

請交換

贈閱

中央水利實驗處

研究試驗報告

甲種：水工模型試驗

第二號

導淮入江水道三河活動壩
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 嚴鏡海	姜蔣李	國彭葆	幹年鑑	
副編輯	吳志成 陳子霞 張賡緒	毛陳	昶高	熙林	
助理編輯	陳宏德 焦文生 陳宗治	金顏	泰亢	來宗	

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，往往多所壅枘。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，以窮符合實際情況。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，倣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，雖在時會艱虞器材窳竭之際，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，尚冀當世鴻碩有以繩正之！

中華民國三十七年五月 鄭肇經

中央水利實驗處研究試驗報告一覽

甲種 水工模型試驗

- 第一號 導淮入海水道楊莊活動壩模型試驗
- 第二號 導淮入江水道三河活動壩模型試驗
- 第三號 四川長壽龍溪水力發電廠攔河壩模型試驗
- 第四號 廣東北江蘆苞活動閘模型試驗
- 第五號 四川荊江船閘模型試驗
- 第六號 陝西黑惠渠模型試驗
- 第七號 陝西漢惠渠進水閘滾水壩及筏道模型試驗
- 第八號 甘肅滄惠渠進水閘及陡坡模型試驗
甘肅夏惠渠陡坡模型試驗
- 第九號 四川洪雅花溪渠幹渠跌水模型試驗
甘肅蘭豐渠崔家崖跌水模型試驗
- 第十號 四川荊江羊蹄峒蓋石峒滾水壩模型試驗
- 第十一號 陝西褒惠渠模型試驗
- 第十二號 雲南彌勒甸溪滾水壩模型試驗
陝西滂惠渠工程計劃之研究
貴州澧江攔河壩模型試驗
陝西滂惠渠攔河壩模型試驗
湖北金水流域洩洪堰模型試驗
- 第十三號 四川江北郭家沱虹吸溢道模型試驗
- 第十四號 四川荊江石溪口花石子滾水壩船閘模型試驗
- 第十五號 漢渝公路汽車渡船模型試驗
- 第十六號 四川長壽桃花溪水電廠暗渠及引水管水流情形之探討

第十七號 揚子江背背灘模型試驗

第十八號 揚子江小南海灘模型試驗

第十九號 安徽華陽河洩水閘模型試驗

乙種 水工研究

第一號 水槽兩壁對於臨界拖引力之影響

第二號 砂土壩基滲水之探討

導淮入江水道三河活動壩
模型試驗報告書

導准入江水道三河活動壩模型試驗報告書

目 錄

一	導言	1
二	試驗之資料	1
三	工程計畫及試驗項目	4
	甲 工程計畫概要	
	乙 舉辦試驗時工程進行情形	
	丙 需要試驗之各項問題	
四	模型之設計及製造	5
	甲 試驗之設備	
	乙 模型比例率之決定	
	丙 模型砂礫之選擇	
	丁 模型之製造	
五	試驗之進行及其結果	9
	甲 河床冲刷試驗	
	1 試驗之目的	
	2 試驗之經過及其結果	
	試驗第一組——壩座形狀之研究	
	試驗第二組——消力檻形狀，位置及尺寸之研究	
	試驗第三組——中流量時消力檻之研究	
	試驗第四組——小流量時消力檻及河床鋪石之研究	
	試驗第五組——土埂冲刷可能性之研究	
	乙 活動壩流量係數之試驗	
	1 試驗之目的	
	2 試驗之經過及其結果	
	3 曲線之校正	
	4 等流量及等流量係數曲線之性質	
	a 最小水頭損失之解釋	
	b 曲線不連續性之解釋	
	5 應用流量係數曲線	
	6 小消力檻對於水位之影響	
	丙 閘門開啓尺寸與流量及上游水位之關係	
	1 試驗之目的	
	2 試驗經過及其結果	

	3 測驗數值之校正	
	4 等流量曲線之應用	
六	模型與試驗之精確度	52
	甲 模型之精確度	
	乙 流量之精確度	
	丙 水位之精確度	
	丁 流量係數之精確度	
	戊 等流量曲線之精確度	
七	試驗結果之應用範圍	53
	甲 水流情況	
	乙 冲刷情況	
八	結論	55
九	附圖目次	
	1 導淮入江入海水道前圖	2
	2 三河活動壩總平面及正面圖	3
	3 臨時水工試驗所設備簡圖	5
	4 三河活動壩模型範圍圖	6
	5 三河活動壩模型圖	7
	6 煤層組合曲線	9
	7 三河活動壩修改壩墩圖	10
	8 三河活動壩下游河床縱斷面圖	11
	9 三河活動壩模型試驗結果壩座形式圖	13
	10 三河活動壩小消力槽形式圖	15
	11 三河活動壩模型試驗結果壩墩及小消力槽立體圖	17
	12 三河活動壩模型試驗結果河床鋪石尺寸圖	18
	13 三河活動壩等流量及等流量係數曲線圖	38
	14 三河壩等流量線之校正	39
	15 第一次校正曲線	40
	16 第二次校正曲線	41
	17 等流量曲線及小水頭損失及不連續性之解釋	44
	18 三河活動壩之流量，下游水深曲線	45
	19 有無小消力槽水頭損失比較圖	47
	20 流量與上游水位壩門開啓尺寸關係圖($n=0.0200$)	49
	21 流量與上游水位壩門開啓尺寸關係圖($n=0.0225$)	50
	22 流量與上游水位壩門開啓尺寸關係圖($n=0.0250$)	51
	附照片三十二幅	

導淮入江水道三河活動壩模型試驗報告書

一 導 言

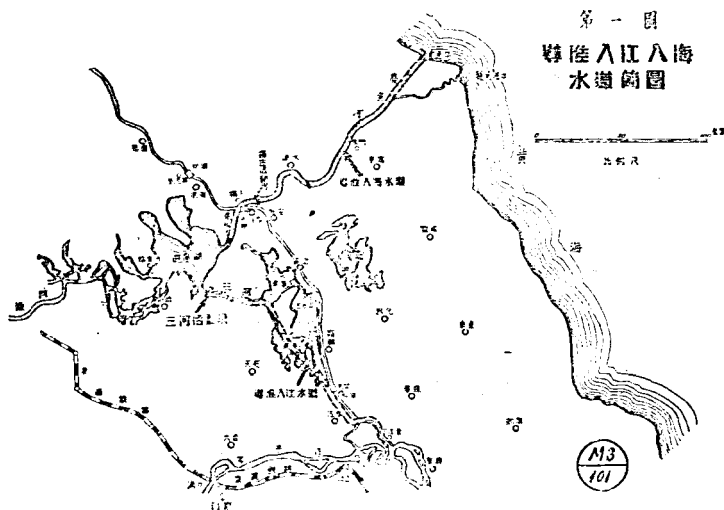
導淮事業，關係蘇魯皖豫四省之民生至鉅，其計劃以防洪為主，灌溉航運次之，並以洪澤湖為樞紐，一面節制淮水，分洩江海，一面蓄水以利航運灌溉，其入江水道，用以排洪入江，但勿使病江。入海水道，用以協洩一部分洪水入海，藉以減輕洪湖之負擔。入海水道之路線，係由洪澤湖經張福河偃廢黃河至套子口入海，最大洩量為每秒1500立方公尺，於入海水道緊接運河處，建有楊莊活動壩一座，以資控縱入海之水量，並調節運河之水位，該活動壩業經本處舉行模型試驗，建築完成矣。導淮入江水道之路線，係由洪澤湖經三河高寶邵伯諸湖至六閘穿運河至三江營而達於江，入江水量，以不使揚子江超過民十最高水位為原則，其最大洩量為每秒9000立方公尺。若遇江淮同時並漲，則限制洩量為每秒6000立方公尺。三河活動壩即位於淮陰蔣壩之三河口，所以操縱洪澤湖水位與入江水道之流量也。三河活動壩之洩水量，既較楊莊活動壩之洩量大六倍，故其工程規模亦逾之，換言之，即導淮之主要工程，為入江水道，而節制入江水量者，為三河活動壩也。（導淮入江入海水道高圖見第一圖）

民國二十五年九月，本處受導淮委員會之委託，舉行模型試驗，研究三河活動壩水流之情形及避免河床沖刷之方法，此項模型，自二十五年九月開始試驗，至二十六年三月告竣，彼時三河活動壩已着手興工，乃將試驗結果，隨時通知導淮委員會，俾可參考施工。

本試驗由工程司譚傑泰設計模型，~~格~~須同萬和佛~~佛~~工程司譚傑泰主持試驗，助理工程司陳明紹監製模型，技佐吳以斌助理工程司陳明紹辦理試驗，技佐吳以毅繪製圖表，工程司譚傑泰編製報告。

二 試驗之資料

試驗之資料，係根據導淮委員會交來之下列各件：



甲 導淮委員會三河活動壩設計圖全份。

乙 導淮計劃及其積箱。

丙 導淮入江水道縱橫剖面圖及平面圖。

丁 需要試驗各問題項目表。

戊 其他有關之資料。

依據上列各件，採取有關試驗之重要依據如次：

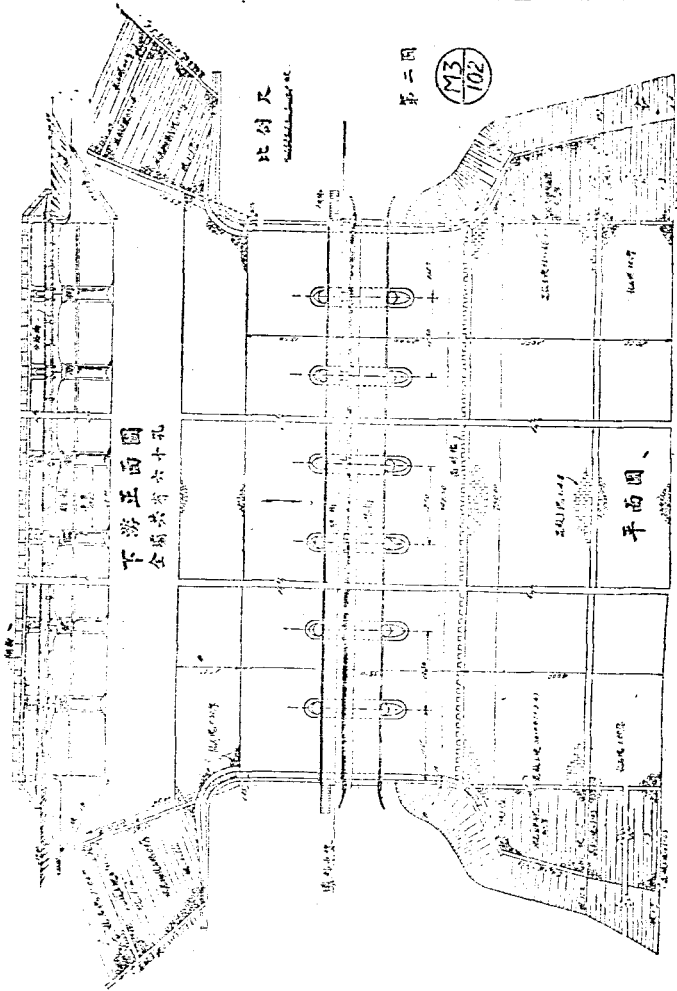
子 壩底高度為廢黃河零點以上+8.00公尺，其下游河底高度為+6.50公尺，

丑 洩洪時活動壩上游最高水位為+17.00公尺。

寅 蓄水時活動壩上游最高水位為+15.00公尺。（壩下游分有水及無水兩種情形）。

卯 入江最大流量為每秒9000立方公尺。當江淮並漲時期，最大流量限制為每秒6000立方公尺。

三河活動壩總平面及正面圖



辰 活動壩下游流量與水位關係之曲線，根據斷面2)之水文資料及縱橫斷面圖，用不等流速公式計算。

巳 河床粗糙率 n 之值為0.0225(傅希海默 Forchheimer 公式)。

午 壩基及下游河床之土質為老淤土。當正常水深6.5公尺時，臨界沖刷流速約為每秒1.2公尺。

各項資料極多，茲擇三河活動壩總平面及正面圖(第二圖)附載如上。

三 工程計劃及試驗項目

通淮委員會送交本處之試驗說明書，關於工程之設計及需要試驗之各項問題，摘要述之如次：

甲 工程計劃概要

三河活動壩共有60孔，用史東尼(Stoney)式之活動鋼質壩門，沿鋼筋混凝土壩墩之門槽，上下啓閉。壩底用鋼筋混凝土築成，上下游均用塊石護坦。每孔淨高為5.5公尺，淨寬10.0公尺，墩寬2.50公尺，活動壩淨長計為 $60 \times 10.0 + 59 \times 2.5 = 747.50$ 公尺，連壩座寬合計在內，其長約800公尺。壩底高度為廢黃河零點+8.00公尺，下游河床高度為+6.50公尺。

洪澤湖蓄水時期，壩門全部關閉，使壩之上游水位達+14.00公尺，外加浪高1.0公尺，下游水道乾涸。當洪水將至以前，如揚子江水位並未漲高，則盡量放空湖水，使其水位降至+12.50公尺。如湖水入江之流量超過每秒9000立方公尺時，則利用壩門之調節，限制入江水量，不得大於每秒9000立方公尺。若揚子江洪水位達民十高度時，則用壩門限制入江水量，使不得超過每秒6000立方公尺，以避免江淮並漲之危險。其蓄於洪澤湖之水，除一部分導引入海外，暫儲於湖內。因此洪澤湖水位，在洪水時期，可達+15.60公尺至+16.00公尺。活動壩下游之水位，視流量之大小，可達+11.00至+13.00公尺。

銜接三河活動壩之引河，係用人工開挖。為節省土方計，在引河內留有五道土埂，擬利用水力沖刷去之。(第四圖)

乙 舉辦試驗時工程進行情形

壩基土工，於二十四年六月開工，次年夏季完竣，引河土工，亦於同時開工，至本處舉辦模型試驗時已完成50%，壩基打樁工程，於二十五年九月開始，已錘打3900餘支，完成全部98%。壩底混凝土工程上下游隔牆，至二十六年十二月仍在繼續進行中。

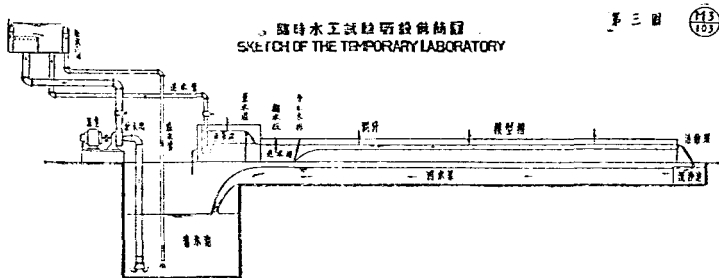
丙 需要試驗之各項問題

- 1 壩墩上下游兩端之形式。
- 2 壩座形式對於水流之影響。
- 3 消力檻之形狀尺寸，及在各種不同水位下之適宜位置。
- 4 消力檻下游護坦鋪石之長度及形狀。
- 5 下游河底土質係老淤土，其沖刷情形如何。
- 6 在各種水位下，壩門內之流速及流量係數。
- 7 下游引河內所留土埂，其沖刷之進行及現象如何。
- 8 根據試驗結果之建議。

四 模型之設計及製造

甲 試驗之設備

此項試驗，係在本處南京臨時水工試驗室舉行，其設備採用循環流式，參考第三

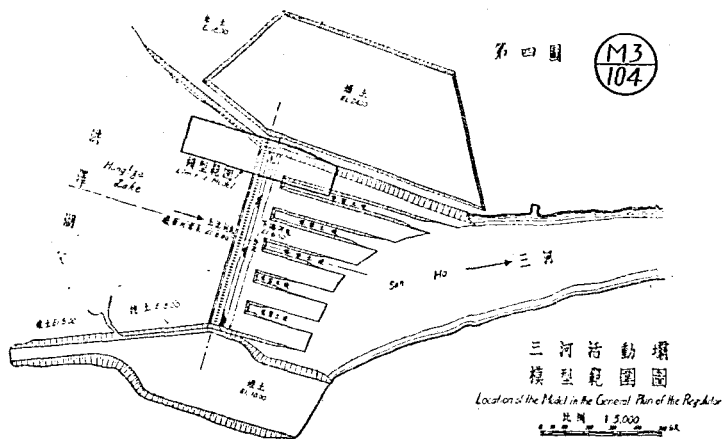


閘之設備簡圖。水流自蓄水池用抽水機抽送至高壓水箱，水箱上設有溢水段，使水溢出，仍流回池，以保持箱上水頭壓力之平衡，俾試驗時流量之供給不致發生變動。模型用水，由高壓水箱，經進水管流入量水槽，槽口置量水堰，為平頂銳角兩邊不收束式之方口，寬50公分，槽首另有大小出水管，通達蓄水池，裝有閘門，藉以節制流量，槽壁一面有小孔，與槽旁玻璃管相通，用以測量量水堰之水頭高度，並避免槽內水流之蕩漾。模型槽首端為梯形之進水槽，槽底較深成池形，以消滅自量水堰下瀉水流之能力，進水槽裝有攔水板及分水木排，使流量均勻平穩，流入模型槽中。

模型槽中，即用以建造模型作試驗之用，上中下游各裝有測針，均架於Γ形鋼上，測針之精度，可讀至二十分之一公厘。水流自模型槽經泥沙池後，由試驗室地下層之回水渠流回蓄水池，而完成水流之循環。

乙 模型比例率之決定

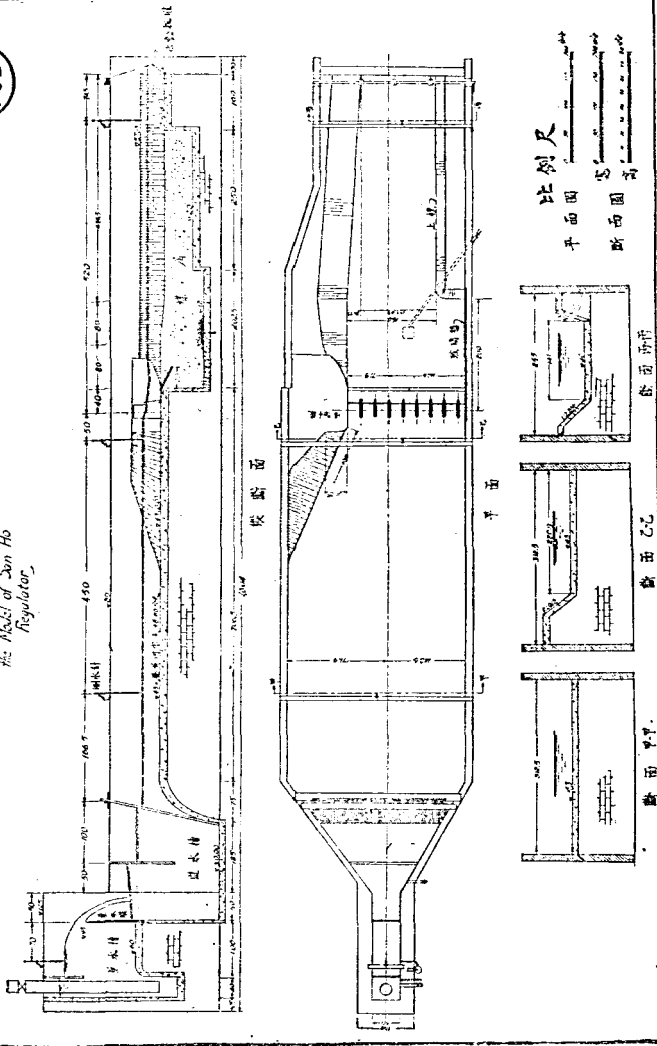
三河活動壩共有60孔，長約800公尺。模型比例率之選擇，依照雷特(Froude)模型律，察酌試驗室之面積，並考核模型冲刷速度界限及試驗諸問題，決定採用局部



第五圖 三河活動壩模型圖

M3
105

General Plan & Sections of
the Model of San Ho
Regulator.



