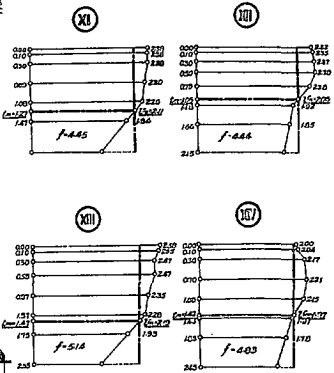
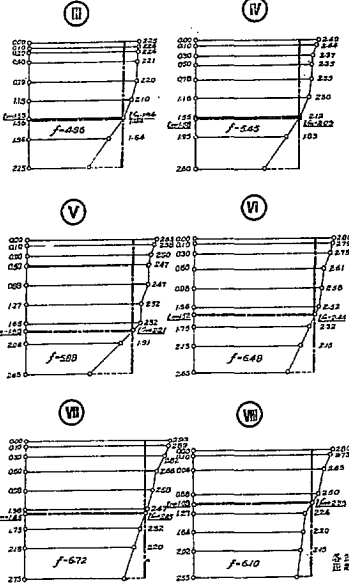
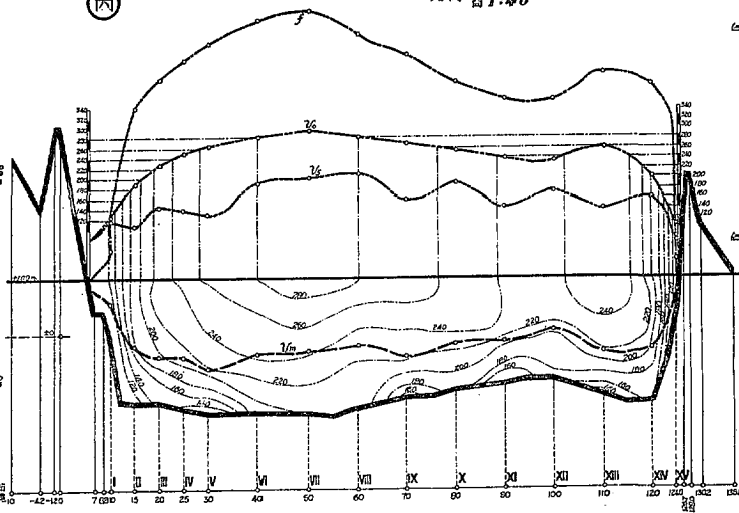
设备环流速度之测副透

