

中央水利實驗處

研究試驗報告

甲種：水工模型試驗

第三號

四川長壽龍溪河水力發電廠 攔河壩模型試驗報告書

中華民國三十七年五月

中央水利實驗處
水工報告編纂委員會

總編纂	鄭肇經			
副總編纂	譚葆泰			
編輯	姚琢之 俞世煜 俞嚴海	姜國幹 蔣彭年 李葆鑑		
副編輯	吳志成 陳子霞 張賡緒	毛陳高 陳高	熙林	
助理編輯	陳宏德 焦文生 陳宗治	金泰來 顏亢宗		

序

近世工程設計，因科學之演進，理論與核算益趨精確，成果日宏。惟水利工程之設計，則以河流水性各各不同，難以一成之定論，適應複雜之變化。故疏導宣洩之法，堤防障堰之功，合則安瀾順翕，化瘠土為沃區；不則巨浸稽天，淪平原於澤國。而凡所措施，宜於此者未必悉宜於彼；適於昔者未必仍適於今，因地制宜，各不相襲。是以水工之設計，關係繁複，其技術之進展，稍亦濡遲。蓋自來治水力學者，物理學家恆假設水流為無黏滯性之理想液體，因而計算其流動之定律，特水流固非絕對無黏滯性者，其為值雖微，而實具有決定性之因素，以故水工計劃實施以後，往往多所鑿枘。至工程師之從事水力研究者，頗思矯此闕失，遂舍理論而崇經驗，蒐集測驗資料，列為公式，參酌基本關係，而分別傳以係數，以漸符合實際情況。然當設計之時，選擇係數，仍苦無一定之據依，苟或毫釐之差，詎能免於千里之謬？迨西曆一八九八年，德國特萊司登水工教授恩格斯氏，始創水工模型試驗，應用相似性力學原理，做製海港河渠堤堰閘壩之模型，參酌天然水性，調合水流，引注其中，用以觀測其變化現象，因微察著，以例證真，隨工程之目標，逐一改正其設施，以期於至當。於是驗諸一室而不訛，施諸實際乃有準，其成效之完滿，迥

非憑虛冥想，捫闡求步者所可比擬。然後水工技術，日臻孟晉，匪獨省工節帑，其成果之安全，於以有保障焉。

我國舉辦水工模型試驗，昉於民國二十四年，前全國經濟委員會既設置中央水利研究實驗機構，乃於南京清涼山麓，拓地庀材，籌建水工試驗大廈；復先假國立中央大學隙地，建立臨時水工試驗室，辦理模型試驗，以應當時各項水利工程之急需。繼而抗戰軍興，國府西遷，雖在時會艱虞器材匱竭之際，猶先後於重慶成都昆明武功等處，設立水工試驗機構，各依地區之需要，分別研究試驗，粗獲成果。三十五年國府還都，積極復員建設，尤致意於水利工程之興復。本處乃儘先修建原設中央大學之臨時水工試驗室，並趕築清涼山之水工試驗大廈，其昆明水工試驗室則遷移北平，改設北平水工試驗所。務期今後水工試驗技術，廣大發揚，庶幾裨益於全國水利之建設；且進而與世界各國互相聯繫，作技術上之交換，以資切磋。爰舉歷年辦理之各項水工試驗及研究報告六十餘種，擇尤彙編，附以英文摘要，用備中外學者之觀覽。第規模草創，精研有待，茲編之成，又復匆促，率陋粗疏之處，尙冀當世鴻碩有以繩正之！

中華民國三十七年五月

鄭肇經

四川長壽
龍溪河水力發電廠攔河壩
模型試驗報告書

四川長壽龍溪河水力發電廠攔河壩

模型試驗報告書

目 錄

一 導言.....	1
甲 委託機關與試驗日期	
乙 水電廠計劃概要	
二 試驗問題與模型分類.....	1
甲 試驗資料	
乙 試驗問題	
丙 模型分類	
1 中滾水壩斷面模型	
2 進水段模型	
3 中西兩滾水壩及洩洪道全型模型	
三 試驗之進行及其結果.....	7
甲 中滾水壩斷面模型試驗.....	7
1 模型之設計與製造.....	7
a 比例率之決定	
b 模型沙礫之選擇	
c 模型之製造	
d 試驗之設備	
子 給水設備	
丑 量水設備	
寅 進水設備	
卯 出水設備	

校 主 卜 測 驗 設 備

2	流量係數及壩面壓力之分佈試驗	12
a	流量係數	
b	壩首方角對於流量係數之影響	
c	橋墩位置對於流量係數之影響	
d	壩面壓力之分佈	
3	壩下水流情形及河床冲刷試驗	17
a	下游水位之計算	17
b	固定河床試驗	17
子	臨界水位	
丑	消力檻之形狀與位置對於臨界水位之影響	
寅	原形消力檻之水流情形	
卯	新形消力檻之水流情形	
c	活動河床試驗	24
子	臨界水位	
丑	消力檻之形狀與位置對於臨界水位之影響	
寅	原形消力檻之水流及冲刷情形	
卯	新形消力檻之水流及冲刷情形	
d	消力檻之選擇	28
e	護坦長度之決定	30
子	臨界水位與護坦長度之關係	
丑	固定河床冲刷集中點與護坦長度之關係	
寅	各種護坦長度之水流情形	
卯	各種護坦長度之河床冲刷情形	
辰	護坦長度之決定	
f	新形護坦之水流情形	31
4	模型與試驗之準確度	32
a	模型之準確度	

b	試驗之準確度	
子	流量之準確度	
丑	水位之準確度	
寅	流量係數之準確度	
5	試驗結果述要	34
乙	進水段模型試驗	34
1	模型之設計與製造	34
a	比例率之決定	
b	模型之製造	
c	試驗之設備	
2	進水段水流情形試驗	36
a	試驗根據點之選擇	36
b	原形進水段水流情形	36
子	據點(1)	
丑	據點(7)	
寅	其他各據點	
c	消力檻對水流之影響	43
子	據點(1)	
丑	據點(7)	
寅	其他各據點	
d	新形進水段水流情形	45
3	消浪設備試驗	47
4	模型與試驗之準確度	52
a	模型之準確度	
b	試驗之準確度	
子	流量之準確度	
丑	水位之準確度	
5	試驗結果述要	53

丙	中西滾水壩及洩洪道全型模型試驗	53
1	模型之設計與製造	53
	a 比例率之決定	
	b 模型砂礫之選擇	
	c 模型之製造	
	d 試驗設備	
2	滾水壩流量係數試驗	56
	a 中滾水壩之流量係數	
	b 西滾水壩之流量係數	
	子 流量係數	
	丑 西滾水壩兩端水面收束對流量係數之影響	
	寅 西滾水壩兩端引水牆之長度形狀及位置之決定	
	卯 加引水牆後之流量係數	
3	滾水壩至獅子灘水位高度測驗	60
4	水流情形試驗	62
	a 中滾水壩之水流情形	
	b 西洩洪道之水流情形	
	子 原形洩洪道之水流情形	
	丑 新形洩洪道之水流情形	
	c 中西兩滾水壩洩水匯流情形	
5	模型與試驗之準確度	67
	a 模型之準確度	
	b 試驗之準確度	
	子 流量之準確度	
	丑 水位之準確度	
	寅 流量係數之準確度	
6	試驗結果摘要	68
四	試驗結果之伸引	69

甲	水流情形	
乙	流量係數	
丙	冲刷情形	
五	結論	71
六	附圖目次	
1	龍溪河水力發電廠一覽	2
2	模型範圍及攔河壩總圖	3
3	攔河壩断面詳圖(原設計)	4
4	原形進水段詳圖	5
5	磐溪試驗室水流設備簡圖	8
6	中滾水壩断面模型圖	9
7	模型砂礫組合曲線(第一號砂)	11
8	中滾水壩流量係數曲綫	14
9	方角壩首之迴流圖	15
10	最大流量時之水面曲綫及壩面壓力分佈曲綫圖	16
11	滾水壩至獅子灘水面高度曲綫(計算值)	18
12	流量與壩下游測針處水位關係曲綫	19
13	中滾水壩下游水位之三種水流狀態	20
14	消力槽位置與臨界水位關係曲綫(固定河床)	21
15	固定河床水流情形圖	22
16	消力槽位置與臨界水位關係曲綫(活動河床)	25
17	活動河床之水流及冲刷情形圖	26
18	週期性現象中之水流及冲刷情形圖	27
19	新舊護坦及消力槽之流量與臨界水位關係曲綫	29
20	冲刷集中點與護坦長度之關係曲綫	30
21	進水段模型詳圖	35
22	流量與蓄水庫水位及閘門開啓尺寸關係曲綫	37
23	原形進水段(及加消力槽後)水流縱剖面圖(據點 1)	38

24	土渠流量與水深關係曲綫	39
25	原形進水段(及加消力檻後)水流縱剖面圖(據點7)	40
26	原形及新形放寬段迴溜圖	41
27	原形進水段(及加消力檻後)水流縱剖面圖(據點3,8)	42
28	進水段消力檻透視圖	44
29	新形進水段平面及縱剖面圖	46
30	放寬段斷面面積變化曲綫	47
31	新形進水段(及加消浪設備後)水流縱剖面圖(據點1)	48
32	新形進水段(及加消浪設備後)水流縱剖面圖(據點7)	49
33	新形進水段(及加消浪設備後)水流縱剖面圖(據點3,8)	50
34	中西兩滾水壩及洩洪道全型模型圖	54
35	砂礫組合曲綫(第三號砂)	55
36	西滾水壩流量係數曲綫	57
37	西滾水壩引水牆佈置圖	59
38	引水牆對流量係數之影響	60
39	滾水壩至獅子灘水位曲線	61
40	原形洩洪道水流情形圖	64
41	新形洩洪道水流情形圖	65

附照片12幅	75
--------	----

四川長壽龍溪河水力發電廠攔河壩模型試驗報告書

一 導 言

甲 委託機關與試驗日期

龍溪河水力發電廠攔河壩模型試驗，係本處於民國二十七年四月，受資源委員會龍溪河水力發電廠工程處之委託，在本處營溪試驗室舉行。五月中旬開始建築模型，六月開始試驗，歷時四月，至九月底完成。

乙 水電廠計劃概要

龍溪河為長江支流，發源於四川梁山縣，南流經墊江，長壽等縣入江，距重慶約50餘公里。河身坡陡流急，適宜於水力發電。

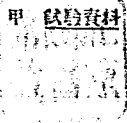
水力發電廠之計劃，擬在長壽縣龍溪河獅子灘上游約500公尺處築攔河壩，引龍溪河水，下行3公里，至鄰封壩發電廠，得水頭70公尺，用水量為每秒30立方公尺，可發電22,000馬力，塔供重慶市區及附近工廠之用。

攔河壩長約600公尺，中部為溢水壩，用以排洩洪水，其東端為混凝土擋水段，再東與土壩連接，其西端亦為擋水段，再西為西溢水壩，尋常洪水，則先儘西溢水壩排洩，並經由洩洪道，引至壩趾下游100公尺以外，使不致沖刷壩基。

進水閘位於西溢水壩之西，其下為靜水渠，與引水道相接，引水道共長3公里，上段為土渠及鎮面土渠，下段為混凝土輸水管，經平水塔，由鋼管引至電廠，引水道內有渡槽，長約100公尺，隧洞長約200公尺。（參閱圖1至4）

本試驗由技正譚傑泰設計模型，並主持試驗；技士吳以毅技佐徐恩允陳善謨監製模型，辦理試驗，並繪製圖表；技正譚傑泰技士吳以毅技佐徐恩允陳善謨編製報告。

二、試驗問題與模型分類



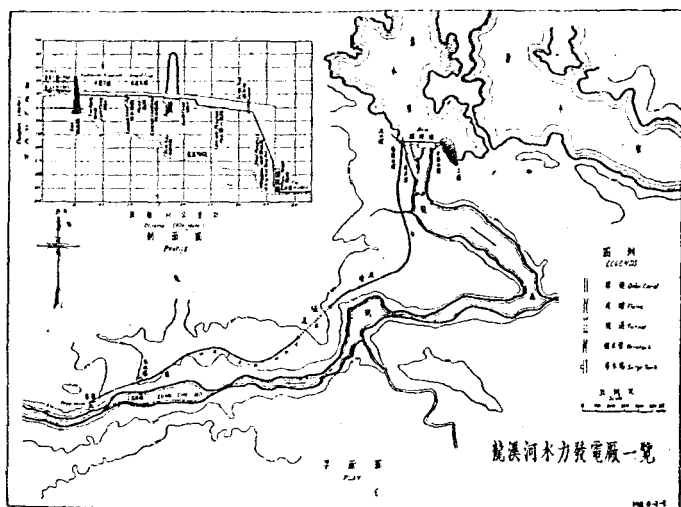
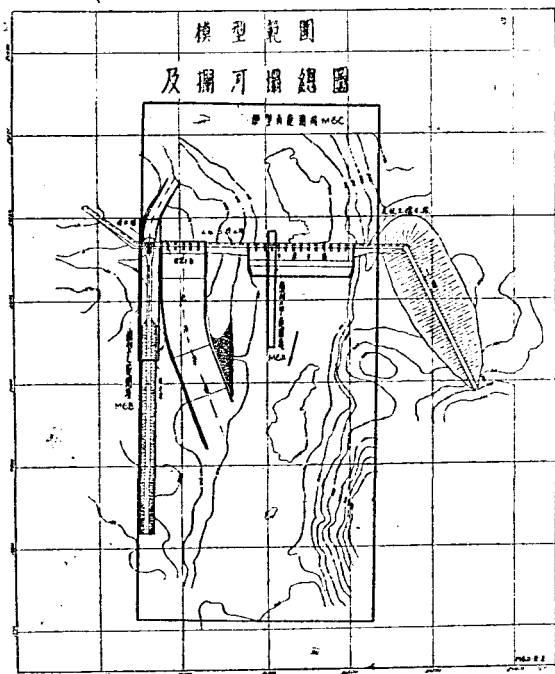


圖 1

試驗所依據之資料，為委託機關供給本處之試驗目錄，試驗說明書，地形圖，設計圖及其他有關資料，其重要各點，簡列於下：

- 1 滾水壩壩頂真高為 325 公尺，河床平均真高為 308 公尺。
- 2 壩頂水頭為 0 至 5 公尺。
- 3 每孔流量為每秒 0 至 178 立方公尺。
- 4 進水閘底之真高為 320 公尺，閘門開啓尺寸為 0 至 1.8 公尺。
- 5 蓄水庫水位為 322.5 至 331 公尺。

- 6 進水閘流量(即電廠用水量)為每秒 5 至 37.5 立方公尺。
- 7 壩之下游 366 公尺處為獅子灘，灘下為射流。
- 8 壩基為堅硬之沙岩。



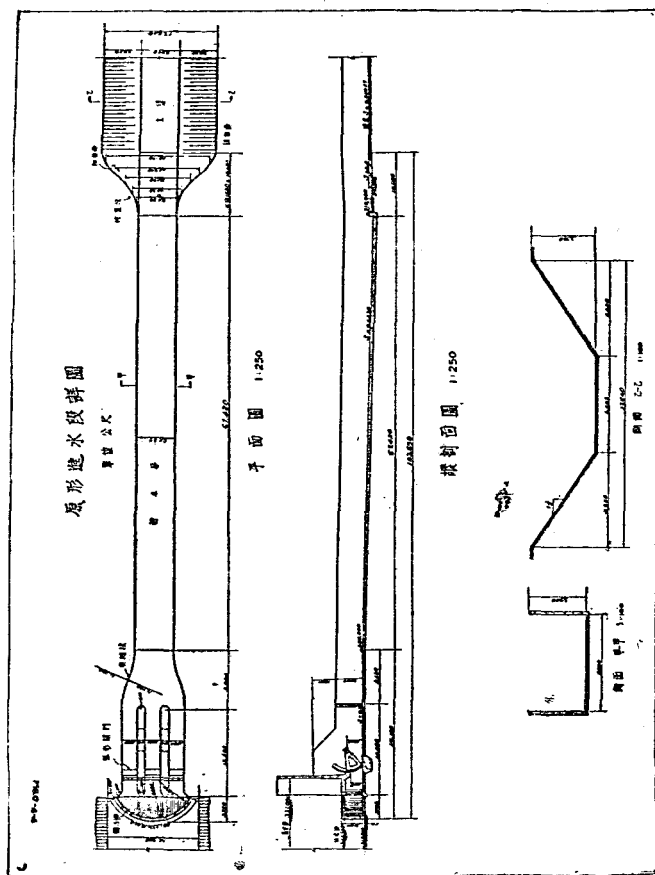


圖 4

乙 試驗問題

根據試驗目錄及說明書，其需要試驗之問題簡列於下：

- 1 中西兩滾水壩之洩水量。
- 2 壩身壓力之分佈。
- 3 在各種流量下，未建造攔河壩前之水位高度。
- 4 在各種流量下，已建造攔河壩後之水位高度。
- 5 中滾水壩護坦及邊牆之形狀。
- 6 西滾水壩洩洪道之形狀。
- 7 中西兩滾水壩匯流時水流及冲刷情形。
- 8 進水道之適宜佈置(長度，寬度，坡度，及消力檻設備等)。

丙 模型分類

本試驗為研究中滾水壩水流冲刷情形，並決定其流量係數，消力檻形狀，及護坦之長度起見，係採用斷面模型，裝設於玻璃槽中，並選擇較大比例率，俾可精確決定流量係數值。在玻璃槽中，固屬便於觀察水流及冲刷情形，而更改消力檻之形狀與護坦長度，亦屬甚便。根據該項試驗結果，然後可建造全型模型。

全型模型係用以研究洩洪道及中西兩滾水壩洩水匯流情形，包括中西兩滾水壩及滾水壩至獅子灘之河道，同時可以研究中滾水壩之流量係數，中滾水壩之翼牆形狀，與測驗下游水面高度等。

至於進水段祇受蓄水庫水位之影響，與滾水壩不發生關係，故另作進水段模型以決定其適宜之佈置。茲將各項模型之試驗問題，分別於下：

1 中滾水壩斷面模型 比例 1:36

模型範圍採取中滾水壩之一孔，寬9公尺，長140公尺，該模型須決定之問題為：

- a 中滾水壩之流量係數(即洩水量)。
- b 壩身壓力之分佈。
- c 消力檻之形狀與位置。
- d 護坦之形狀與長度。
- e 水流及河床冲刷情形。

2 進水段模型 比例 1:20

該模型包括進水閘，收縮段，靜水渠，放寬段，及土渠首端，共長143.65公尺，寬17公尺，用以決定下列兩項問題：

- a 進水段之適宜佈置。
- b 流量與水庫水位及閘門開啓尺寸之關係。

3. 中西兩滾水壩及洩洪道全型模型 比例 1:75

該模型包括全部滾水壩及洩洪道與獅子灘，總寬285公尺，總長624公尺，試驗目的為決定下列各問題：

- a 中西兩滾水壩之流量係數。
- b 洩洪道之形狀與尺寸。
- c 中滾水壩邊牆形式。
- d 壩趾至獅子灘在各種流量下之水面高度。
- e 中西兩壩洩水匯流情形。

三 試驗之進行及其結果

甲 中滾水壩斷面模型試驗

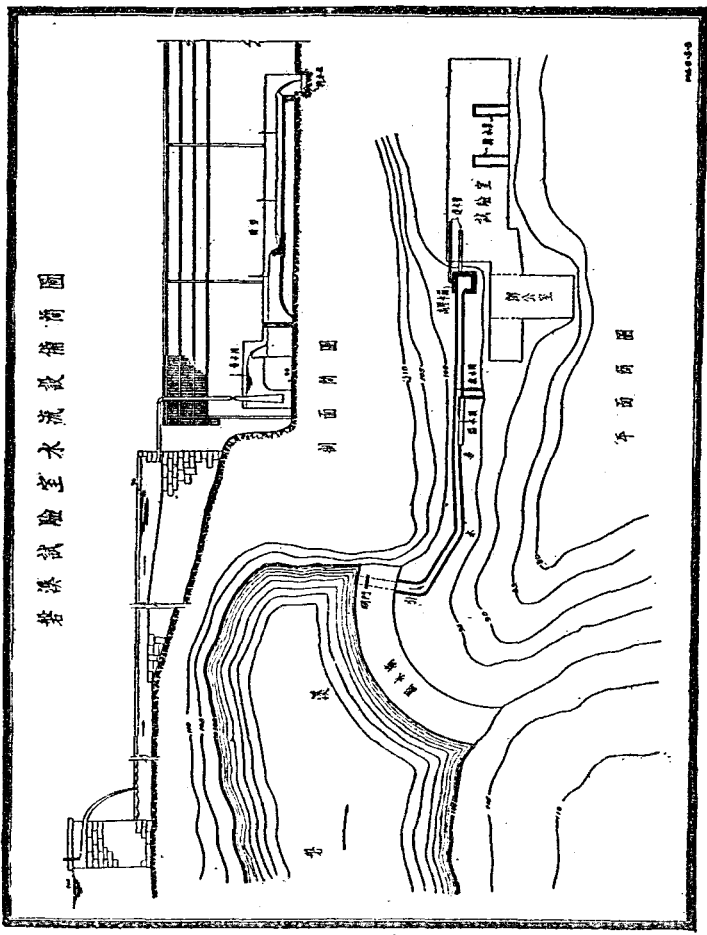
1 模型之設計與製造

a 比例率之決定

原擬之「中滾水壩」共14孔，除兩端邊孔外，每孔之水流情形，可視為二元式。壩頂水頭高度為0至5公尺，每孔流量為每秒0至178立方公尺，為避免表面張力在模型壩頂水面之曲面對流量發生顯著之影響，及保持模型各部水流為混流式，則比例率不能過小，乃審度本試驗室面積及給水量，與模型砂礫之冲刷移動界限，決定取中滾水壩一孔以為試驗，比例率定為1:36。

模型範圍包括自壩身中線上游16.02公尺起，至下游124.00公尺止。寬度為中滾水壩之一孔，即9.00公尺，中設橋墩，寬1.50公尺，用以研究水流及冲刷情形（參閱圖5及6）。

模型流量為每秒6.43至22.89公升，合原型每孔每秒50至178立方公尺。壩下水深



碧溪試驗室水流設備簡圖

圖 5

爲 9,583 至 18,611 公分(原型 3.45 至 6.7 公尺),平均流速爲每秒 26.84 至 49.20 公分(原型每秒 1.610 至 2.952 公尺),雷氏係數爲 25,720 至 91,560 皆超過直綫流界限。

b 模型砂礫之選擇

河床之冲刷,因其構造而異。砂礫河床(包括不相凝結之卵石,碎石,砂礫,淤土)在某項水深下,當流速達臨界速度時,砂礫即開始移動,流速超過臨界速度時,河床即被刷深,迨水深增加,流速減少,經過相當之時間後,則流速與臨界速度相等,而河床之冲刷即達平衡狀態。

岩石河床之冲蝕,並不若砂礫河床之具有臨界冲刷速度。其冲蝕情形,視岩石之性質,層次之構造及傾斜,與其他地質方面之特殊情形而異,迄今缺乏精確參考材料,故冲蝕與時間之關係難作數量上之決定。大致岩石河床之冲蝕情形有二:

子 石塊如與流向垂直,則受水流之衝擊力而被冲蝕。當洪水自壩頂向下滾瀉,流速甚大,一遇岩石則流速驟減,其因速度改變而生之動力,即爲岩石上之衝擊力,最易使岩石磨蝕,其脆弱者即被擊碎,較小石塊,不能抵抗水流之衝擊力則向下游滾動。本處爲明瞭岩石之冲蝕與流速及時間之關係起見,已着手另作研究試驗。

丑 岩石之面如與流向平行,則恆須經過長久時期,始現顯著之冲蝕。故與流向垂直之岩石比較,其冲蝕殊屬較微。又水流常挾砂而行,此種含砂,亦足以增加河床之冲蝕。除上述之冲蝕情形外,或因岩石本質鬆脆,冲蝕較易,或因石層向下游傾斜易於隨流移滑,或因岩石按其層次片面而裂開,均足以增進其冲蝕也。

河床或爲砂礫,或爲岩石(指石質均勻之岩石而言),其最後冲刷之結果,皆能達到平衡狀態,惟時間之久暫有所差異耳。

本試驗一方面採用固定河床,使與實際之岩石河床相符合,用以觀察其水流情形。另一方面則用活動河床,以測驗冲刷之進展,並求冲刷之結果。至天然水流對岩石河床之冲刷,究需若干年後方達平衡狀態,及冲刷深度之絕對數量,則不能自活動河床試驗結果推測之。但活動河床之刷深值,亦足以比較各種消力設備之優劣也。