模型。比例率定為 1:50。局部模型之範圍，包括自左岸壩座起，至第一土埂正中，即第九閘門之中線為止，足以研究壩座之迴溜及河床與土埂之冲刷情形。參閱第四圖之三河活動壩模型範圍圖及第五圖之模型圖。

丙 模型砂礫之選擇

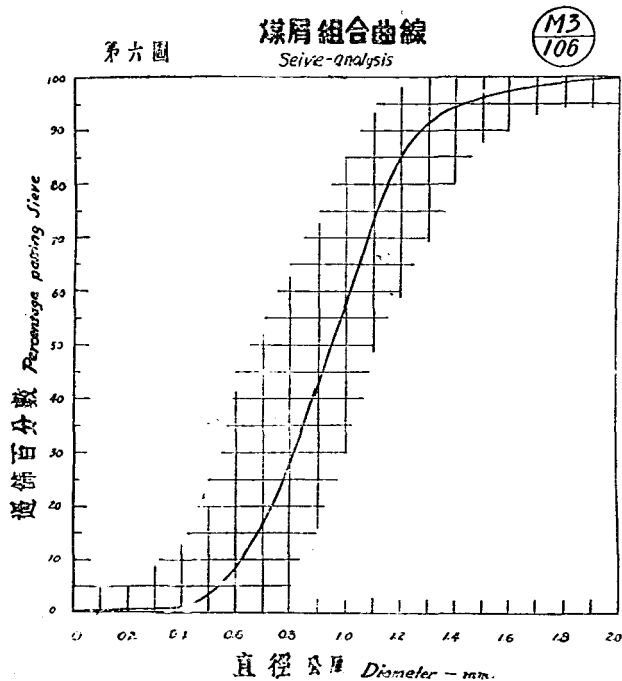
根據原型土壤之臨界冲刷流速及本處砂礫冲刷試驗結果，暨砂礫移動之相似性，決定採用河南白煤屑為模型砂礫。煤屑之直徑為 0—2.0 公厘，其顆粒之組合係用過篩試驗，以顆粒之直徑為橫距，以過篩百分數為縱距，而繪成之組合曲線，與天然砂礫極相近似，參閱第六圖。按三河活動壩基下游河床為老淤土，當正常水深為 6.5 公尺時，其臨界冲刷速度為每秒 1.20 公尺。今模型比例為 1:50，當模型正常水深按比例率為 $6.5 \times 100 \times (1:50) = 13$ 公分時，煤屑冲刷試驗之結果，臨界速度每秒達 18 公分，按相似律流速比例率 $1:\sqrt{50}$ 核算，適得 $(18 \div 100) \times (\sqrt{50}:1) = 1.26 \approx 1.20$ 公尺，故試驗時能與天然砂礫相吻合。

丁 模型之製造

三河壩模型係利用揚非活動壩模型改造，其詳細尺寸見第五圖，全部模型，除下游活動河床外，均按原型尺寸，縮小 50 倍，下游河床岸坡，則用磚砌成，外用 1:2 之洋灰漿粉光，壩下舖以煤屑，用作活動河床，並裝用大玻璃作邊牆，以便觀察水流及河床冲刷情形。

壩墩模型用 1:2 洋灰漿澆成，其形式依照本處揚非活動壩試驗結果，為水流線形，可以減少水頭之損失，而增加流量係數，參閱第七圖之三河活動壩修改壩墩圖。消力檻用木製成多種式樣，可以隨時更換試驗，以便比較其設殺冲刷之效能。閘門為木板，下端鑲銅片，其厚薄及形狀悉照天然尺寸縮小 50 倍，使水流情形與天然相似，壩座亦用洋灰澆成，依原計劃縮小，然後用鉛板隨意彎成各種水流線形式，觀測壩座下旁迴流之強弱，護坦河床之冲深程度，以資改良壩座之形式。

當研究河床冲刷及流量係數時，引河中所留之土埂，係用洋灰粉成固定式，(試驗第一組至第四組)。俟研究土壤冲刷情形時，再將固定洋灰敲去，用煤屑按照土壤情形堆砌，以便觀察其冲刷情況(試驗第五組)，三河活動壩模型及設備參閱照片 1 至 4。



五. 試驗之進行及其結果

甲 河床冲刷試驗

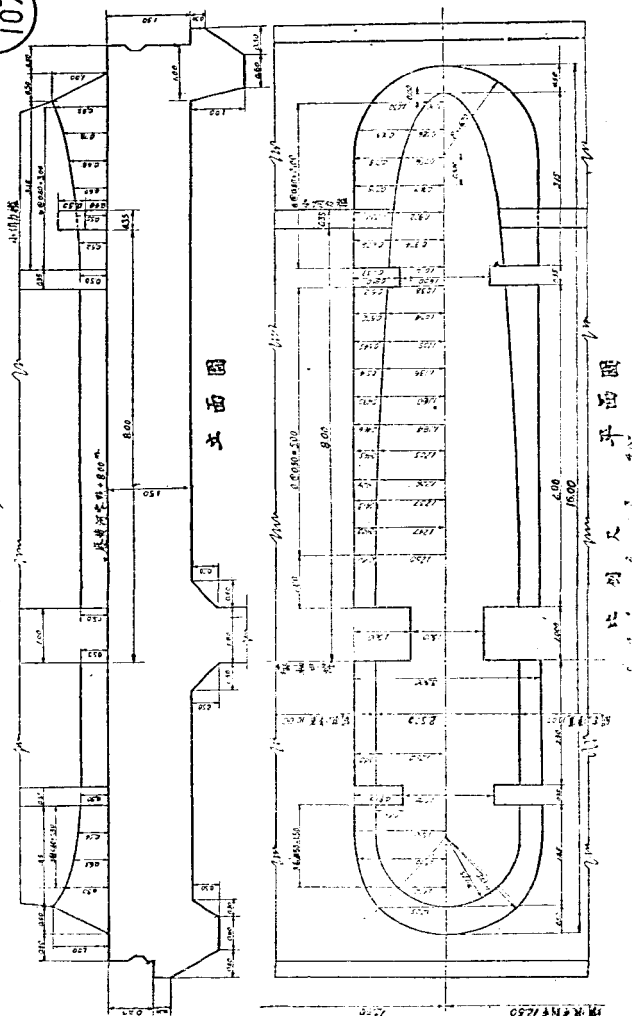
1 試驗之目的

試驗之目的有二：

M3
107

三河活動壩修築壩墩圖

第七圖



立面圖

平面圖

比例尺 1:50

a 研究在各種不同之水位及流量下，保護壩下河床之方法，俾水流冲刷，不致危及壩之安全。

b 研究壩下所留土埂有無被冲刷之可能性。

2 試驗之經過及其結果

河床之被冲刷，因水流情形而異，茲察酌洪澤湖各種不同之水位及入江流量，分作四組試驗。土埂冲刷情形，另作一組單獨試驗，共分五組如下：

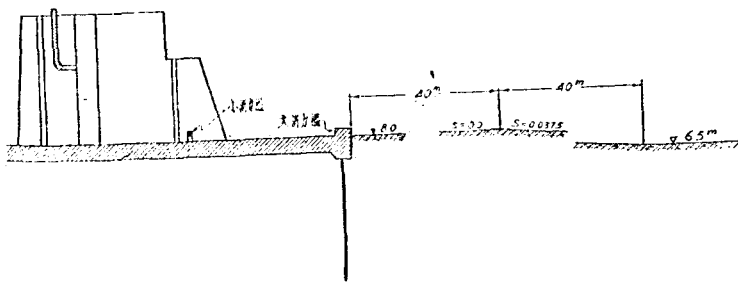
a 第一組 洪澤湖水位約為廢黃河零點以上 +13.50 公尺，入江流量為每秒 9000 立方公尺，下游為正常水深。

b 第二組 洪澤湖水位高漲時，應限制入江最大流量，仍為每秒 9000 立方公尺，將閘門局部調節開啓，下游為正常水深，上游水位係洪澤湖最高水位 + 16.00 公尺，外加浪高 1.0 公尺，計高度達 +17.00 公尺。閘門開啓之尺寸，經預備試驗定為 2.30 至 2.40 公尺，試驗時隨小消力檻之形狀以調節之。

c 第三組 江淮同時並漲，入江流量須加以限制，每秒不得超過 6000 立方公尺。洪澤湖水位為 + 17.00 公尺，下游為正常水深。閘門開啓尺寸，經預備試驗決

第八圖

三河活動壩
下游河床縱斷面圖



定為1.50公尺。

d 第四組 當蓄水期過後，啓開放水，洪湖水位為 +15.00 公尺。閘門開啓0.40公尺，流量經預備試驗決定為每秒1500立方公尺，下游分正常水深及乾涸無水兩種情形。

e 第五組 土埂冲刷試驗，將洋灰土埂敲去，用煤屑堆成土埂形式，放水作冲刷之試驗。每次試驗之前，下游河床先填滿煤屑，按照應有高度填平，參閱第八圖之三河活動壩下游河床縱斷面圖，先由下端灌水，逐漸填注模型槽至超過應有水深為止，然後開始由量水槽放水入模型，利用末端之活動堰，按流量之大小校正水位，於是開始試驗。待試驗終了，乃停止水流，紀錄河床冲刷情形。其測繪方法，利用活動尾門，逐漸放水至乾涸為止，當水位每低落半公尺時(模型內水位低落 1.0 公分)，沿水面與河床浸潤界限，圍置白棉繩，然後自高處攝影，即得河床冲刷後之等高綫圖。

茲將各組試驗及其結果彙錄如下：(參閱第一表冲刷試驗之進行及結果表)

試驗第一組(壩座形狀之研究) 流量為每秒9000立方公尺，閘門全部開放，開啓5.5 公尺，下游為正常水深，所以試驗入江最大流量時之情形也。

試驗1b 依照導淮委員會原設計之壩座形式試驗結果，壩座旁發生迴溜，護坦下河床垂直冲成深潭達3.50公尺，見照片5，乃利用鉛板，隨意移動，作改良壩座之試驗1c, 1d, 同時觀察水面及河底水流之方向，以求得最適宜之形狀。

試驗1c 壩座形狀，經第一次改良後，座後之迴溜業已減小。座旁河床之冲刷，由3.5公尺減至2.0公尺(照片6及9)。

試驗1d 壩座形狀加以第二次改良，河床之冲刷，減至 1.0公尺，冲刷之潭自護坦起改為淺坡形，不復垂直向下，即此足以充分證明改良壩座形狀之功效(照片7及10)。

試驗1f 至1k 各組情形參照第一表，見照片8, 及11至14。

壩座形狀之改良，見第九圖之三河活動壩模型試驗結果壩座形式圖。

M3
109

第九圖

三河活動壩模型試驗
試驗結果
壩座形式圖

Shape of Abutment



試驗第二組(消力槽形狀, 位置及尺寸之研究) 流量為每秒9000立方公尺。上游水位為+17.00公尺, 下游為正常水深, 閘門開啓尺寸為2.30至2.40公尺, 所以試驗洪漲時沖刷之情形也。此時沖刷最烈, 本組試驗較為重要。

試驗2a 護坦上不加消力槽, 試驗結果, 因閘門水流受壓力外射, 河床之刷深, 在坦脚為1.5公尺, 向外成淺坡形, 最深點達6.0公尺(照片15)。

試驗2b 如坦末加設大消力槽, 使水流遇槽上射, 發生逆溜, 以避免坦脚河床之沖刷。消力槽形狀, 按照揭非活動壩試驗結果, 採用矩形, 以其功效與齒形相同, 且便利施工也。試驗結果, 坦脚之沖刷深度, 由1.5公尺減為0.5公尺, 但最深處仍為6.0公尺, 並未稍減。沖刷坡度為1:5(照片16,17)。

根據本處以往試驗經驗, 欲期減少河床之沖刷, 以在壩墩間設小消力槽, 消滅由閘門外射之水流能力, 為最易生效。消力槽之高度, 曾詳為試驗, 過低不易見效(第十圖第一號), 過高則水流上射, 越過護坦後, 下注沖刷河床。經多次試驗研究, 採用高0.5公尺之小槽(第十圖第三, 四號), 其底面高出壩底0.4公尺, 水流之一部分, 可以自槽下流瀉。

試驗2d 如坦末加設0.5公尺高1.25公尺寬之矩形大消力槽, 壩墩間設第一號小消力槽。試驗結果, 因小消力槽高度不足, 河床沖深值由6.0公尺減至5.0公尺, 僅減低1.0公尺。(照片19)。

試驗2c 如坦末加設大消力槽, 壩墩間設第三號小消力槽。試驗結果, 河床沖深值減至3.5公尺(照片20)。

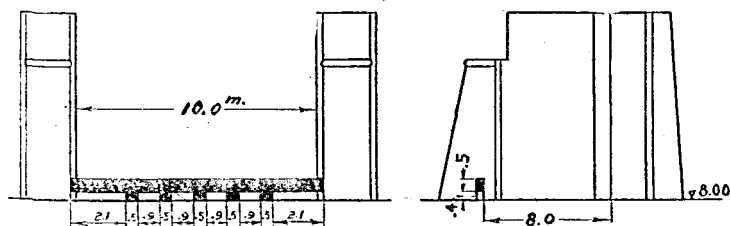
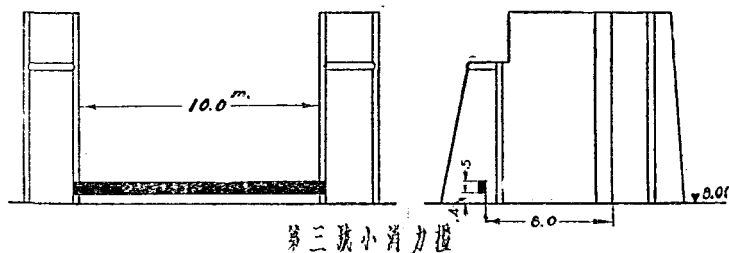
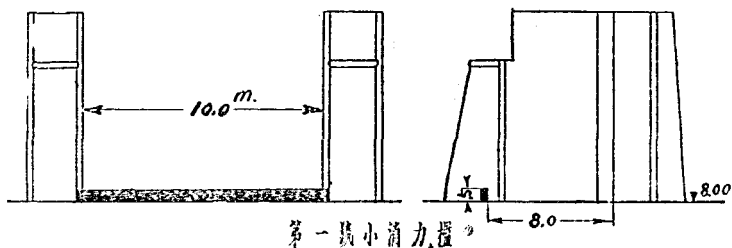
試驗2e 為適應第四組試驗情形起見(詳後), 採用第四號齒形小消力槽。試驗結果, 沖深值亦為3.5公尺(照片21及18)。

試驗2f及2k各組情況見第一表及照片22及23。

試驗第三組(中流量時消力槽之研究) 本組試驗, 流量較小, 閘門祇開啓1.5公尺, 限制流量每秒6000立方公尺。沖刷深度, 較第二組為微, 所以試驗江淮並漲時期活動壩放水沖刷之情形也。

試驗3a 流量為6000秒立方公尺, 閘門開啓1.5公尺, 上游水位達+17.00公尺;

三河活動壩小消力檻形式圖



第十圖

Some of the Small Sills Investigated (Nos 1-3-4)



下游水位 +11.75 公尺。原有壩座，加鋪護坦，並設置大消力檻，試驗結果，河床沖刷最深值達 4.5 公尺，參閱照片 24。

試驗 3c 佈置同 3a，惟於閘墩之間，多增四號齒形小消力檻一道，其河床之沖刷值，可以減少 1.5 公尺，最深之潭底 3.0 公尺深，壩身可保穩固，不受沖刷影響，參閱照片 25。

試驗第四組(小流量時消力檻及河床鋪石之研究) 壩上上游水位為 +15.00 公尺，閘門開啓 0.4 公尺，流量為每秒 1500 立方公尺。下游河床，分為二種情形：

- a 有相當之水深。
- b 乾涸無水。

按三河活動壩基底，高過下游正規斷面之河床，故當冬季閘門完全關閉時，壩下河床乾涸無水，及放水若干時間後，下游水位逐漸抬高，據水工試驗之經過，河床沖刷與下游水深有密切之關係，故本組小流量沖刷試驗亦頗重要也。

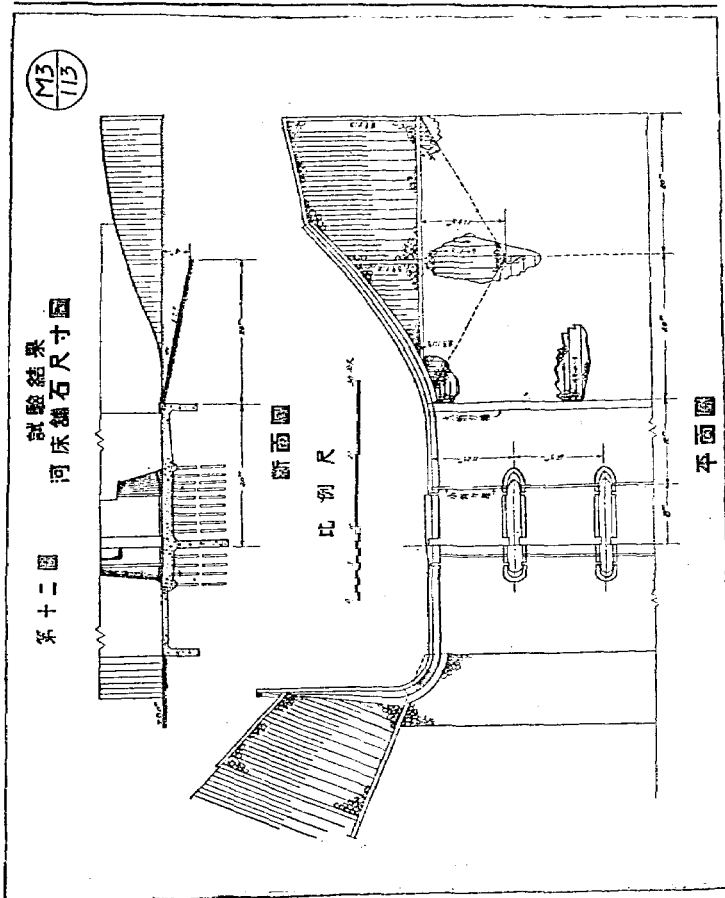
根據第二組試驗結果，小消力檻之位置，應離地面 0.40 公尺，但當閘門開啓尺寸祇有 0.40 公尺時，水流自檻下外射，成為射流，越過大消力檻下注，沖刷河床甚烈，故為消滅射流之能力，使水流在壩墩內發生之水躍變為緩流起見，於小檻下加設方齒，與護坦相接，以殺射流之勢。參閱第十圖第四號小檻。

方齒之尺寸及排列，經研究結果，決定在每一閘孔內採用五齒，各寬 0.5 公尺，相距 0.9 公尺，外齒距壩墩 2.1 公尺。蓋水流有集中中線之趨向，藉齒距之不同，以期流量之平均分佈也。參閱第十圖第四號小檻及十一圖小消力檻立體圖。

試驗 4i 壩墩間不設小消力檻，下游河床有相當水深。試驗結果，河床沖刷為 4.5 公尺，護坦腳垂直沖深 2.5 公尺(照片 26 及 27)。

試驗 4b 同樣情形，加設齒形小檻後，河床沖刷最深處僅有 1.5 公尺，壩脚下之沖刷，已可完全避免(照片 28 及 29)。

小消力檻原設於壩墩之插板縫內，但因有礙將來之閘門修理，乃將檻址略向上下游移動，試驗求得最適當之位置，結果決定設在壩軸中線下游 8.0 公尺處。參閱第十一



之壩墩及小消力檻立體圖。

當啓閘開始放水而壩下引河乾涸之時，雖有消力檻之設備，仍不能避免河床之沖刷(試驗4d,4c照片30,31)。該項情形，雖為時甚暫，但為增加壩身安全起見，決定鋪砌塊石以護河床。鋪石坡度及長度，採用第一組試驗1i結果。坡度為1:5，長度為20公尺，俾與沖刷情形符合。試驗4g照片32為鋪石後河床沖刷情形。第十二圖示三河壩模型試驗結果河床鋪石尺寸。