甲 横断面比例 1:400



比例尺 1:400
高 1:40

丙



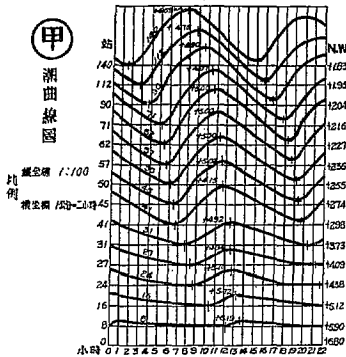
设备反比例 1:40

速度反比例 1:40

第一番

備綫潮浪來綫潮曲之量並起潮區內之潮

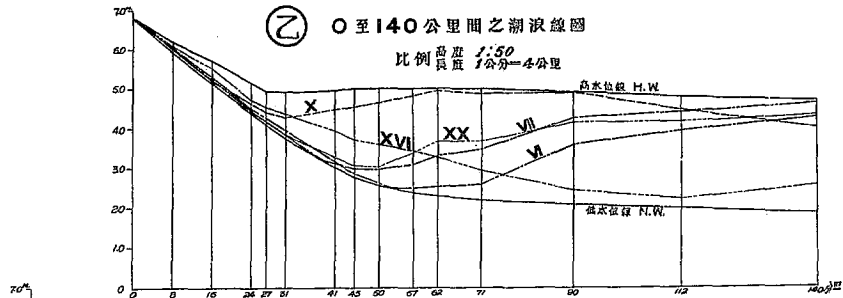
甲 潮曲綫圖



乙

○至140公里間之潮浪綫圖

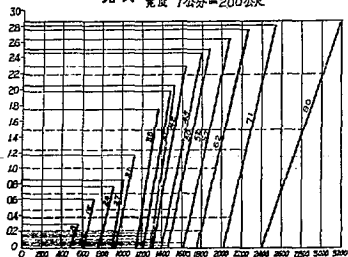
比例 高度 1:50
長度 1公分=4公里



丁

六時至七時自8站至90站河流之寬度

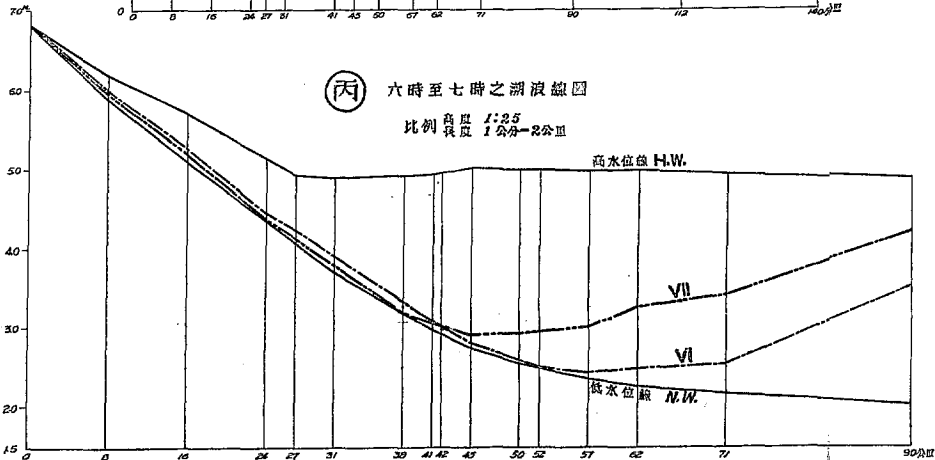
比例 高度 1公分=20公分
寬度 1公分=200公尺



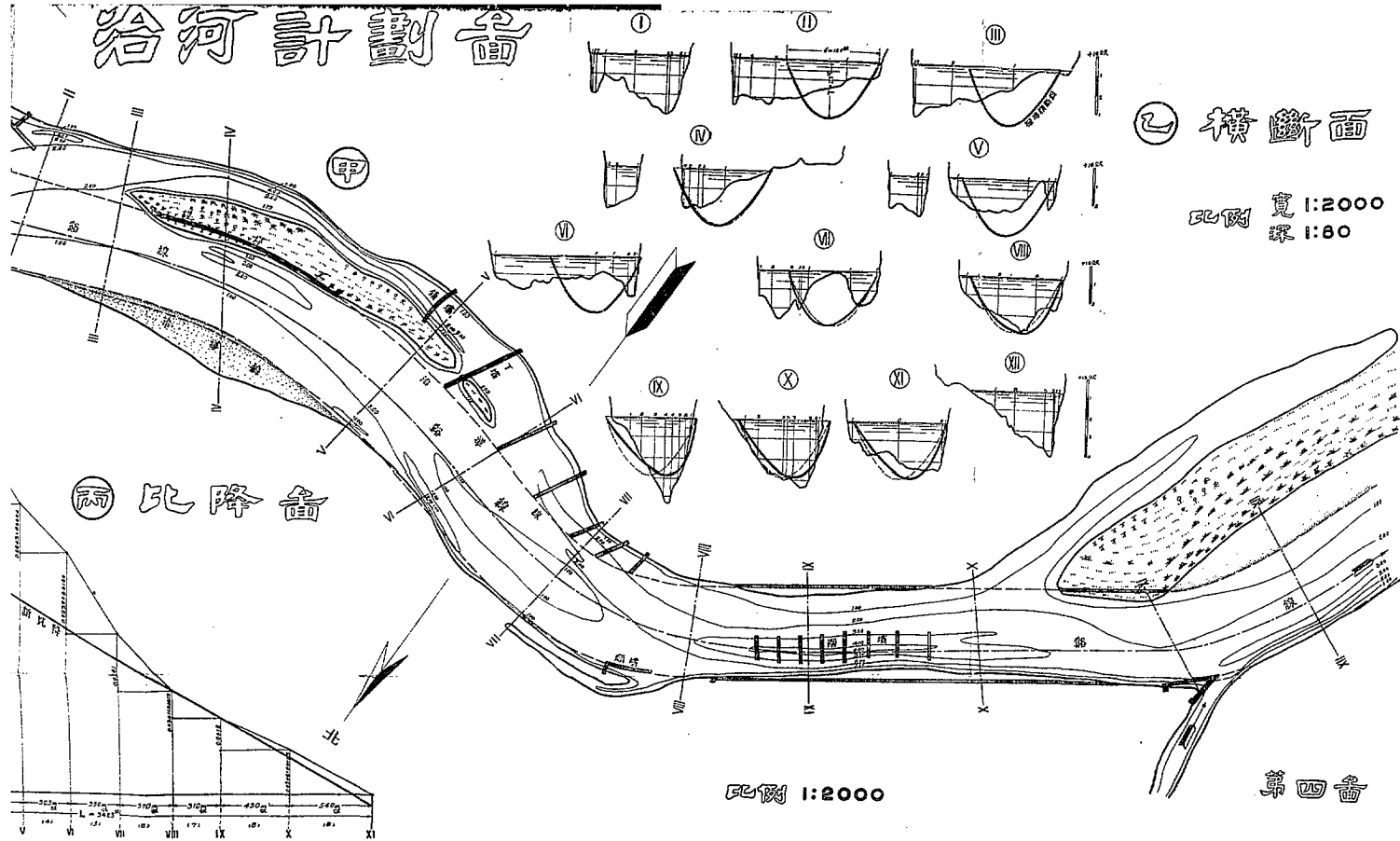
丙

六時至七時之潮浪綫圖

比例 高度 1:25
長度 1公分=2公里



翁劃計河沿



乙 橫斷面

寬 1:2000
深 1:80

丙 比降圖

比例 1:2000

第四圖

$$t_m = \frac{6}{10}t, \quad V_m = \frac{6}{7}V_0.$$

(2) 將橫斷面放大，長度比例為1：400，高度比例為1：40， f 之比例為1：50，（即 $1\text{m}^2/\text{sec} = 2\text{cm}$ ）。（參觀第一圖丙）用圖解法，求得等速度線及 V_m , V_0 , V_n , f 等線。

(3) 流量 $Q = M \cdot N \cdot a$

用測積器測得 f 線與水面間之面積 $a = 0,0301$,

$$\text{則 } Q = 400 \cdot 50 \cdot 0,0301 = 602\text{m}^3/\text{sec}.$$

(4) 又測得橫斷面積 $F = 275\text{m}^2$

$$\text{則平均流速 } V = \frac{Q}{F} = \frac{602}{275} = 2,19\text{m}/\text{sec}.$$

(5) V 與 $V_{0 \max}$ 之比例

$$\frac{V}{V_{0 \max}} = \frac{2,19}{2,93} = 0,745, \quad V = \frac{3}{4}V_{0 \max}$$

題二 從潮曲線求潮浪線，並求潮區內之流量法。

(I) 試求某河流 0 至 140 公里間之潮浪線：

(1) 高水線，

(2) 低水線，

(3) VI, VII, X, XVI, XX 點鐘之潮浪線，

比例為高（縱坐標）1：50，長（橫坐標）1 公分 = 4 公里，

已經測得之潮曲線，見第二圖甲潮曲線圖。

比例為縱坐標 1：100，橫坐標 1 公分 = 2 小時。

(II) 求六時至七時間在第 90 站之流量：

經測得各站在高水與低水時之河流寬度，如附表六。

附 表 六

河		流 寬 度															
		0	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
站		400	500	600	650	900	1200	1400	1700	2000	2200	2400	2600	2800	3100	3400	4000