此次試驗所用砂礫爲白大理石粒。當水深爲 186.1 公厘時(合原型洪水時壩下 98.10 公尺處之水深 6.7 公尺),其臨界冲刷速度約爲每秒 1,000 公厘(合原型每秒 6.0 公尺),白石子之比重爲 2.72,其組合曲線見圖 7。

c 模型之製造

模型一壁係用磚砌，並以1：2洋灰漿粉刷磨光，前面之壁裝配厚玻璃，以便觀察水流及冲刷情形。玻璃上用紅漆繪方格座標，以定水流及冲刷之位置。滾水壩用1：2洋灰沙漿澆成，中鑲細銅管六條，以測量壩身壓力之分佈；並將壩之表面塗臘，以期減少糙率。橋墩護坦及消力檻係木製，均按原型縮小。

d 試驗之設備

試驗設備包括給水設備，量水設備，進水設備，出水設備及主要測驗設備，並列述於下：

子 給水設備(見圖5)

本試驗室係利用黔溪水源，於黔溪石壩之一端築渠引水，經溢水段而至高壓水箱，用輸水管引水至量水槽而入模型。水流經過模型後，由排水渠再洩入黔溪。引水渠首端，設置閘門調節水量，溢水段之旁亦設閘門為放水之用。

溢水段為平衡流量而設，如水源之流量驟變或試驗時某模型須更改水量，因有溢水段之作用，使高壓水箱內之水面不致發生過烈之變化，使模型流量得以保持平衡。

丑 量水設備(見圖6)

模型所用水，係由蓄水池經輸水管引入量水槽，輸水管上設閘門 V_1 ，用以調節流量。水流自進水管 S_1 ，輸入量水槽之底部，進水管之出口段為喇叭形，俾進水之流速減小。量水槽首部之底較深，與其他部分用弧面連接。槽底有排水管 S_2 及閘門，用以調節量水槽之流量。量水槽之末端設有銅板製成之銳線量水堰 W_1 ，上游設測針 H_1 ，用以測讀堰上水頭，堰壁後設空氣管二，使空氣流通，以免發生低壓，影響流量。

模型砂礫組合曲線
第一號砂

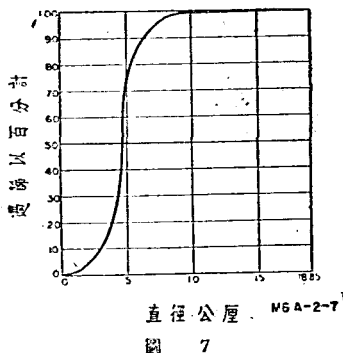


圖 7

寅 進水設備

進水設備包括進水段 A，滯箱 B，靜水柵 C 三部份，均用以穩定水流，使流速平均分佈，而得準確測讀水位也。

進水段 A 之底面亦為弧形，首部較深，以消滅自堰下注之水流能力。進水段底附有排水管及閘門。

滯箱 B 為底部設有小孔之木箱，由量水堰下注之水，因勢能變為動能，流速甚大，故迫令經過滯箱以消滅一部分之能力，使通過滯箱後之水流得以平靜。此外另有木塞，可以堵塞滯箱內不需要之小孔，俾成最均勻之水流狀態。

靜水柵 C 為 1 公分闊之木條所排成，中實綠花，前後兩面再包銅絲網，俾水流經此柵後，得以減少波盪，

卯 出水設備

經過模型之水由活動堰 W_2 而入排水渠，活動堰可調節滾水壩模型下游之水位，堰底及邊緣鑲有橡皮，使不漏水。滾水壩下游之河床為深池形，鋪以砂礫或磚塊，池底設排水管，用以排除河床積水，便利觀察沖刷情形，及繪製等高線。

辰 主要測驗設備

測針 本模型配製測針四枝。 H_1 設於量水堰之上游，用以測量水頭高度。 H_2 設於滾水壩模型上游水槽之內壁，用以測量滾水壩上游之水位。 H_{2a} 設於水槽之外，亦為測量壩頂水位之用，其測法係於槽之內壁裝設平滑銅片，上有小孔，由細銅管引槽內之水至槽外之測瓶，因細孔之阻力，有隔絕波動之作用，故測針 H_{2a} 之讀數益為準確。 H_3 設於壩之下游，用以測驗下游水位高度。

壓力管 壩面有六個細孔，用細銅管及橡皮管接至玻璃壓力管，可以測驗壩面各部壓力之分佈。

流向測管 為尖口玻璃管，一頭接顏色水箱，顏色溶液由尖口隨水外流，用以測驗流向並決定迴溜之地位大小等。

2 流量係數及壩面壓力之分佈試驗

a 流量係數

設 μ = 流量係數

h = 壩頂水頭高度(測點在壩頂上游16.02公尺)

b = 壩之淨寬, 等於7.5公尺(含模型208.3公厘)

Q = 流量

$$\text{按彭肖公式 } Q = \mu \left(\frac{2}{3} \right)^{1.5} \sqrt{g \cdot b h^{1.5}} \quad (\text{不計算行近流速}) \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{則 } \mu = \frac{Q}{\left(\frac{2}{3} \right)^{1.5} \sqrt{g \cdot b h^{1.5}}} \quad (\text{不計算行近流速}) \dots\dots\dots(2)$$

模型試驗時在各種不同流量之下測驗壩頂之水頭 h , 並用公式(2)計算係數, 繪製係數 μ 與水頭 h 之關係曲線(見圖 8 曲線(1))。

研究曲線(1), 可知係數 μ 之值隨水頭 h 而增加。當中澆水壩每孔流量為每秒178立方公尺時, 水頭為5.211公尺, 流量係數為1.171。

依照彭肖公式推測, 假設水流平行並進, 壩上壓力分佈等於單位水重乘水深。如計算行近流速而略去測點至壩頂之水流能力損失, 則係數之值應等於 1.0。至於係數大於 1.0, 係由於壩頂發生低壓之影響。蓋水流沿壩頂或曲線形而生離心力, 足以減小壩頂之水壓也。更由 Bernoulli 氏公式, 壓力減小, 流速必增, 即增加洩水量, 則流量係數亦可增加。

流量係數之增加, 與壩頂之離心力成正比。離心力為:

$$F = \frac{MV^2}{R}, \quad V \sim \sqrt{2gh}$$

$$F \propto \frac{h}{R}, \quad (R \text{ 為水流線半徑})$$

故水頭 h 增加, 流量係數, 亦隨之增加。

當模型水頭小於 3 公分時(原型1.08公尺), 表面張力及摩擦損失, 開始對係數發生顯著之影響。壩頂水面之曲線面, 因水面之表面張力, 發生與曲線面垂直而趨向曲線中心之壓力為:

$$p = \frac{\tau}{R} \quad (\text{水在空氣中之表面張力 } \tau = 0.077 \text{ gr/cm})$$

其影響足以減少洩水量。在相應之原型水頭下, 因 R 之值甚大, 則 p 之影響甚微。故當小水頭時, 模型試驗所測之係數值較原型之實在係數值為低, 同時測針至壩頂段內之水流能力損失亦發生較顯著之影響。(圖 8 內之虛線段)。

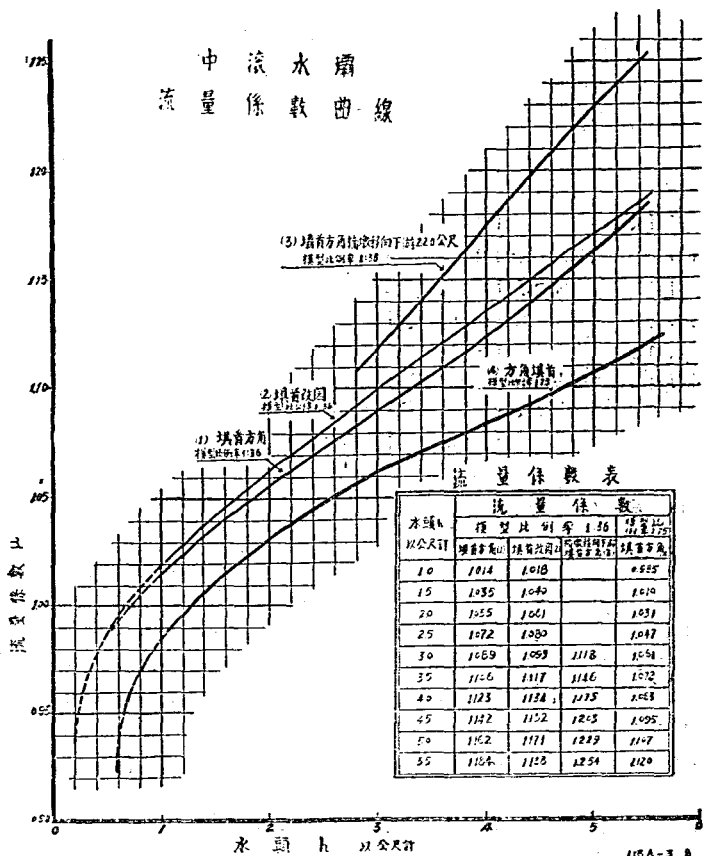


圖 8

b 壩首方角對於流量係數之影響

圖8 曲線(1)之流量係數，在流量較大時，有轉向現象。當小流量時，曲線彎曲向下，當較大流量時，該曲線之曲度漸轉其凹面向上。曲線轉向之原因，經試驗觀察，似係受壩上小迴溜之影響，(見圖9)。

此項小迴溜之發生，係因接近壩頂之水流線，在方角後驟然放寬所致。如試驗時於壩首加設弧形木片，將方角改圓，迴溜即不復發生。茲再測驗係數與水頭之變化，繪為曲線(2)。(見圖8)

圖8中之新曲線(2)並無轉向現象，同時流量係數亦增高。當小水頭時，迴溜之影響較微，(1)(2)兩種係數值約略相等。增加水頭，則流速增加，亦即增加迴溜能力之損失，故係數(1)較係數(2)降低。當大水頭時，因迴溜本身之體積較小，其影響亦較微，故係數值(1)又漸與係數值(2)接近，是以曲線(1)有轉向之現象。

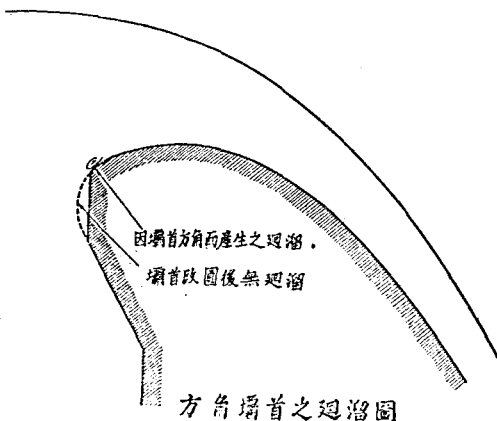


圖 9

當每孔流量為每秒 178 立方公尺時，原形壩首之流量係數為 1.171 (水頭為 5.211 公尺)，壩首改圓後，同流量時之流量係數為 1.178 (水頭為 5.191 公尺)。故壩首方角改圓，較為有利也。

c 橋墩位置對於流量係數之影響

壩上橋墩之位置，亦足以影響流量係數。設壩頂水流之臨界斷面在橋墩之間，則

最大流量時之水面曲線及壩面壓力分佈曲線圖

比例尺：百分之一

單位：公尺

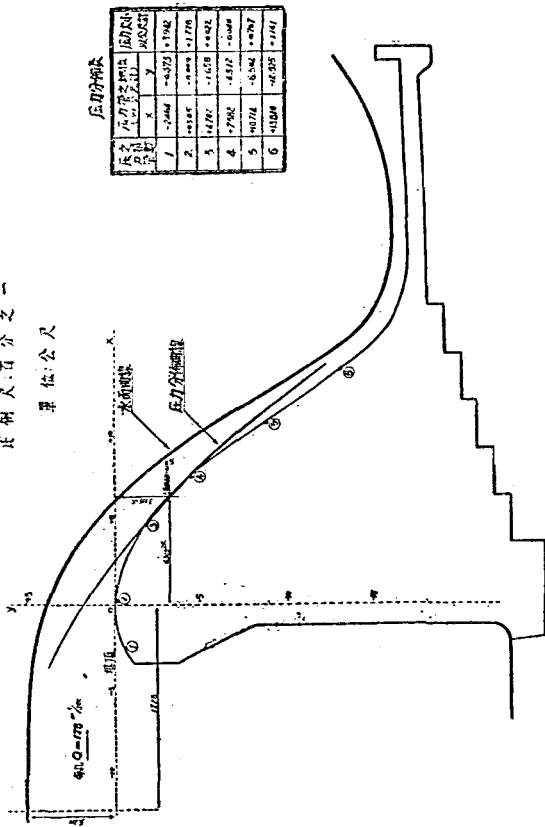


圖 10

每孔洩水之有效寬度約等於壩孔之淨寬7.5公尺(即壩孔總寬9.0公尺減橋墩寬1.5公尺)。若橋墩向下游移動,有效寬度逐漸增加,如橋墩首部移至臨界断面之下游時,橋墩即不復影響臨界断面處之水流,而洩水有效寬度可增至9.0公尺。

試驗時曾將橋墩向下游移動2.2公尺,再測驗水頭及洩水量,至計算流量係數,則仍用洩水淨寬7.5公尺,以資比較,試驗結果見圖8曲線(3)。當最大流量每孔每秒178立方公尺時,流量係數為1.231,水頭為5.040公尺,流量可較原形增加百分之5.1。(原設計因橋樑及閘門佈置關係,未能更改橋墩位置,故不另作有系統之試驗,以研討各種橋墩位置對流量之影響)。

d 壩面壓力之分佈

壩面設有小孔六個,用細銅管及橡皮管接通玻璃壓力管(即測管),測驗各點之壓力高度。當每孔流量為每秒178立方公尺時,壩頂下游4.7至7.8公尺之壩面一段,發生負壓,最大值在壩頂下游6.349公尺處,合水頭-0.12公尺(圖10)。

3 壩下水流情形及河床冲刷試驗

a 下游水位之計算

舉行水流及冲刷試驗之前,須先知壩之下游水位與流量之關係。此項壩下水位,(用 $n=0.03$),係根據試驗資料之滾水壩至獅子灘河床断面圖,及獅子灘 $E_{125} W_{109}$ 臨界断面段之流量與水位關係圖,用變流速公式分段計算而得,結果見圖11。

由圖中可再求模型測針 H_3 處(即壩軸中線98.111公尺)之流量與水位之關係(見圖12)。該圖中之水位謂之正常水位。

b 固定河床試驗

模型中之固定河床,係用磚鋪砌,其高度合原型真高308.5公尺。試驗時自量水槽放水流入模型,利用末端之活動堰,校正水位,並觀察水流情形。

子 臨界水位

壩下水流情形,受下游水位之影響至鉅。在某項固定流量之下,設下游水位較高,則壩頂下注之射流,在護坦上消力檻前發生水躍,其上為橫迴溜,隨主流旋轉,檻後為緩流,此種狀態稱曰「迴溜水躍」。

設下游水位逐漸降低,則檻前迴溜逐漸減小並向下游移動,至水位低降至某高度

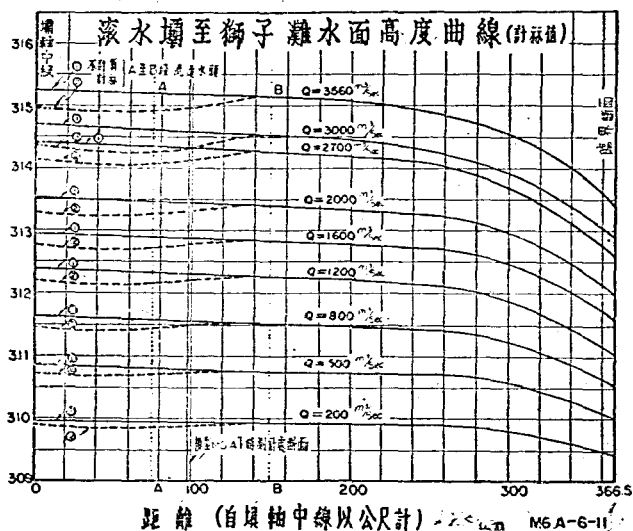


圖 11

時，壩前迴溜完全消滅，射流躍起形成立波，此種狀態稱曰「立波水躍」。

當迴溜水躍變為立波水躍之時，其下游水位名為「臨界水位」，以 H_c 表之，該水深名為「臨界水深」。

設下游水位低於臨界水位，則水流情形，視消力檻之形狀而異，或為立波水躍，或發生週期性運動。此種水流狀態稱曰「過臨界狀態」。

簡言之：當下游水位高於臨界水位時($H_3 > H_c$)，水流為迴溜水躍，當下游水位等於臨界水位時($H_3 = H_c$)，水流為立波水躍，當下游水位低於臨界水位時($H_3 < H_c$)，水流或為立波水躍，或發生週期性運動(圖13)。

丑 消力檻之形狀與位置對於臨界水位之影響

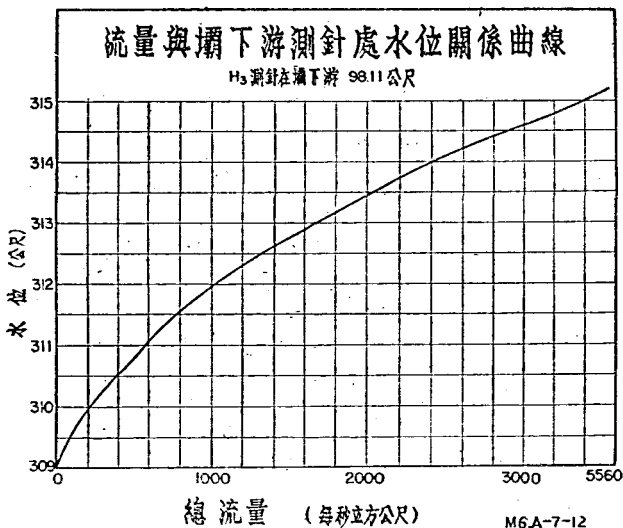


圖 12

當迴溜水躍狀態時，自壩頂下注之水流，在護坦上即被水躍及迴溜消滅其能力，故經過消力槽後之水流較為平穩。河床之沖刷，亦較為和緩。反之立波水躍及過臨界狀態，則水流能力較強，越過消力槽後河床上乃發生水躍或週期性運動，其沖刷力較為劇烈。

水流成為迴溜水躍或立波水躍，視下游水位是否超過臨界水位而定，已如上述。至臨界水位之值，又視消力槽之形狀與位置而異，各消力槽之臨界水位愈低者，則保持迴溜之效能愈優，其臨界水位愈高者，則保持迴溜之效能愈劣。

試驗時曾製就十三種形狀不同之消力槽，在同一流量下(每孔每秒178立方公尺)，試驗各槽在各種護坦位置上之臨界水位，並觀察在各種不同下游水位之水流狀態，以

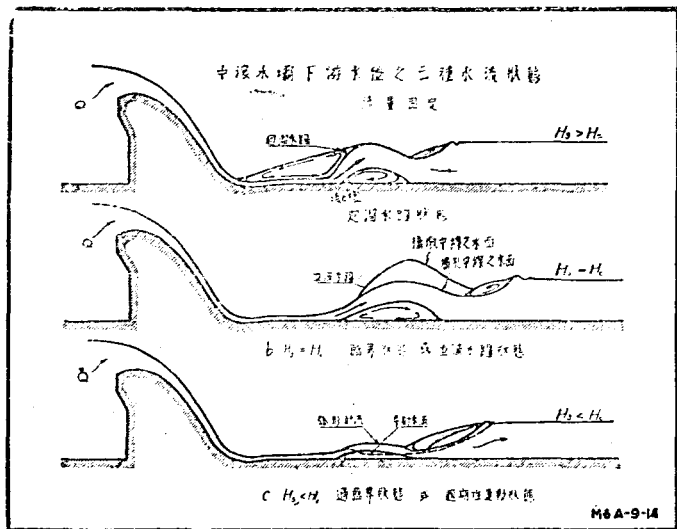


圖 13

為決定消力槽形狀及護坦長度之根據。

茲就試驗結果，將性質較優之第七，八，九，十號與第一號（即原形）消力槽之臨界水位及其位置之關係，繪製曲線，以資比較（見圖14）。

與最大流量每孔每秒178立方公尺相當之下游正常水位為315.2公尺，由曲線圖中可見，第一號消力槽之臨界水位在正常水位之上；第七，八，九，十號之臨界水位則在正常水位之下。是即當正常水位時，第一號槽為過臨界狀態，第七，八，九，十號槽則為迴溜水躍狀態。消力槽如向上游移動，臨界水位雖較增高，但為值甚微，而護坦長度可以相當縮短。第七，八，九，十號槽之臨界水位較第一號槽尚低1.11至1.43公尺。

寅 原形消力檻之水流通情形

$H > H_c$: 下游水位高於臨界水位時，壩前發生水躍，其上為橫迴溜，壩後為緩流。如水位低降，則迴溜漸小，同時水躍位置向下游移動。

$H = H_c$: 下游水位達臨界水位時，水流成立波水躍。

$H < H_c$: 下游水位低於臨界水位時，立波驟然下墜，成平射及弧形二種不同之水流狀態，以後按相當週期，更迭變換。(圖 15 之「1N 第一式」「1N 第二式」)

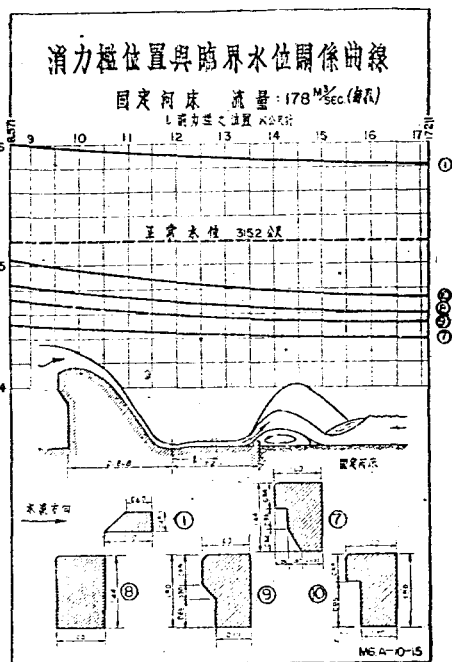


圖 14

水流自壩頂下注，

至護坦上者為射流，越消力檻後，緊貼河床，平射而出，檻之下游發生水躍，其上為迴溜，是為週期性水流之第一式。第一式之平射水流歷時不久，坦上水流越趨向上射而外射成弧形，弧形射流下墜後，復向上躍而成水躍，其上為迴溜，故為週期水流之第二式。當其由第一式變為第二式時，壩後平射水流隆起部分下之空間，發生負壓，

圖定河床水漲情形圖

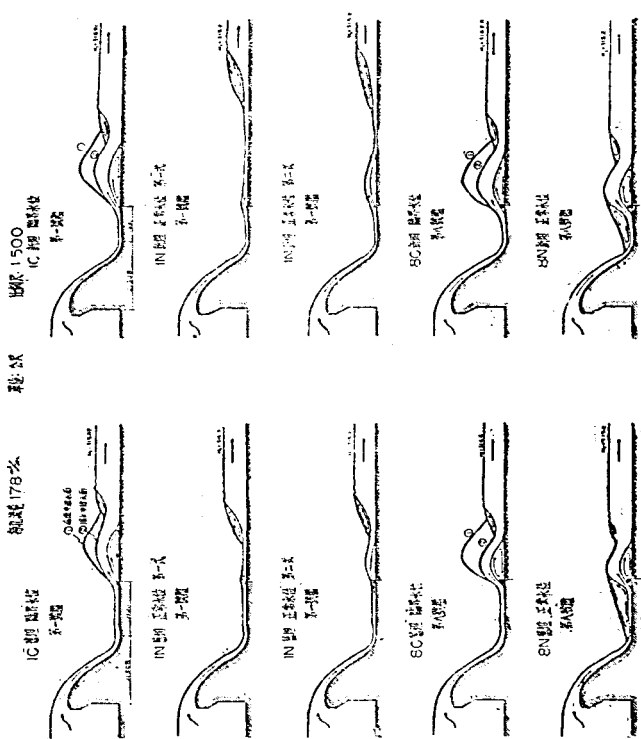


圖 15

吸收水面空氣，速度甚大，致發生震盪，可聞水嘯。此時第二式完畢，變為第一式之平射水流，如是循環不已。因水流有週期性運動，下游水位遂有週期性之漲落，故水面特為洶湧。

可注意者，當週期性運動由第一式變為第二式水流吸入空氣時，河床發生劇烈之震盪，且弧形射流下墜時，衝擊河床甚烈。故河床既有震動，又受衝擊，情形殊險，尤以塊石鋪砌之河床為然。試驗時模型河床所鋪磚塊（ $21 \times 12 \times 6$ 公分，合原型 $8.6 \times 4.3 \times 2.2$ 公尺），震盪不已，尤以橋後河床磚塊，竟被負壓吸起（照片2）。