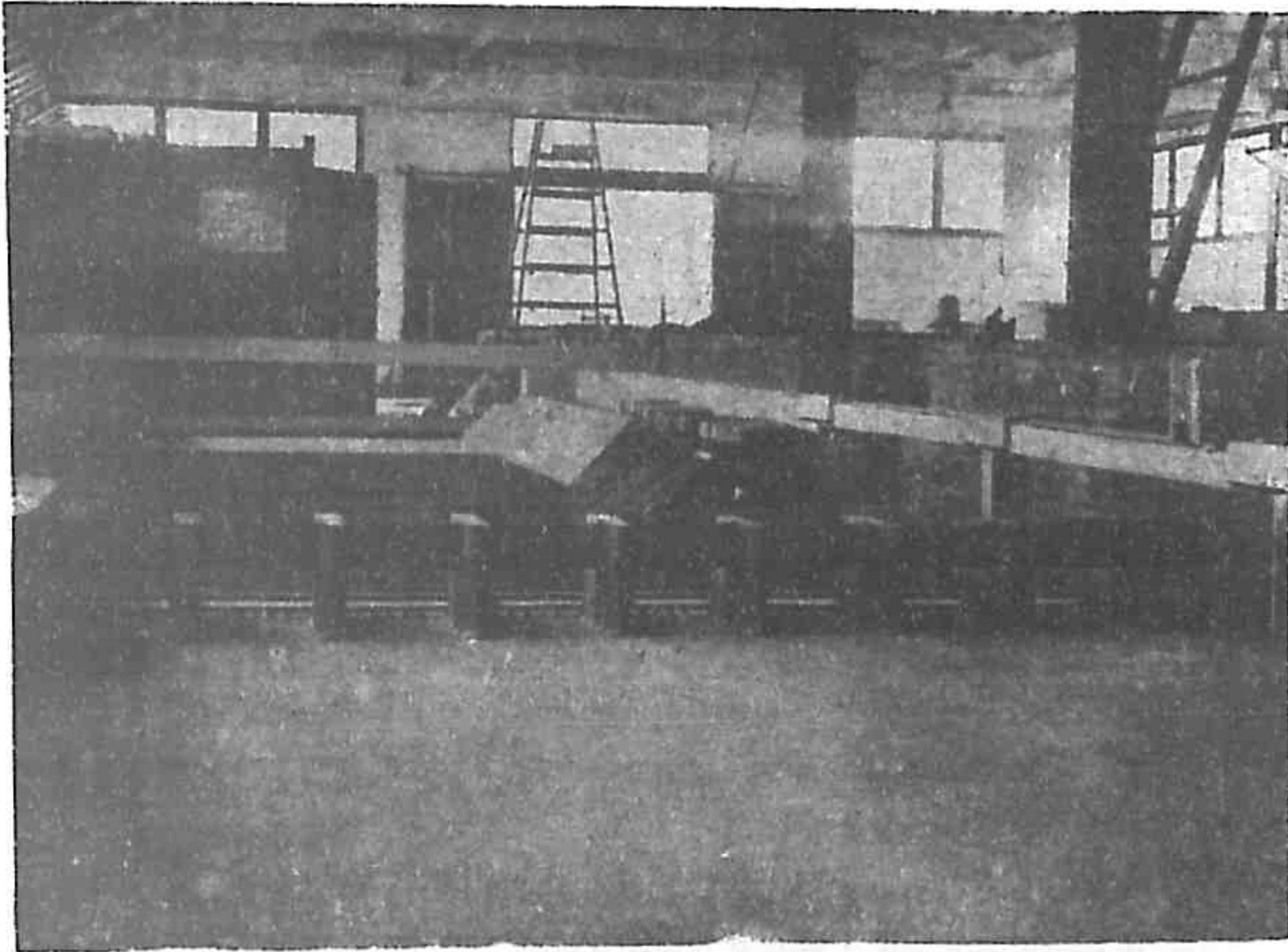
決定壩座形狀，大小消力檻之尺寸位置及護坦尺寸後，會再舉行試驗，校核壩座形狀對護坦之影響，並延長放水時間，至河床之沖刷達到平衡狀態而後止。試驗1j為原有壩座，1k為改良壩座。當1j試驗時，河床雖鋪砌石塊，而因壩座未改，避高甚大，沖刷河床，石塊下陷達6.5公尺之深。1k試驗時，壩座形狀業經改良，沖刷雖為3.5公尺，鋪石則無下陷情勢。(參閱照片12及13)。

至第二組試驗，亦會按第四組試驗結果，鋪砌石塊，延長試驗時間至70小時(原型時間)，以達沖刷平衡狀態。試驗2i結果，河床沖刷為6.0公尺。(參閱照片22)。但石坦下端，河床沖刷坡度殊為平坦，石塊亦無下陷現象。由是證明，經應用改良壩座，加設矩形消力檻，齒形小消力檻及鋪石護坦後，河床之沖刷，已不致發生危險。活動壩之安全，乃得充分之保障。

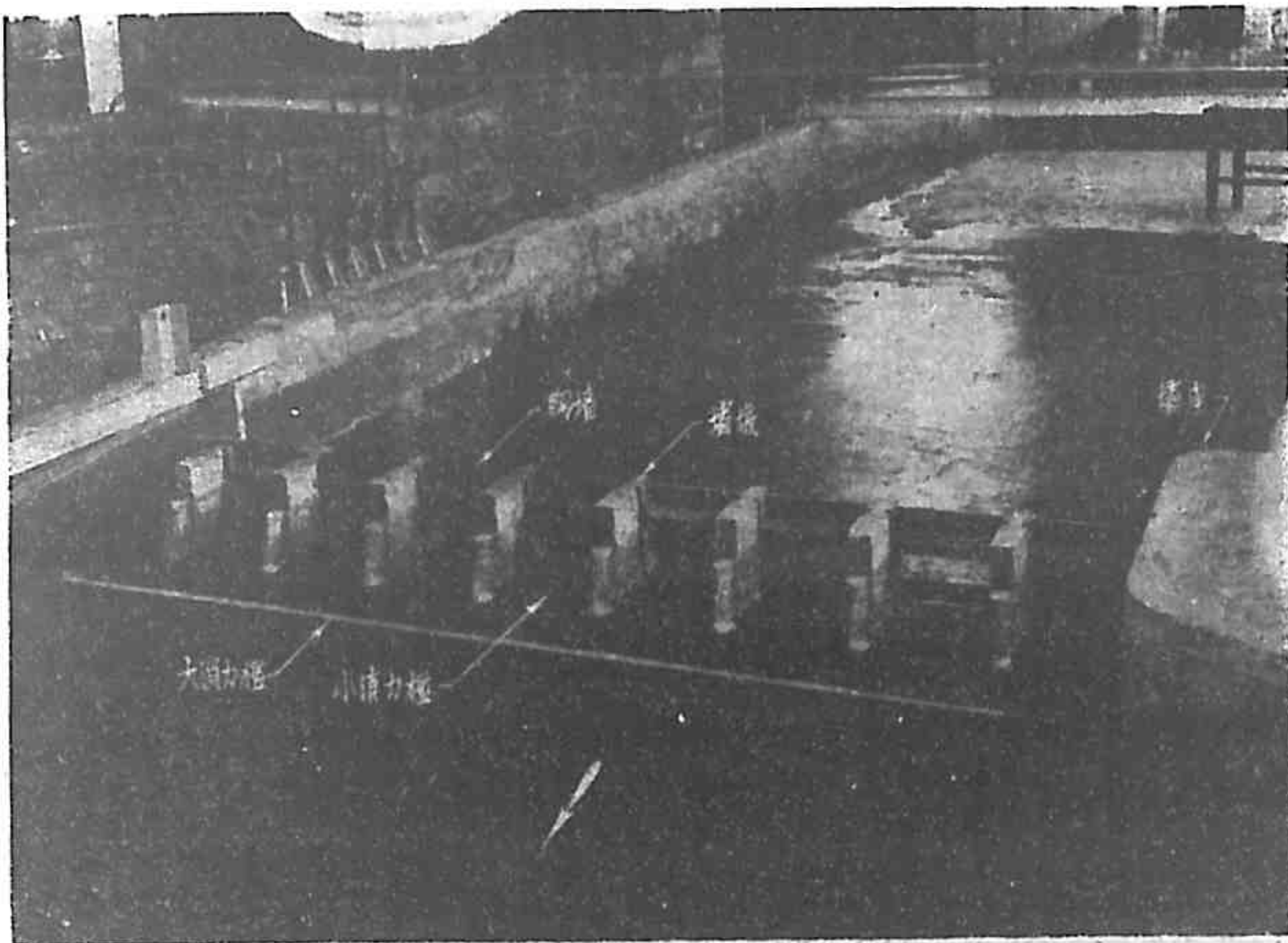
試驗第五組(土埂沖刷可能性之研究) 原計畫為節省土工計，擬於閘門下游新開引河中保留土埂五道，以待水流之自然沖刷，本組試驗，乃研究在某種水位及流量之下，土埂被沖刷之可能性與其沖刷之現象。

在前四組試驗時，下游土埂，係用洋灰粉成，以免淆亂觀察。本組試驗，先將洋灰塗去，按比例尺用煤屑堆成土埂形狀，惟煤屑缺乏黏性，浸水即行坍塌，不能保持1:1之坡度，故每堆高5公分，即沿邊線鋪置寬2公分長5公分之黑布條。進行試驗時，利用活動壩保持下游水深為5.24公尺，逐漸增加流量，流速亦增，同時觀察沖刷之現象，並紀錄流速。

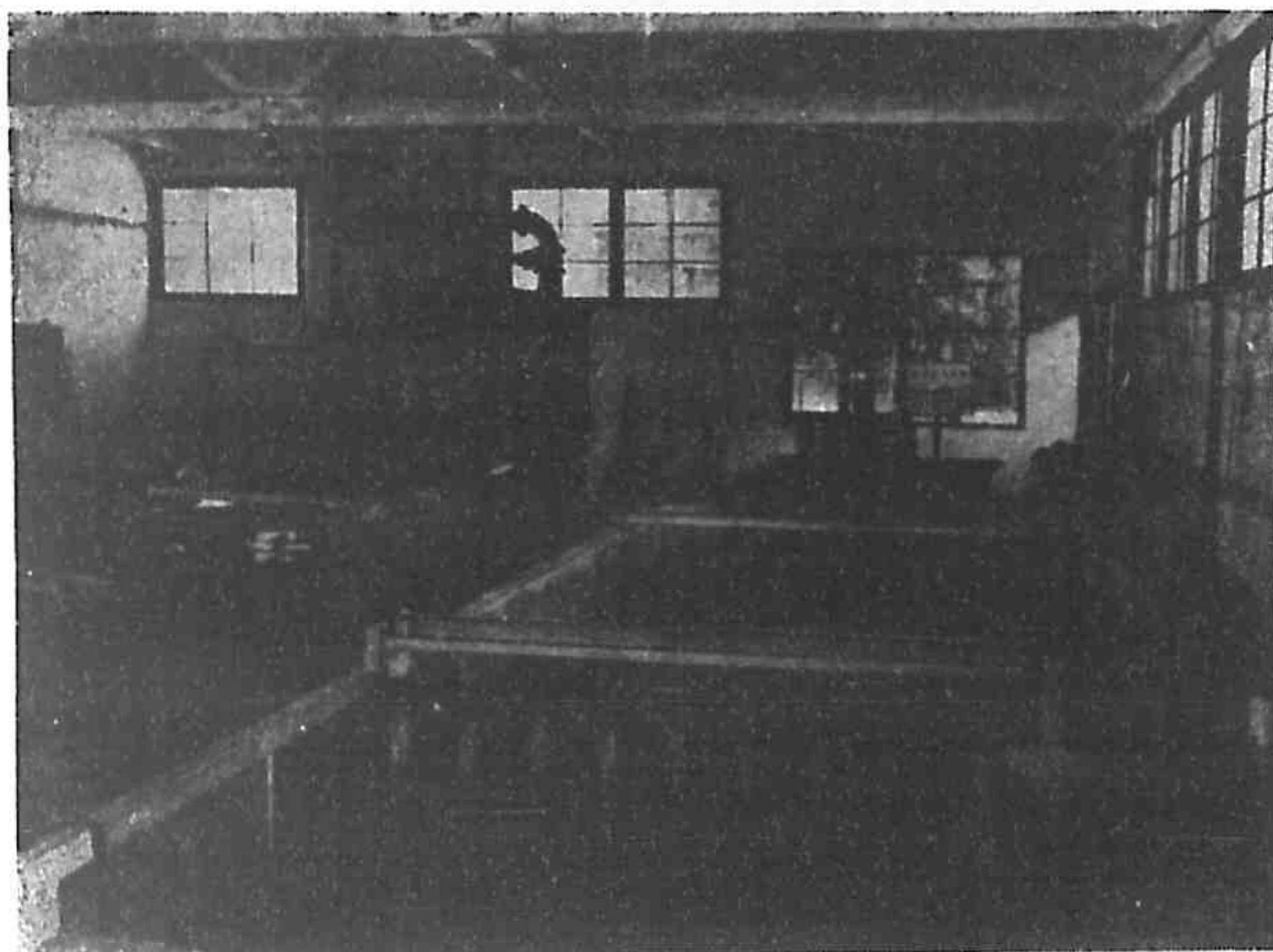
當流速逐漸增加時，土埂上端左角及接近水面上下各部分之煤屑，均被沖蝕而移動，但經過相當時間後，沖刷停止。於是保持原有水深，增加流速，煤屑復被沖刷，



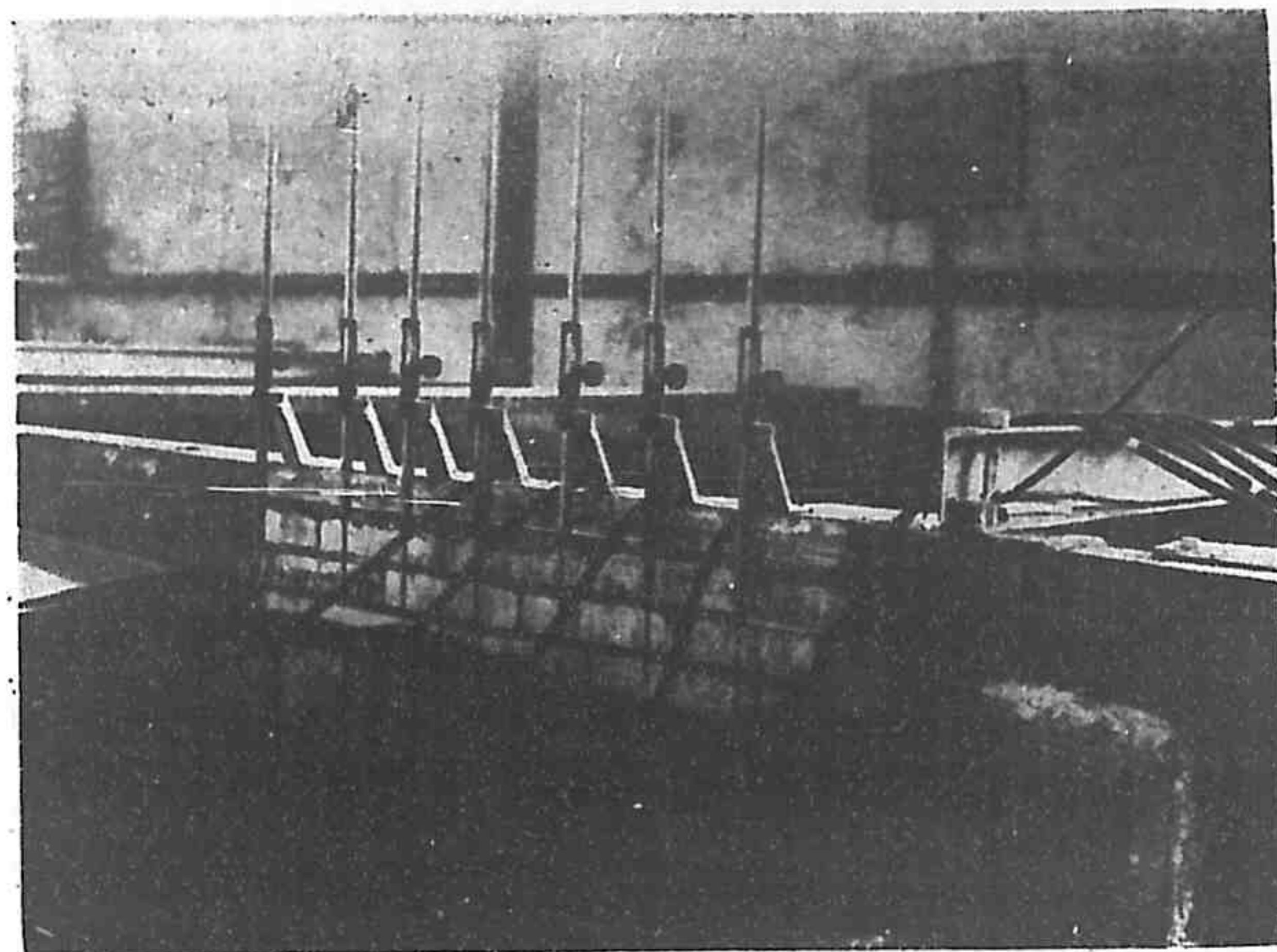
照片 1 三河活動壩試驗模型全景(由上游向下視)



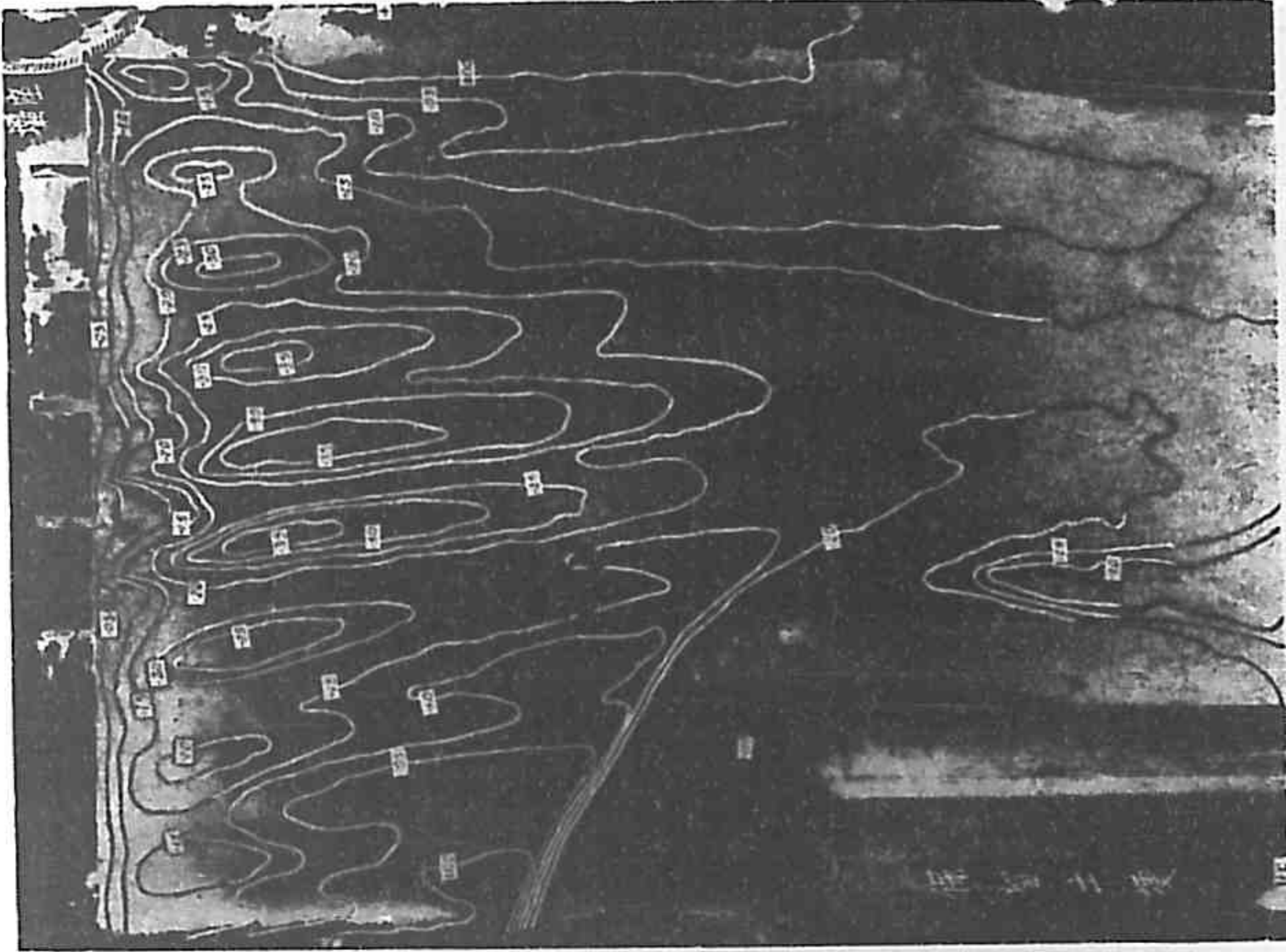
照片 2 三河活動壩模型壩墩及胸牆(由下游向上視)