低水		400	500	600	650	900	1200	1400	1700	2000	2200	2400	2600	2800	3100	3400	4000
高水		400	600	700	800	1100	1450	1800	2200	2500	2900	3200	3500	3800	4300	4800	5500

附 表 七

六 時 及 七 時 河 流 之 寬 度 與 平 均 數																		
站	低水寬	高水寬	六時寬	七時寬	平均數	站	低水寬	高水寬	六時寬	七時寬	平均數	站	低水寬	高水寬	六時寬	七時寬	平均數	
0	400	400	400	400	400	42	1240	1520	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295
8	480	560	510	500	505	45	1300	1625	1310	1310	1330	1320	1320	1320	1330	1330	1320	1320
16	610	720	640	630	635	50	1400	1800	1410	1410	1460	1435	1435	1435	1460	1460	1435	1435
24	750	920	770	760	765	52	1460	1880	1460	1460	1540	1500	1500	1500	1540	1540	1500	1500
27	895	1070	910	900	905	57	1410	2080	1630	1630	1740	1685	1685	1685	1740	1740	1685	1685
31	930	1135	970	945	958	62	1760	2260	1790	1790	1940	1865	1865	1865	1940	1940	1865	1865
38	1140	1380	1160	1140	1150	71	2020	2540	2090	2090	2250	2170	2170	2170	2250	2250	2170	2170
41	1220	1485	1240	1230	1235	90	2400	3260	2820	2820	3010	2915	2915	2915	3010	3010	2915	2915

題解：(I)從潮曲線繪製高水線，低水線及潮浪線如第二圖乙。

(II)求六時至七時間第90站流量之方法如下：

(1)放大六時及七時之潮浪線如第二圖丙，

比例為高 1 : 25，長 1 公分 = 2 公里。

(2)求六時及七時自 0 站至第90站流之寬度：

比例為水位高度(縱坐標) 1 公分 = 20 公分，

河流寬度(橫坐標) 1 公分 = 200 公尺。

縱坐標為水位高度，橫坐標為河流寬度。先從潮曲線量出各站在高水位與低水位時，水面相差之高度，畫入縱坐標，引線向右，再與高水位時測得之河寬，引線向上，得一交點。又與低水位之河寬，聯成直線。於是仍從潮曲線量出六時及七時之水位高度，較低水位相差幾何，

附 表 八

站 公 尺	六 時 及 七 時 間 水 位 升 降 之 高 度					
	8	16	24	27	31	38
0	0	.025	.063	.070	.100	.117
71	90	800	850	860	870	880