$H = H_n$ ：下游水位等於正常水位 $H_n = 315.2$ 公尺，則第一號橋之正常水位低於臨界水位，故水流已入過臨界狀態，與上節所述相同，水流情形見圖 15「1N 舊坦」。

卯 新形消力檻之水流情形

第七，八，九，十號新消力檻之水流情形，彼此大致相同，茲將各種水位下之水流情形分述如下：

$H > H_c$ ：下游水位高於臨界水位，橋前發生水躍，其上為迴溜，橋後為緩流。

$H = H_c$ ：下游水位降低達臨界水位，水流成立波水躍，與第一號橋相似，圖 15「1C, 8C 舊坦」。立波水躍在橫斷面上，其水面高度並不相等。橋墩後之立波水面較高，壩孔中線後之水面較低，水面下混雜多量之空氣，其下為迴溜。

$H < H_c$ ：下游水位低於臨界水位，水流仍為立波水躍，並無週期性現象發生。

水流自壩頂下注，流速達每秒18公尺，緊貼護坦而越消力檻外射。因消力檻突出護坦及河床平面，故橋後垂直面發生極大之負壓。立波水躍後之水面，高於水躍前之水面，在普通狀況下，水流受水躍後之高壓，沿河床向橋後之低壓處流動，而產生逆流，可以平衡橋後之低壓。第一號消力檻之高度太低，水流越橋後仍緊貼河床，不能發生充分之空間，以產生充分之逆流。故橋後之負壓，自水面吸入空氣而發生劇烈之震盪。

第七，八，九，十號之設計，使水流上射，不復緊貼河床，由是而具充分之空間，以產生固定之迴溜，平衡低壓。故第七，八，九，十號橋當水位低於臨界水位時

，俱無負壓發生，同時流態固定，亦無週期性變動。

$H = H_n$ ：，下游水位為正常水位 $H_n = 315.2$ 公尺。第七，八，九，十號消力檻之正常水位高於臨界水位，故水流為迴溜水躍，與 $H > H_c$ 時相同，水流情形見圖 15「8N 舊坦」。

c 活動河床試驗

河床之沖刷，以在最大流量時為最烈，故各組試驗俱用最大流量每孔每秒 178 立方公尺，試驗時將河床用白石子鋪平至真高 308.5 公尺，逐漸放水流入模型，至下游水深超過應有高度，即校正流量，然後利用活動堰，校正下游水位，於是試驗開始。

在最大流量時，模型河床之沖刷，約需 2 小時即達平衡狀態，故各組試驗，一律放水 2 小時，以資比較。

子 臨界水位

活動河床之水流情形，與固定河床相似，亦具有各種不同之流態。當下游水位超過臨界水位時，水流為迴溜水躍，當下游水位等於臨界水位時，水流為立波水躍，當下游水位低於臨界水位時，水流視消力檻之形狀，或仍為立波水躍，或發生週期性運動。

丑 消力檻之形狀與位置對於臨界水位之影響

臨界水位因河床沖刷值而改變。在固定之流量及同一之消力檻及護坦長度時，臨界水位隨河床之沖深而降低，各檻之河床沖刷形狀及深度皆不相同，不易比較其臨界水位，故先將河床挖深至相當深度，應用任何消力檻時皆不能沖刷河床。由是而得之臨界水位，可視為最低極限，由固定河床所得之臨界水位，可視為最高極限。實際岩石河床經沖刷後之臨界水位，則介乎二極限之間。

試驗結果，見圖 16，所有消力檻之臨界水位，皆在正常水位之下，第七，八，九，十號消力檻之臨界水位，較第一號消力檻低約 1.3 公尺。

今就試驗結果比較活動與固定河床之臨界水位，可見河床刷深後之臨界水位，較未刷深時顯然低落。其原因係由於河床刷深後，檻後有充分之空間，足以產生固定之逆流所致。

寅 原形消力檻之水流及沖刷情形

$H > H_c$: 下游水位高於臨界水位。水流為迴溜水躍，壩後為緩流，河床上有迴溜。

$H = H_c$: 下游水位等於臨界水位。臨界水位按河床之刷深而變化，試驗開始時為 315.82 公尺（試驗開始時河床尚未刷深，依照圖 15 之 [1C 舊坦] 為固定河床臨界水位）。冲刷達平衡後臨界水位降低為 314.63 公尺。進行試驗時利用模型末端之活動堰，調節水位，使常保持臨界狀態，是即保持水流為立波水躍。河床之冲刷，在模

型中 2 小時已達平衡狀態，冲刷最深點距消力檻 30 公尺，最深值為 4.3 公尺（圖 17 [1C 舊坦]，照片 3）。

$H < H_c$: 下游水位低於臨界水位。當下游水位等於 314.33 公尺時，開始發生週期性運動，仍有第一式之平射流及第二式之弧形射流。射流下墜時，在河床上發生捲流，河床砂線被捲成爲深穴。轉瞬弧形射流即消滅，變爲平射流，深穴復被淤平。

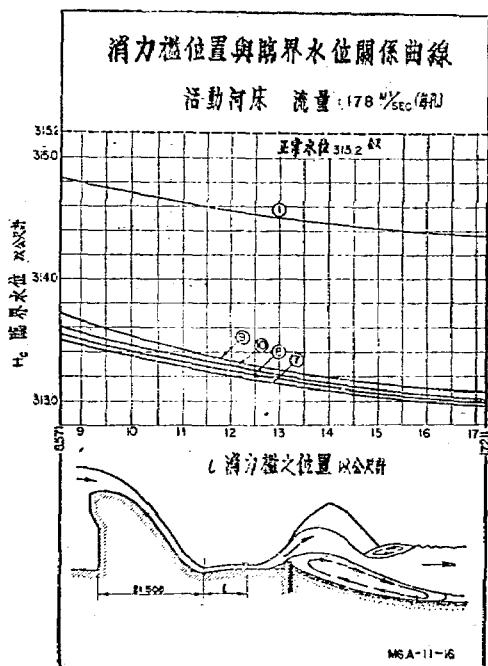
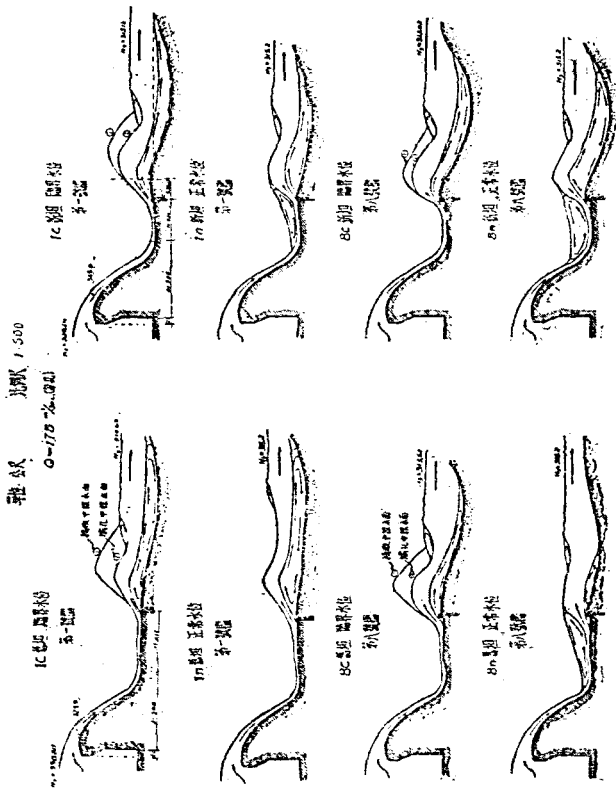


圖 16

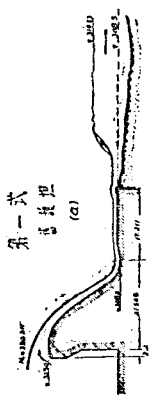
活動河床之水流冲刷情形圖



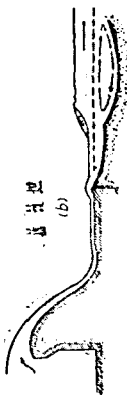
週期性現象中之水流及冲刷情形圖

流量 $Q = 175 \text{ m}^3/\text{sec}$ (30秒) 單位: 公尺 比例尺: 1:500

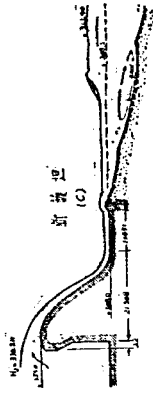
第一式
壩後壩



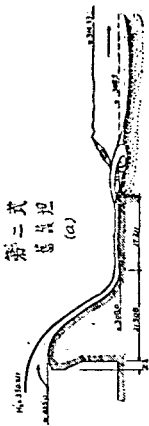
壩後壩
(b)



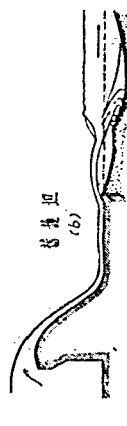
新式壩
(c)



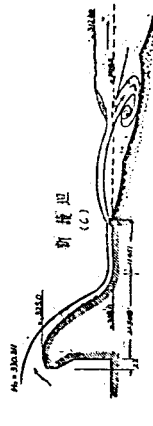
第二式
壩後壩



壩後壩
(b)



新式壩
(c)



週期性現象之平射流，歷時甚長，而弧形射流歷時甚暫，故河床仍為連續曲線。當下游水位達 313.34 公尺時，弧形射流之發生歷時較長，故河床被刷成脊形，不復為連續式（圖 18）

$H=H_n$ ： 下游水位等於正常水位 $H_n=315.2$ 公尺。第一號消力檻固定河床之臨界水位為 315.82 公尺，活動河床冲刷達平衡後，臨界水位為 314.63 公尺，正常水位則在該二臨界水位之間。故水流狀態甚似立波水躍，檻首雖常有迴溜，但不久復歸消滅，河床冲刷在模型中 2 小時後已達平衡。水流狀態及冲刷情形見圖 17「1n 舊坦」。冲刷最深處距檻 30 公尺，最深值為 3.3 公尺。

卯 新形消力檻之水流及冲刷情形

第七，八，九，十號消力檻之水流及冲刷情形，大致相同，茲就第八號檻試驗結果，分述如下：

$H>H_c$ ： 下游水位高於臨界水位。水流為迴溜水躍，檻後為緩流，河床上有迴溜。

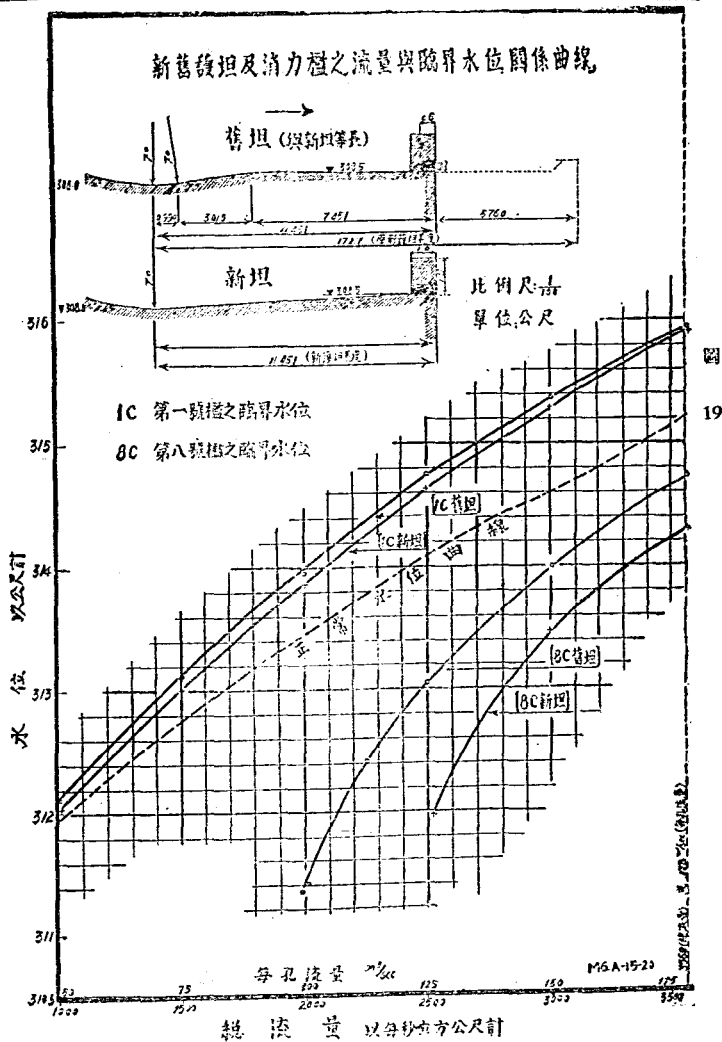
$H=H_c$ ： 下游水位等於臨界水位。水流為立波水躍，冲刷達平衡狀態後，新形檻臨界水位高度為 313.61 公尺。河床之冲刷，較原形檻臨界水位 316.4 公尺時反深，其刷深之原因，由於水位之較低，非新形檻較原形檻性質之不如。冲刷最深點距檻 30 公尺，最深值為 5.5 公尺。水流及冲刷情形見圖 17「8c 舊坦」。

$H<H_c$ ： 下游水位低於臨界水位，水流仍為立波水躍，並無週期性運動發生。

$H=H_n$ ： 下游水位為正常水位 $H_n=315.2$ 公尺，超過臨界水位。故水流為迴溜水躍，檻之下游有淤積，河床上有迴溜，冲刷達平衡後，最深點距檻 16 公尺，最深值為 2.6 公尺，見圖 17「8n 舊坦」。

d 消力檻之選擇

根據第三章第 3 節，丑，各種消力檻在不同之地位對於臨界水位影響之試驗結果，可知臨界水位之高低，受護坦長短之影響較小，受消力檻形狀不同之影響則較大。故欲求適宜之臨界水位必先判別消力檻形狀之優劣，以資取捨。就十三種不同形狀之消力檻中，第七，八，九，十號各檻性質相似，在最大流量時其臨界水位較第一號檻之臨界水位平均低 1.2 公尺，故性質較優，其中尤以第七號檻之臨界水位為最低，但



構造較為複雜，不若第八號檻之形狀簡易，施工便利，故以採用八號檻為宜。

臨界水位之高度與流量之關係，亦曾詳加試驗。圖 19 為第一號（即原計劃）及第八號檻，在護坦末端上游 5.76 公尺處（新護坦末端）之試驗結果。圖中並列正常水位曲線。在各種流量下，第一號檻之臨界水位，皆超過正常水位，反之第八號檻之臨界水位皆低於正常水位，尤以流量減少時為甚。

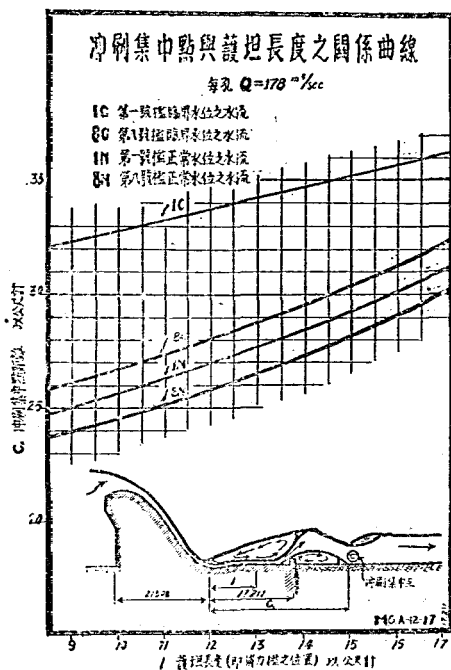
e. 護坦長度之決定

護坦長度，應就臨界水位與護坦長度之關係，固定河床冲刷集中點與護坦長度之關係，各種護坦長度之水流情形，暨各種護坦長度之河床冲刷情形，詳為試驗審校，加以決定。茲分述於後：

子 臨界水位與護坦長度之關係(圖 14, 16)

消力檻應置於護坦之末端，試驗時將檻向上游移動，以觀測護坦縮短後之冲刷狀態。

護坦縮短之可能性，其關鍵在縮短護坦後，臨界水位是否顯著增高至達正常水位高度時，水流並須發生「立波水躍」。



由圖14之曲線可見，第八號檻之臨界水位，隨護坦之縮短而增高，但增高之值甚微。在試驗範圍內（護坦縮短 8.606 公尺），臨界水位皆遠在正常水位之下，故縮短護坦後不致發生不良結果。

丑 固定河床冲刷集中點（即壩址為 C_x ）與護坦長度之關係（圖20）。

當正常或臨界水位時主流越檻下注，在 c 點衝擊河床，是為冲刷集中點。圖20為固定河床試驗，由試驗結果可以求得正常及臨界水位時，冲刷集中點與消力檻位置（即護坦長度）之關係曲線。圖中冲刷集中點距離 C_x 及護坦長度 l 皆自壩趾與護坦相交之最低交線起算。在試驗範圍以內，冲刷集中點隨護坦之縮短而向上游移動，其移動值 ΔC_x 小於護坦之縮短值 Δl ，並無驟然向前移進之弊，故縮短護坦長度，對壩身之安全並無不良之影響。

寅 各種護坦長度之水流情形

依據以上各項試驗，當正常水位時，第八號消力檻之水流情形，俱為正常迴溜水躍狀態。圖15「8N 舊坦」「8N新坦」表示舊坦（即原擬護坦）及新坦（即縮短 5.76 公尺之新坦）之正常水位水流情形。

卯 各種護坦長度之河床冲刷情形

圖17「8n 舊坦」「8n新坦」為原擬護坦及縮短 5.76 公尺後之新坦，採用第八號檻在正常水位時之河床冲刷情形。護坦縮短後，冲刷之最深值增加，但位置並未改變。所可注意者，厥為水流狀態及冲刷情形頗為固定，且檻後河床因迴溜而填高，故下游之冲刷，設不太近護坦邊沿，匪特不致危及壩身安全，抑且減少平均流速，降低臨界水位。

辰 護坦長度之決定

根據上述試驗結果，建議將原擬護坦縮短 5.76 公尺，或化整為 6.0 公尺。同時更改護坦形狀，參攷下節所述。

f 新形護坦之水流情形

原擬護坦形狀，係連接圓弧面及水平平面而成。

新護坦係將原坦縮短 5.76 公尺，並修改坦面形狀為斜平面而成（見圖 19）。茲再將新坦試驗之於下：

新坦之水流情形，雖與舊坦大略相類，惟新坦之臨界水位，顯較舊坦為低。當第一號檻之週期性水流時，新坦下游水位，亦遠較舊坦為低。例如活動河床舊坦發生週期性水流時，下游水位為 314.33 公尺，新坦則降至 312.40 公尺，較獅子灘臨界斷面之水位 313.40 公尺更低 1 公尺(圖18)。

為比較新舊坦在各種流量下之品質起見，將舊坦縮成與新坦同一長度，各作二次比較試驗，一次為第一號檻(即原計劃)，一次為第八號檻，然後將試驗紀錄繪製成圖 19，圖內曲線顯示新舊坦及消力檻之流量與臨界水位之關係。曲線「8C 新坦」為新坦用八號消力檻之試驗結果，當最大流量每孔每秒 178 立方公尺時之臨界水位為 314.28 公尺，曲線「8C 舊坦」為同長度之舊坦用八號檻之結果，當最大流量時其臨界水位為 314.71 公尺。今再參照圖 15「8C 舊坦」為未縮短之舊坦，在同一水流情形下臨界水位為 314.90，由此可證明舊坦經改良其形狀而成新坦後，雖縮短 5.76 公尺之多，其臨界水位，仍較未縮短之舊坦為低。故新坦不特品質優良，且構造亦較簡易。

4 模型與試驗之準確度

a 模型之準確度

模型之最主要部分為滾水壩，故滾水壩之製造及安置，應力求準確。壩頂部分玻璃槽之平均寬度為 250 公厘，其最大差誤為 0.1 公厘，合原型 3.6 公厘。橋墩平均寬度為 41.737 公厘，較應有寬度差 -0.067 公厘，合原型 -2.41 公厘。各測點與平均寬度最大差誤為 0.1485 公厘，合原型 5.3 公厘。壩孔平均淨寬差 + 0.04 公厘，合原型 + 1.4 公厘。

壩頂用水準儀測定十點，取其平均數，各點與平均數最大差誤為 0.0975 公厘，合原型 3.5 公厘。

壩身曲線經實測一次，在測量閱讀準確度內與應有尺寸相符，(測量閱讀準確度達 0.05 公厘，合原型 1.8 公厘)。故模型準確度，超過原型施工之準確度以上。

b 試驗之準確度

子 流量之準確度

量水槽製造完竣後，以特製之鐵棍，薄鐵片及測微器審核堰口寬度，寬度之平均值為 349 公厘，各點與平均值最大差誤為 0.1 公厘。

測驗流量，須以測針測壩頂水位，閱讀之準確度達 0.05 公厘。最大流量時水面微有波浪，每次測驗，皆閱讀數十次而求其平均值。平均值之可能差誤，根據最小二乘方計算為 0.0285 公厘，儘可略去不計。本試驗所用量水槽及量水瓶之準確度，及閱讀水位之準確度，並不在德國 Rehbock 舉行試驗時所定準確度之外。

丑 水位之準確度

壩頂水位，係利用測針及測瓶閱讀。閱讀測針準確度為 0.05 公厘，在最大水頭時，水位微有波動，每次測驗，皆閱讀數十次而求其平均值，平均值之可能差誤僅 0.098 公厘，儘可略去不計。推當計算係數值時，仍發現有極微之差誤，其原因另詳下節。

下游水位，因適當水躍之末，水面盪漾甚烈，尤以原形消力檻發生週期性運動時為甚。每次閱讀水位時，將測針置於中數上，估計中數之最大差誤，約達 4 公厘，合原型 144 公厘。

寅 流量係數之準確度

流量係數，係由每次測驗所得之流量 Q 及壩頂水頭計算

$$\left[\mu = \frac{Q}{\left(\frac{2}{3}\right)^{1.5} \sqrt{g} b h^{1.5}} \right]$$

Q, h 二者均係以測針及壓力管測量水位，計算而得，故流量係數之準確度，完全繫於測量水位之準確與否。水位之測量，皆閱讀數十次而求其平均數，平均數之可能差誤甚微，可略去不計，故當最大水頭時，流量係數值之差誤，只為計算流量所用公式本身之差誤千分之 1 至千分之 2。

由試驗結果，計算係數值並繪製係數與水頭關係圖，發見係數值之差誤，間有超過上述差誤限度之外者，是必舉行試驗時仍有其他差誤在內。例如：(1) 由模型引水至測瓶之橡皮管內含有氣泡，足以影響水頭高度。(2) 試驗時模型槽內水流與測瓶及橡皮管內水流之溫度不同，足以影響測瓶水面高度。

繪製流量曲線時，因未知水頭與係數二者之數理關係，故審校各測值之變化，而繪製近似之曲線，使各測值與曲線之差異平方總和為最小，根據所繪曲線，審校係數值之差誤，當水頭為 4 至 5 公尺時，係數值最大之差誤為 0.007，即千分之 7。

5 試驗結果述要

a 在最大流量每孔每秒 178 立方公尺時，原計劃內中澆水壩之流量係數為 1.171，水頭為 5.211 公尺。原擬壩頂方角發生迴溜，足以消減水流能力，故將方角改為圓角，其流量係數可增為 1.178，水頭為 5.191 公尺。如祇將橋墩向下游移動 2.2 公尺，則係數增加為 1.231，水頭降為 5.040 公尺。(圖 8)

b 在最大流量時，壩面發生極微之負壓，合水柱 12 公分，與原設計尚屬符合。

c 原計劃所擬之消力檻(即第一號消力檻)，在正常水位時，水流有週期性現象，變換不定，同時檻後發生低壓，水流有激烈之震盪。經試驗研究，改用高 1.44 公尺，寬 1.0 公尺之矩形消力檻(即圖 14 內第 8 號檻)，可以減低臨界水位，固定水流，避免負壓之發生，而增高壩身之安全。

d 縮短護坦長度，水流並無顯著之改變，亦未發生不良之沖刷，故建議將護坦減短 6 公尺，俾資節省工費。

e 修正後之斜平面新形護坦，可增加迴溜之能力，且減低臨界水位，構造簡易，性質優良，故建議採用新坦形狀。

乙 進水段模型試驗

1 模型之設計與製造

a 比例率之決定

進水段包括閘污柵，進水閘，靜水渠及引水渠，由閘污柵起至土渠首端止，長度為 103.65 公尺。原型進水段詳圖見圖 4。為研究消力設備之土渠中水流情形，採用 40 公尺長之土渠，故總長為 143.65 公尺，土渠寬約 17 公尺。蓄水庫中最高水深為 11.0 公尺，最大流量為每秒 37.50 立方公尺。因審校試驗室之面積，給水量，及計算模型之流速，決定比例率為 1:20，模型長 7.1825 公尺，連量水槽，模型進水槽總長為 11.4825 公尺。模型進水槽寬 0.7 公尺，渠中之水深為 5.65 公分至 16.75 公分 ($n=0.025$) (見圖 21)，流量為每秒 2.795 公升至 20.96 公升，平均流速為每秒 12.9 公分至 22.7 公分，雷氏係數為 7300 至 38000，已超過直線流速界限 ($Re=550$)。

b 模型之製造

模型槽壁及槽底，自攔污柵起至土渠首端放寬段 (Transition) 止，按原設計尺寸縮小，表面均用 1:2 洋灰漿粉平，土渠兩旁之斜坡部分，因不能做活動河床，故用洋灰粉成，僅渠底部鋪填煤屑作為活動河床。進水段前之攔污柵係以木製，上覆以 0.9 公厘厚，7.5 公厘寬之銅片。攔水牆及橋墩係以木製，調節流量所用之圓弧閘門 (Sector gate) 係以銅片製成，其與水接觸之邊緣為銳邊 (Sharp edge)，各部分尺寸均按天然尺寸縮小，使水流情形與天然相似。靜水渠底坡度係根據委託機關第一次寄來之圖樣為 $S=0.0267$ 而定 (第二次圖樣改為 $S=0.0238$ ，在模型中則未加更改)。