照片 3 三河活動壩模型壩墩及閘門



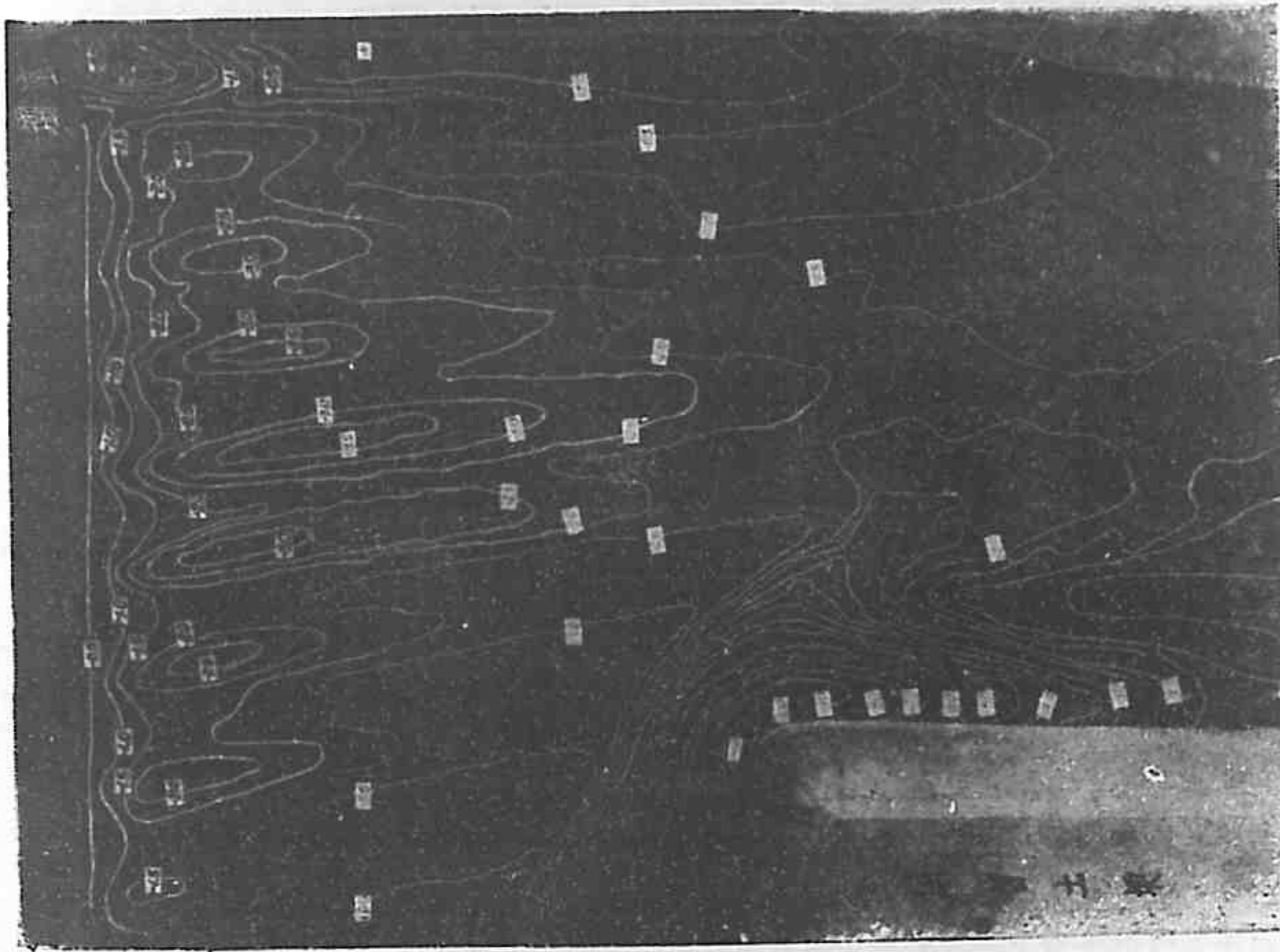
照片 4 試驗用之水·位·壓·力·管·設·備



照片6 試驗M3-Ic 第一次改良壩後沖刷情況

(消力檻護坦均無)

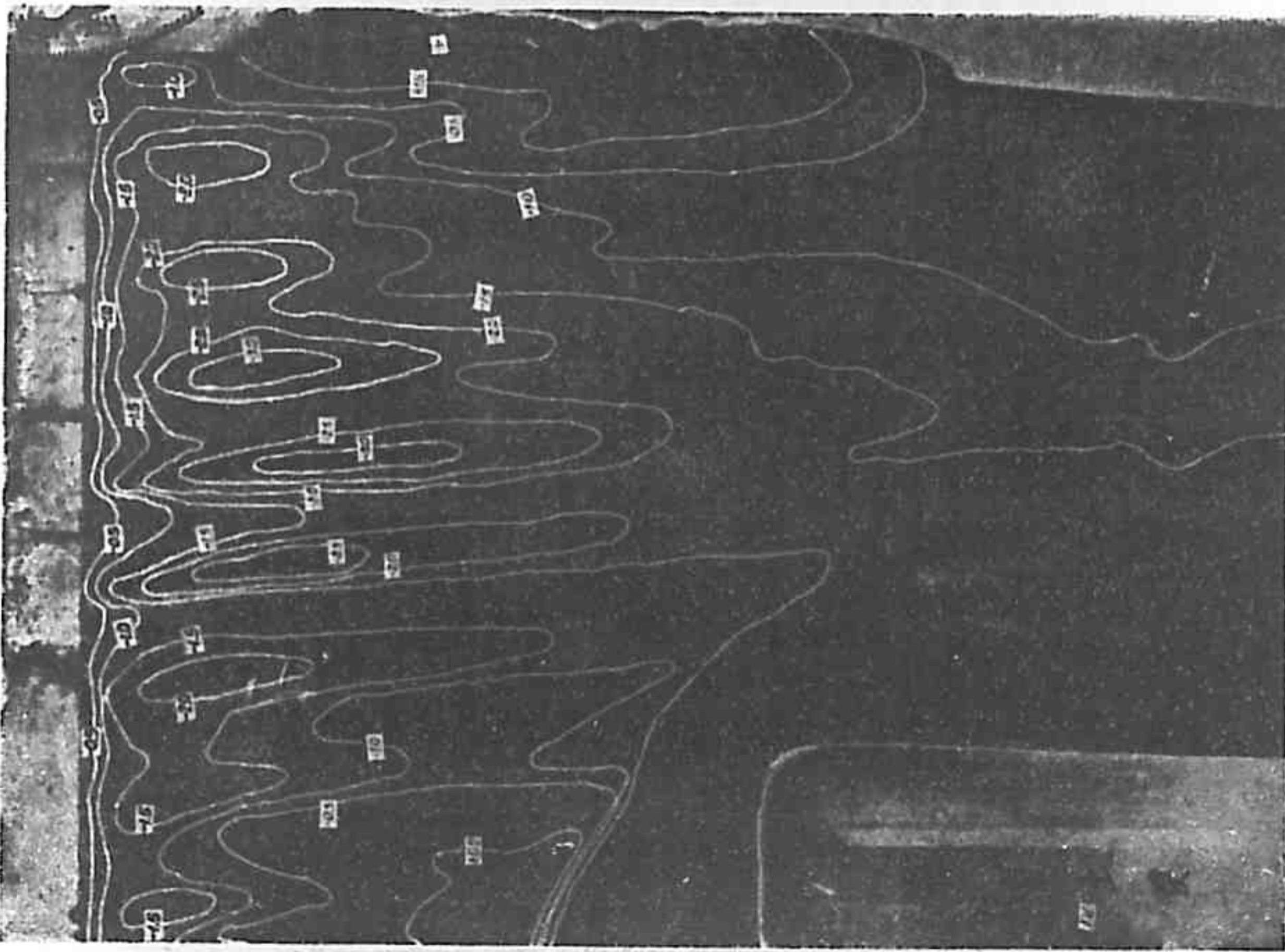
流量=9000秒立方公尺；壩門全啓5.5公尺
上游水位13.51公尺；下游水位13.05公尺
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



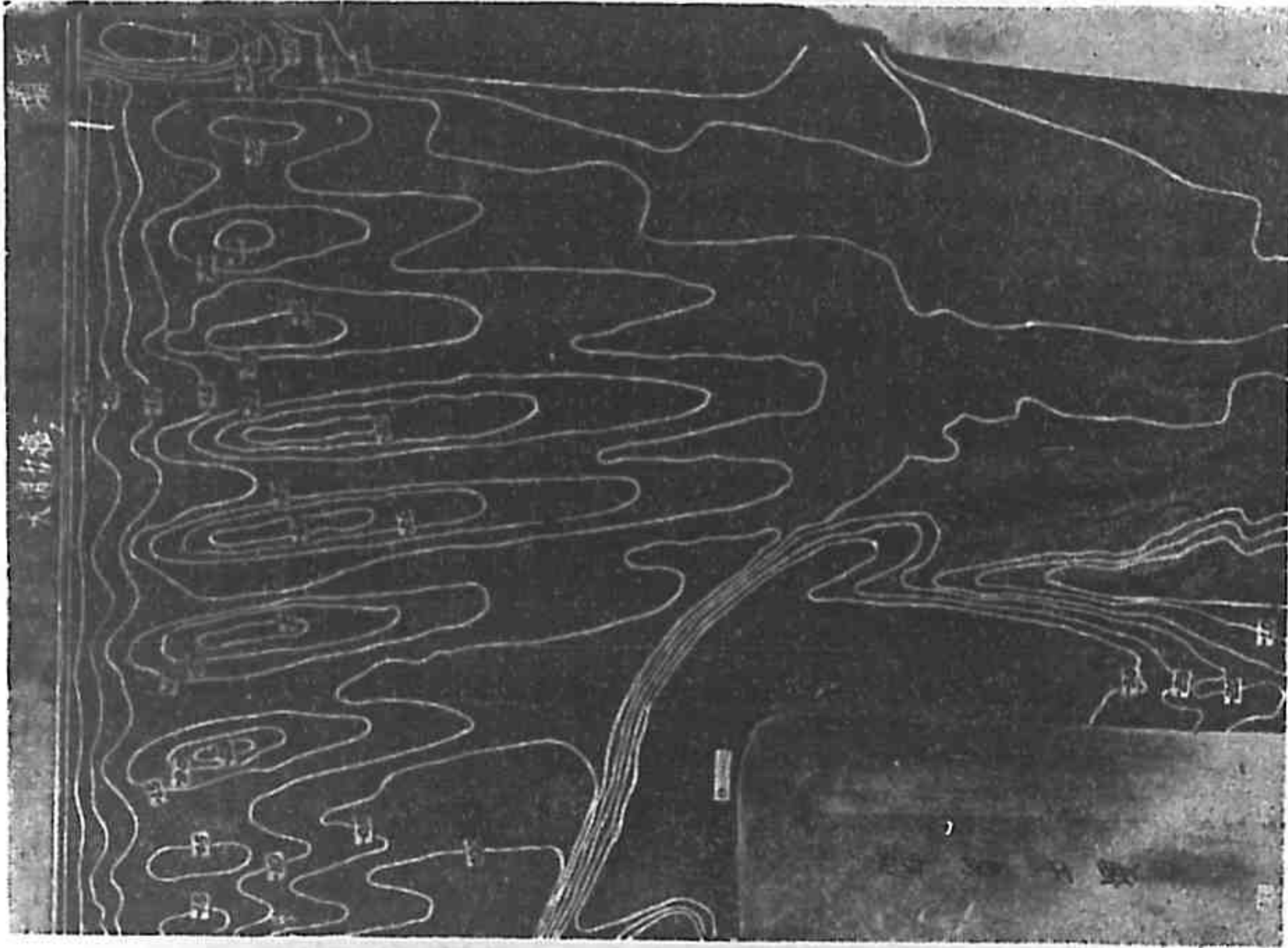
照片5 試驗M3-Ib 原有壩座之河床沖刷情況

(消力檻及護坦均無)

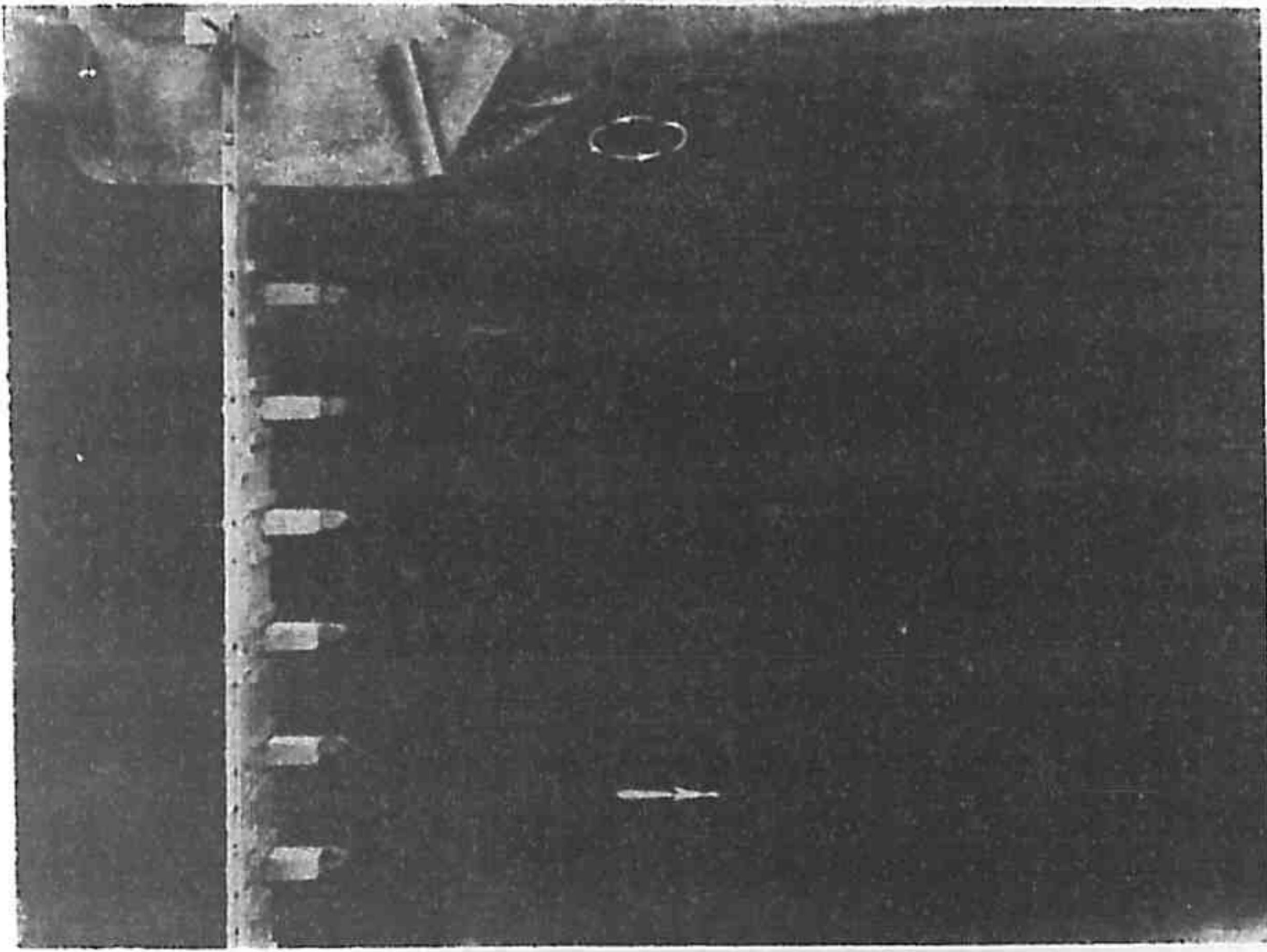
流量=9000秒立方公尺；壩門全啓5.5公尺
上游水位13.51公尺；下游水位13.05公尺
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



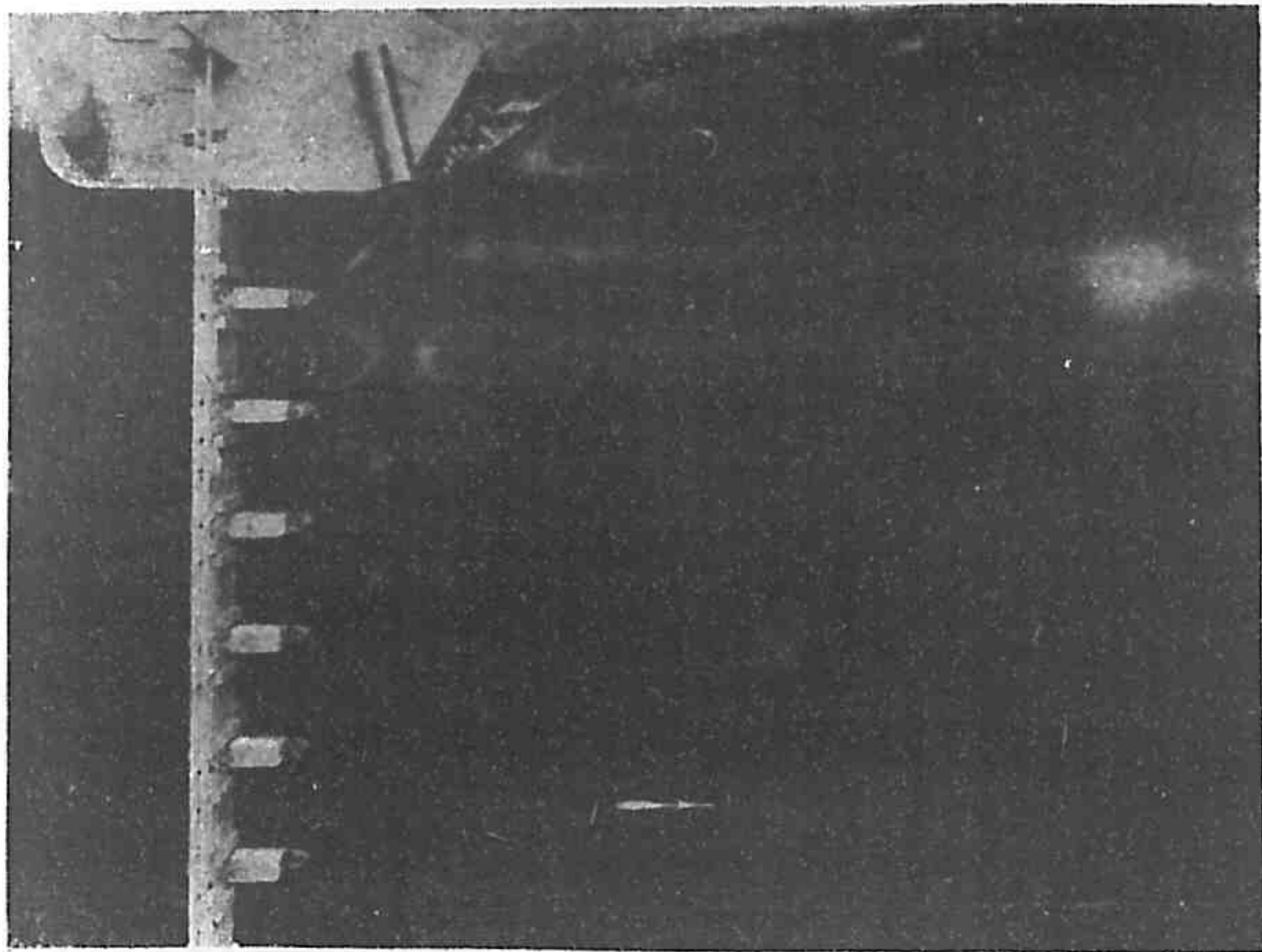
照片7 試驗M3-Id 第二次改良壩座後之河床冲刷情况
 (消力槛及體組均無)
 流量9000秒立方公尺； 壩門全啓5.5公尺
 上游水位13.51公尺； 下游水位13.05公尺
 (±0=廢黃河零點±8.0公尺)



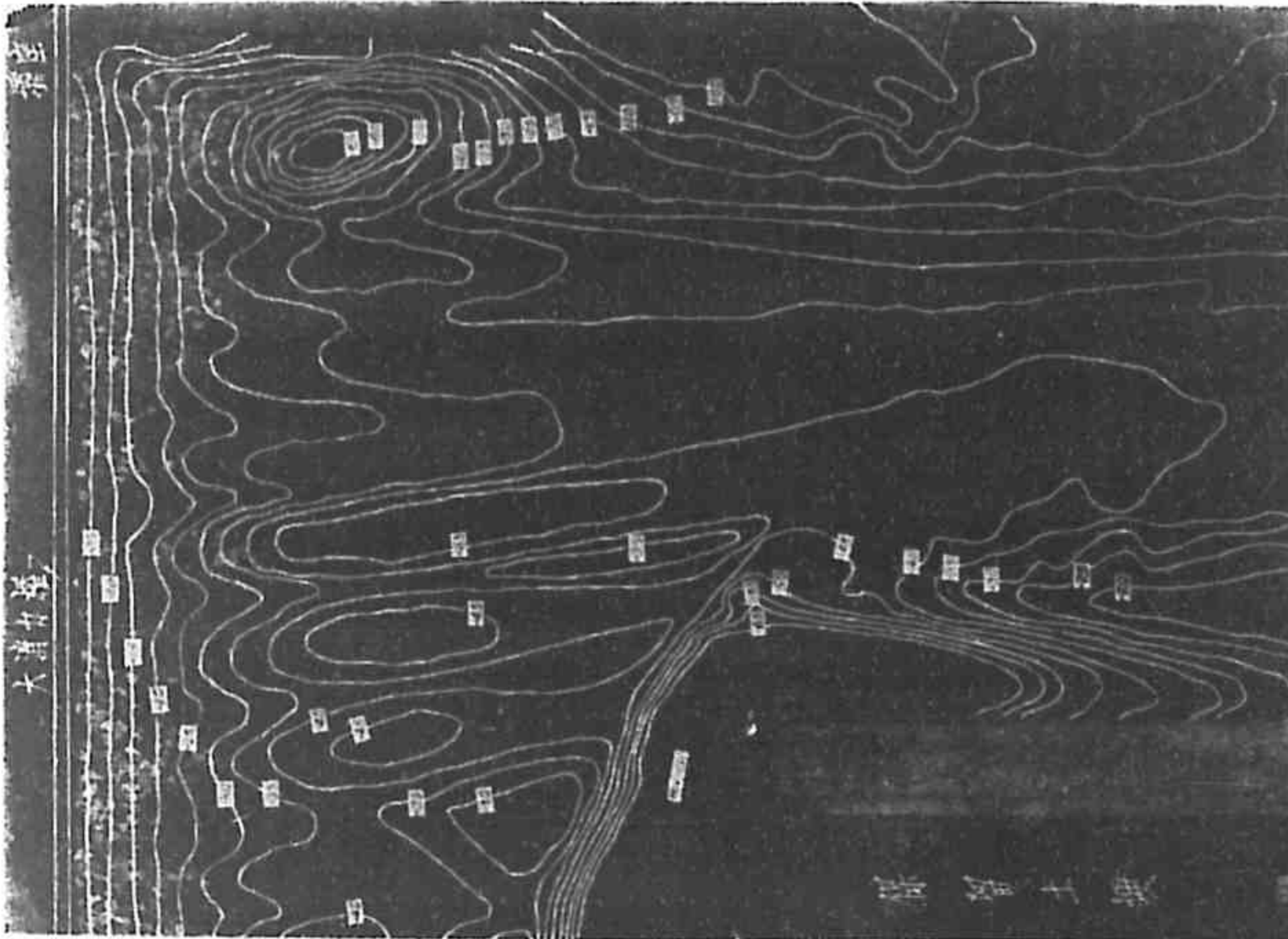
照片8 試驗M3-If 原有壩座加設矩形大消力槛後之冲刷情况(無體坦)
 流量9000秒立方公尺； 壩門全啓5.5公尺
 上游水位13.51公尺； 下游水位13.05公尺
 (±0=廢黃河零點±8.0公尺)