畫入縱坐標，引線向右，與直線相交。由交點引線向下，即得某站六時或七時之河流寬度，見第二圖丁及附表七。

(3) 求六時與七時間水位升降之高度如附表八。

(4) 求六時至七時間在第90站之流量如附表九。

$$\text{公式 } Q = \pm \Sigma \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) \cdot \frac{b_1 + b_2}{2} l + qt$$

Q = 流量, d = 水深, b = 河寬, l = 長度

q = 上水 = 500 立方公尺/秒 t = 時間 = 3600 秒。

題三 某河段業已荒廢，亟待治理，依據測量之地形圖及 I……

XII 橫斷面，試計劃之。（附第三圖）

題解：(1) 先繪河道平面圖，其比例為 1 : 2000 見第四圖甲。次繪 I……XII 各橫斷面見第四圖乙，其比例為寬 1 : 2000，深 1 : 80。再次求河槽內等深曲線 1……2……3……4……公尺。

(2) 計算流量

$$\text{公式 } \left(\frac{100}{Q} \right)^2 H = \Sigma \left[\left(\frac{100}{C} \right)^2 \frac{bl}{F^3} \right] \pm \frac{1}{2g} \Sigma \left[\left(\frac{100}{F_n} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_n} \right)^2 \right]$$

測得該河段內之平均比降 J_m 為 1 : 5000，計算如附表十。

(a) 因減速流動而生之內力損失，如毋庸顧及，流量為

Q_1 :

$$\left(\frac{100}{Q_1} \right)^2 0,686 = 0,3308 - 0,0035$$

附 表 九

六時至七時間在 90 站之流量計算表							
站	$\frac{d_1+d_2}{2}$		$\frac{b_1+b_2}{2}$		L	流量 Q	
	±	公尺	公 尺	公 尺		±	立方公尺
0-8	+	.013	452.5	8000	+	47100	
8-16	+	.044	561.0	8000	+	197500	
16-24	+	.067	700.0	8000	+	375000	
24-27	+	.085	835.0	3000	+	213000	
27-31	+	.109	931.5	4000	+	406000	
31-38	+	.134	1054.0	7000	+	988000	
38-41	+	.094	1192.5	3000	+	336800	
41-42	+	.019	1265.0	1000	+	242000	
						+	2805400
42-45	-	.050	1307.5	3000	-	196000	
45-50	-	.223	1377.5	5000	-	1535000	
50-52	-	.401	1467.5	2000	-	1178000	
52-57	-	.519	1592.5	5000	-	4136000	
57-62	-	.690	1775.0	5000	-	6120000	
62-71	-	.840	2017.5	9000	-	15220000	
71-90	-	.790	2542.5	19000	-	38200000	
						-	66585000
						+	2805400
						-	63779600
上水 500 X 3600 =						+	1900000
						-	61979600

附 表 十

分 段 No	l m	F _m m ²	l _m m	t _m m	C	$\frac{100l^2}{C^2}$	l · l m ²	F ³ m ⁶	$\frac{l \cdot l}{F^3}$	$\frac{100l^2}{C^2} \frac{l \cdot l}{F^3}$	備 註
1	250	278	203	1.37	35.91	7.80	51.000	21484952	0.00238	0.0186	係 數 C 依 照 蒲 瑞 克 氏 係 數 表
2	450	210	172	1.24	34.16	8.60	77500	9261000	0.00838	0.0722	
3	380	211	164	1.28	34.72	8.30	62200	9393931	0.00663	0.0550	
4	325	252	195	1.29	34.86	8.20	63200	16093008	0.00395	0.0324	
5	350	223	177	1.25	34.30	8.48	62000	11089567	0.00560	0.0475	
6	370	216	146	1.48	37.34	7.18	54000	10077696	0.00540	0.0388	
7	310	232	119	1.95	40.15	6.20	36900	12487168	0.00296	0.0174	
8	450	242	112	2.16	41.20	5.89	50500	14172488	0.00356	0.0210	
9	540	244	123	1.98	40.30	6.12	66500	14526784	0.00456	0.0279	
Σ-0.3308											
L-3425											
J_m 平均比降 = $\frac{1}{5000}$ $\sigma_c = \frac{1}{5000} - \frac{3.425}{5000} = 0.686m$											