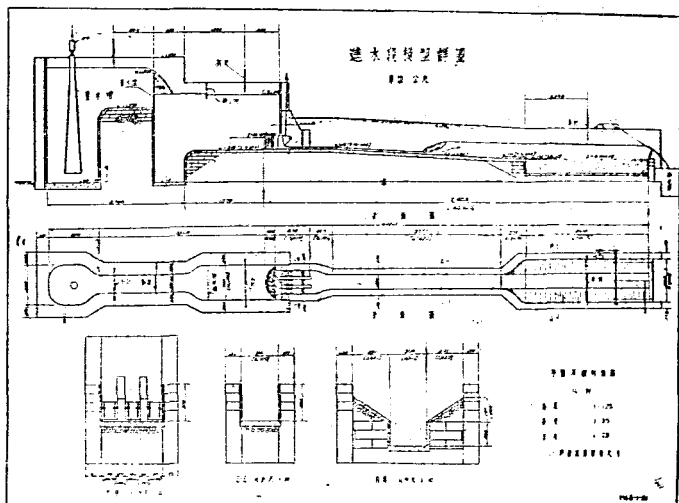


圖 21

c 試驗之設備

本處龍溪試驗室之設備已詳見圖 5。本報試驗所用之量水堰口斷面為平頂銳角兩

邊不收縮式，寬為 35.847 公分。量水槽之後部另裝有一 1½ 吋排水管及閘門，以資精確調節流量，量水槽上裝設測針，用以閱讀水位。

水流經量水槽進入進水段。量水槽與進水段係以弧形鑄連格，使水流平穩，並在進水段之後部槽底挖成池形，以消滅水流之能力。進水段之水槽中裝置靜水板，使水流均勻分佈，並減少進水槽之水面盪漾。

圓弧閘門之上游及土渠中，各裝測針一支，用以觀測蓄水庫及土渠中之水位，各測針之準確度均可閱讀至 0.05 公厘。

靜水段模型牆上橫置角鐵架，用以測繪在各種不同流量及閘門開闢尺寸情形下之水流縱剖面圖，並決定水躍之位置。

2. 進水段水流情形試驗

a 試驗根據點之選擇

進水閘門，用以操縱在各種蓄水庫水位高度下之流量。水流情形，因蓄水庫水位之高度，閘門開啓尺寸，及流量而異。為便利試驗進行起見，先約略決定閘門開啓尺寸，蓄水庫水位及流量三者間之關係。其法先作預備試驗，在某固定閘門開啓尺寸下，引不同之流量入模型中，根據各該流量，校正下游水深，（如閘門下為射流，則下游水深對上游水位不發生影響），俟流態平穩後，記錄上游水位高度。然後以上游水位為縱坐標，流量為橫坐標，計算繪製相等閘門開啓尺寸之流量與水位關係曲線。（見圖 22）由此組曲線中，審校水流情形，選擇八據點以為試驗之根據。

茲將選擇之八點列表於下：

據點	水位 (公尺)	閘門開啓尺寸 (公尺)	流量 (每秒立方公尺)
1	331 (最高水位)	0.51	37.50 (最大流量)
2	331	0.30	23.20
3	331	0.10	8.25
4	326.4	0.70	37.50
5	326.4	0.30	18.00
6	326.4	0.10	6.50
7	322.5 (最低水位)	0.80	37.50
8	322.5	0.10	3.30

b 原形進水段水流情形(不加消力檻)

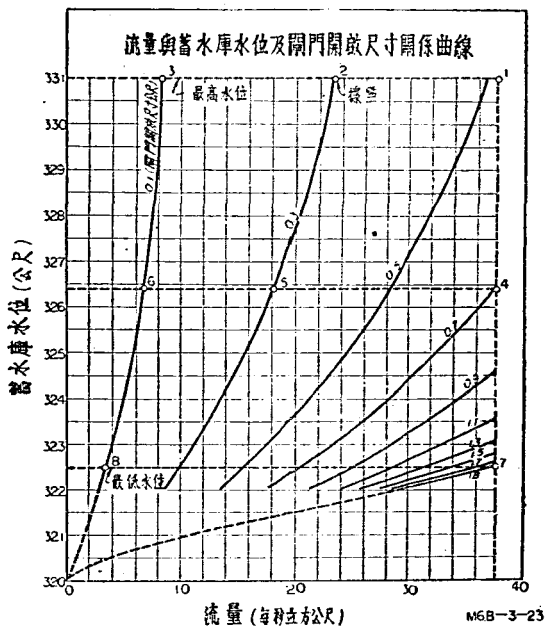


圖 22

子 據點(1)(水位 331, 閘門開啟尺寸 51 公分, 流量每秒 37.5 立方公尺)見圖 23。在此情形下, 係蓄水库中之最高水位, 電廠中之最大用水量。閘門邊緣下之水流, 受 11.0 公尺之水壓力外射, 其平均流速, 約達每秒 12 公尺。因收縮段水渠寬度之縮窄, (由 9.6 公尺收縮至 6.0 公尺), 兩旁閘門射出之水流, 不能直達靜水渠道中, 乃沿收縮段邊牆捲躍成爲二捲曲水面, 高約 3 公尺, 其下中空, 傾斜向靜水渠道下注。至距離搶水牆上游壁面即壩軸中綫 26 公尺處, 在靜水渠道之中綫上相遇, 會合中間閘門水流向下游流瀉, 水面成射流之菱角紋狀, 至距壩中綫 64 公尺處(距土渠 38 公

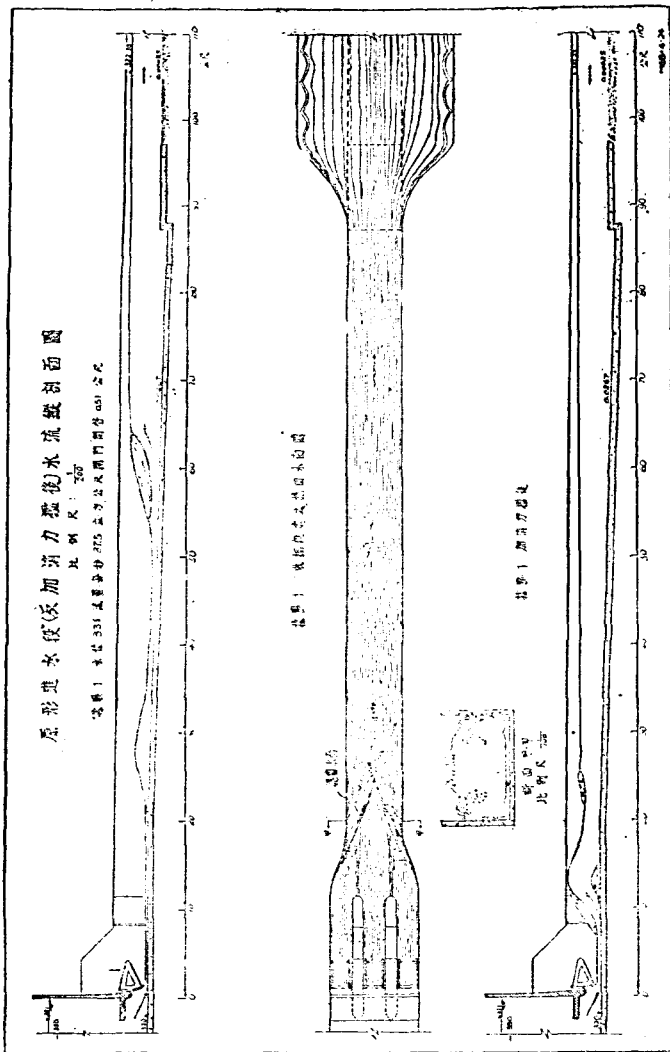


圖 23

尺許) 始生水躍。(設靜水渠渠底坡度為第二次設計圖之 0.0238, 則水躍位置應稍向上游移動)。土渠斷面為梯形式, 底寬 6.00 公尺, 側坡 1:1 $\frac{1}{2}$, 降坡 $S=0.00025$, 糙率 $n=0.020$, 其流量與水深之關係見圖 24。

水躍後之水流, 因受水躍衝擊力之影響, 水面發生波浪, 盪漾殊甚。尤以在土渠之斜坡水面處, 波浪高達 1.05 公尺, 土渠斜坡恐有被淘刷之虞。

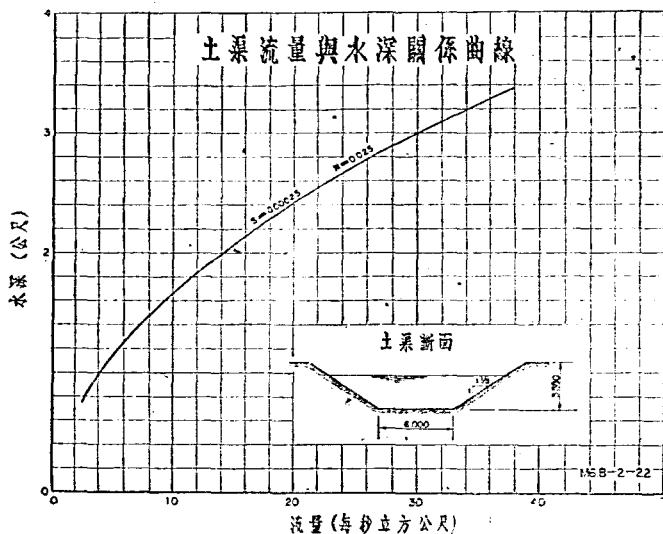


圖 24

丑 據點(7)(水位 322.5, 閘門完全開啓 1.80 公尺, 流量為每秒 37.5 立方公尺), 見圖 25。

在此情形下, 係蓄水庫中最低水位超過閘門胸牆邊緣僅 70 公分, 閘門下水流不復成射流而為緩流, 靜水渠中亦無水躍發生, 故水面較為平穩, 而同時土渠兩側斜坡

原形壩水銀(及加堵力器)水流縱剖面圖

此圖尺 $\frac{1}{100}$ ，單位：公尺

標點了水位 2025 厘米 壩身 215 厘米 壩頂 210 厘米

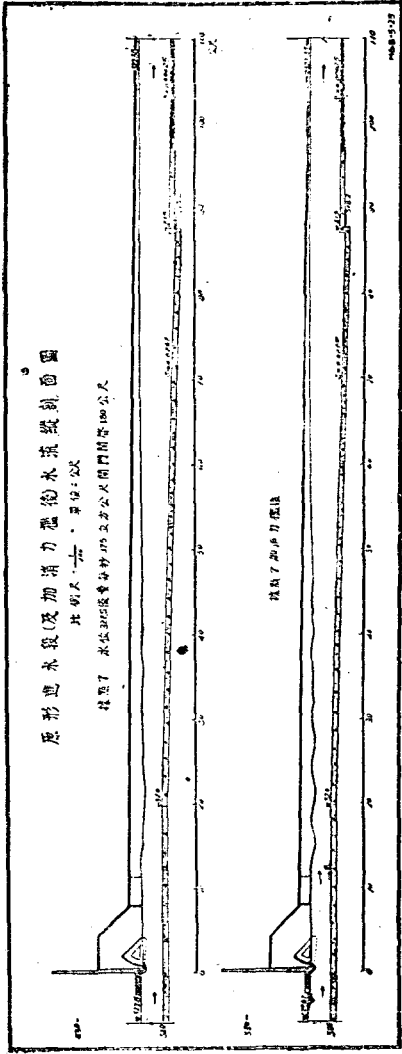


圖 25

之波浪，亦不及前者之高，水流情形見圖25。

靜水段寬為6公尺，土渠頂寬為17.64公尺，二段之間接以放寬段。為研究放寬段之效率起見，選擇最大流量每秒37.5立方公尺，與最大閘門開啓尺寸1.8公尺，放水試驗，察測研究，蓋在該情形下，水流並未發生水躍，水面較為平穩，便於觀察。研究水流情形，係用過錳酸鉀溶液，注射水中，圖26為水流記錄。在放寬段兩岸，距靜水段末端4公尺，發生迴溜，迄土渠首端7公尺而止，長約為13公尺。

水道放寬段內，最易發生迴溜，足以減少水道之有效洩水斷面，增加水流之平均流速及混流(Eddy)，是即增加其冲刷力，易使河床被刷，故應加以改良。

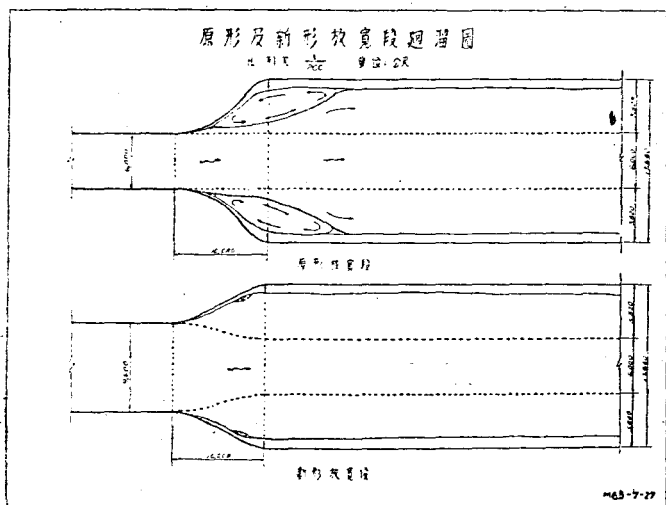
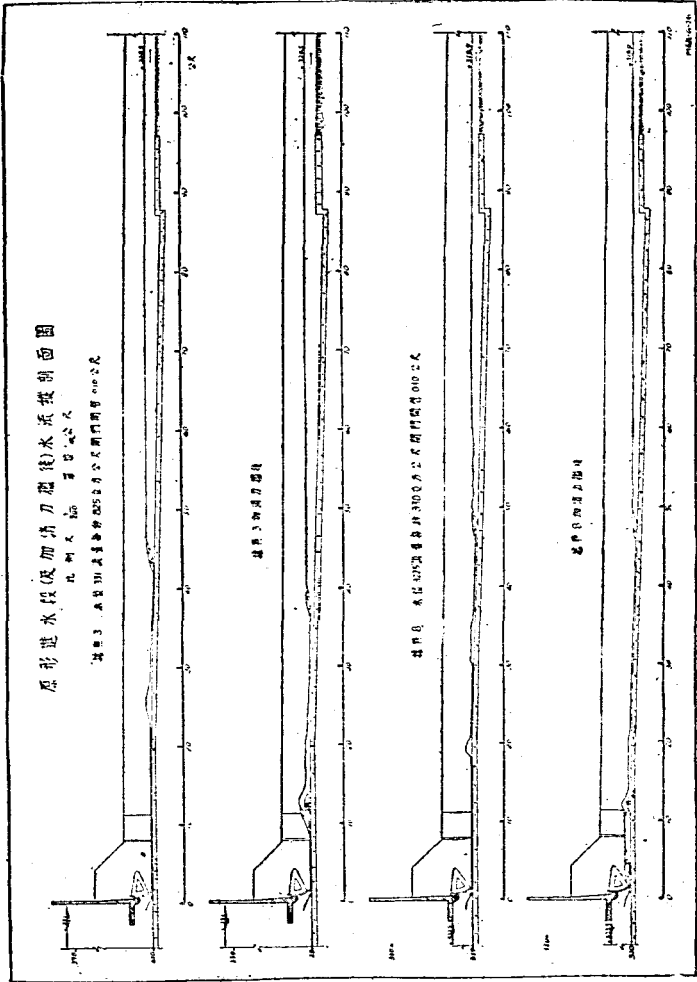


圖 26

實 其他各據點

據點(2)(水位331, 閘門開啓尺寸30公分, 流量每秒23.2立方公尺); 據點(3)



(水位 331, 閘門開啓尺寸 10 公分, 流量 8.25 立方公尺), 據點 (4) (水位 326.4 閘門開啓尺寸 70 公分, 流量每秒 37.5 立方公尺) 及據點 (5) (水位 326.4, 閘門開啓尺寸 30 公分, 流量每秒 18.0 立方公尺)。水流由閘門下射, 達收縮段被迫捲成彎曲水面, 至靜水渠中亦均發生水躍, 與據點 (1) 所述情形相似, 土渠中水面波浪較微。(據點 (3) 之水流縱剖面圖見圖 27)。

據點 (6) (水位 326.4, 閘門開啓尺寸 10 公分, 流量每秒 3.3 立方公尺) 以及據點 (8) (水位 322.5, 閘門開啓尺寸 10 公分, 流量每秒 3.3 立方公尺)。閘門下之流速較小, 故在收縮段處並無捲曲水面發生, 而成交叉之菱角水紋。靜水渠中縱剖面圖上水面隆起處, 即水紋之相交點, 靜水段內均發生水躍, 但因流量及流速較小, 故水面甚平靜, 土渠斜坡上波浪甚小。(據點 (8) 水流縱剖面圖見圖 27。)

茲將各據點水躍位置列爲下表：

據點	水位(公尺)	閘門開啓尺寸(公尺)	流量(每秒立方公尺)	水躍點距壩中綫距離(公尺)
1	331.0	0.51	37.50	64.0
2	331.0	0.30	23.20	56.8
3	331.0	0.10	8.25	45.8
4	326.4	0.70	37.50	55.8
5	326.4	0.30	18.00	47.8
6	326.4	0.10	6.50	43.8
7	322.5	1.80	37.50	無水躍
8	322.5	0.10	3.30	49.4

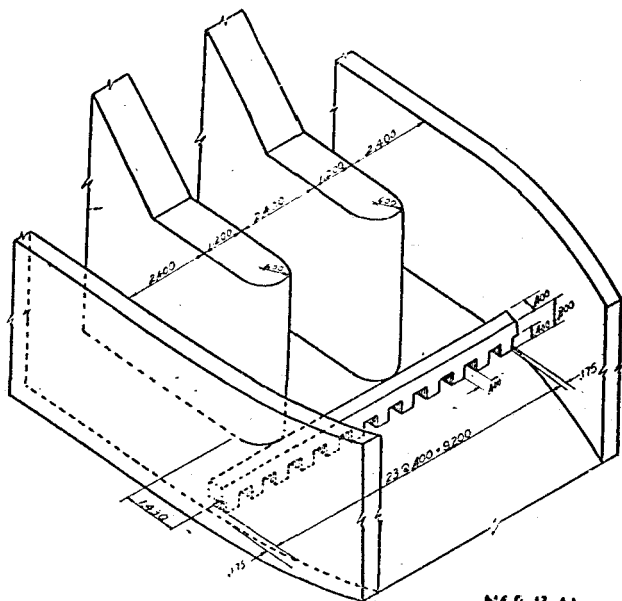
c 消力槽對水流之影響

上述各據點之水流情形, 與設計符合。蓄水池水位高度爲 322.5 (最低水位) 至 331 公尺 (最高水位)。引水土渠之水面高度爲 320.13 (最小流量) 至 322.35 公尺 (最大流量)。靜水段係利用水躍以消滅 2.37 至 8.65 公尺之水頭能力。原設計之靜水段爲矩形渠, 長 67.42 公尺。此次試驗擬利用消力槽使水躍在固定地點發生, 減少靜水渠長度, 以節省工程費用。

此次所用之消力槽爲高 80 公分, 寬 40 公分之矩形齒槽, 下半爲 40 公分見方之小孔, 相距 40 公分, 槽之位置距壩綫 12.23 公尺 (見圖 23)。茲將加消力槽後之水流情形分述於后: (齒槽透視見圖 28)。

子 據點(1) (水位 331, 閘門開啓尺寸 51 公分, 流量每秒 37.5 立方公尺)

閘門下射出之水流, 衝擊消力檻後, 發生水躍, 其上爲迴溜, 長約 4.5 公尺。大部分之水流, 越檻下注, 一小部自檻下竄間流瀉, 檻後水流完全變爲緩流, 土渠中之水流, 較未加檻前爲平穩。(見圖 23)



進水段消力檻透視圖 單位 公尺

丑 據點(7) (水位 322.5, 閘門完全開啓 1.8 公尺, 流量每秒 37.5 立方公尺) 在此情形下, 未加消力檻時, 槽中發生水躍, 加檻後, 閘門上游水位抬高 0.17 公尺, 即水位為 322.67 公尺。水流越檻下注, 發生波浪, 至距壩軸中綫 52 公尺處, 水面始稍平穩(見圖 25)。

寅 其他各據點

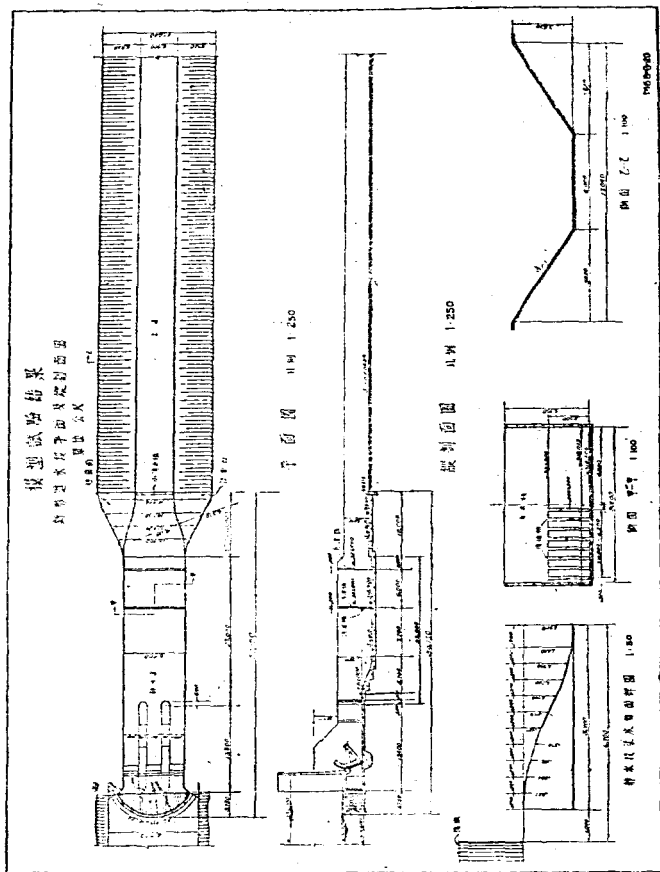
在據點(3) (水位 331, 閘門開啓尺寸 10 公分, 流量每秒 8.25 立方公尺), 水流衝擊消力檻後, 發生水躍及迴溜, 消滅一部分之迴溜能力(見圖 27)。因流量較小, 下游水位較低, 及靜水段水底坡度較大, 故渠流越檻後, 仍為射流, 至距壩軸中綫 39.8 公尺處發生水躍, 較未加消力檻時向前移動 6 公尺, 其他據點之水流情形與上述相似。

d 新形進水段水流情形

上述消力檻, 當流量較大, 土渠有相當水深時, (土渠水深 3.35 公尺, 靜水渠上游水深為 1.55 公尺), 足以限制水躍在檻前發生, 當流量較小, 水流越消力檻後, 雖已消滅一部分能力, 但因下游水位較低, 及靜水渠坡度太陡, 水仍繼續增加流速, 在檻內復生水躍。靜水段之設置, 用以使射流發生水躍, 消滅其能力。

設計縮短靜水段時, 按土渠坡度 0.00025 向上延長 53.5 公尺, 至新放寬段末端止, 該處底高應為 319.0134 公尺(較原設計低 0.615 公尺), 以避免增加水流速度, 再度發生水躍。靜水段原長 67.42 公尺, 茲減短 53.42 公尺, 改為 23.0 公尺長, 靜水段底高為 318.5 公尺, 較閘門底面低 1.5 公尺, 較土渠首端低 0.513 公尺, 以期符合地形, 兼增加靜水功效。靜水渠底與進水閘底面用拋物線連接, 渠寬與進水閘道之寬同為 9.6 公尺, 避免水面收縮, 並減少放寬段之面積增加率, 免除迴溜之發生。新形進水段平面及縱剖面圖見圖 29。