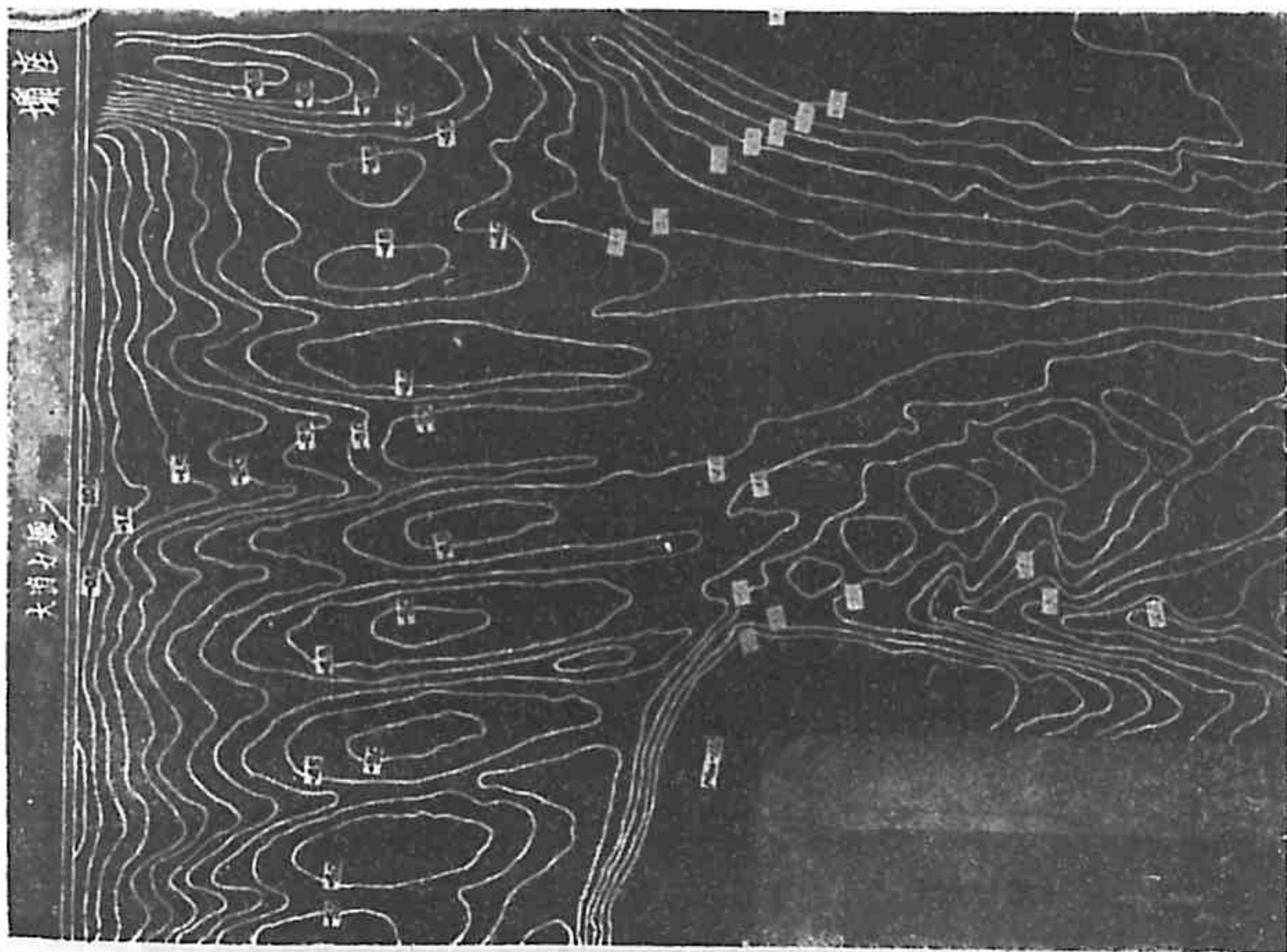
照片 10 試驗 M3-1k 第二次改良壩摩後之通溜圖



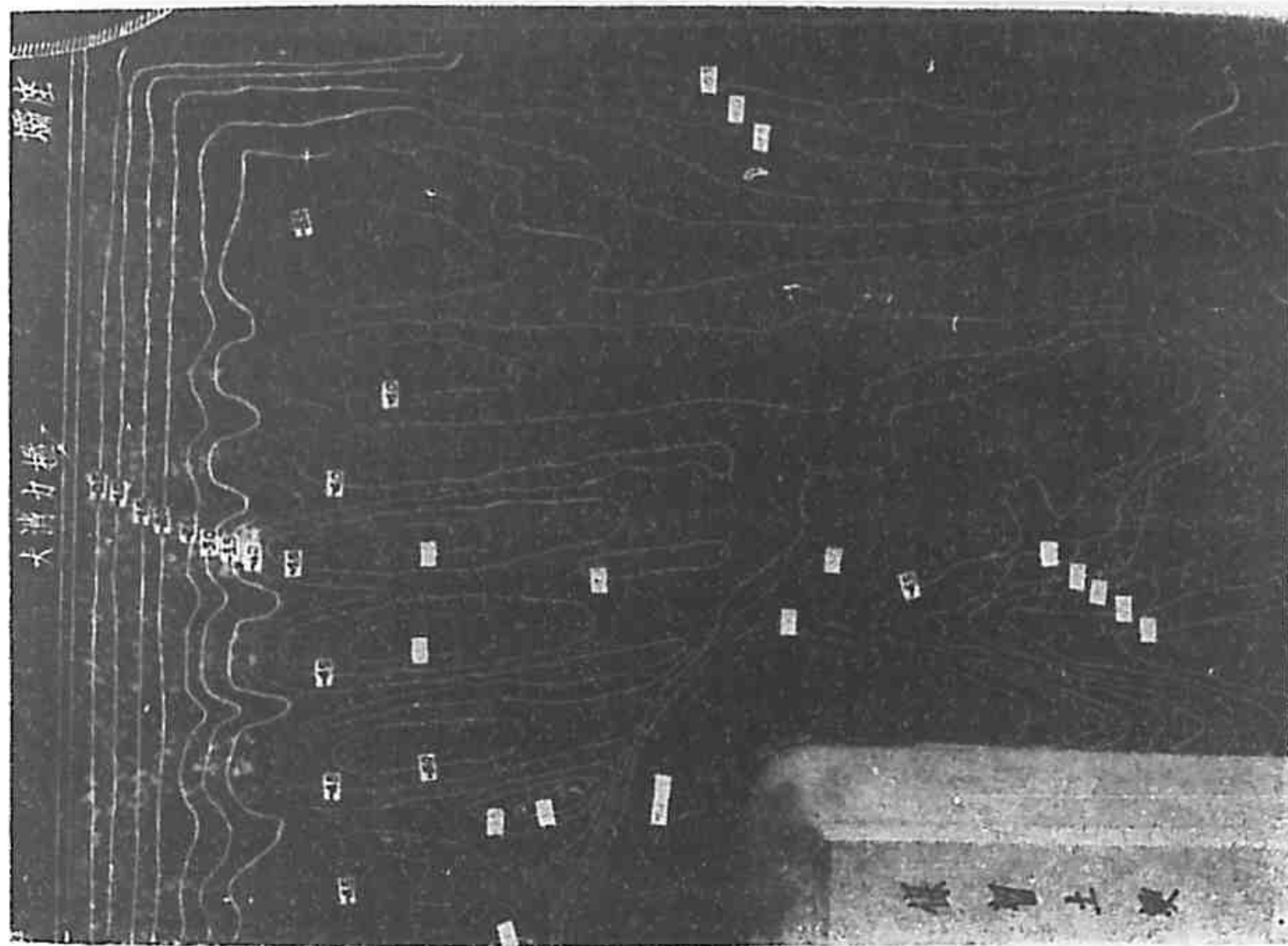
照片 9 試驗 M3-1c 第一次改良壩摩後之通溜圖



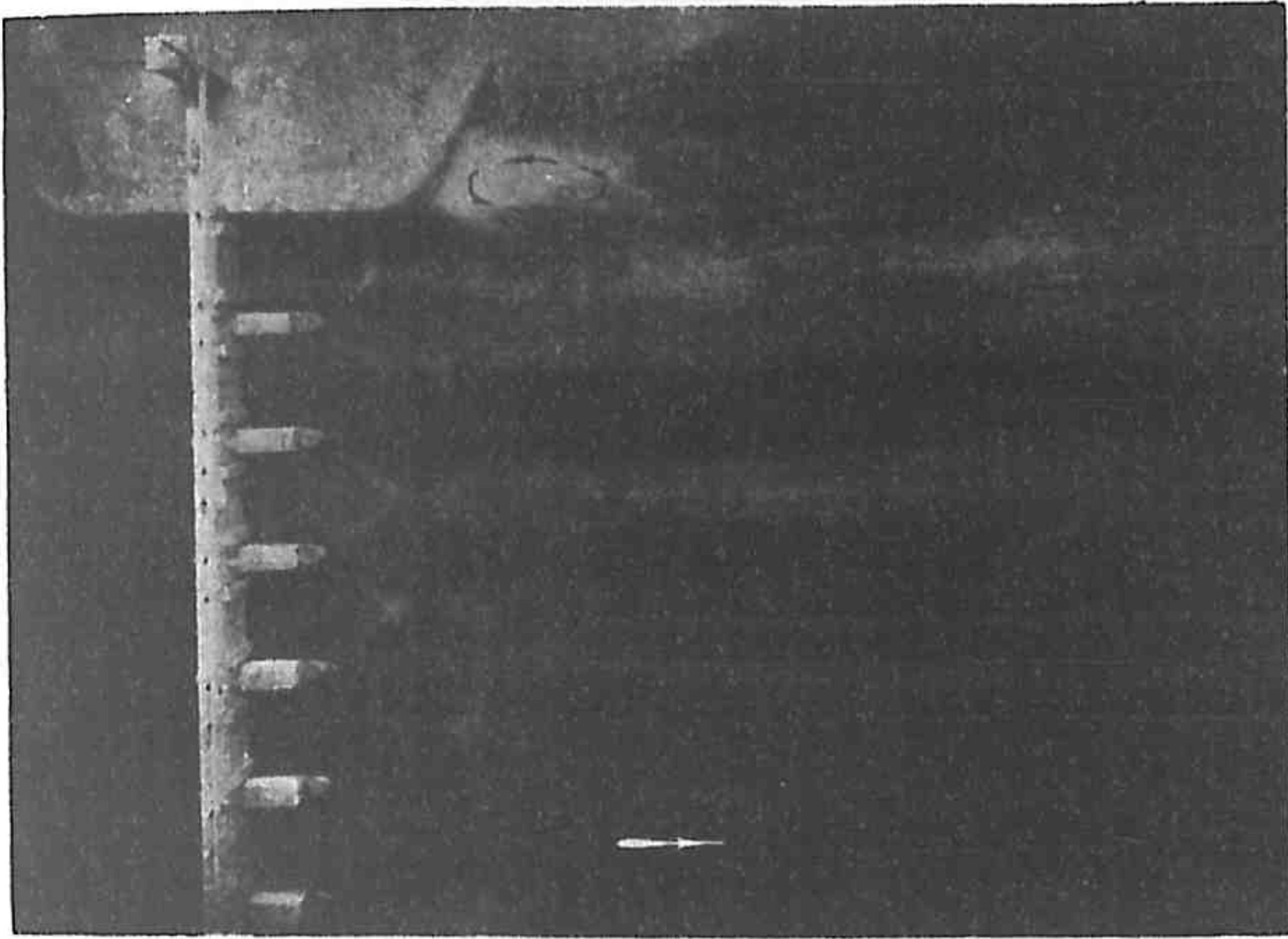
照片12 試驗 M3-Ii 原有壩座加設大小消力檻池加設
護坦後之冲刷情况
流量=9000秒立方公尺； 壩門全啓5.5公尺
上游水位13.51公尺； 下游水位13.05公尺
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



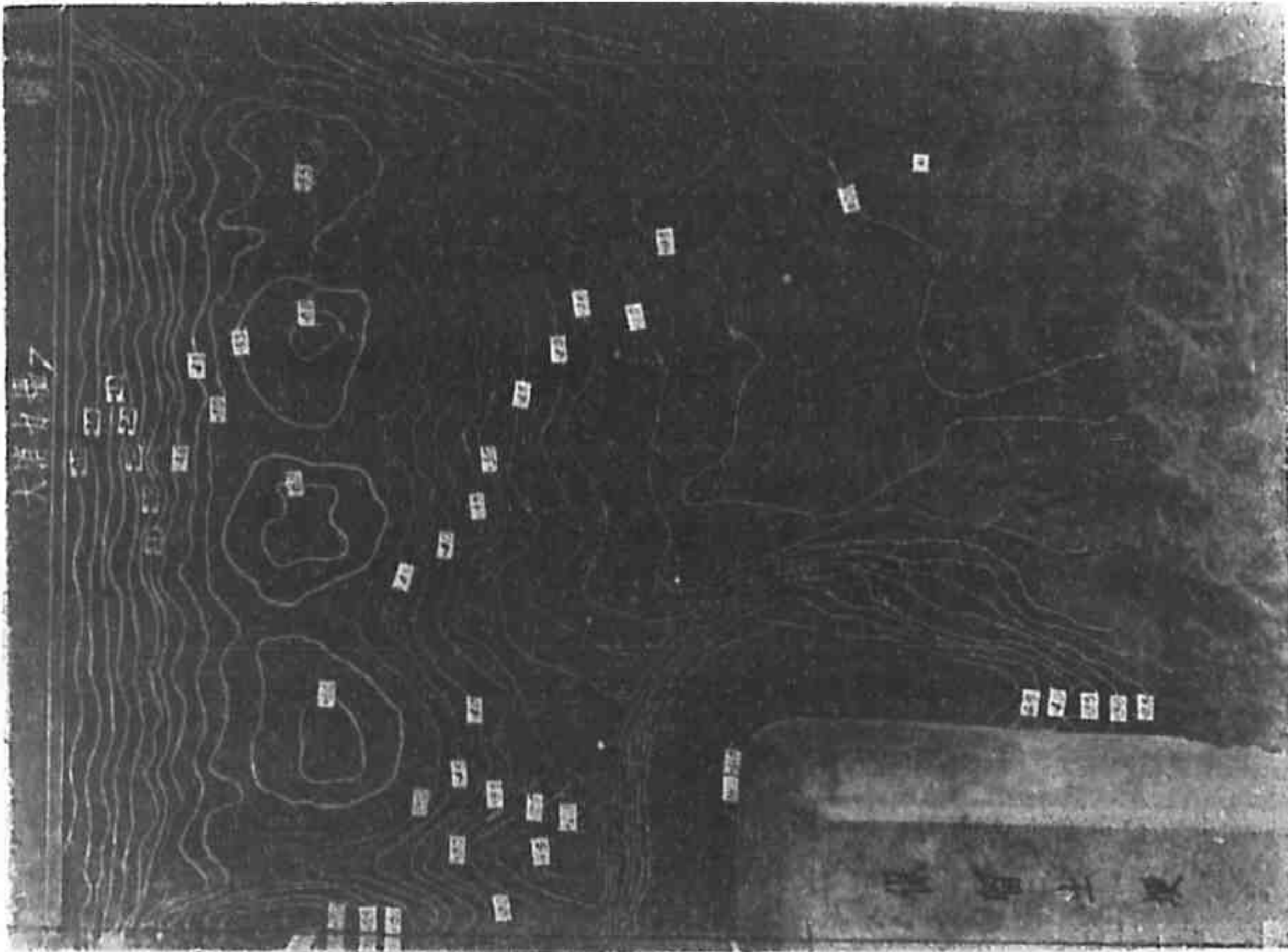
照片11 試驗M3-Ii 原有壩座加設大小消力檻而不設
護坦時之冲刷情况
流量=9000秒立方公尺； 壩門全啓5.5公尺
上游水位13.51公尺； 下游水位13.05公尺
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



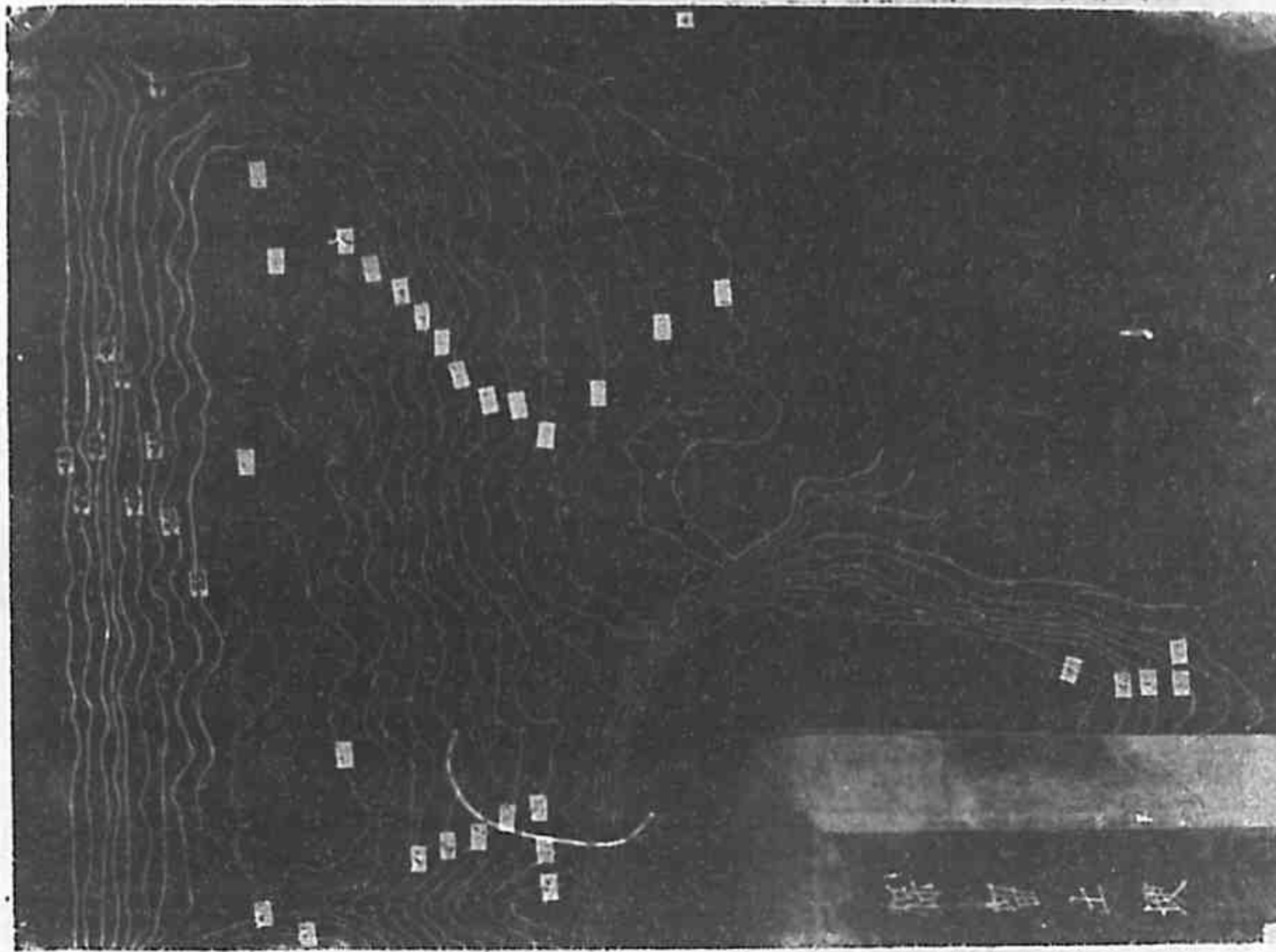
照片13 試驗M3-1k 第二次改良壩座並加大小消力池
及震坦後之河床冲刷情况
流量—9000秒立方公尺； 壩門全啓5.5公尺
上游水位13.51公尺； 下游水位13.05公尺
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