橫 斷 面	F'	$\cos\theta$	$F\cos\theta$	l	$l\cos\theta$	$t-\frac{F}{l}$	$(\frac{100Q}{F\cos\theta})^2$	$\frac{1}{2g} \sum \left[\left(\frac{100}{F_n} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 \right]$	
	m^2		m^2	m	m	m		加 速	減 速
II	305	1	305	196	196	151	0.110	+0.0024	
III	251	1	251	210	210	1.19	0.158	+0.0097	
IV	194	0.87	169	155	134	1.26	0.350		-0.0099
V	253	1	253	193	193	1.31	0.156	+0.0002	
VI	250	1	250	196	196	1.27	0.160	+0.0052	
VII	195	1	195	157	157	1.24	0.264		-0.0043
VIII	236	1	236	134	134	1.76	0.179	+0.0008	
IX	227	1	227	104	104	2.18	0.194		-0.0022
X	256	1	256	120	120	2.13	0.153	+0.0016	
XI	238	0.97	232	131	127	1.83	0.186	+0.0199	-0.0164
								$\sum 0.0035$	

$Q_1 = 143, 2$ 立方公尺。

(b) 顧及因減速流動而生之內力損失，流量為 Q_2 ：

$$\left(\frac{100}{Q_2} \right)^2 \cdot 0,686 = 0,3308 - 0,0199$$

$Q_2 = 139, 5$ 立方公尺

(3) 求比降線計算如附表十一：

$$\text{公式 } h_g = \left(\frac{Q_2}{100} \right)^2 \left(\frac{100}{C} \right)^2 \frac{bl}{F^3}$$

$$h_b = \left(\frac{Q_2}{100} \right)^2 \frac{1}{2g} \sum \left[\left(\frac{100}{F_n} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 \right]$$

$$h = h_g + h_b$$

茲選定該河段第七分段之比降 1 : 8720 為新標準比降。

附 表 十 一

各分段間之比降								
分段	$\frac{(93^2 - 1395^2)}{100^2}$	$\frac{f_1 - f_2}{F_2}$	$f_2 \left(\frac{93^2}{100^2} - \frac{1909^2}{F_2^2} \right)$	$f_2 \left(\frac{93^2}{100^2} - \frac{1909^2}{F_2^2} \right)$	$f_2 \left(\frac{93^2}{100^2} - \frac{1909^2}{F_2^2} \right)$	$\frac{1}{2} \sum \left(\frac{100^2}{F_{2i}} \right) (F_{0i})$	$f_1 = f_2 + f_3$	
1	1.9500	0.0186	0.0360	0.0046	0.0024	0.0024	0.0406	
2	1.9500	0.0722	0.1413	0.0190	0.0097	0.0097	0.1603	
3	1.9500	0.0550	0.1075				0.1075	
4	1.9500	0.0324	0.0634	0.0004	0.0002	0.0002	0.0638	
5	1.9500	0.0475	0.0930	0.0100	0.0052	0.0052	0.1030	
6	1.9500	0.0388	0.0761				0.0761	
7	1.9500	0.0174	0.0341	0.0015	0.0008	0.0008	0.0356	
8	1.9500	0.0210	0.0412				0.0412	
9	1.9500	0.0279	0.0546	0.0033	0.0016	0.0016	0.0579	
1.9500 · 0.0199 = 0.0338							0.0199	0.6860

附 表 十 二

標高	$J_n - \frac{d}{L}$	C	Q_n	l_n	$t^3 = \frac{Q^2}{l^2 C^2 J_n}$	t	$F_t \sqrt{\frac{3}{2} t}$
IX	1/8720	4015	1395	120	7.30	1.94	232
$\sqrt{\frac{Q}{F} - \frac{Q^2}{F^2}} = C \sqrt{t F}$							

(4) 計劃標準橫断面：

$$\text{流量 } Q = 139,5 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{河寬 } b = 120 \text{ m}$$

選定該河段內第 IX 橫断面為模範，計算拋物線形標準橫断面之深度 T ，如附表十二。

規劃河流治導線，將標準断面繪入各橫断面內，然後規定航線，改正標準断面。

(5) 布置丁壩，順壩，潛壩，鎖壩與護岸工等，第四圖甲。

附 錄 三

譯名摘要

A

Abgeflossene Wassermenge 湧水量
Abflussgeschwindigkeit 流速
Abflusslinie 湧水曲線 (或去水線)
Abflussmenge 流量
Abflussmessung 湧水測驗
Absolute Spiegelgefalle 水坡
Adhaesion 黏聚力
Aestuarium 湖區
Amazonenstrom 阿瑪崇嫩河
Arbeitsvermoegen 工作能力
Aufkadmng 子堤
Anstau 頂托
Auskolkung 深渦
Auslage 外燒法
Aussenberme 外槽
Aussenboeschung 外坡
Auswurfkegel 砂積錐

B

Bandfaselinen, Wuerste od. Wippen
 梢籠
Barre 欄門沙
Bayern 巴燕德邦
Bazin (H.) 巴清氏
Beharrungszustand 平衡狀態
Bekanntes Hochstwasser (bek. H. H.
 W.) 非常高水位
Bekanntes Niedrigstwasser (bek. N. N.
 W.) 非常低水位
Benetzter Umfang 潤周
Benetzungsdauer 浸水期間