放寬段連接靜水渠與土渠, 長 10 公尺, 梯形土渠深度為 3.88 公尺, 即靜水渠頂由 9.6 公尺放寬至 17.64 公尺, 渠底由 9.6 公尺收縮至 6 公尺。渠底以反弓曲綫(Reverse curve)連接, 渠頂曲綫之決定, 係使面積增加率為一常數。放寬段斷面面積變化曲綫見圖 30。



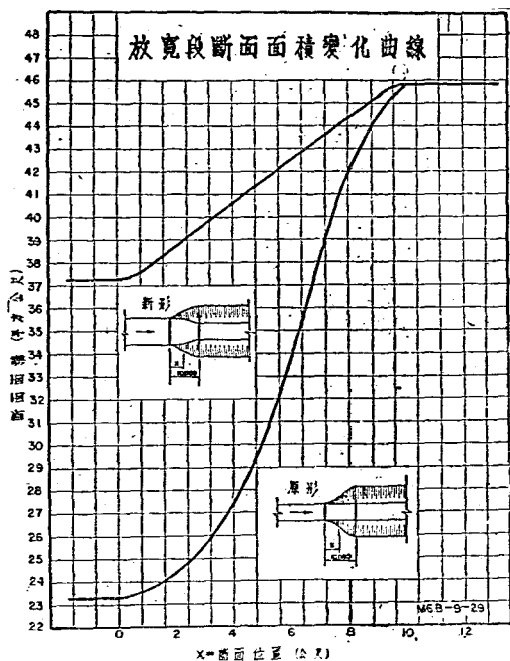


圖 30

約10公尺，與渠底及土渠坡岸，並無影響，無關重要，故不復加以改正，（圖 32，26）。其他據點 (1) (3) (7) (8) 之水流情形見圖 31, 32, 33。

3 消浪設備試驗

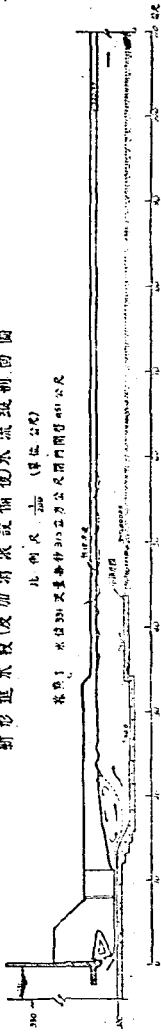
靜水渠水躍後之水流，受水躍衝擊力之影響，水面發生波浪，靜水渠兩岸水流沿放寬段而達土渠斜坡，因水深逐漸減小，水面波浪逐漸增加，至土渠首端達最大值，

當蓄水庫水位較高，水流由閘下外射，沿曲綫面向靜水渠底下注，在各種流量下之水流，因靜水渠具充分之水深，皆在渠內發生水躍，其上為迴溜。迴溜之長度至橋墩末端而止，閘門壩墩內仍為射流，故水躍發生震動，不致影響閘門，下游水位亦不致影響流量（圖31）。消力槽作用，雖與減低靜水渠底相同，但未能適合各種水流情形，故未加採用。當閘門完全開啓，流量為每秒37.5立方公尺時，放寬段內水面部分有小迴溜，長

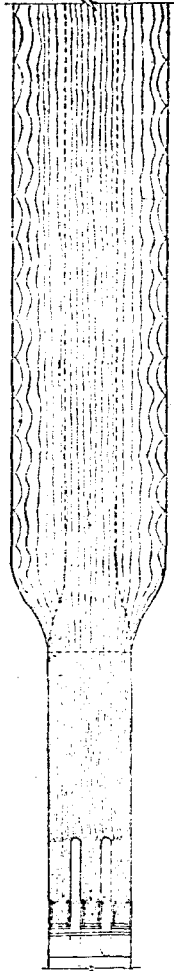
新形進水梭(及加消浪設備)水流縱剖面圖

比例尺 1/200 (單位公尺)

注：水流速度每秒钟在0.5公尺及0.7公尺間者即為急流



橫斷1. 水急中剖面圖



橫斷1. 加消浪設備

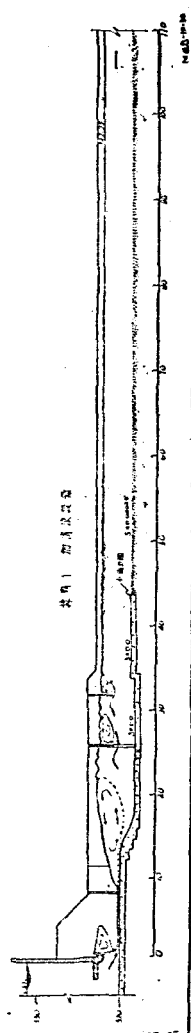
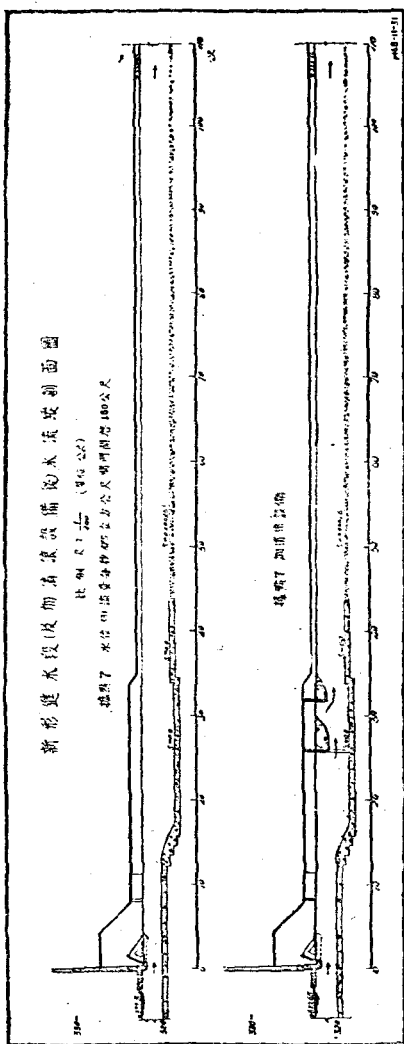


圖 31



射形器水風(後加添設備後)水鏡裝剖面圖

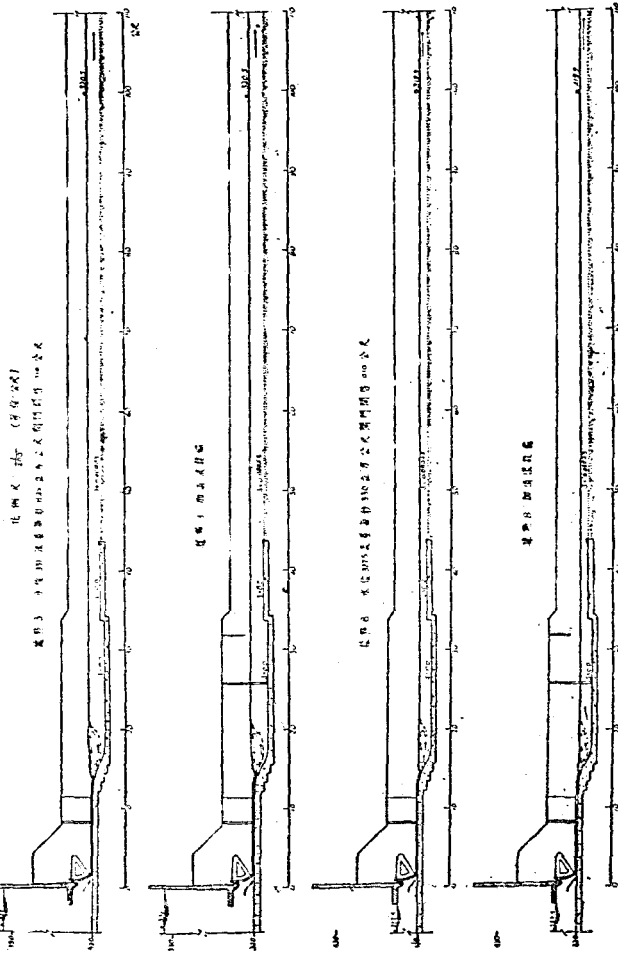


圖 33

沿斜坡向下游傳播。土渠斜坡之波幅（此處「波幅」指全波幅，即波浪最高最低之波面差），約為靜水渠邊牆波幅 2 至 3 倍。

波幅與閘門下水流之速度成正比，依各據點試驗之結果。將靜水渠邊牆，土渠斜坡，及土渠中綫上之最大波幅，曾詳加測量，列為下表：

據點	水位	閘門開啓 尺 寸 (公尺)	流 量 每 秒 立方公尺	波 幅 (公尺)					
				未 加 消 浪 設 備				加 消 浪 設 備	
				靜水渠 邊 牆	土渠中綫 中綫 125 公尺	壩 中綫	土渠 斜坡	垂直 波幅	土渠斜坡
1	331	0.51	37.5	0.66	0.14	1.90	1.05	0.50	0.28
2	331	0.30	23.2	0.60	0.08	1.25	0.69	0.52	0.29
3	331	0.10	8.25	0.20	0.04	0.46	0.26	0.46	0.26
4	326.4	0.70	37.5	0.60	0.11	1.60	0.89	0.42	0.23
5	326.4	0.30	18.0	0.52	0.06	0.92	0.51	0.50	0.28
6	326.4	0.10	6.5	0.10	0.10	0.32	0.18	0.32	0.18
7	322.5	1.80	37.5	0.10	0.04	0.30	0.17	0.18	0.10
8	322.5	0.10	3.3	0.04	0.0	0.14	0.08	0.14	0.08

當上游水位為 331 公尺，閘門開啓 0.51 公尺，流量為每秒 37.5 立方公尺時，土渠斜坡上之垂直波幅為 1.05 公尺，與原形進水段相同。距進水段首端 80 公尺處，斜坡之波浪，因摩擦影響，稍為減小，高仍達 1.0 公尺，故土渠斜坡易被淘刷，殊屬危險。故必須消滅水面波浪。

消浪設備，應適合各種水流情形。波幅由靜水渠沿放寬段邊牆逐漸增加，至土渠首端達最大值，試驗時曾在放寬段斜坡上安置消浪設備，但未能盡合各種情形，故以設於靜水渠中為較宜，該項設備，經多次試驗，決定於水躍後加消浪欄，使流速平均分佈，並於水面部分加板牆，以減少水面波浪。

消浪欄位置距壩中心綫 25.8 公尺，為 20 公分寬之方形柱，相距 60 公分。上部設

消浪板，與靜水渠頂平，下邊緣距渠底 2.5 公尺（消浪板之下邊高度為 321 公尺）。在最大流量時，在水面下約 1.4 公尺。距壩中心綫 31.8 公尺處復設消浪板，尺寸與上述相同。

上述消浪柵與消浪板之佈置，適合各種流量情形。水躍後之水流，經消浪板後，已較平穩。當最高水位與最大流量時，土渠斜坡之波幅由 1.05 公尺減為 28 公分，在其他據點時之波幅見前表所列。（照片 4, P.76）

4 模型與試驗之準確度

本組試驗係研究水流情形及消滅水流能力等問題，並未決定流量係數。故模型與試驗之準確度，其差誤達 5% 時，對試驗結果，尚無重要影響，今將本模型及試驗之準確度分述於下：

a 模型之準確度

模型各部，以進水閘最屬重要，閘門處閘孔平均淨寬，較原有寬度差 + 1.1 公尺（即較原型加寬 22 公厘），閘孔淨寬為 7200 公厘，故差誤為千分之 3。胸牆平均淨高與應有尺寸差 + 0.26 公尺（即較原型加高 + 5.2 公厘），胸牆淨高為 1800 公厘，故差誤為千分之 3。閘門底面各點高度與平均高度之最大差誤為 0.84 公尺，合原型 16.8 公厘。閘門開啓尺寸，用特製準尺校正，準確度為 0.2 公厘，合原型 4 公厘。

靜水段長度與寬度較原有尺寸最大差誤約為 1.0 公尺，合原型 20 公厘。新形靜水渠底平均高度較原有高度差 - 0.11 公尺，合原型 - 2.2 公厘，各點高度與平均值最大差誤為 1.61 公厘，合原型 32.2 公厘。土渠底鋪煤屑，試驗時粉平，高度差誤約為 ± 3 公厘，合原型 ± 60 公厘。

b 試驗準確度

子 流量之準確度

量水槽堰口平均寬度為 358.47 公厘，各點之平均最大差誤為 0.4 公厘。堰頂用水平儀校正平整。測水針閱讀精確度為 0.05 公厘。當最大流量時，量水槽水面漫溢，最大變動約為 0.3 公厘。閱讀時求其中數，估計中數差誤約為 0.2 公厘，水頭高為 98.93 公厘，故水頭差誤為千分之 2。流量差誤為千分之 3。計算流量用 Rehbock 公式，差誤約為千分之一至千分之 2，故流量總差誤約為千分之 3 至千分之 4。

丑 水位之準確度。

閘門前(即蓄水庫內)水位甚為平穩,閱讀水位準確度為測針刻度準確度 0.05 公厘,合原形 1.0 公厘。當新水渠發生水躍時,水面有波浪,渠中綫上最大變動約為 7 公厘,閱讀水位取中數,其誤差,估計約為 3 公厘,合原型 60 公厘。

5. 試驗結果摘要

a 原形進水段水流情形,與設計符合。

b 靜水渠底加深 1.5 公尺,使渠內保持充分之水深,因可減短靜水渠長度 53.42 公尺,藉以節省工費。

c 水躍後之水流,水面發生波浪,經放寬段在土渠岸坡增加波幅,高達 1.05 公尺。經試驗研究,在放寬段前加設消浪柵及消浪板,可減小波幅至 0.28 公尺。

d 進水段流量與蓄水庫水位及閘門開啓尺寸之關係,經初步試驗,製成曲綫圖。

附註 1 流量與蓄水庫水位及閘門開啓尺寸詳細關係,須俟委託機關決定所採用閘門之形式後,補行試驗。

附註 2 原設計土渠之平均流速達每秒 1 公尺,其值太高,土渠恐有被刷之虞。設土渠段皆係開挖之頁岩,開始頗為堅實,但經風化後仍不能抵抗每秒 1 公尺之流速,此次本處對於頁岩冲刷試驗未及舉行,但仍建議土渠之平均流速不應超過每秒 60 公分。

丙 中西兩滾水壩及洩洪道全型模型試驗

1 模型之設計與製造

a 比例率之決定

滾水壩及洩洪道全型試驗,用以研究洩洪道水流情形,中西兩壩洩水匯流情形,及壩址以迄獅子灘水位高度。全型寬度包括中西兩滾水壩約 285 公尺,長度包括壩上游 166.5 公尺,下游以迄獅子灘 457.5 公尺,共 624 公尺。最大流量為每秒 3560 立方公尺。因審度本試驗室面積,及給水量,決定比例率為 1:75。模型範圍及各部尺寸,見圖 2 及 34。

模型總流量為每秒 0 至 73.1 公升。當總流量為每秒 73.1 公升時(合原型最大流

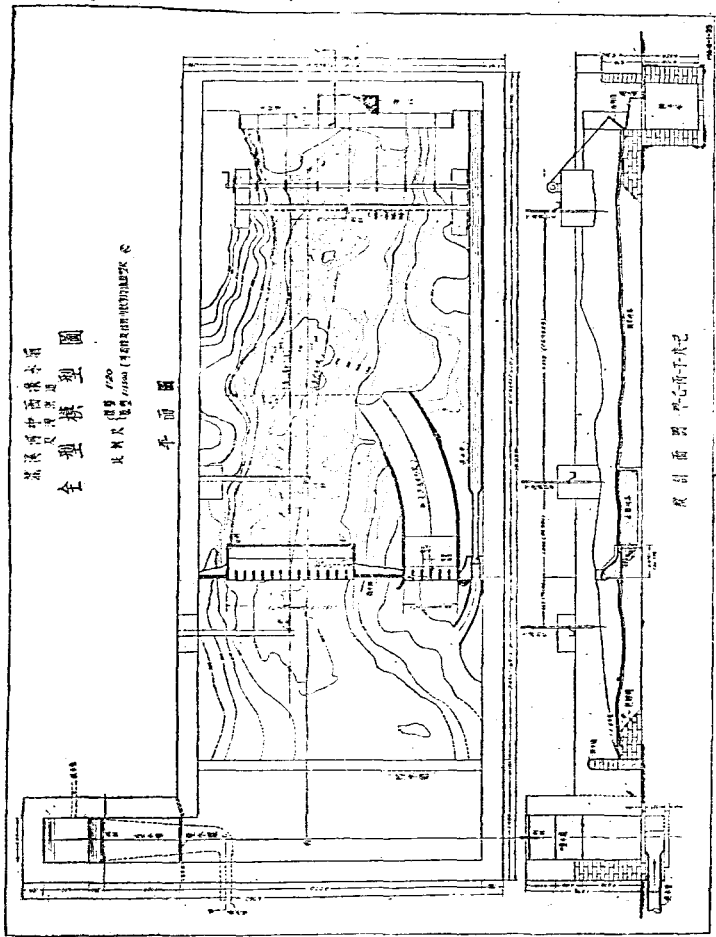
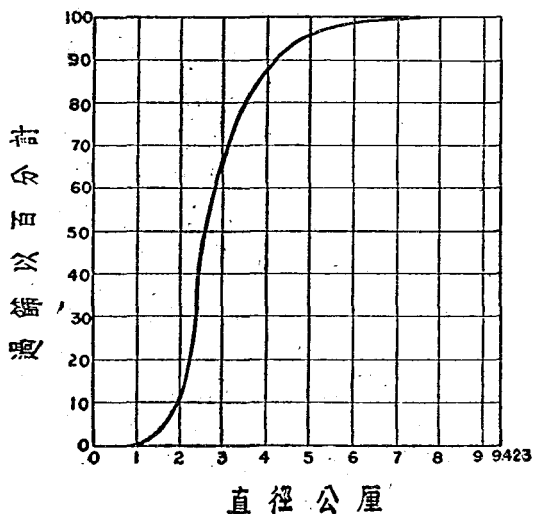


圖 34

量每秒 3560 立方公尺)，壩下游斷面（距壩軸心綫 171 公尺處）之流速為每秒 40.1

砂礫組合曲線 第三號砂



M6.C-2-34

圖 35

其餘概為固定河床。模型所用砂礫，為細白石子。當水深為 9 公分時，臨界冲刷速度為每秒 66 公分，合原型為每秒 5.7 公尺。白石子之比重為 2.72。其組合曲線見圖 35。

c 模型之製造

公分，平均水深為 9.1 公分，雷氏係數為 36,500。當流量為每秒 4.11 公升時（合原型每秒 200 立方公尺），該處流速為每秒 7.1 公分，平均水深為 4.2 公分，雷氏係數為 2980，皆超過直線流速界限。

b 模型砂礫之選擇

岩石與砂礫河床之冲刷，已於第三章甲節 1-b 中詳加討論。本模型除中滾水壩下游一部為活動河床外，

模型各部，除活動河床外，均以磚砌，按原型尺寸縮小，用 1:2 洋灰漿粉平。模型首段，為進水段及靜水壩，用以消滅水流自量水堰下注所生之波浪，故壩前水流異常平穩。

d 試驗設備

本組重要設備為量水堰，測針，活動堰，及觀察水流現象之過養化銻顏料注射管。壩軸中線上游 66.7 公分(合原型 50 公尺)，下游 488.7 公分(合原型 366.525 公尺)，及 129.2 公分(合原型 96.90 公尺)處，各裝測針一枝，用以測驗上下游水位。另裝活動測針，測驗水面曲線坡降，並沿河床中心綫移動，利用水平儀，以測定各點高度。模型末端設有活動堰，用以操縱下游水位。

2 滾水壩流量係數試驗

a 中滾水壩之流量係數

本壩之流量係數，已於第三章甲節之試驗加以決定，該組試驗，係採一孔縮製模型，本組則係全型。故為比較二者之係數值，及研究比例率對於係數之影響起見，再行測驗。其結果見圖 8 曲線(4)，試就兩組試驗結果比較，可見本組所測得係數值較低。其原因有三：

子 全型模型內，壩之兩端水面稍有收縮，足以減少洩水量。

丑 全型模型之比例率較小，故相對之糙率，即上游測針至壩頂一段相對之水頭損失較大。

寅 水面張力，在比例率較小模型中，影響較大。

此比例率愈大，係數值愈與原型(即比例率為 1:1)相近。故中滾水壩流量係數，仍應以第三章甲節之試驗結果為準。該組試驗，未受兩端水面收縮影響，係數值因之稍高，同時因模型較原型縮小之關係，其值又稍低，兩種正負影響或有相互抵消之可能。

b 西滾水壩之流量係數

子 流量係數

西滾水壩係排洩常年洪水而建設，其斷面參照圖 3，流量自每秒 0 至 1000 立方公尺，測驗結果，仍以流量係數，及壩頂水頭高度作縱橫坐標，繪製流量係數曲線

西陵水壩壩流量係數曲線

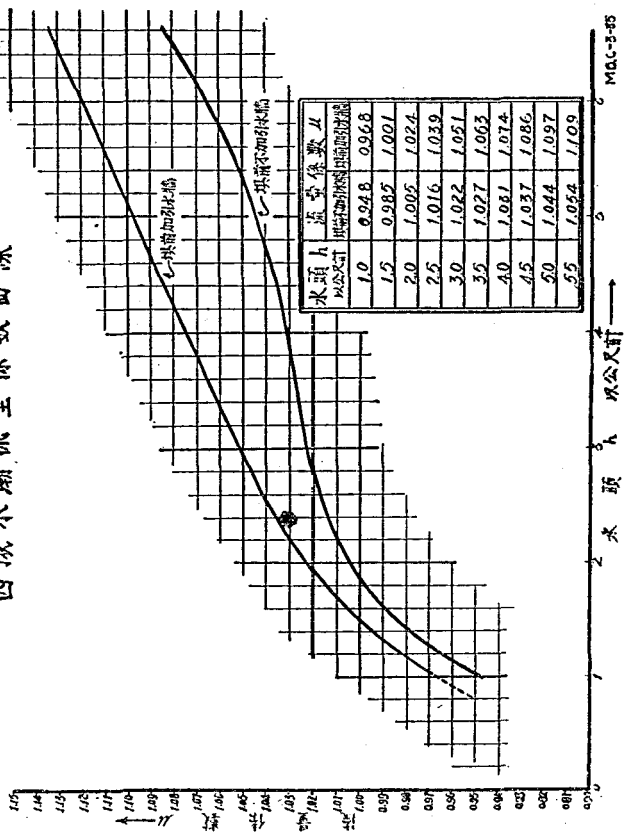


圖 36

(圖36)。

流量係數值，與中滾水壩比較，(圖8曲線(4))顯然低減，在相同水頭高度5公尺時，中滾水壩流量係數為1.162，而西滾水壩僅為1.044。流量係數曲線，亦有轉向現象。

西滾水壩流量係數較中滾水壩低減之原因有三：

(一)流量係數值之所以超過1.0者。純因壩頂水流彎曲而生離心力所致，中滾水壩上游河床，平均低於壩頂17公尺。西滾水壩上游河床，低於壩頂僅2公尺。水流沿河床前進，遇壩身上升，復越壩頂下注。流綫之彎曲度，中滾水壩較大於西滾水壩，因是所生之離心力較大，故中滾水壩之流量係數值較高。