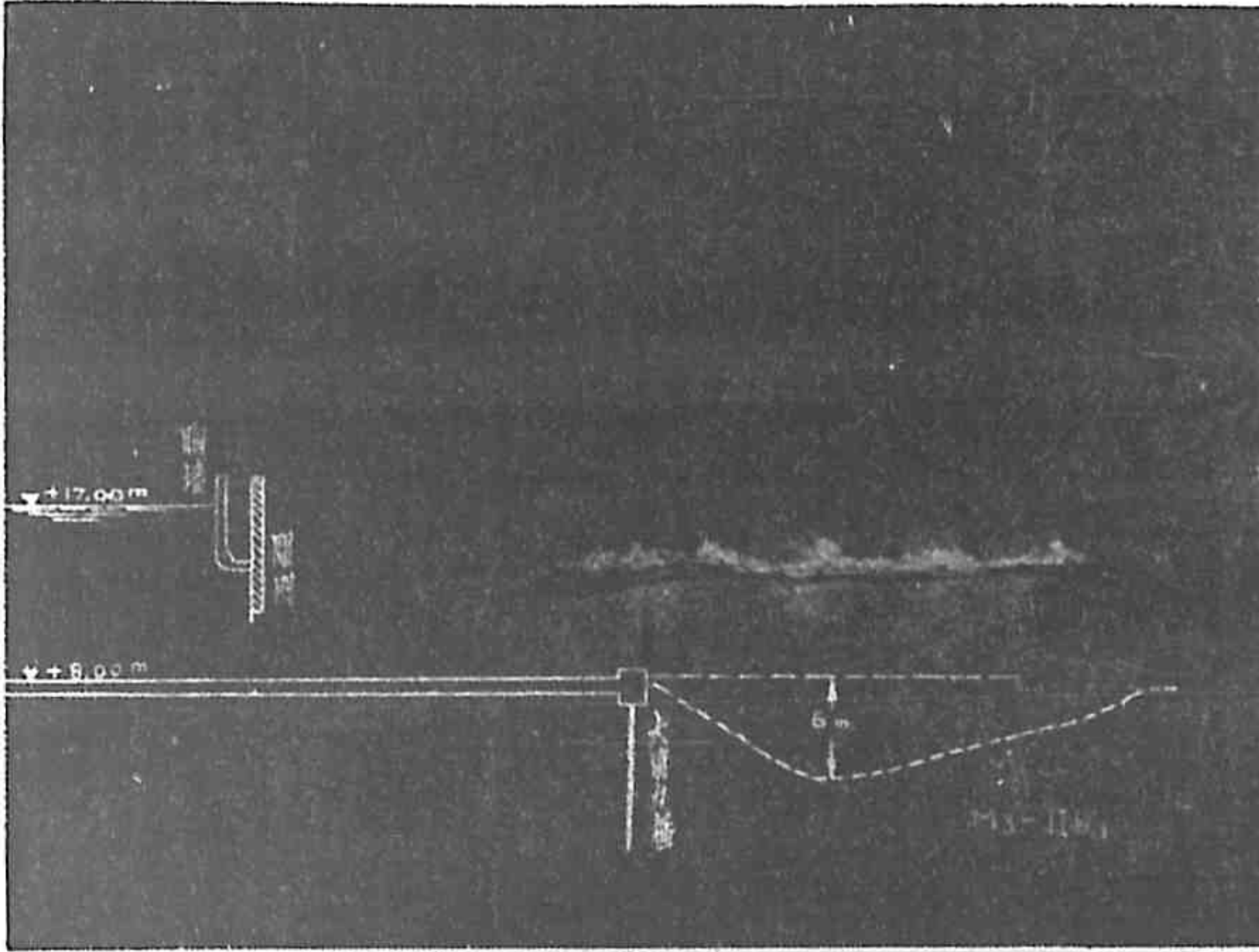
照片14 試驗M3-1j 原有壩座後之迴溜圖



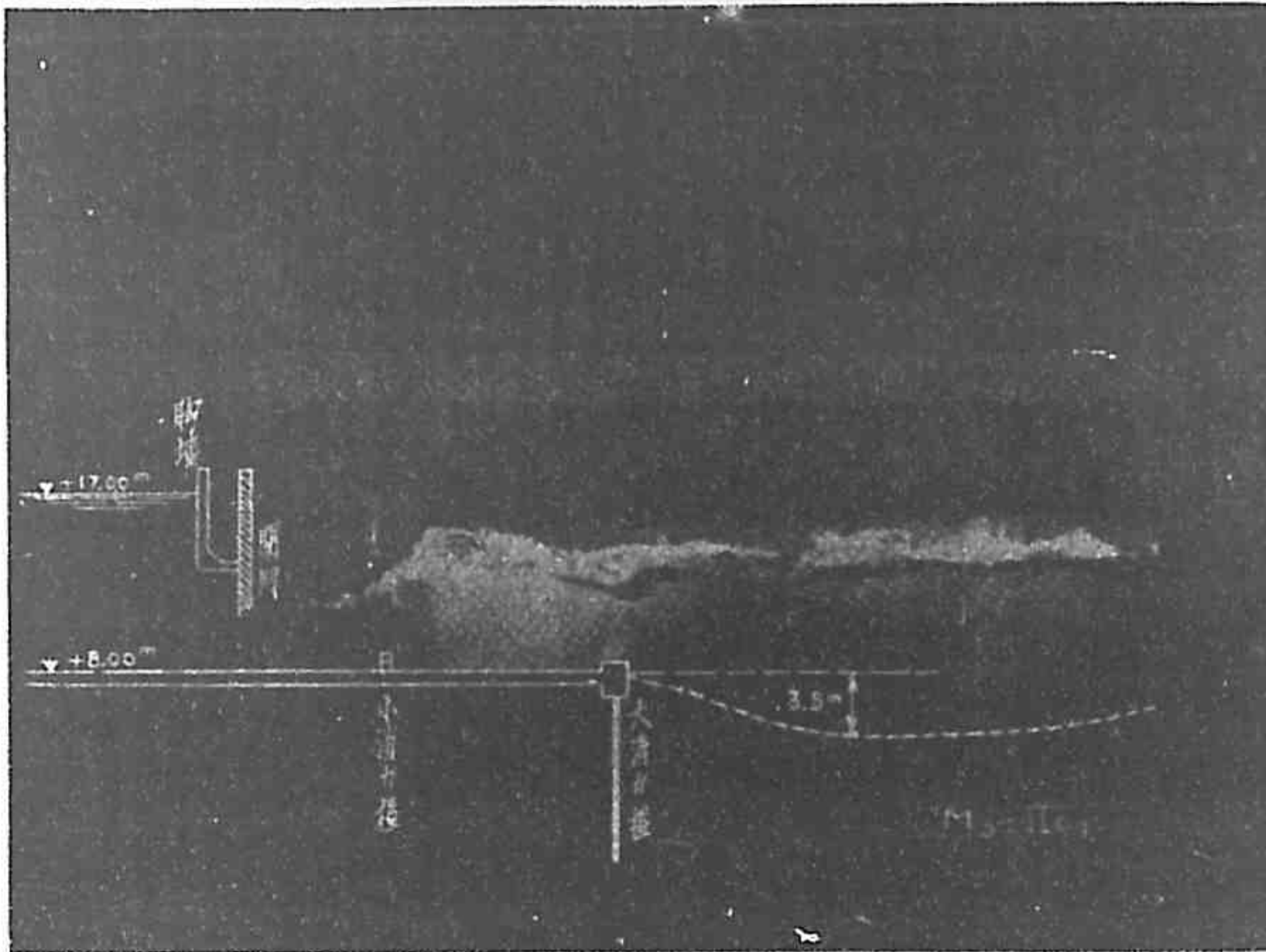
照片16 試驗M3--IIb 原座設大消力壩而不設護坦
 時之河床冲刷情况
 流量9000秒立方公尺；壩門開啓2.375公尺
 上游水位17.00公尺；下游水位13.05公尺
 (±0=廢黃河零點+8.0公尺)



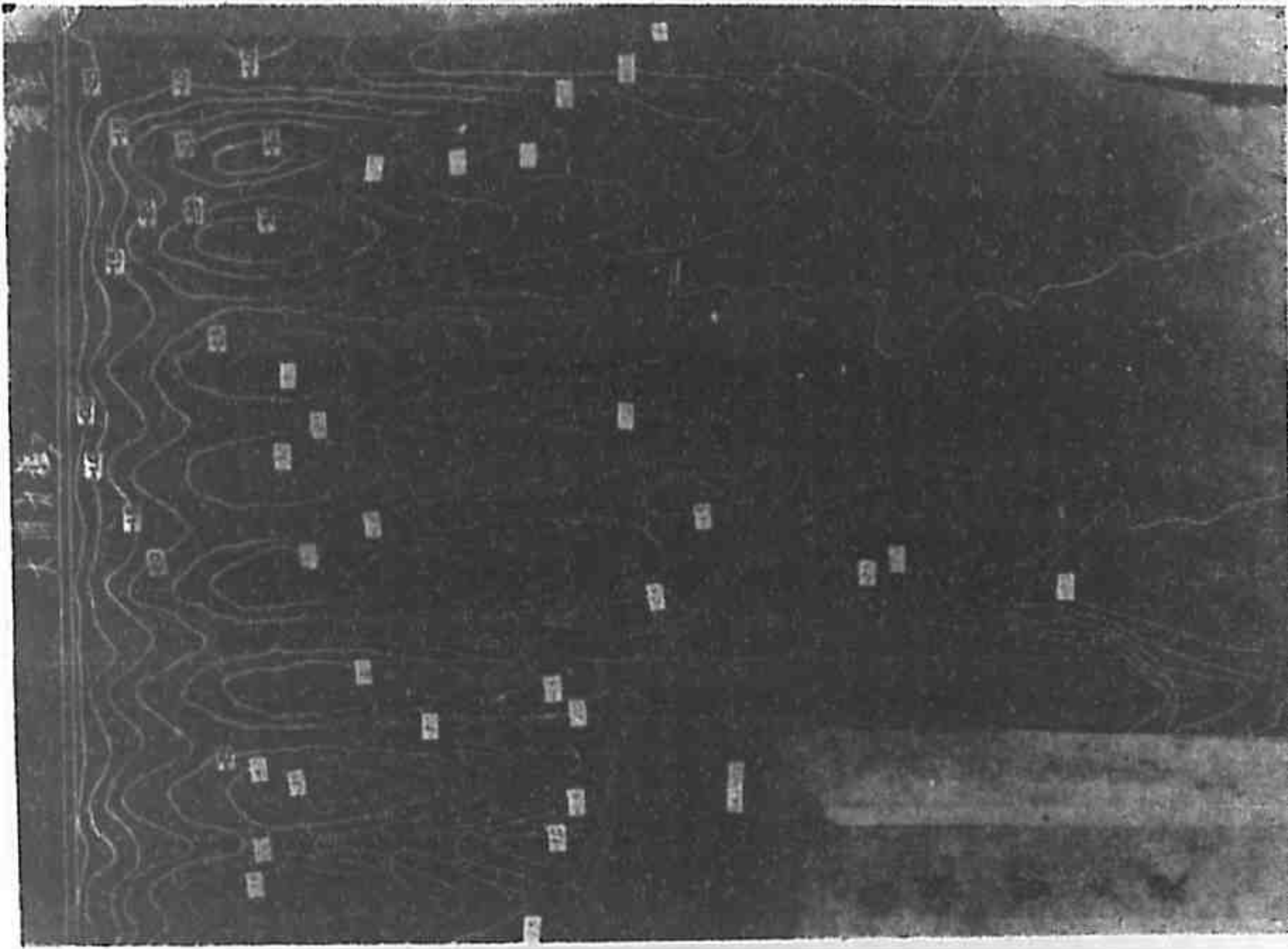
照片15 試驗M3-IIa 原座未設消力壩護坦時之河床冲
 刷情况
 流量9000秒立方公尺；壩門開啓2.30公尺
 上游水位17.00公尺；下游水位13.05公尺
 (±0=廢黃河零點+8.0公尺)



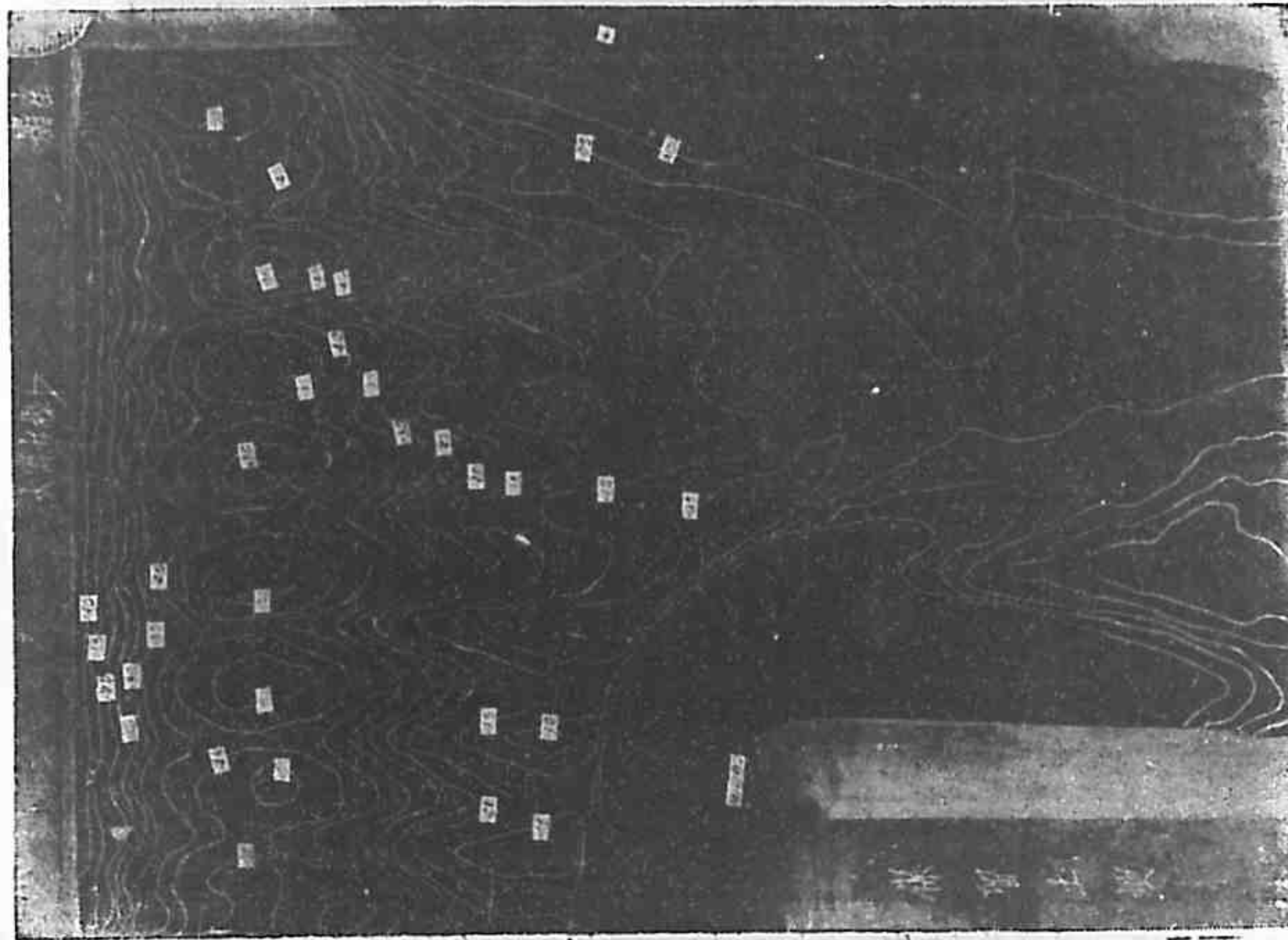
照片17 大流量試驗安設大消力檻後之水躍及冲刷情形 (試驗IIb)



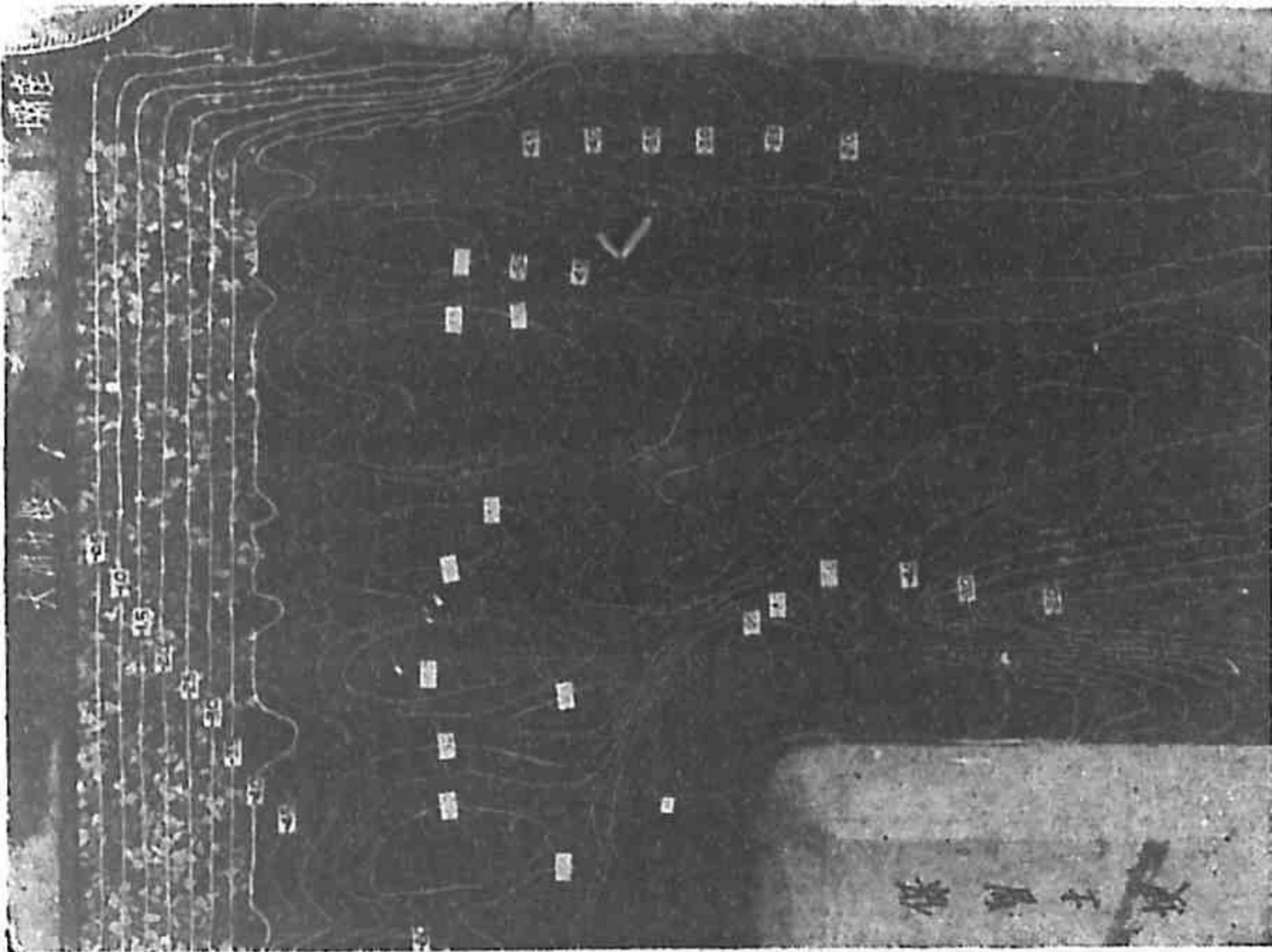
照片18 大流量試驗安設大小消力檻後之水躍及冲刷情形 (試驗IIe)