Berme 邊線

Beschleunigte Bewegung 加速流動
Beschleunigung 加速率
Bewegliches Wehr 活堰
Bewegungswiderstaende 流動阻力
Beyerhaus 巴燕和氏
Binnenberme 內線
Binnenboeschung 內坡
Binnendeiche od. Querdeiche 格堤
Binnenland 內地
Bordeaux 鮑爾克斯商港
Borre od. Mascaret 湧潮
Brownlow 勃魯鹿氏
Bruenn 勃林城
Buhne, Kribben, Sporen, Stacke, Sch-
 leugen, Heefter, Wuhre 丁場

G

Comoy 戈慕氏

D

Dalman (J.) 達曼氏
Dauzig 但齊希城
Darcy 達司氏
Darmstadt 腸城
Dauerlinie der Wassermenge 流量積
 間曲線
Deichkappe od. Deichkrone 堤頂
Delta 三角洲
Donau 多瑙河
Duenen 沙堆
Duenenkette 沙帶
Durchstiche 裁灣取直

E

Ends (M. J.) 愛寺氏
 Ebbe 落潮
 Ebbestrom 落潮流
 Ehlers 愛黎氏
 Eichung 量水法
 Einlage 內繞法
 Einzugs- od. Sammelgebiet 集流區
 Eiskristalle 小冰結晶
 Elbe 愛比河
 Elektrischer Tourenzaehler 電氣計數器
 Elektrisches Log 電氣測速器
 Engels (H.) 恩格司氏
 Epper-Fluegel 愛勃氏測速器
 Epper-Ott 愛勃及歐特氏
 Erdgraben od. Puetten 土塘
 Erdstreifen 土壤
 Experimental Hydraulik 水力實驗學

F

Faber 法比氏
 Fallbett 跌水
 Fargue 法孤氏
 Faschinen 梢樁
 Faschinenboecke od. Wurstbaenke 梢架
 Faschinenbuendel 梢把
 Faschinenwerke 梢工
 Faschinenzaeune 梢籬
 Fellenius (W.) 費尼司氏
 Flachufer 坦岸
 Flechtzaeune 綳籬
 Fliehkraft 離心力
 Flussgerinne 河槽
 Flusdeiche 河堤
 Flussmuendung 河口
 Flutgebiet od. Aestuarium 潮區
 Flutkanal od. Umfluter 洩洪引河
 Flutkurve 潮曲線
 Flut- und Ebbvorrichtung 試潮機
 Florida 笏魯利達半島
 Fluegel 坊翼

Fluegeldeiche 翼堤
 Flusspaltung 叉河
 Flut 漲潮
 Flutgrcesse od. Flutwechsel 潮高潮差
 Flutperiods od. Tide 潮期
 Flutstrom 漲潮流
 Flutwelle 潮流
 Funktion 函數
 Franzius (L.) 佛朗壽士
 Freemann (John R.) 費禮門氏
 Frese 費司氏
 Fritzsche (Richard) 費奇氏
 Fuelscher 費爾夏氏
 Furt 淺槽
 Fusspudkt 脚點
 Fusspunkt der Flutwelle 潮脚
 Futtermauer 襯牆

G

Gaillard 葛拉氏
 Ganges 恆河
 Ganguillet 臥固勒氏
 Garoune 老龍河
 Gebirgsfluss 山流
 Gegenmoment 抗率
 Geometrische Orte 軌跡線
 Gesamtenergie 全部工作能力
 Geschiebbaenke 沙帶
 Geschlossene Deiche 鎖堤
 Geschwindigkeits- od. Druckhoehe 壓力高度
 Gewichtsteile 分重
 Gewoehnlicher Wasserstand (G. W.) 常水位
 Gironde 基戎河
 Gleichfoermige Bewegung 等速流動
 Gleichgewichtsgefuelle 均勢比降
 Granit 花崗石
 Grantz 葛蘭氏
 Grebenau 葛萊勃聾氏
 Grundwasser 潛水, 地下水
 Grube 土塘
 Grundeis 冰粒
 Grundeis-Klumpen 冰塊
 Grundschwelle 沿壩, 基壩

H

Haefufigkeit der Wasserstaende 水位
 常度
 Hagen (G.) 哈根氏
 Harcourt (Vernon) 海魏特氏
 Harlacher 哈臘氏
 Harlacher (A.) Fluegel 哈臘氏測速器
 Hartley 哈特氏
 Hauptdeiche, Banndeiche od. Winter-
 deiche 正堤, 大堤
 Hauptsperre 正坊
 Helgoland 海爾葛蘭島
 Hermanek (J.) 赫瑪克氏
 Hesse (C.) 海司爾氏
 Hinterer Abhang der Flutwelle 潮流
 後坡
 Hochwasser (H. W.) 高水位
 Hochwasserlinie 高水線
 Hochwassermenge 洪水量
 Hochwasseruntersuchung 洪水測驗
 Hoehsthochwasser (H. H. W.) 最高
 水位
 Hofmann (A.) 荷夫曼氏
 Hoorn an der Zuidersee 和恩地方
 Huebbe 符比氏
 Huber 胡伯氏