(二)西滾水壩，上游河床較高，平流之行近流速較大，自上游測針至壩頂一段水頭損失較大，流量係數值較小。

(三)影響西滾水壩流量最甚者，厥為壩兩端水面之收縮。

丑 西滾水壩兩端水面收束對於流量係數之影響

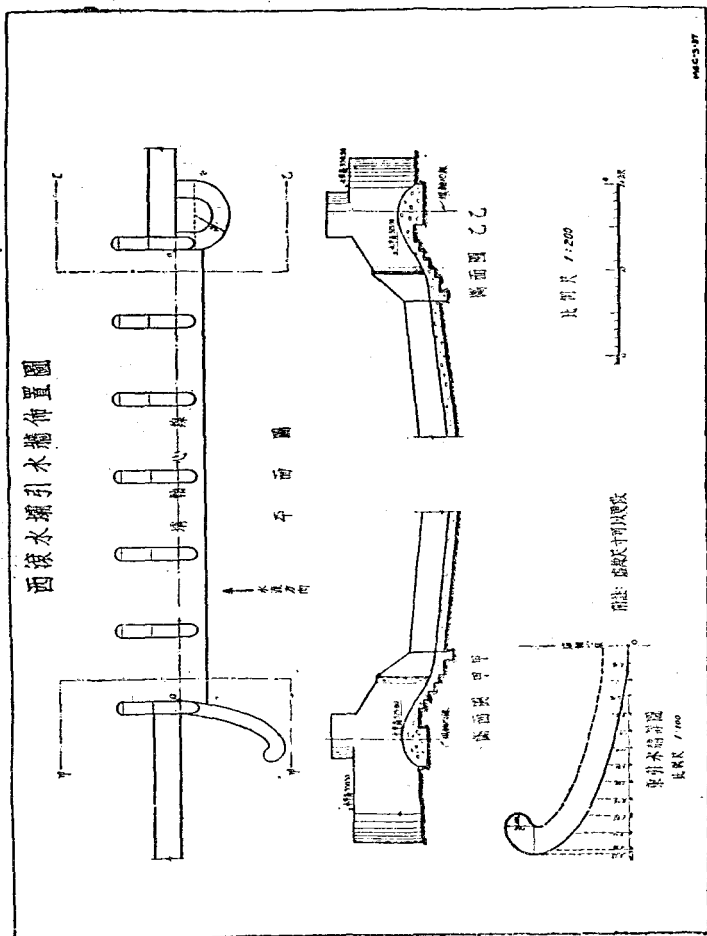
壩孔內之水流，由緩流變為射流，其臨界斷面，在壩孔內壩之頂點上，臨界斷面水位適達臨界高度，與最大洩水量相應，臨界斷面水位有所增減，皆足以減少洩水量。

西滾水壩上游，河床較高，水深較淺，壩前水流自各方面向壩頂集中(照片5)。靠壩水壩之流綫，流至西滾水壩外端第一孔，因轉向而生離心力，使邊牆內沿水面低降(照片7)，因而減少第一孔之洩水量。尤以壩墩向上游突出，增加上述現象。為免除離心力影響起見，於壩前加設引水牆，使水流平行並進，水面之低降部分，即隨而抬高，同時壩前水頭低降，即表示流量係數增加。(照片6及8)。

寅 西滾水壩兩端引水牆之長度形狀及位置之決定。

引水牆應具相當長度，使壩之上游水流平行向壩頂流射，惟不宜過長，過長則增加壩牆之摩擦損失，減低流量係數。至於決定引水牆長度，形狀及位置之方法，係在相同流量下，紀錄各種引水牆佈置之壩前水頭高度，並利用顏色溶液觀察水流情形。水頭最低者，為最優良，試驗結果見圖37。

卯 加引水牆後之流量係數



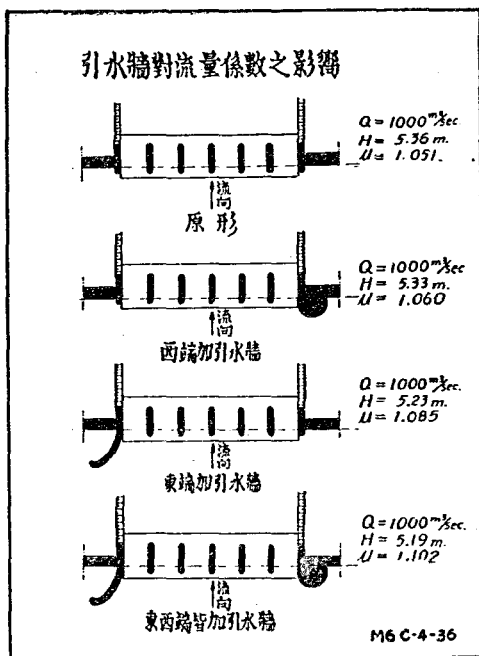


圖 38

3 滾水壩至獅子灘水位高度測驗

滾水壩水流及冲刷情形，受下游水位之影響最大，在某流量下，下游水位為河床比降，斷面，及糙率之因數。普通模型試驗，皆採用可能之最短河道，根據原型已知之某斷面水位與流量關係，利用活動堰以校正模型水位。本組試驗，根據委託機關送來資料，於下游約 366 公尺處獅子灘為射流，是即灘之下游水位對灘之上游水位不發生影響。設緩流變為射流之臨界斷面為已知數，則臨界斷面之水位高度，可以利用

加引水牆(圖 37)後，流量係數有顯著之增加，圖 38 為東西兩引水牆個別及共同對壩上游水頭高度及流量係數之影響。西滾水壩當流量為每秒 1000 立方公尺，加設引水牆後可較原形增加全部流量係數 4.84%。假設西滾水壩中孔不受離心力之影響，則東引水牆增進東端第一孔之流量係數約 20%。西引水牆增進西端第一孔之係數約 5%。換而言之，即原形之西滾水壩東西二邊孔之有效洩水寬度，只為 80% 及 95%。

$$\alpha V^2 = gDc \quad \text{及} \quad Q = VA$$

公式計算。再根據計算之臨界断面水位，用變速流公式，推算灘之上游各段水位，圖39為流量等於每秒800, 1800, 3560立方公尺時之各水面高度計算結果。計算時假定 $\alpha = 1$, $n = 0.03$ (Forchheimer公式)。

灘上游水位高度，委託機關於二十七年七月二十一日及二十二日曾實測兩次，流量為每秒800及1800立方公尺。實測之水位曲線見圖39。

試比較實測值與計算值，可見實測水位曲線，在計算值之上，其原因或由於 (1)

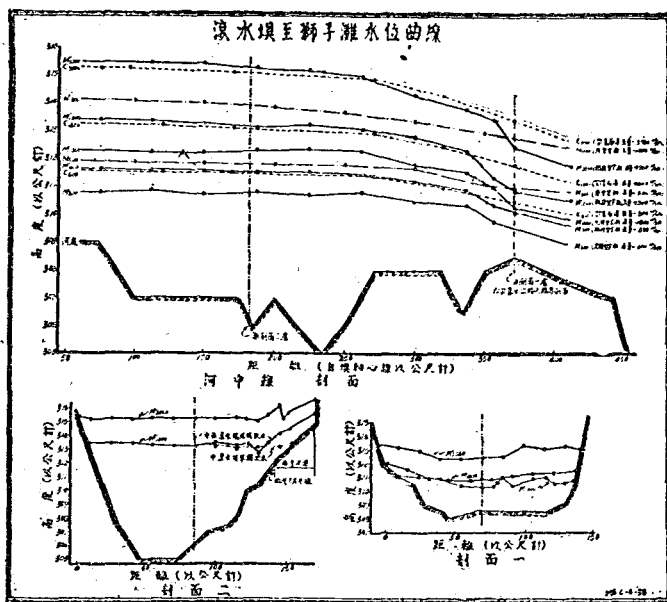


圖 39

計算值所假設之糙率太低，(2)計算值所假設之 α 值太低，致計算值太低，或由於實測流量時，因實測困難而發生差誤，致實際流量或有超過於計算值之可能。

模型水位應與原型符合，水流情形方可相似，但不能超過原型水面高度，以期試驗所得結果，較實在情形，更為安全。前已詳述壩之下游水位愈低，水流情形愈劣。故模型水位之校正，以較低之計算值為較安全。

模型建造完畢後，於中滾水壩放水試驗其流量為每秒 800，及 1800 立方公尺，同時放低活動堰，使獅子灘為射流，不致影響上游水位。測驗結果（見圖 39），模型測驗值較計算值為低，故決定增加河床之糙率，其方法係在河床上用洋灰漿粘貼 2 至 5 公厘稜角形之白石子，距離約 0 至 50 公厘。根據 Nikuradse 公式，計算漿貼砂礫直徑應為 2.5 公厘，與試驗所用白石子大致符合。再度放水，測驗水位高度亦與計算值相符合。（圖 39）

在最大流量時之水位高度，亦加以測驗。（見圖 39）

4 水流情形試驗

a 中滾水壩之水流情形

中滾水壩水流情形，已於第三章甲節之試驗詳細說明。本組試驗之護坦長度，按第三章甲節之試驗結果，縮短 6 公尺。護坦為直線斜面，末端設第八號矩形消力槽，高 1.44 公尺，寬 1.0 公尺。

水流自壩頂下射，於槽前發生水躍，其上為迴溜。水躍之形狀，位置，與高度，皆與第三章甲節之試驗結果相似。

水躍頂點，超越邊牆高度，故水流在牆頂漫溢。邊牆頂與岩石接縫處，應妥為保護，以免沖刷。

b 西洩洪道之水流情形

子 原形洩洪道之水流情形

洩洪道之水流皆為射流，在最大流量時，流速平均達每秒 10 公尺，水深平均約為 1 公尺。水面受壩墩影響成菱角紋，水流自壩下流，至壩軸中線下約 50 公尺處，因水道彎曲轉向，發生離心力，水流向外線集中，產生與立波水躍相似之現象。（照片 9）

洩洪道水流平面上，有顯著之分界線（即圖 40 之水躍位置線），分界線與洩洪道內沿之間水深甚淺，與外沿之間水深較大。在中線上水深由 0.9 公尺增至 3.34 公尺。斷面乙乙則由 0.38 公尺增至 3.8 公尺。

水流自洩洪道射入正河中約 50 公尺，而發生水躍，向獅子灘東岸流瀉。正河中由洩洪道出口至中滾水壩間發生大迴瀉。

在小流量時，水流情形與上述相似。洩洪道內流量大部集中外線，故岸邊受水流之衝擊。內線附近之流量甚微，因之內線與正河相交點之砌牆及堆石，可以節省。

丑 新形洩洪道之水流情形

原形洩洪道，水流集中外線，各斷面未能平均發揮其洩水能力，水流現象亦未臻完善，故須更改洩洪道形狀。

新形洩洪道之設計，應使：(1)水流平均分佈，(2)符合地形，減少土石方，(3)形狀簡單，施工便利，(4)水流射入正河，不致影響中滾水壩之安全。

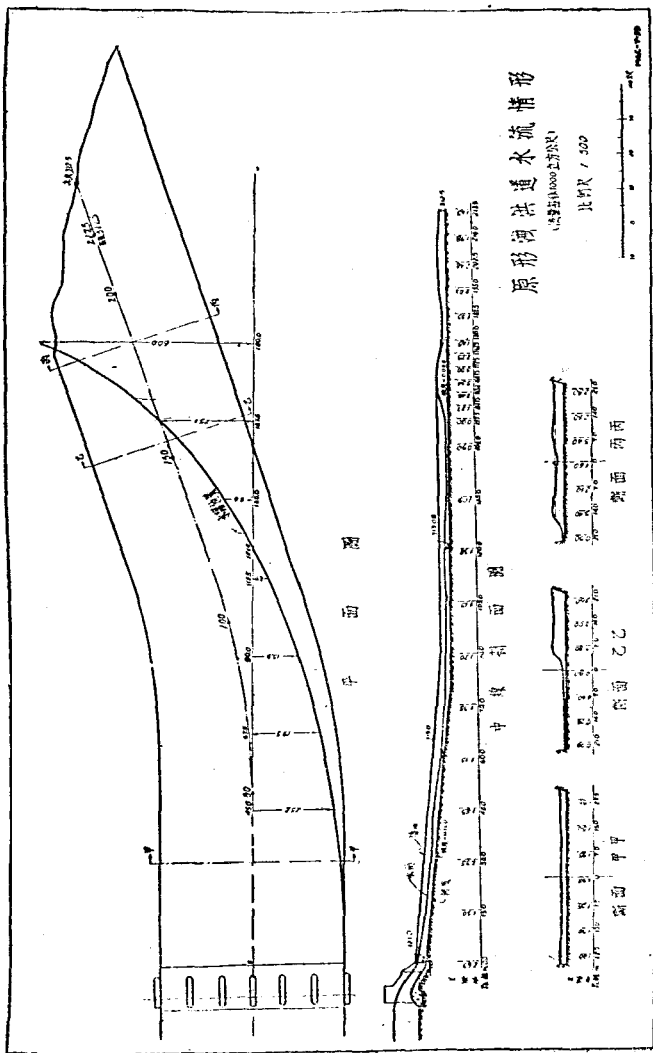
原形水道，水流向外線集中，由於離心力所致。欲使水流平均分佈，可以利用跌水，消滅水流能力，減少流速，因而減少離心力。但限於地形，該項佈置，殊不經濟。

平衡離心力最有效之方法，厥為應用向曲線中點傾斜之橫斷面，即橫斷面之槽底有相當之橫坡度，使斷面各點水深相等，以平衡離心力。西洩洪道位於正河之西岸，其地形適向正河傾斜，故上述佈置與地形極為適合，工費亦較省。（圖 41）

各斷面渠底高度與坡度，影響該斷面各點之流速，因流速轉向而生之離心力，須與該斷面之橫坡度相應，有相互之關係。故計劃洩洪道之形狀，須先就地形初步決定平面之佈置，曲線半徑長度，縱橫坡度等，務使與地形符合，然後用變速流公式，（假定糙率為 0.03）計算內線中線外線各段之流速，審核離心力是否與橫坡度相應。

內線之橫坡大於外綫，內綫之流速亦大於外綫。根據離心力計算，其斷面之形狀應為指數函數式，內綫坡度大於外綫坡度，但為便於施工計，宜採用直綫形之橫坡度。

離心力與流速成正比，流速因流量而異，計劃新洩洪道斷面橫坡度，以最大流量每秒 1000 立方公尺為準。



洩洪道底，爲開挖之岩石面，計算時所採用之糙率爲 0.03。模型洩洪道，用洋灰漿粘貼 0.5 至 2 公厘直徑之白石子，更改糙率，使與原型符合。

原形洩洪道，計挖土石約 26,000 立方公尺，填石約 3,500 立方公尺。新形洩洪道，計挖土石約 12,000 立方公尺，填石約 6,700 立方公尺。故新形洩洪道匪特水流分佈均勻，且可節省工程費用。

c 中西兩滾水壩洩水匯流情形

當最大流量（每秒 3,560 立方公尺）時，中西兩滾水壩同時放水。中滾水壩壩前發生水躍，壩後爲緩流，流態平穩。西滾水壩洩洪道，水流因正河水位高漲，在洩洪道末端未達正河前，即發生水躍，隨大溜靠西岸向獅子灘流洩，不復衝擊對岸。

洩洪道與正河交點，左右岸皆發生迴溜。（照片 11, 12）。西岸（卽外線）接近正河處，水流漫過壩頂。迴溜流速頗大。東岸之迴溜較小。

綜觀正河水流，尙稱平穩，中滾水壩洩水時，消力檻已消滅跌流之能力，正河之流量，雖有所增加，但因水位之高漲，減少洩洪道射流沖擊力，故河床之冲刷，比諸西滾水壩單獨放水時，較爲緩和。

5 模型與試驗之準確度

a 模型之準確度

壩頂各點高度與平均高度最大差誤爲 0.34 公厘，合原型 25.5 公厘。中西兩壩孔之總淨寬較應有淨寬差 + 0.295 公厘，合原型 + 22.1 公厘；卽總寬萬分之 1.5。中滾水壩護坦末端，平均高度與應有高度相符。

洩洪道各點差誤爲 1 公厘，合原型 75 公厘。製造地形所用之三夾板斷面高度差誤爲 2 公厘，合原型 150 公厘。各斷面距離差誤爲 5 公厘，合原型 375 公厘。（斷面距離合原型爲 50 公尺）。

b 試驗之準確度

子 流量之準確度

量水槽堰頂平直無誤，堰頂水槽平均寬爲 58.34 公厘，各點寬度與平均寬度最大差誤爲 0.15 公厘。計算流量用 Rehbock 公式，其差誤約爲千分之 1 至 2。在最大流量時水面微有波浪，測驗平均值之可能差誤爲 0.15 公厘。水頭高度爲 16.5 公分，

故水頭之差誤為千分之 1，流量之差誤約為千分之 1.5，流量之總差誤為千分之 2 至 3。

丑 水位之準確度

壩之上游水位，甚為平穩。水位之準確度，即為測針刻度之準確度計為 0.15 公厘，合原型 11.25 公厘。測驗壩下游水位高度，因水面盪漾，閱讀中數之差誤，估計約為 1 公厘，合原型 75 公厘。（本試驗測驗壩上下游水位所用測針之準確度為 0.0005 呎 = 0.15 公厘）

寅 流量係數之準確度

在最大流量時，流量差誤約為千分之 2 至 3。壩頂水頭高度差誤為 0.15 公厘，水頭高度為 72 公厘，即水頭差誤為千分之 2.1。壩孔寬度差誤為萬分之 1.5 可略而不計。故係數測值之差誤，根據數學公式計算為：

$$\frac{\Delta \mu}{\mu} = \frac{\Delta Q}{Q} + 1.5 \frac{\Delta h}{h} = \text{千分之} 5 \text{ 至 } 6。$$

依據測驗結果，繪製係數與水位關係圖，再審核各點之連續性，繪製最可能曲線。測值與曲線之差誤，有數點最大達 1%。約略與上述準確度符合，故不致有其他差誤在內。

6 試驗結果述要

a 中澗水壩之流量係數測值，因本和模型比率較小，相對之糙率較大，故係數值較本章甲節（ $\lambda = 36$ ）試驗結果為低，應用時須以甲節之試驗結果為準。

b 西澗水壩流量係數，因兩端水面收縮及行近水流之能力損失，較中澗水壩低減。當總流量為每秒 $6 \times 178 = 1068$ 立方公尺時，水頭為 5.58 公尺，係數為 1.056。經試驗研究，應於兩端上游加設引水牆，避免水面收縮，增加洩水量。當流量為每秒 1068 立方公尺時，係數值增加至 1.107，水頭減低至 5.41 公尺。

c 中澗水壩水流情形，與甲節試驗相同。

d 中澗水壩護坦縮短 6 公尺後，可將邊牆改為直線形。（圖 34）

e 原形洩洪道曲線段之水流，發生離心力，向外線集中。經試驗研究，就地形利用橫坡度，以平衡離心力，各断面之水流得均勻分佈。

f 中西兩滾水壩洩水匯流情形，由試驗描繪紀錄，及河道之水位高度，可參考試驗紀錄圖表。

四 試驗結果之伸引

模型試驗，係利用模型以研究原型之水流情形，冲刷情形，及流量係數等，俾可預先明瞭其各種狀況，以為施工改善之借鏡。究竟在縮小之模型中，由觀察所得之現象，或由測驗及計算所得之數值，是否與原型相似，最關重要。茲就水流情形，流量係數及冲刷情形，分述於下：

甲 水流情形

普通言之，模型與原型水流之雷氏係數愈相近，則二者之水流情形愈相似，模型之設計，使其雷氏係數具有相當之數值，遠超過直線流界限，故模型水流，大致與原型相同，但其中稍有細微之差異。如模型水流之水面，因受水面張力之影響，較原型為光滑，不若天然水流水面之附有多量之水花，惟此項差異無關重要。

模型滾水壩面之水流，因有其他原因，與原型頗不相同。當天然水流，在較高之壩頂下注時，與多量之空氣混合。設滾水壩具有相當之高度，則水流分散如暴雨下注，不復成整個之水流線（瀑布之跌流）。空氣對水流發生阻力，故天然跌流之流速鮮有超過每秒20公尺者。水流與空氣之混合，並不按比例率而縮小，而為流速絕對值之函數。模型滾水壩高僅0.5公尺，其空氣混合量極微，故以模型所測驗之壩面及護坦上之流速，引用於原型，必屬過大。模型與原型之水流由是雖有差異，但原型河床之冲刷，實較模型試驗結果為安全。

乙 流量係數

流量係數所用之公式，係根據力學基本公式 $F = M \cdot a$ 而演算。公式中之質量 M 即滾水壩之流量，其影響於係數值之伸引，祇限於測驗流量之準確度，但公式中之加速率 a ，則因所受之「力」之種類而異。

對滾水壩洩水量有關係之力，厥為地心吸力，摩擦力及水面張力，原型與模型皆受相同之地心吸力，故試驗結果及伸引，純視模型與原型之摩擦力及水面張力是否相似。

摩擦力復可分為水內摩擦力(即水之黏滯性)及槽壁摩擦力。水內黏滯性，為值甚微。嚴格言之，模型所用液體，其黏滯性應小於原型。今模型仍用與原型相同之水，但由是所生之差誤甚微可略而不計。設計算其影響，則原型之流量係數，應較模型所測者稍高。

水流與壩面及橋墩表面所生之摩擦力，可以選擇適合之模型材料，使與原型相似。第三章甲節試驗之比率為1：36，頗易選擇適合之材料，該模型係用細沙洋灰漿粉不，表面打臘磨光，其糙率約與原型混凝土壩相等。至第三章丙節試驗之比率為1：75，頗難選擇適當之材料，設壩之構造簡單，每可用石臘作模型。但因重慶夏季之溫度太高，石臘有被融化之虞。第三章丙節試驗模型係用細沙洋灰粉成，其糙率與原型相較，尚欠光滑，是即相對之糙率較大，相對之摩擦損失較大，試驗所測驗之係數值太低。

當水面成曲線形時，水面張力，發生影響。設曲線之彎度甚小，則其影響可略而不計。水面張力在彎曲面向曲線中點所生之壓力，與曲線半徑絕對值成反比。在相似之水面曲線狀態下，水面張力所發生之壓力，其絕對數值在模型中反較原型為大。當水面曲線半徑值漸小而達10公分左右時，水面張力，開始發生顯著之影響。第三章丙節試驗之水面曲線半徑值較小，已受水面張力之影響，尤以在小水頭時為甚。係數值測驗結果，較原型為低。

綜上所述各種力之影響，皆足以減低模型之流量係數，故原型之實在流量係數，較試驗結果，略有增加，但為設計而言，似較安全。

丙 冲刷情形

模型縮小後，減少水流所含之混流，渦流。概括言之，其冲刷力較含有多量混流之原型水流，按比例計算稍為和緩。原型河床為岩石，頗難就模型內沙礫河床之冲刷試驗結果，推算原型河床之絕對冲刷情形，但模型內沙礫河床之冲刷，必較原形岩石河床之冲刷更烈，則可斷言也。

原設計及試驗研究結果，對於中壩水壩消滅水流能力之各種佈置，可視為足以防止河床發生危險之冲刷，不致危及壩身之安全。就水流情形觀察，洩洪道及洩洪道與正河交點處，必有冲刷，但不致危及壩身之安全，且需極久之時間，故不重要，似無須預先作各種佈置，儘可隨時加以修補，較為經濟也。

五 結論

普通水工設計，或係根據水力學計算，或係參照以往工程經驗；欲求預期之水流及各種情形，十分準確，實屬不易。蓋工程設計，每應用「安全因數」，以防設計有所差誤。但水流情形，過於複雜，設計時雖加安全因數，而工程完竣後，每發現實際情形與原計劃頗不盡符合，故施工以前，宜舉行模型試驗，詳為研究，審察各種情形，確定其因果。如是非特增進工程之安全，並可節省工程用費。此次試驗，如研究於進水段加設消浪設備，以增進土渠之安全，以及縮短護坦長度，以節省工費，皆可證明模型試驗之功效。

依照此次試驗之結果，審核原設計之水力計算，大體尚無不合。惟試驗時發現若干現象須加以改進，經多次之研究，與試驗，將其結果及建議事項列述如下：

甲 中滾水壩之流量係數，其值中常（每孔 $Q=178 \text{ m}^3/\text{s}$ ， $h=5.211$ ， $\mu=1.171$ ）。欲增加洩水量，必須修改壩頂形狀，移動橋墩位置方可見效。壩頂之方角，足以發生小迴溜；而減低流量係數，如事實上無大妨礙，似宜加以修改。

西滾水壩因兩端水面之收縮，約減低流量係數5%（每孔 $Q=178 \text{ m}^3/\text{s}$ ， $h=5.58$ ， $\mu=1.056$ ）。故應於壩之兩端加設引水牆，使水流平行洩瀉。引水牆及壩前開挖地面，應力求光滑，俾可減少水流能力之損失。

乙 當洪水時，中滾水壩壩面一部分發生微小之負壓，其最大值合水柱12公分，與設計計算尚屬符合。

丙 根據模型試驗之經驗，消力檻之設備，對於滾水壩及洩水閘，具有特殊之功效。此項消力檻不特減輕河床之沖刷，且可使水流在固定位置發生水躍，消滅水流之能力。消力檻之選擇，必須與水流情形符合。此次試驗，曾研究十三種不同之消力檻，結果以第八號檻（矩形1.44公尺高，1.0公尺寬）之形狀較為簡單，其保持迴溜之能力

亦較優，非特可以防止河床發生危險之刷深，且可縮短護坦長度 6 至 8 公尺，對於工費方面，節省甚多。

護坦之形狀，亦曾略加修改，使為直線斜面形，比較原擬護坦之品質，亦較為優良。

丁 原計劃洩洪道之水流，因離心力向外線集中，流態頗不均勻。此項現象，雖不致發生任何危險，但為符合地形計，似宜利用橫坡度，使水流得以平均洩瀉。

洩洪道與正河交點之水流，極不平穩，其利用橫坡度修改之新形洩洪道，此項現象亦頗顯著。故當西滾水壩單獨洩水時，正河內即發生迴溜，如為砂礫河床，即有被刷之慮。但本計劃內之河床為岩石，迴溜不致發生冲刷，且洩洪道流入正河之水流，距離壩身遠在 100 公尺之外，當不致發生危險。