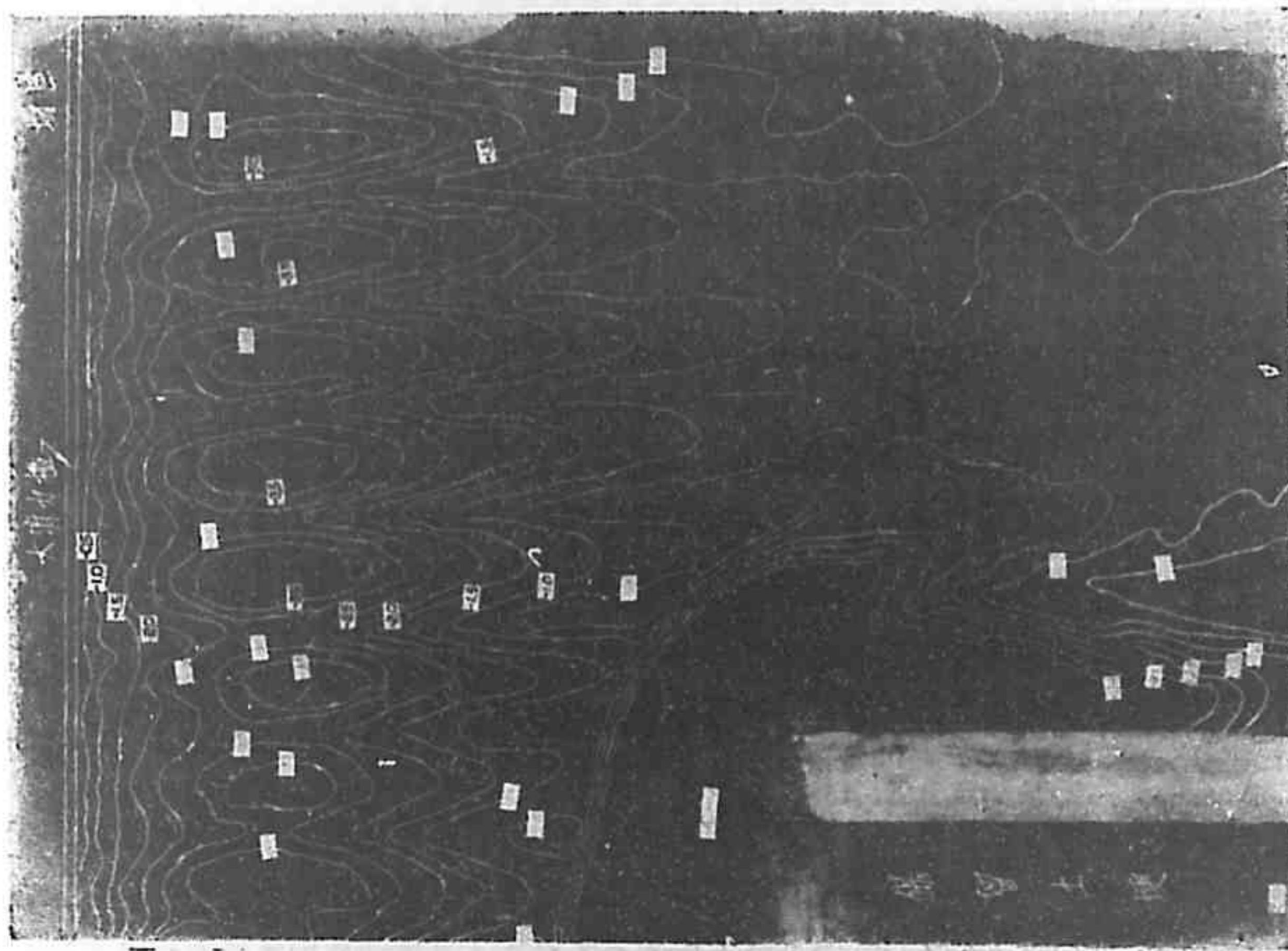
照片 20 試驗 M3-IIc 原座設大消力壩及三號小消力壩後之河床冲刷情形(不設護坦)
 流量 9000 秒立方公尺；壩門開啓 2.40 公尺
 上游水位 17.0 公尺；下游水位 13.05 公尺
 (±0 = 廢黃河零點 ± 8.0 公尺)



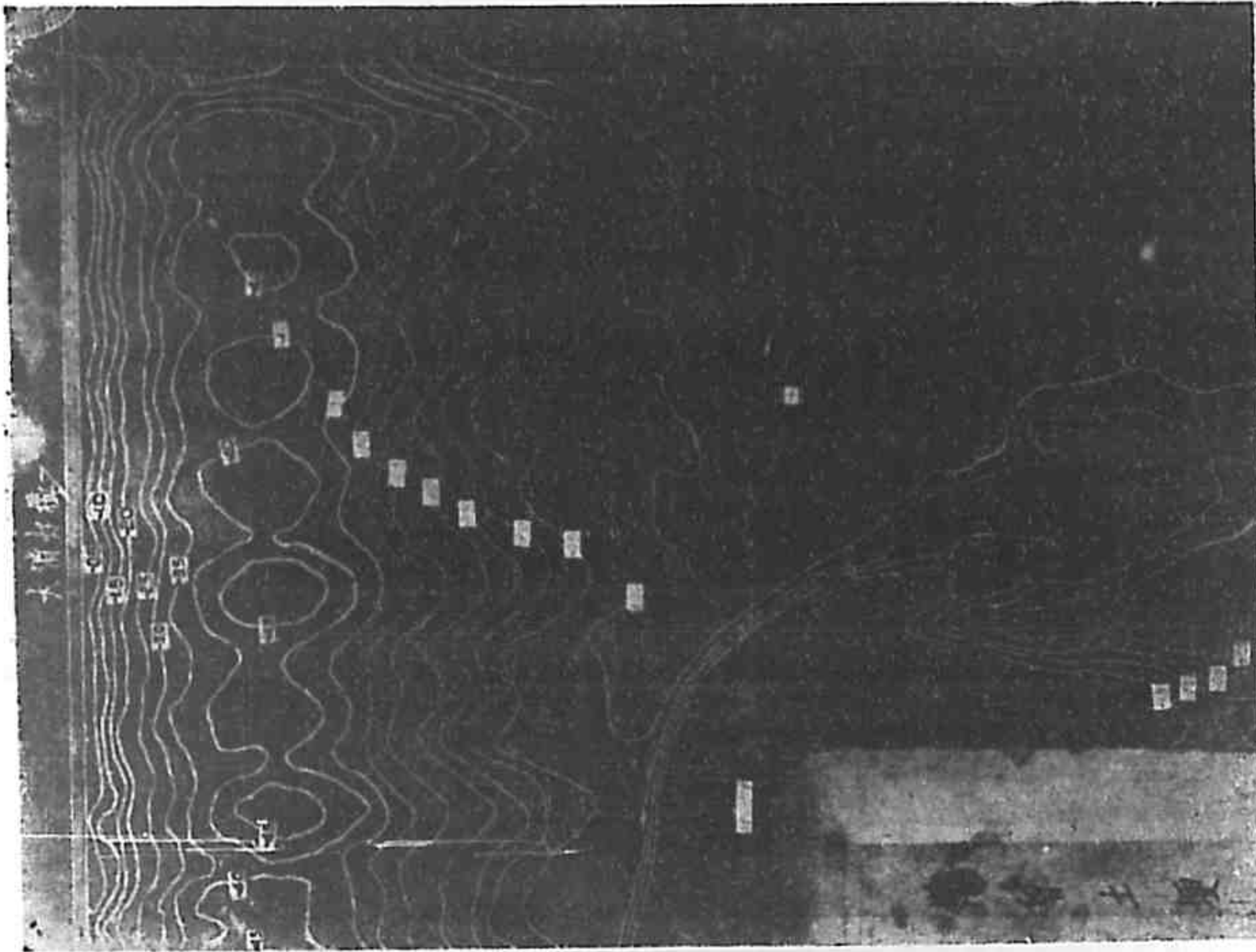
照片 19 試驗 M3-IIId 原座設大消力壩及一號小消力壩後之河床冲刷情形(不設護坦)
 流量 9000 秒立方公尺；壩門開啓 2.40 公尺
 上游水位 17.0 公尺；下游水位 13.05 公尺
 (±0 = 廢黃河零點 ± 8.0 公尺)



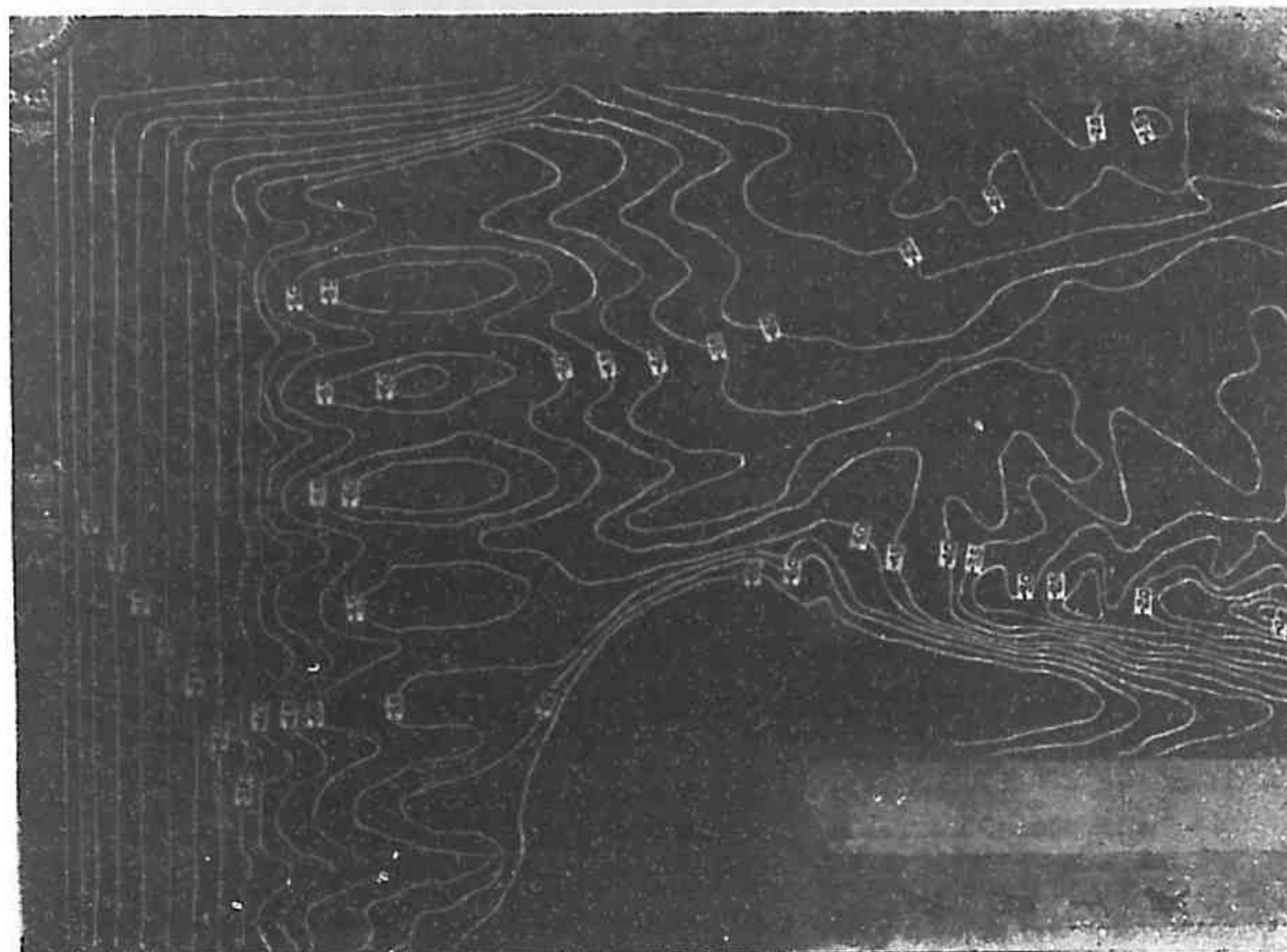
照片22 試驗M3-III 第二次改良壩座加設大小消力
 壩並護坦後之河床冲刷情形(四號小消力壩距
 基綫7.0公尺)
 流量9000秒立方公尺; 壩門開啓2.38公尺
 上游水位17.0公尺; 下游水位13.05公尺
 (±0=廢黃河零點±8.0公尺)



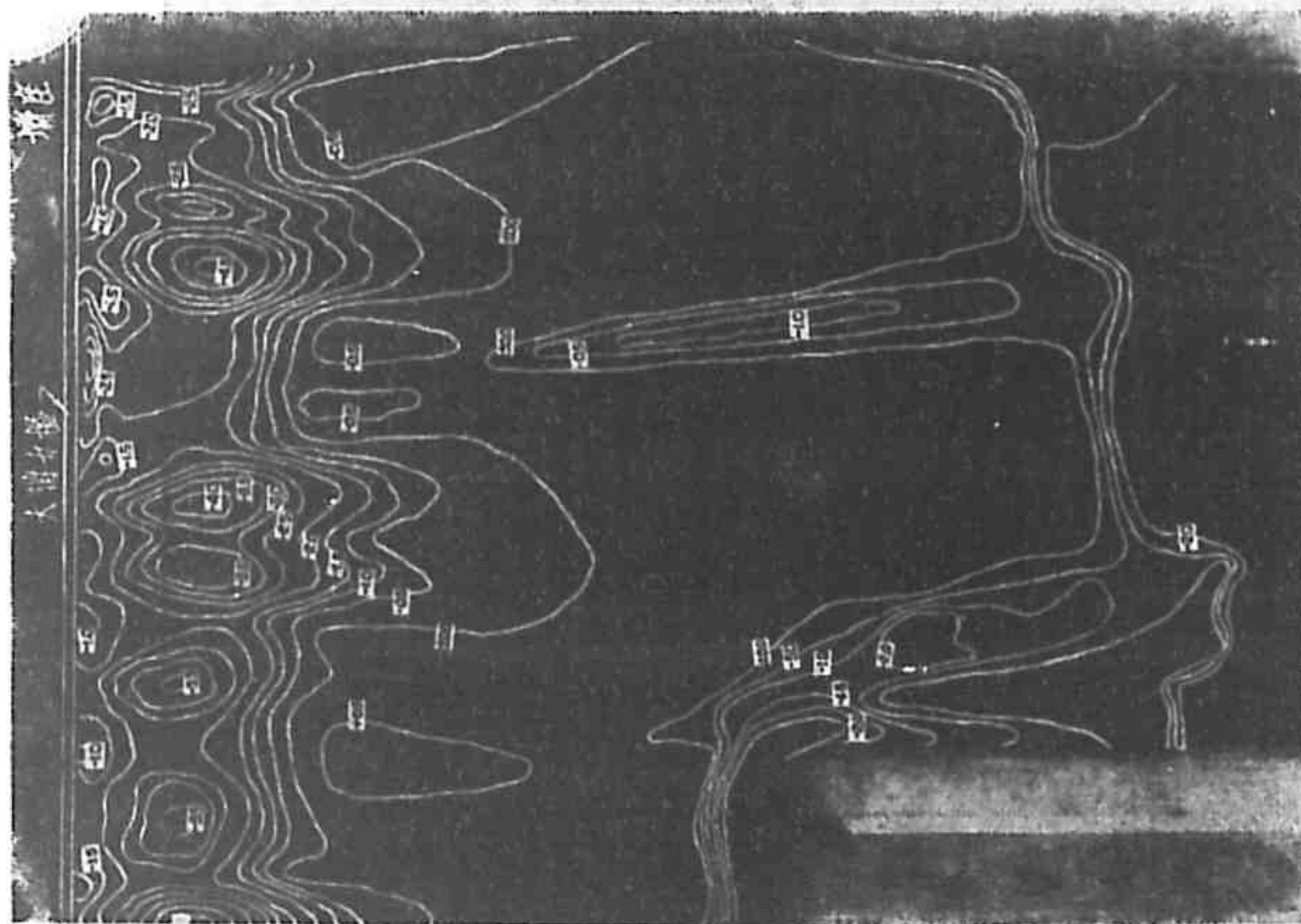
照片21 試驗M3-IIe 原座設大消力壩及四號小消力
 壩後之河床冲刷情形(不設護坦)
 流量9000秒立方公尺; 壩門開啓2.38公尺
 上游水位17.0公尺; 下游水位13.05公尺
 (±0=廢黃河零點±8.0公尺)



照片24 試驗M3-IIIa 原壩座加設大消力檻及震坦
而不設小消力檻之河床冲刷情形
流量=6000秒立方公尺； 壩門開啓1.5公尺
上游水位17.00公尺； 下游水位11.75公尺
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



照片23 試驗M3-IIk 第二次壩座改良後加設大小消
力檻並震坦之河床冲刷情形 (四號小消力檻距
基線8.0公尺)
流量9000秒立方公尺； 壩門開啓2.38公尺
上游水位17.00公尺； 下游水位13.05公尺
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



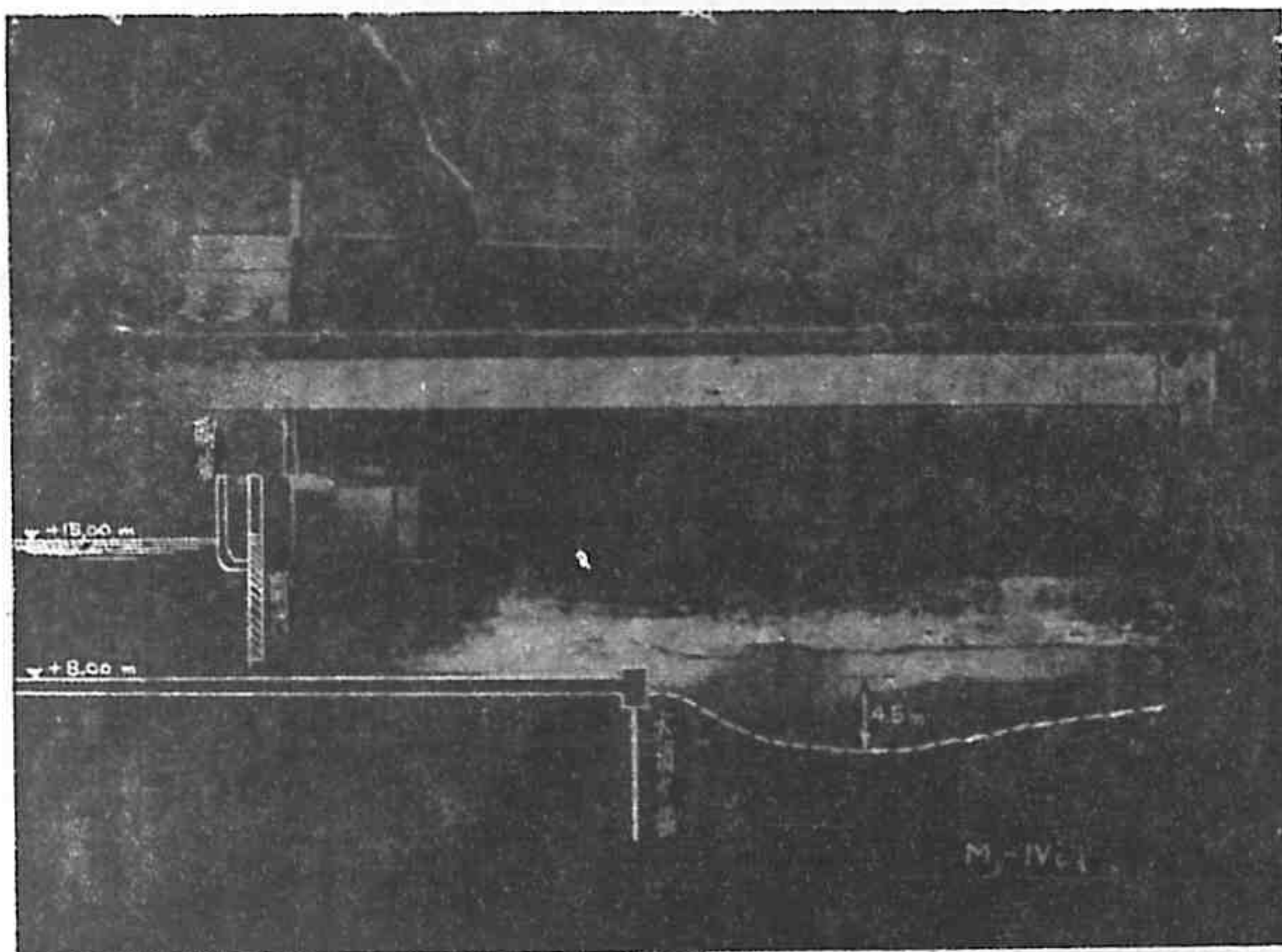
照片26試驗M3-IV 原壩座加設大浦子壩而無小消力壩亦未鋪設坦時河床之冲刷情况

流量=1500秒立方公尺； 壩門開啓0.4公尺
 上游水位15.00公尺； 下游水位9.17公尺
 (±0—廢黃河零點+8.0公尺)