I

Iler 伊耳河
 Indus 印度河
 Inn 蔭河
 Innere Bewegung 內動力
 Irawadi 伊若瓦底河
 Isar 惹莎河

K

Kajedeich 攔水堤
 Karlsruhe 卡兒絲魯亥
 Keller (H.) 開勒氏
 Kilja 克里河
 Kinzer 金采氏
 Kippmoment 推轉率
 Klaer- od. Spuelbecken 澄清河
 Koch 谷海氏

Koeffizienten 係數
 Kohasion 凝結力
 Kolke 深槽
 Krone 坊頂
 Kruen 克銀鎮
 Kuestenstroemung 海岸流
 Kutter 葛達氏
 Kuverdeich 月埝

L

Laengsbauten 順壩
 Lauda 饒達氏
 Lavale 拉握爾氏
 Lebendige Kraft 動力
 Leerscul (Mengin) 李羅爾氏
 Leitwerk 導水壩
 Lettenschichten 黏土層
 Lindboe (W.) 林伯氏
 Linie der Benetzungsdauer 浸水期曲
 線
 Linie der Flutwelle 潮流線
 Linie gleicher Geschwindigkeit 等速
 曲線
 Linie gleicher Wassertiefe 水深曲線
 Liverpool 利物浦城
 Loire 羅爾河
 Loess 黃壤
 Lot 鉛錘

M

Magdeburg 馬丁堡
 Main 馬蔭河
 Manchester 孟舍司特城
 Marsch 海濱低地
 Mascaret od. Borre 湧潮
 Matakiewicz (M) 馬特寺氏
 Matratzen od. Sinkstuecke 沉排, 沉褥
 Mechanische Arbeit 工作力
 Memel 買賣耳城
 Mengenlinie des Abflusses 去水流量線
 Mersey 梅雲河
 Messles 量雨杯
 Mississippi 密西四比河
 Missouri 米戴里河
 Mittelwasser (M. W.) 中水位

Mittlere absolute Haefigkeit 平均常
度
Mittlere Benutzungsdauer 平均浸水期
間
Mittlere Geschwindigkeit 平均流速
Muralt (R. de) 摩諾特氏
Muttray 馬達氏

N

Natuerliche Pesehleunigung 天然加速
Nehrungs- od. Rundstroemung 環流
Niedrigst niedrigwasser (N. N. W.) 最
低水位
Niedrigwasser (N. W.) 低水位
Niedrigwasserlinie 低水線
Niedrigwassermenge 低水量
Nil 尼羅河
Nippflut od. Taube Flut 低潮
Nivellierlatte 標尺
Nordstrand 北灘島
Normallinie 法導線

O

Oberflaechenschwimmer 浮球
Obernach-Tal 奧貝那谷
Oberwasser 上水量
Oder 奧特河
Offene Deiche 敞堤
Olio 鷓亥奧河

P

Packwerk 壩箱
Paralleldaemme 平行導水堤
Pasqueau 巴茲氏
Pegel 水則
Pegellinie 水位曲線
Peilstange 測桿
Peter-sburg 彼得堡
Pitotsche Roehre 錫脫氏測管
Planimeter 測積器
Profilradius 水翼半徑
Puetten od. Erdgraben 土塘

Q

Quellkade 月堰

Querbauten 橫堰
Querdeich 格堤
Querrippen 橫樑

R

Raemungskraft 冲刷力
Rauhigkeit 糙率
Rauhwehre 橫鋪箱工
Raumteil 分量
Regenhoehc 雨水高度
Regenkarte 雨量圖
Regenmenge 雨量
Regenmesser 測雨器
Reihbock (Th.) 劉伯克氏
Reitz (W.) 萊寺氏
Relatives Gefaele 比降
Reynolds (Osborne) 雷爾斯氏
Rhein 萊茵河
Rhone 龍河
Ringdeich 圍堤
Rotter Becken 紅盆地
Rotterdam 踏藤當敏城
Rouen 饒蘇城
Ruecklage 退廂
Rueck- od. Rueckstaudeiche 支堤
Rueckstosskraft 回擊力
Rueckstrom 迴溜, 反流
Ruecklaufkanal 回水槽
Ruhr 魯爾河
Rundrall 倫達爾氏
Rundstroemung 環流
Runse 小溪

S

Salis (V.) 沙黎氏
Sandbaenke 沙脊
Sandstein 沙石
Schaarweiche od. Gefahrweiche 險基
Scheitel 頂點
Scheitel der Flutwelle 潮峯
Schernbeck (P. G. Van) 單百克氏
Schieberstellung 活閘
Schleppfluegel 拖拽式測速器
Schleppkraft 押轉力
Schlick 泥土