洩洪道內之水流，皆為射流，但洩洪道係開鑿岩石而成，當可抵抗射流之冲刷力，設開挖段內有泥土及軟石，應用較好石塊填補，開挖之地面，並應保持其粗糙形態，以減少流速，消滅其冲刷力。

戊 進水段之靜水渠，係利用水躍以消滅自蓄水庫閘內射入進水渠水流之能力，故試驗時乃設法使水流於近閘處之固定地點發生水躍。消力檻之設備未能適合各種水流情形，故放棄消力檻而另行設法將靜水渠底改低，以增加水深，在各種水流情況之下，均可使水躍在固定地點發生。由是得縮短靜水渠長度 53.42 公尺（原長 67.42 公尺）。同時避免應用收縮段，使流態較為均勻。

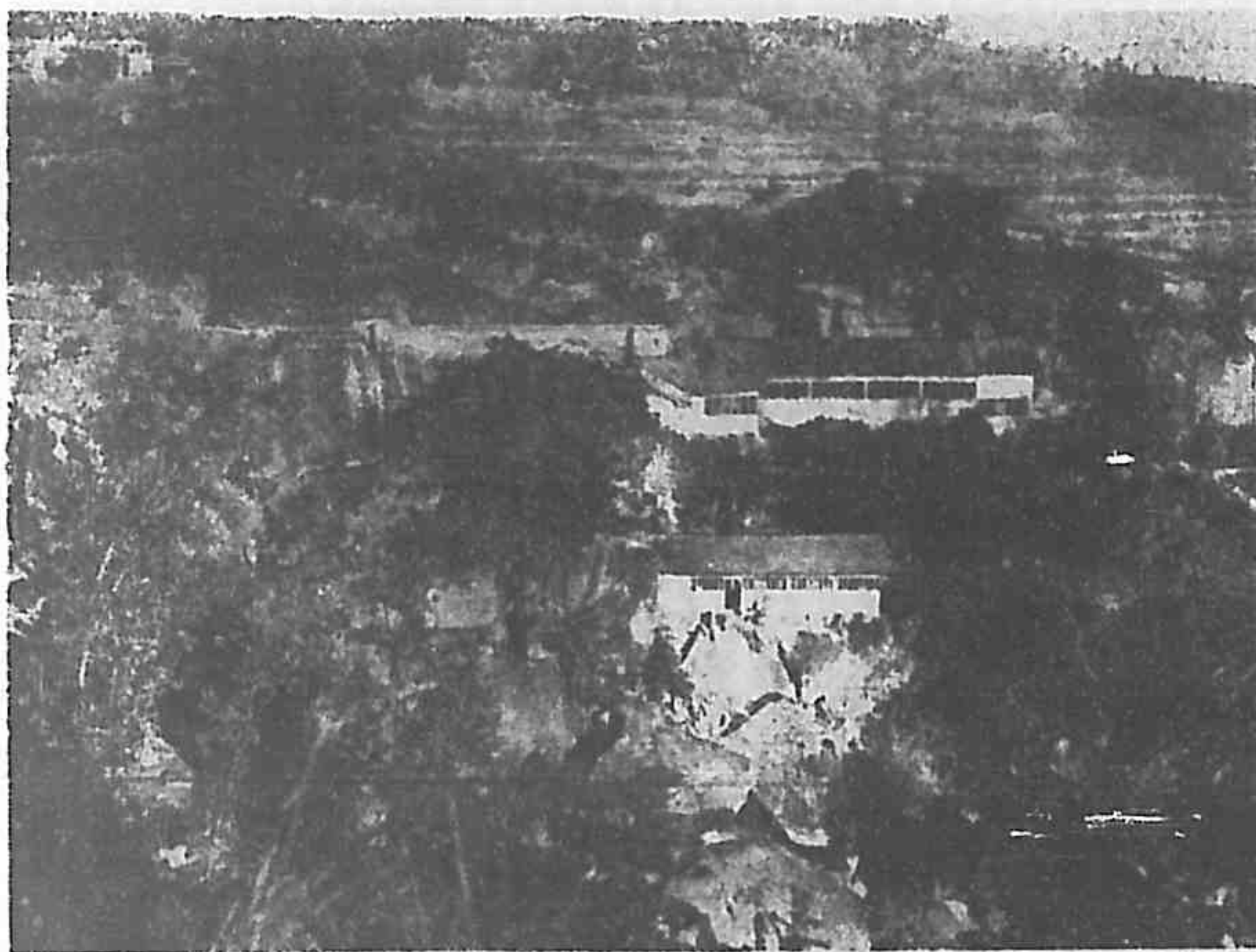
靜水渠與土渠相接處，因水面放寬。最易發生迴溜，冲刷河床。此次更改放寬段之形狀，以免除迴溜，庶水流得以平均洩瀉。

放寬段之洋灰渠底與土渠底相接處，應加消力檻，蓋固定河床與活動河床相接處，最易發生淘刷，消力檻足以使檻後發生固定之逆流，使冲刷最深點向下游移動，故不致將固定河床之基腳挖深。消力檻可選用矩形，高 20 公分寬 40 公分。

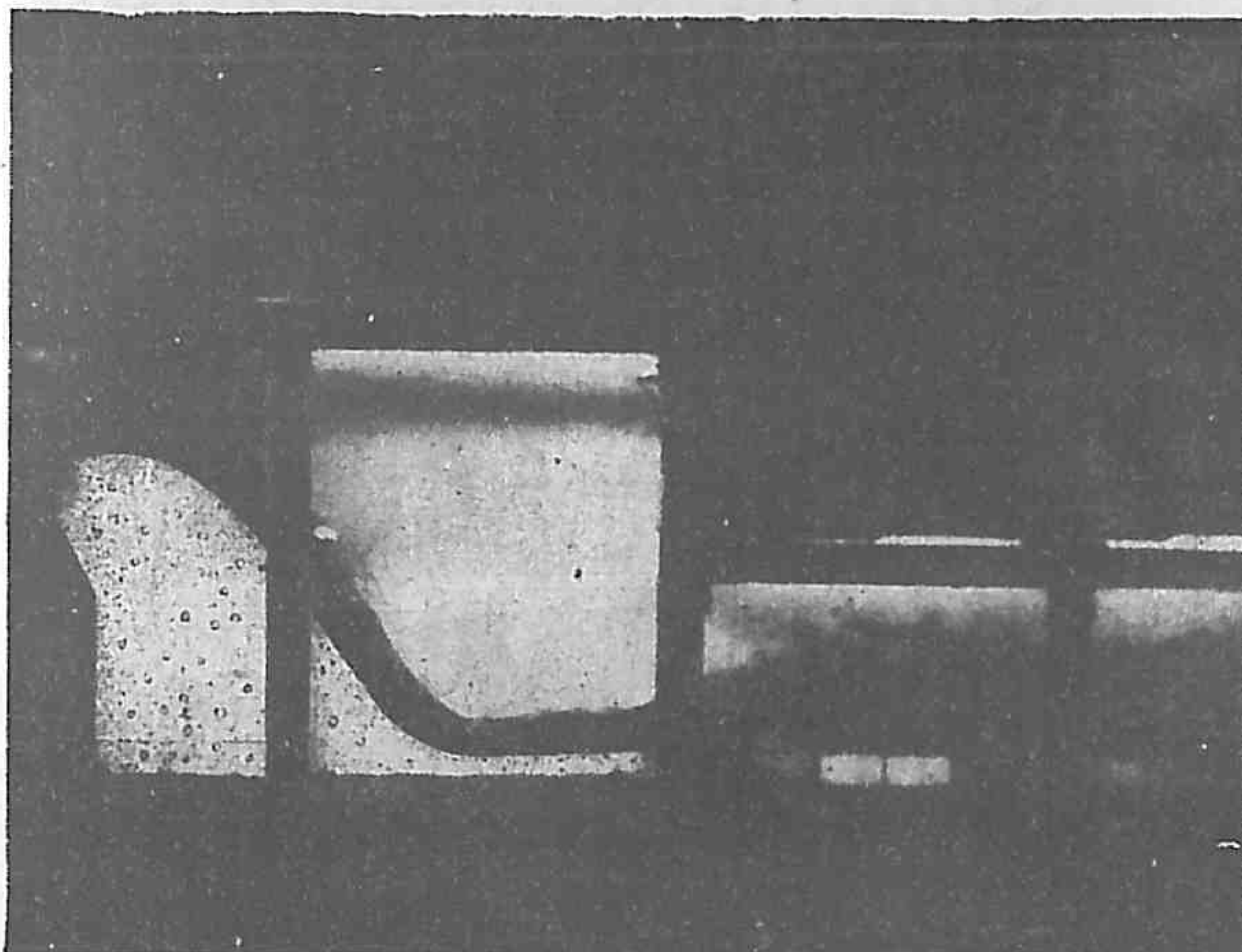
試驗時發現水躍後之水面，發生波浪，尤以在土渠斜坡上為最烈，故應設法減低波浪之高度，經多次之試驗，決定在靜水渠末端加設消浪板與消浪柵，可以將土渠斜

坡處之浪高由1.05公尺減低至0.28公尺。但該浪幅及土渠每秒1公尺之平均流速，對於土渠斜坡，仍有冲刷之可能，故建議將土渠平均流速減低或將坡岸鋪砌，以期增加土渠之安全。

設因地形關係，不便將靜水渠縮短，則建議仍保持新形進水渠之寬度及深度，依照地形將靜水渠向下游延長，並將消浪設備，設於靜水渠之末端。消浪板之互相距離及其與放寬段首端之距離，可酌量延長。同時建議利用靜水渠之一邊作溢水段，以防操縱閘門，或有差誤時，使過多之流量，可自溢水段流瀉。

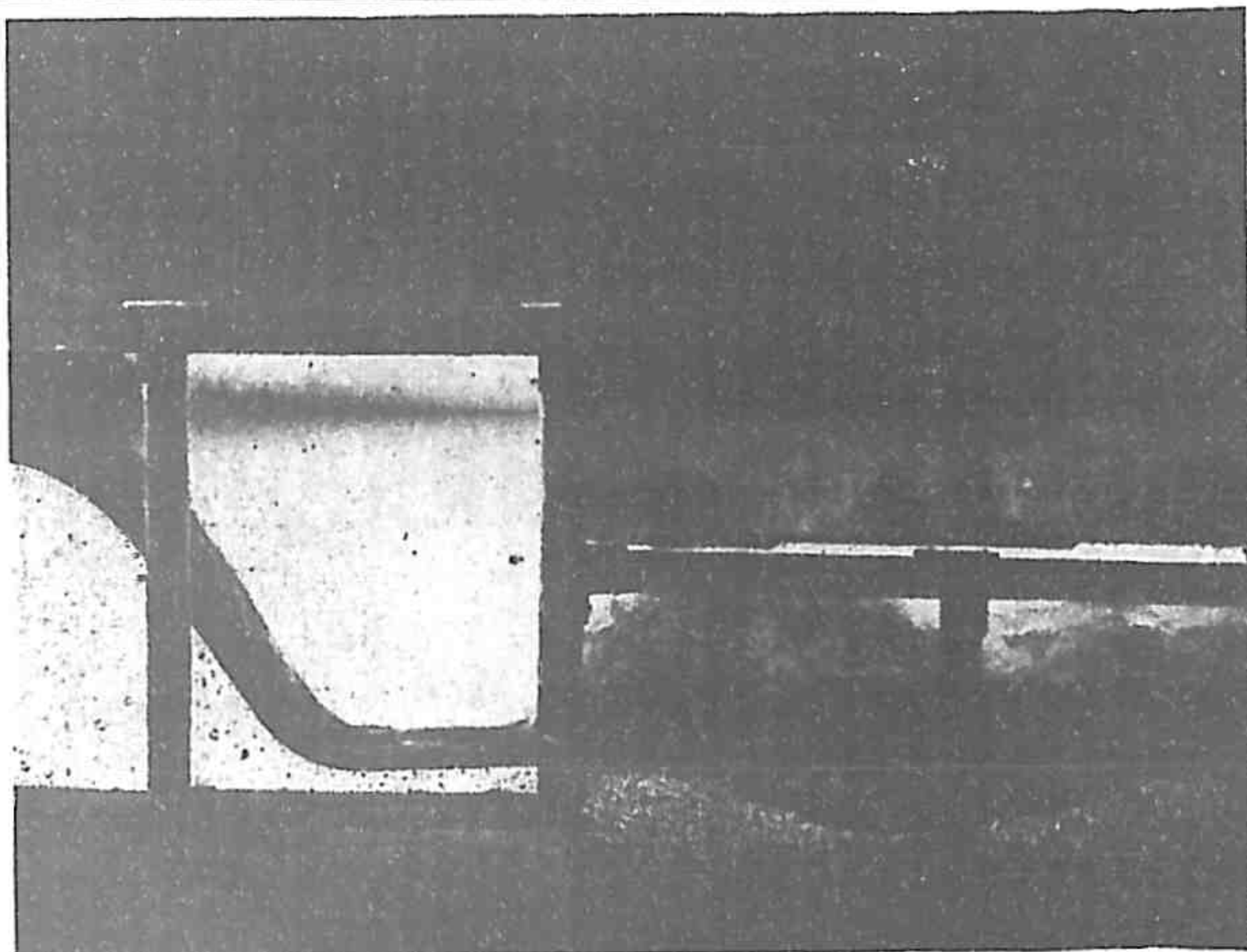


照片 1 中央水利實驗處磐溪水工試驗室

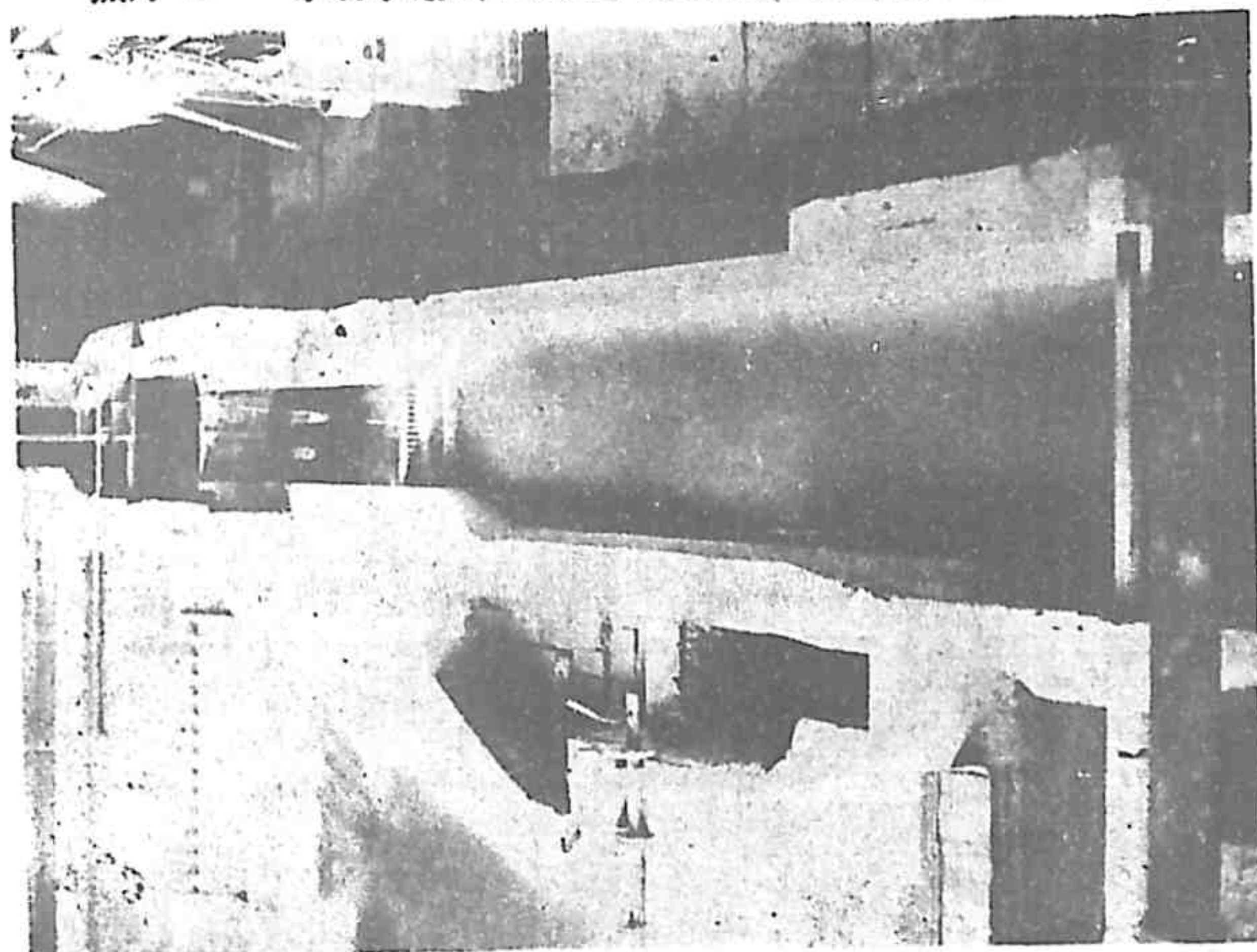


照片 2 中滾水壩断面模型試驗固定河床過臨界狀態水流

模型試驗河床鋪砌磚塊被負壓吸起

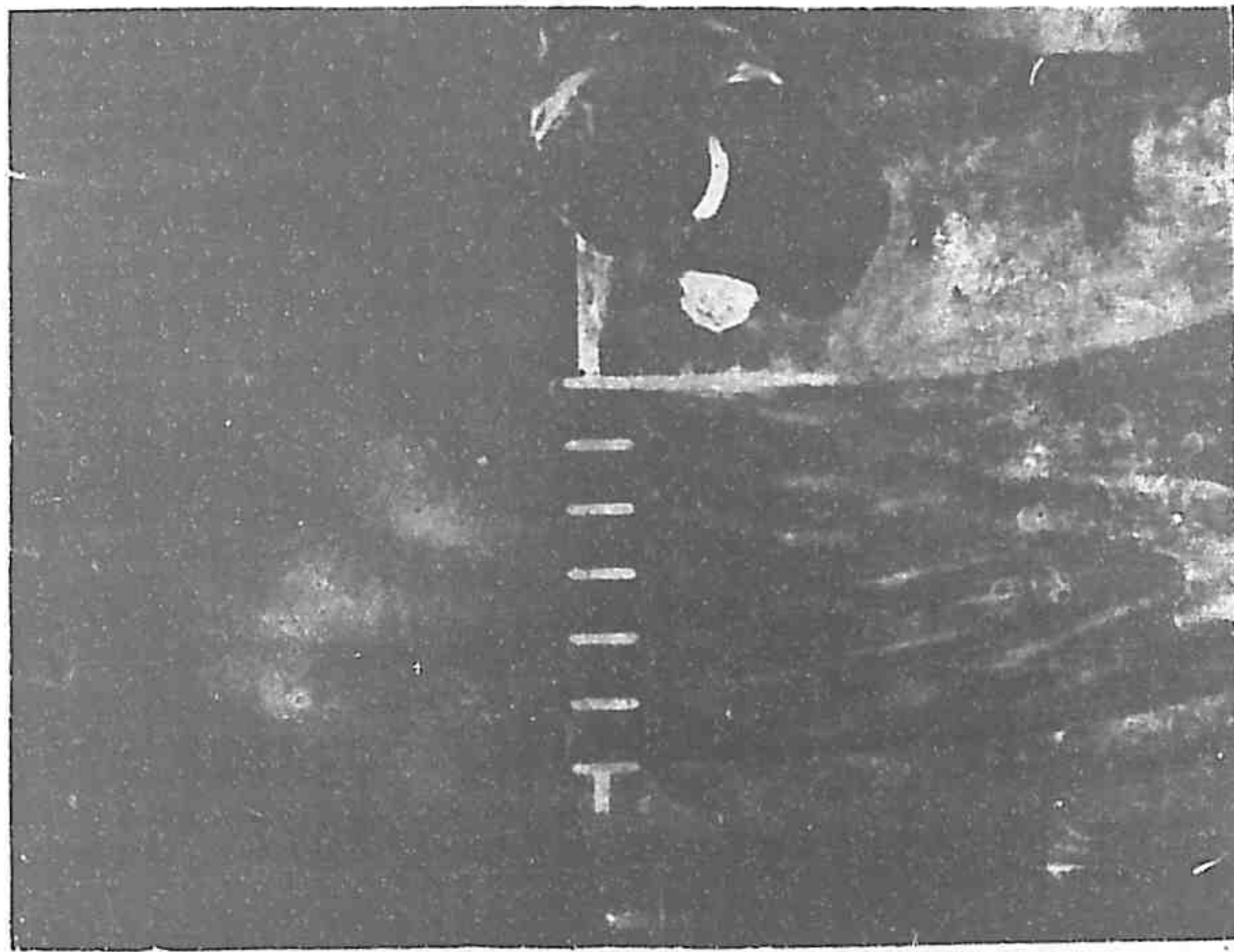


照片 3 中滾水壩断面模型試驗活動河床立波水躍 $H=H_c$

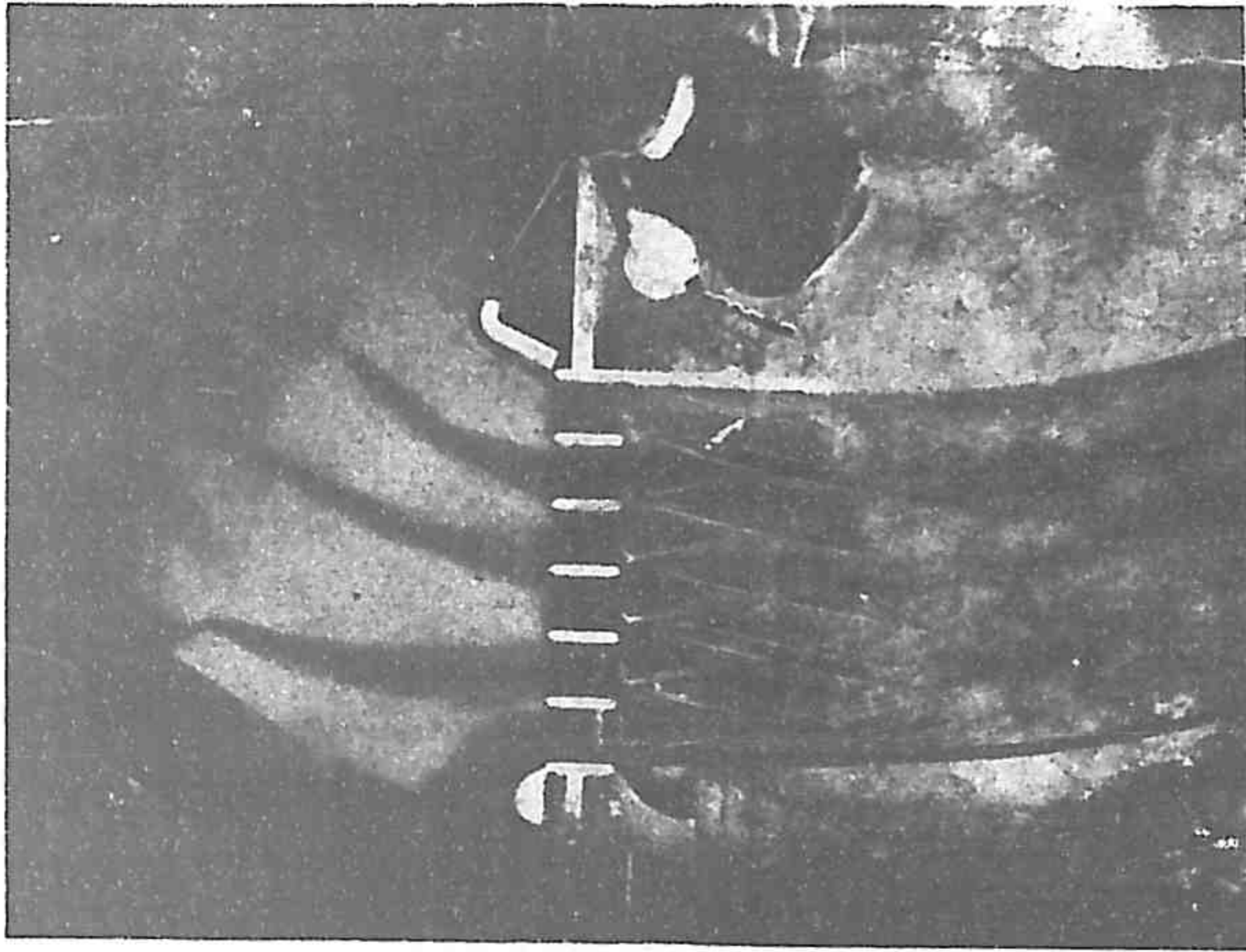


照片 4 進水段模型試驗
據點 (1) 水位331公尺流量每秒37.5立方公尺閘門開啓0.51公尺
水流情形
(加消浪設備後土渠斜坡處波浪之垂直波幅28公分)