U

Ueberfaelle 澇水法
 Uferdeckwerke 護岸工
 Uferschutz 護岸
 Ufermauer 岸壁
 Urfluter od. Flutkanal 洩洪引河
 Unterstrom 涘流

V

Verbleibende Wassermenge 積水量
 Verlandungsbauten 攔沙工
 Vertikalgeschwindigkeitskurve 縱流速
 曲線
 Verzögerte Bewegung 減速流動
 Vissér (A) 魏舍氏
 Vorderer Abhang der Flutwelle 潮流
 前坡
 Vorduene 前沙堆
 Vorlage 進廂
 Vorland 灘地
 Vorsperre 前坊

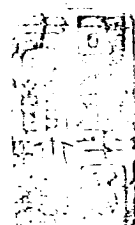
W

Walchensee 瓦痕湖
 Waldshut 噶荷鎮
 Wasserbehälter 蓄水櫃
 Wasserdruck 水壓力
 Wassermenge 流量
 Wassermengenkurve 流量曲線
 Wasserspiegel_cfaelle 比降

Wasserstand 水位
 Wasserstandmesser 測水器
 Wassertiefe 水深
 Watte 沙帶
 Weisbach 魏司博氏
 Welle der Springflut 高潮浪
 Welle der tauben Flut 低潮浪
 Wellenberg 浪山
 Wellendynamometer 測浪器
 Wellenhohe 浪高
 Wellenlaenge 浪長
 Wellental 浪谷
 Weser 涓沙河
 Wick 偉凱地方
 Wildbach 荒溪
 Winterdeiche, Hauptdeiche od. Bann-
 deiche 冬堤
 Winterhochwasser (W. H. W.) 冬令
 高水位
 Wolfsche Gehaengebauten 窩爾夫浮
 壩
 Wuerste, Wippen od. Bandfaschinen
 梢龍

Z

Zuflusslinie 進水線
 Zulling 楚林地方
 Zunge 土舌
 Zurueckhaltungsvermoegeen der Seen
 湖泊蓄水能力
 Zuschlussbauten 鎖壩



河工學勘誤表

頁數	行	誤	正
1	8	溫度及濕度成正比例	溫度成正比與濕度成反比
4	6	吸虹管	虹吸管
6	7圖	cd間「12」	改爲「17」
6	7圖	dd ₁ 間「17」	刪
11	14	吸虹管	虹吸管
11	15	吸虹管	虹吸管
15	16	Spiegelraum	Spiclraum
18	17圖	水格空間	水位空間
24	7	aAB及aBC	aBA及aBC
26	4	C點矣	D點矣
27	25圖		中線與續線之交點A不清楚
29	9	聯	連
32	6	聯	連
32	12	聯	連
36	6表	$c = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}}$	$c = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}}$
38	7	公式內t.t	t ²
40	14	$V_m = \frac{6}{7} V_{\text{omax}}$	$V_m = \frac{6}{7} V_o$
41	1	Schwimmstabe	Schwimmstäbe
62	11	雖有	既有
83	6	Hu鎖閉,將活栓	六字刪
93	7	公里以下	公里以上
94	末	a,d,c,b	a,b,c,d

頁數	行	誤	正
100	12	413-100=	413-106=
110	8	氾濫	氾濫
116	78圖	潮水位線	潮水位線
137	7	流林	河林
142	3	聯帶	連帶
148	25表	含泥砂	含泥砂
150	26表	洪水期	洪水期
153	103圖		脫「甲」「乙」二字
154	2	圖乙N段內	圖乙h段內
158	9	河槽內	河槽內
160	18	Flutgebiet	Flutgebiet
161	5及7	聯成	連成
161	8	由曲線求得之	由潮曲線求得之
161	9	聯成	連成
161	17,18	現狀	狀況
168	11	f ₁ 及代表	f ₁ 代表
169	1	< 落 = 0 無 > 漲	> 落 = 0 無 < 漲
172	7	26 337 000	26 937 000
191	17	埋	埋
207	16	(一)	(二)
207	19	(一)	(三)
225	8	$C_1 = \sqrt{\frac{n^3}{C^2 J}}$	$C_1 = \sqrt[5]{\frac{n^4}{C^2 J_1}}$
236	7	BC河河段	BC河段

中華民國二十三年三月初版

(一〇七四五)

大學叢書
(教本) 河工學二册

平裝每部定價大洋叁元貳角

外埠酌加運費匯費

著者 鄭肇經

發行人 王雲五
上海河南路

印刷所 商務印書館
上海河南路

發行所 商務印書館
上海及各埠

版 翻
權 印
所 必
有 究

(本書校對者楊靜(宣))

*B六二七五