中西兩滾水壩及洩洪道全型模型試驗

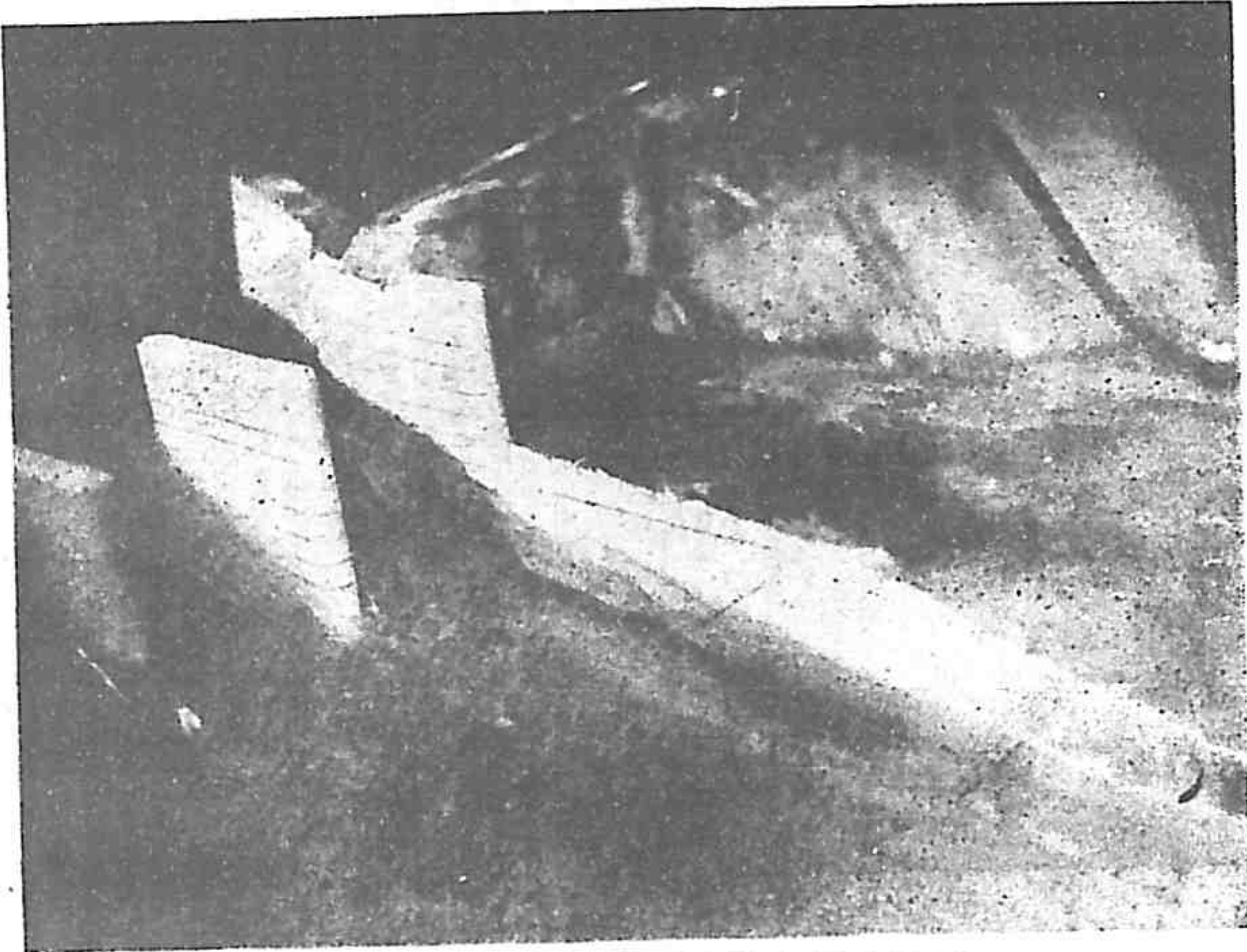


照片 5 西滾水壩上游之水流方向

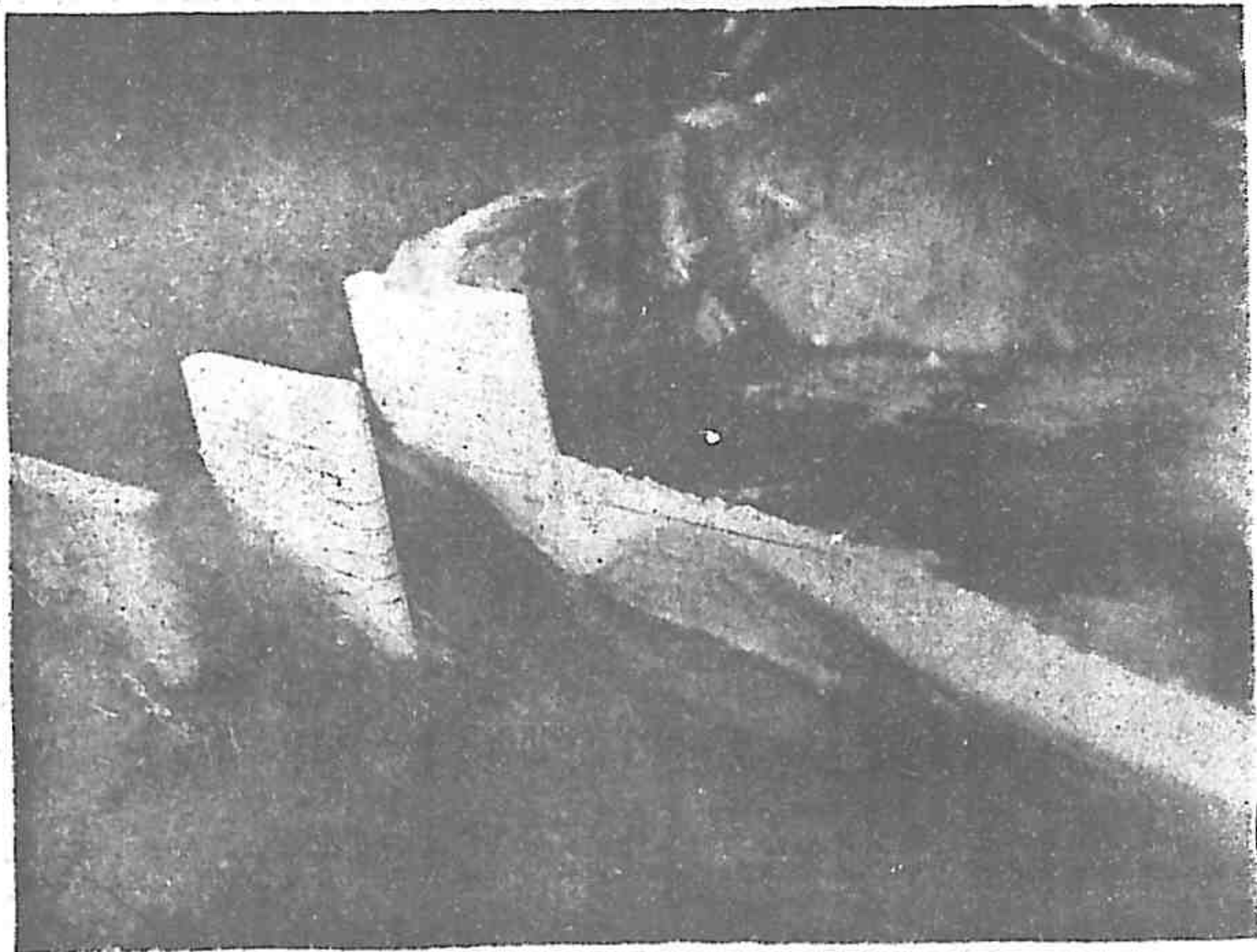


照片 6 加引水牆後西滾水壩上游之水流方向

中西兩滾水壩及洩洪道全型模型試驗

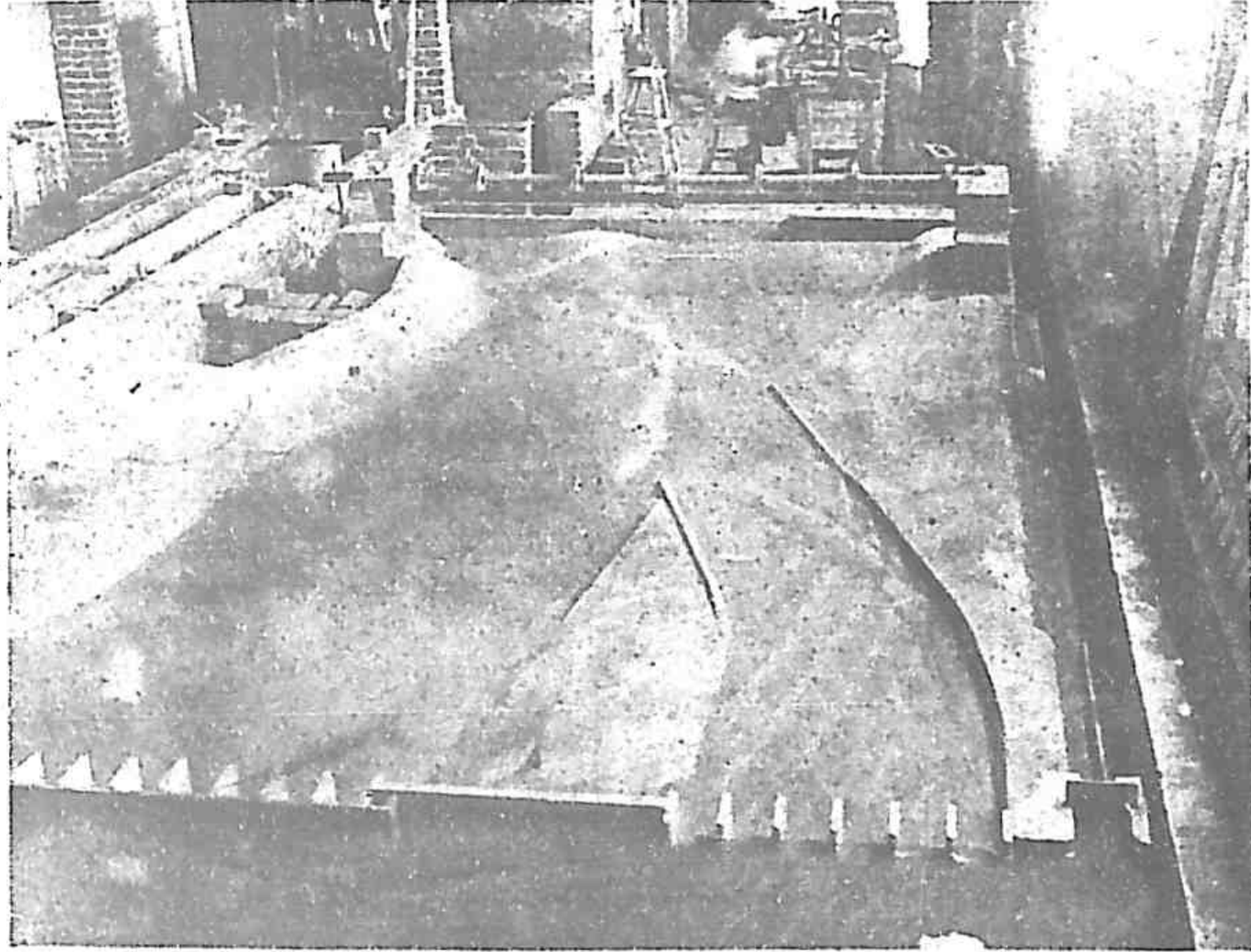


照片 7 西滾水壩東端水流之收束情形

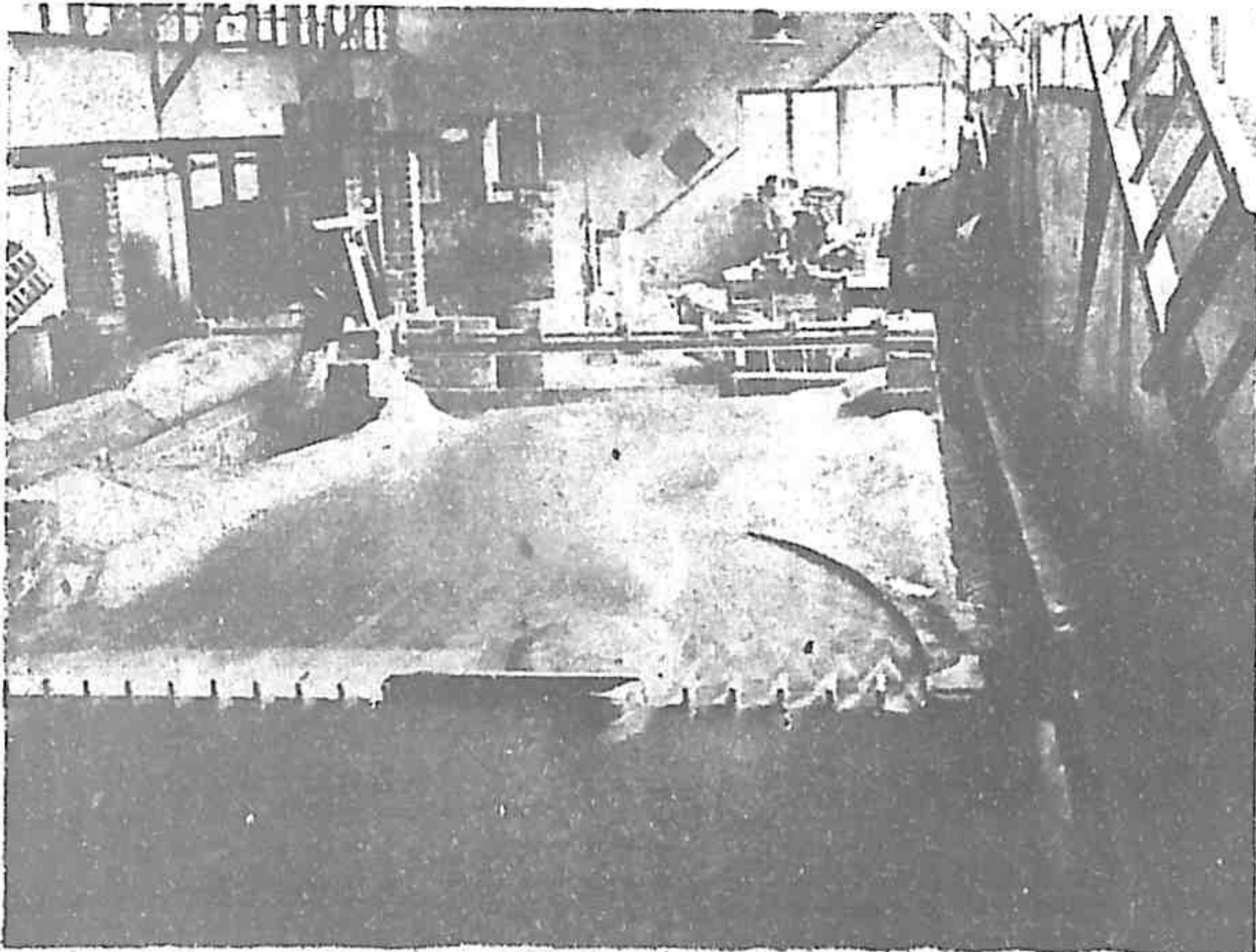


照片 8 加引水牆後西滾水壩東端之水流情形

中西兩滾水壩及洩洪道全型模型試驗

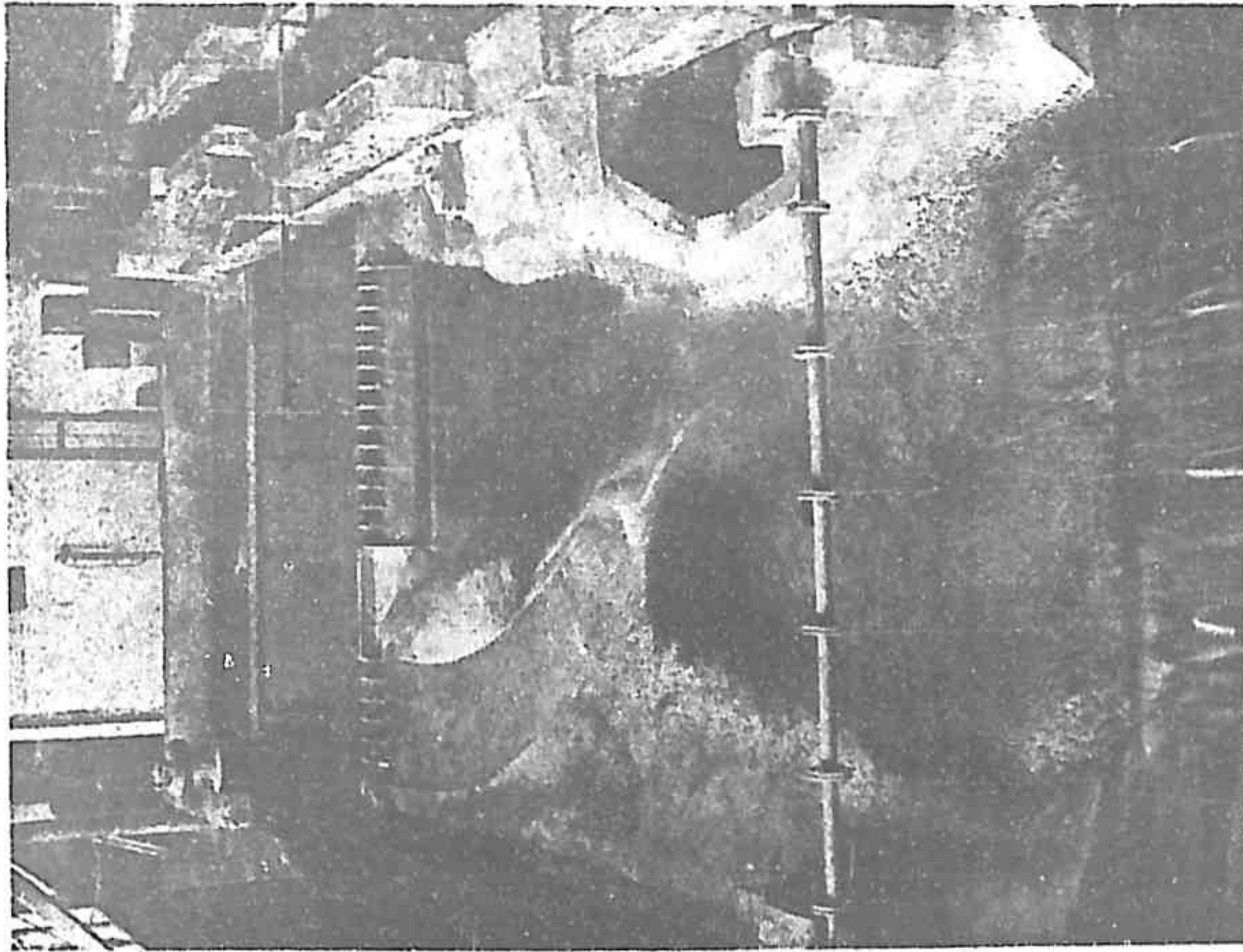


照片 9 原形西洩洪道水流入正河之情形(上游下視)流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$,

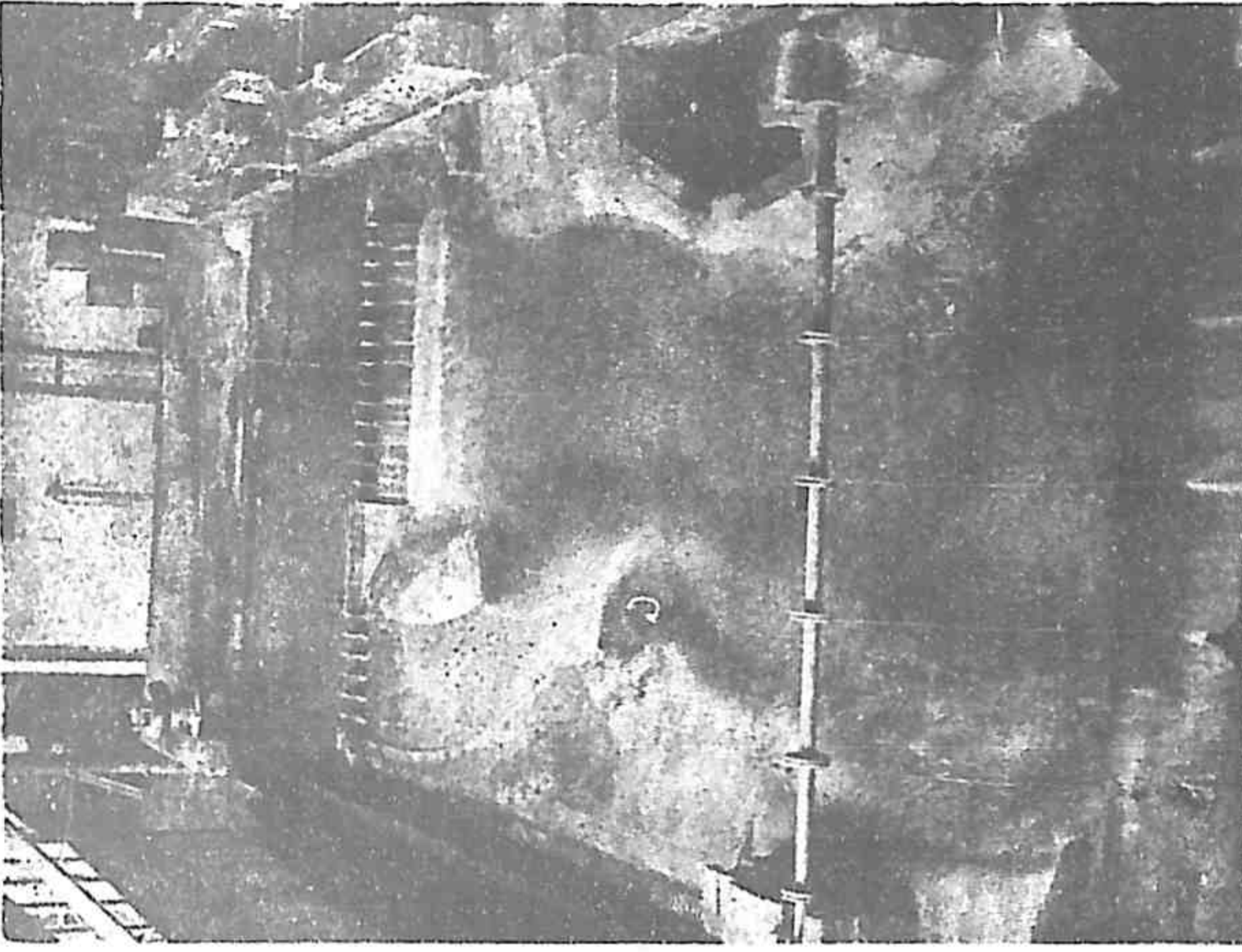


照片11 新形西洩洪道與中滾水壩洩水匯流情形(上游下視)
總流量 $3560 \text{ m}^3/\text{s}$,

中西兩滾水壩及洩洪道全型模型試驗



照片10 新形西洩洪道水流入正河情形
(下游上視)流量 1000 m³/s,



照片12 新形西洩洪道與中滾水壩洩水匯流
情形(下游上視)總流量3560 m³/s,

NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE

RESEARCH BULLETIN

HYDRAULIC MODEL STUDIES

BOARD OF EDITORS

CHENG, CHAO-CHING	<i>Chief Editor</i>
TAN, PAO-TAJ	<i>Assistant Chief Editor</i>
YAO, CHO-CHIH	<i>Editor</i>
JAUNG, GOA-GAN	<i>Editor</i>
YU, SHIH-YU	<i>Editor</i>
CHIANG, PENG-NIEN	<i>Editor</i>
YEN, CHING-HAI	<i>Editor</i>
LEE, PAO-CHIEN	<i>Editor</i>
WU, CHIH-CHENG	<i>Associate Editor</i>
MAO, CHANG-SHI	<i>Associate Editor</i>
CHEN, TZE-SHIA	<i>Associate Editor</i>
CHEN, KAO-LING	<i>Associate Editor</i>
CHANG, KENG-HSU	<i>Associate Editor</i>
CHEN, HUNG-TE	<i>Assistant Editor</i>
KING, TAI-LAI	<i>Assistant Editor</i>
CHIAO, WEN-SHENG	<i>Assistant Editor</i>
YEN, KANG-TSUNG	<i>Assistant Editor</i>
CHEN, TZONG-CHIH	<i>Assistant Editor</i>