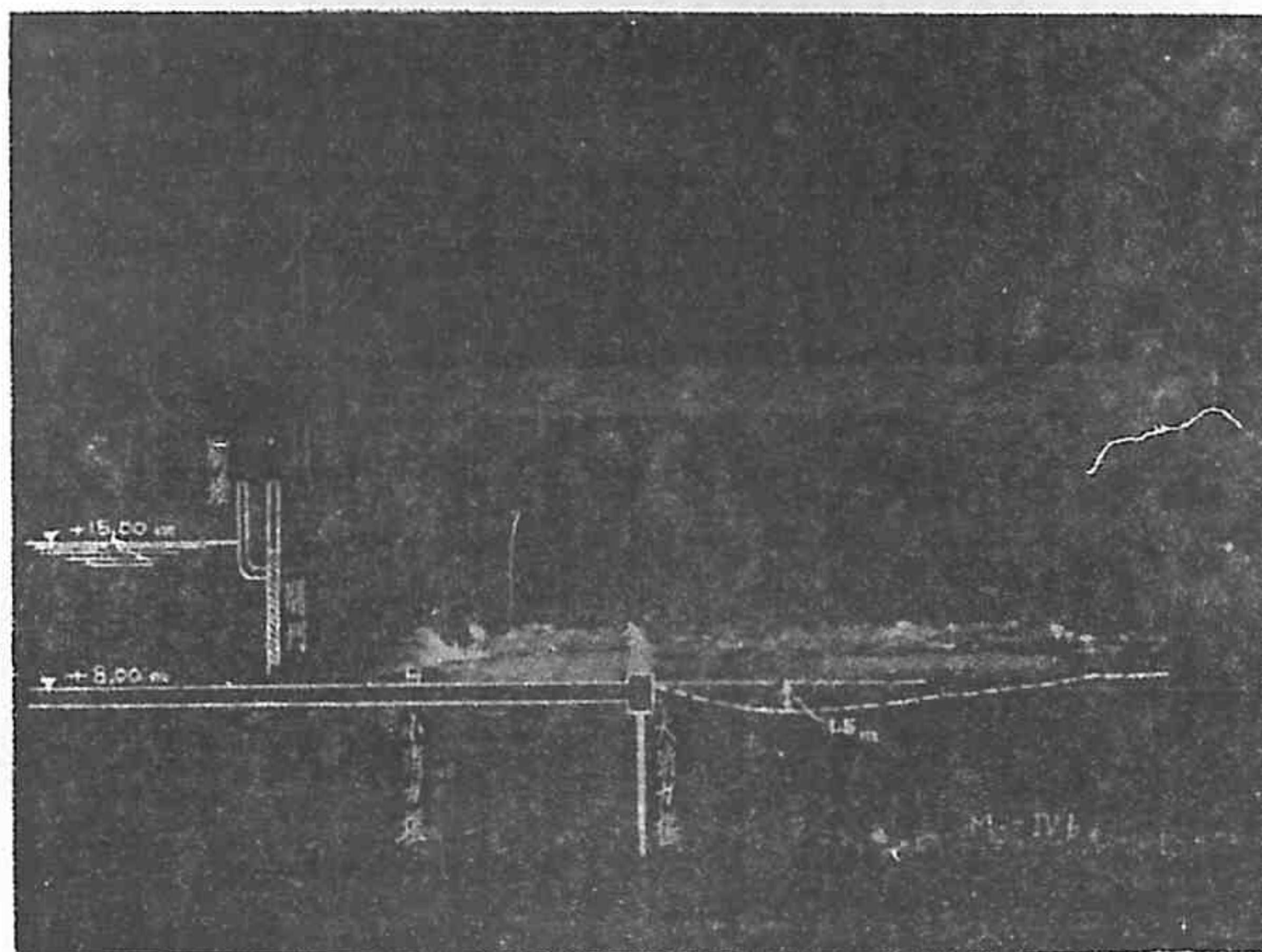


照片25 試驗M3-IIIc 原壩座加設露坦及大小消力壩後之河床冲刷情形

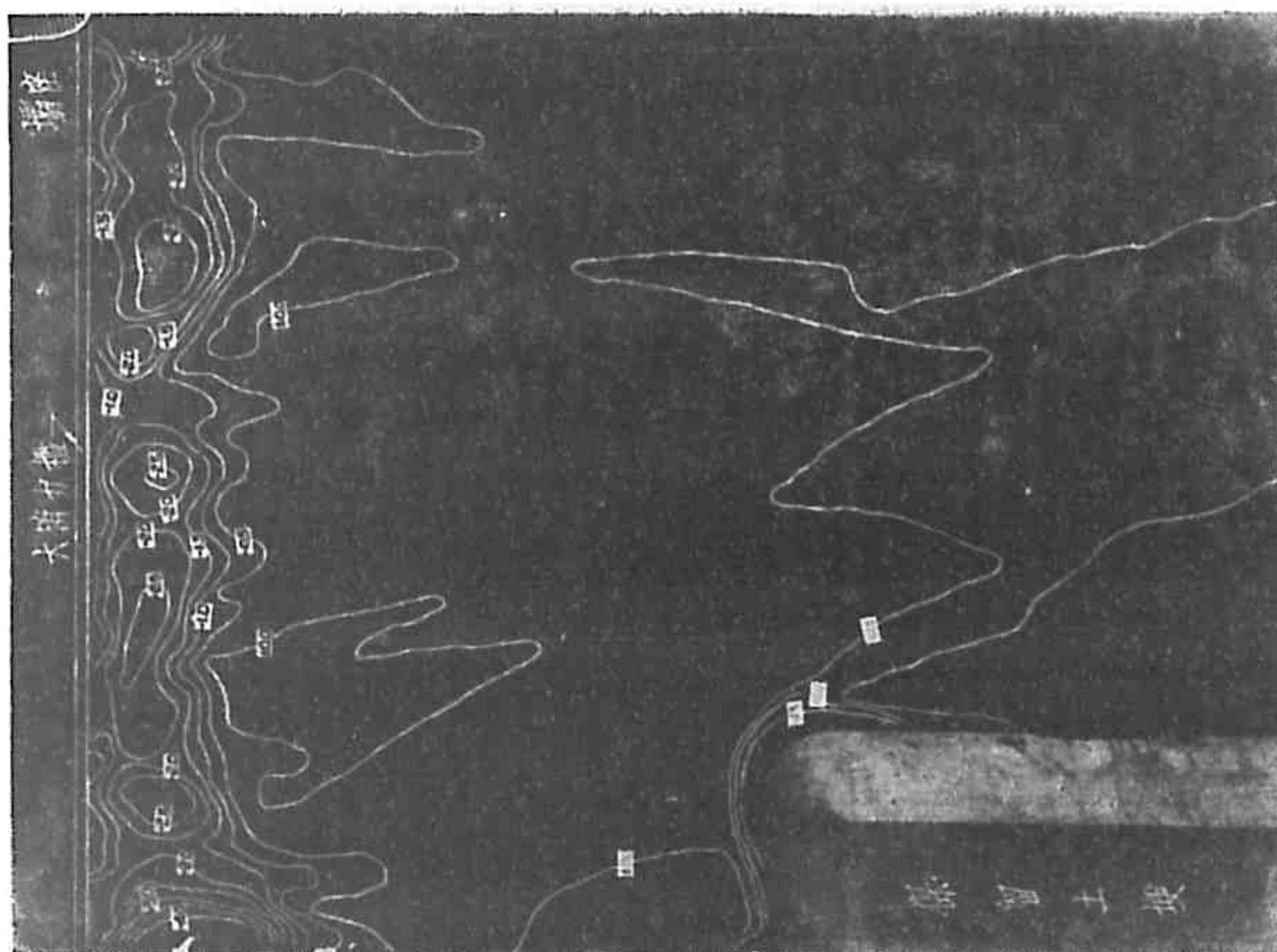
流量=6000秒立方公尺； 壩門開啓1.5公尺
 上游水位17.0公尺； 下游水位11.75公尺
 (±0—廢黃河零點+8.0公尺)



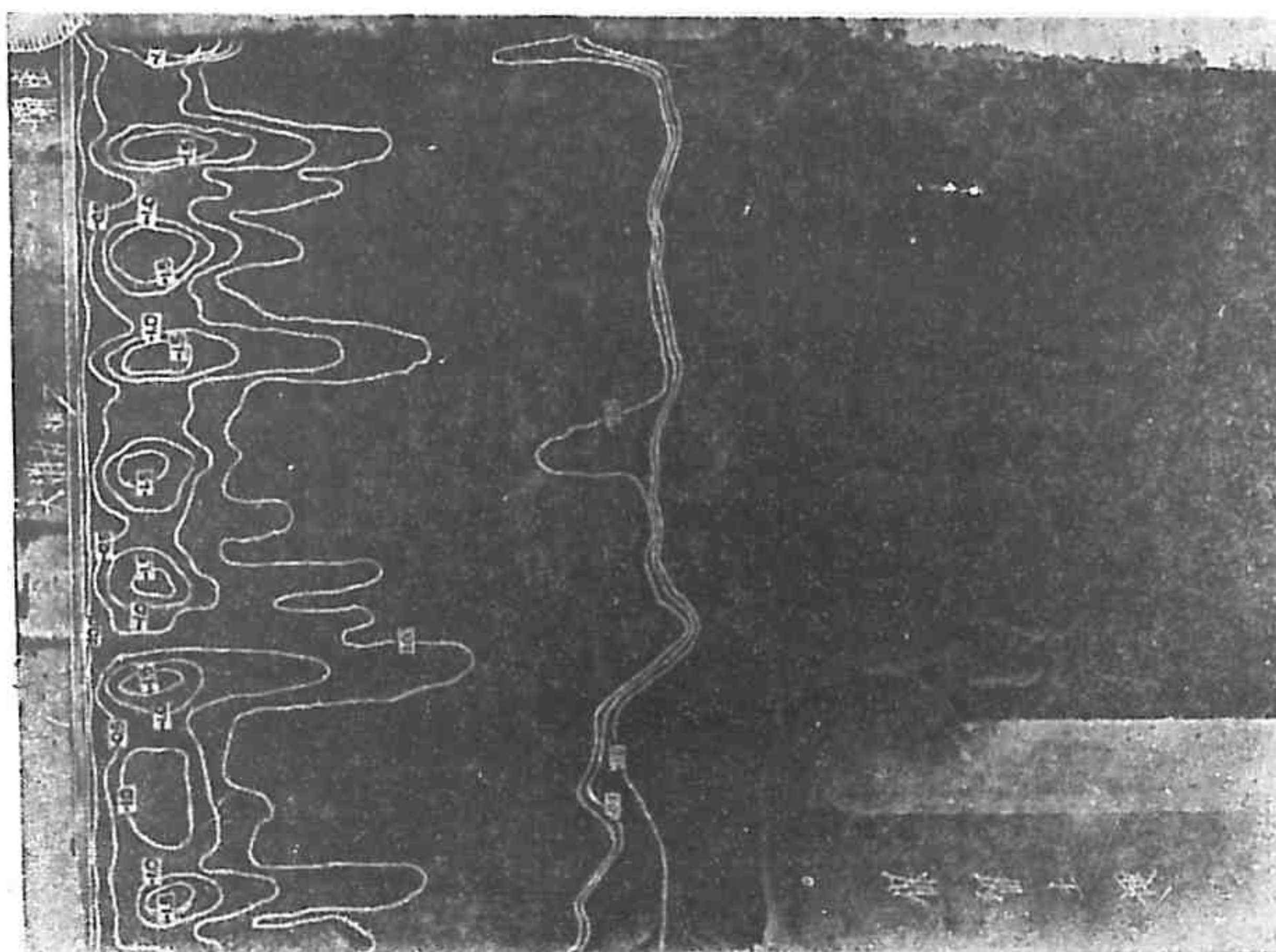
照片27 小流量試驗安設大消力檻後之水躍及冲刷情形 (試驗IVi)



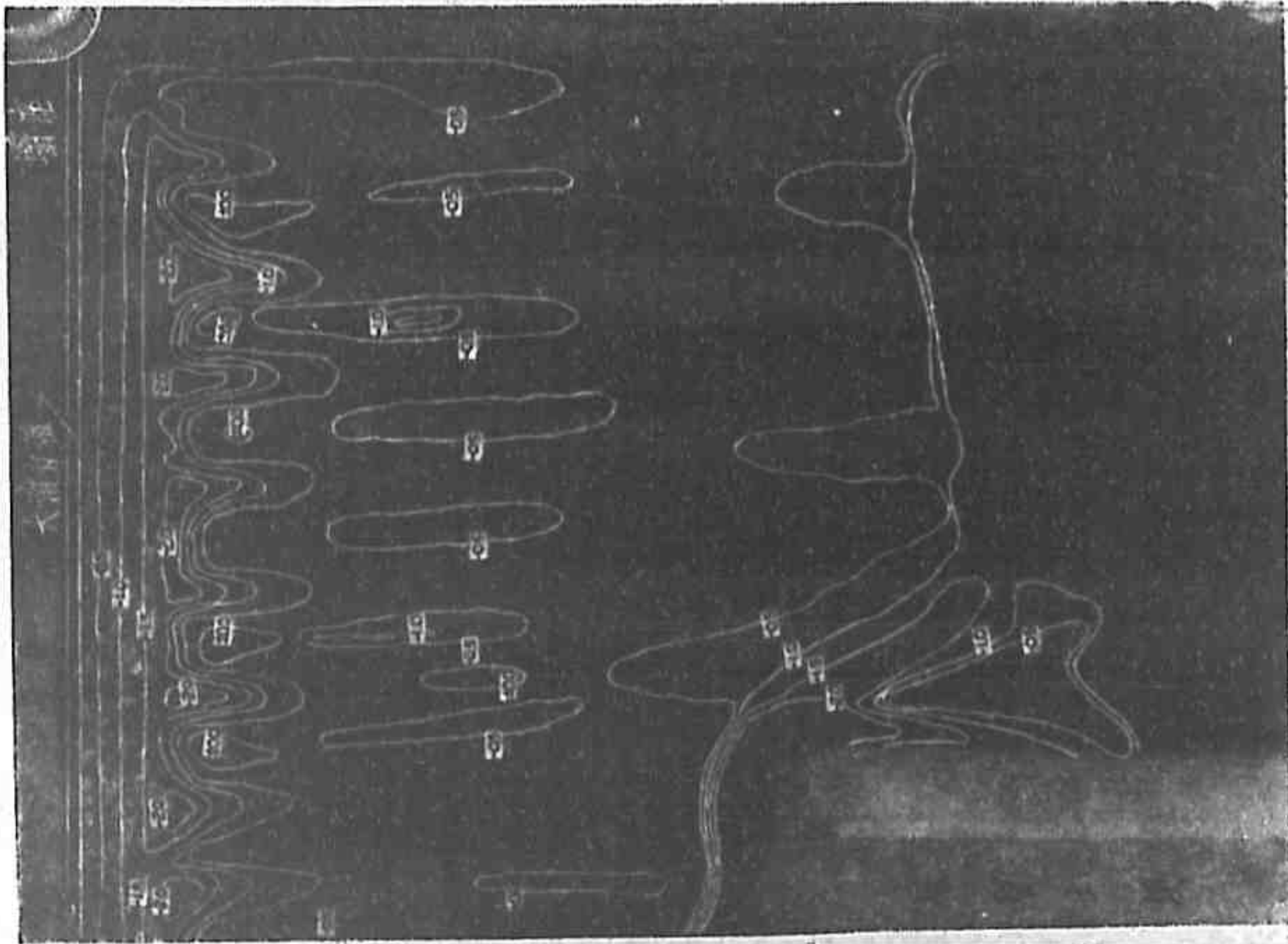
照片28 小流量試驗安設大小消力檻後之水躍及河床冲刷情形 (試驗IVb)



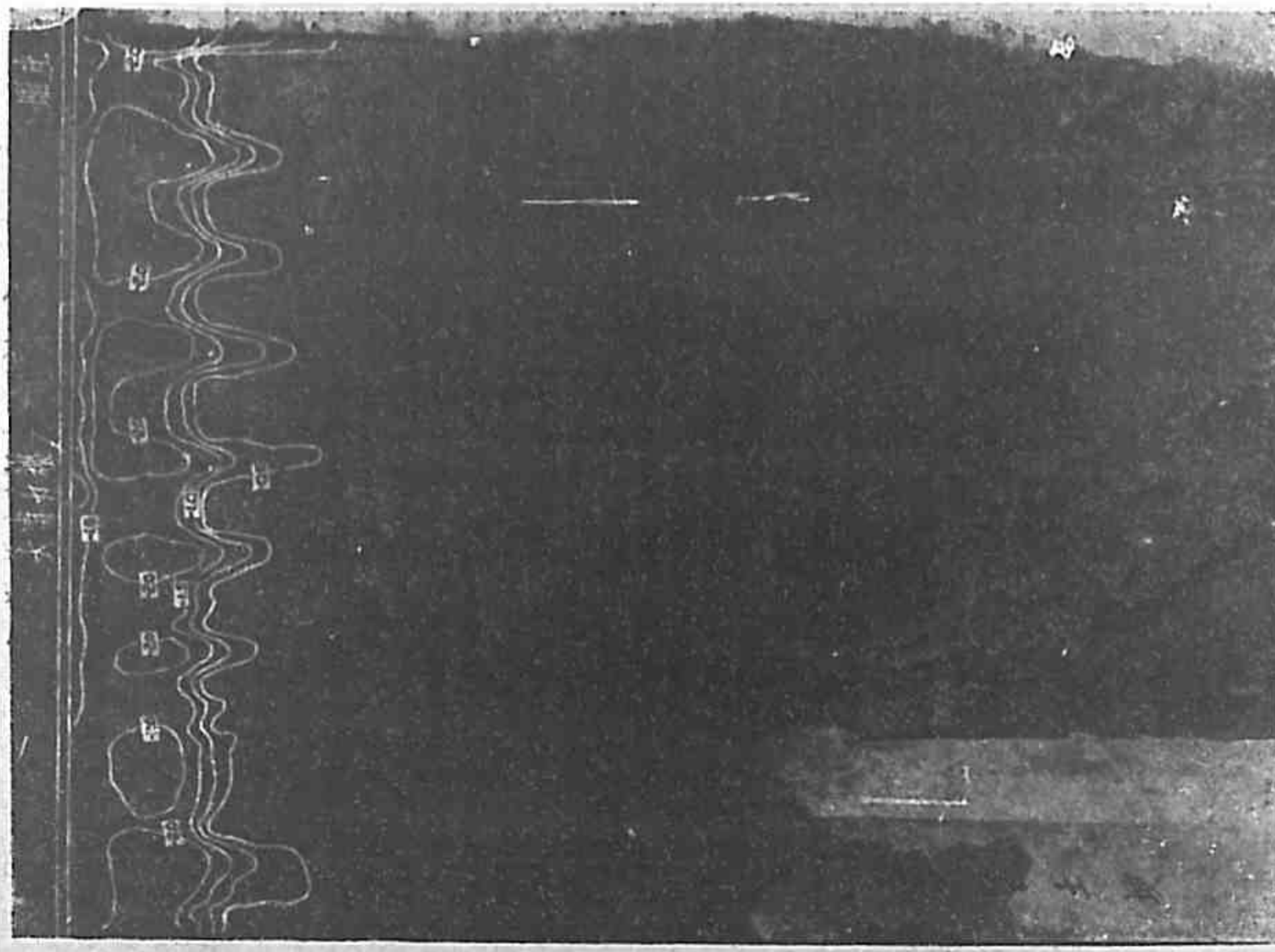
照片30 試驗M3-IVd 原座下游乾涸未鋪護坦加設
大消力檻時之河床冲刷情形
流量=1500秒立方公尺； 壩門開啓0.4公尺
上游水位15.00公尺； 下游乾涸
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



照片29 試驗M3-IVb 原座設大小消力檻而不設護
坦時之河床冲刷情形
流量=1500秒立方公尺 壩門開啓0.4公尺
上游水位15.00公尺 下游水位9.17公尺
(±0=廢黃河零點+8.0公尺)



照片32 試驗M3-IVg 原座加設大小消力樑並設壩
後河床之冲刷情形
流量=1500秒立方公尺； 壩門開啓0.4公尺
上游水位15.00公尺； 下游乾涸
(±0=廢黃河零點±8.0公尺)



照片31 試驗M3-IVc 原座下游乾涸未鋪設壩加設
大小消力樑時河床冲刷狀況
流量=1500秒立方公尺； 壩門開啓0.4公尺
上游水位15.00公尺； 下游乾涸
(±0=廢黃河零點±8.0公尺)

再過相當時間，冲刷又復停止。當流量增加至每秒 1200 立方公尺時，水深仍為 6.24 公尺。土埂左角及接近水面部分之煤屑，均被冲刷向下游移動，與河道中線約成 30 度之銳角，並無停止之趨向。在原型中適當於該水深之流量為每秒 8200 立方公尺，即原型中之流速約當模型同等水深時流速七倍之大。則原型中之天然土填，雖含黏性，抵抗冲刷之能力較大，但土埂甚有被冲刷之可能。至少經過此次試驗之後，可作定性方面之決定也。以上各相冲刷試驗之進行及結果彙列第一表。

乙 活動壩流量係數之試驗

1 試驗之目的

試驗之目的為決定在各種不同之流量及水位下，求活動壩水頭之損失及流量係數之值，以便造成流量及等流量係數曲線圖。

2 試驗之經過及其結果

試驗時用改良之壩座形式，護坦鋪石，並於坦末設矩形大消力檻，壩墩間設齒形小消力檻。閘門完全開啓，每相試驗，流量固定不變，利用模型末端之活動堰以變換水位。每次水位平衡後，由模型中之壓力管，閱讀上下游水位，然後更改流量，再閱讀水位。

流量係數係用下列公式計算：

$$\mu = \frac{Q}{A \sqrt{2g \cdot \Delta H}} = \frac{Q}{t_0 \cdot B \sqrt{2g \cdot \Delta H}},$$

$$\Delta H = \left(H_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left(H_3 + \frac{V_3^2}{2g} \right)$$

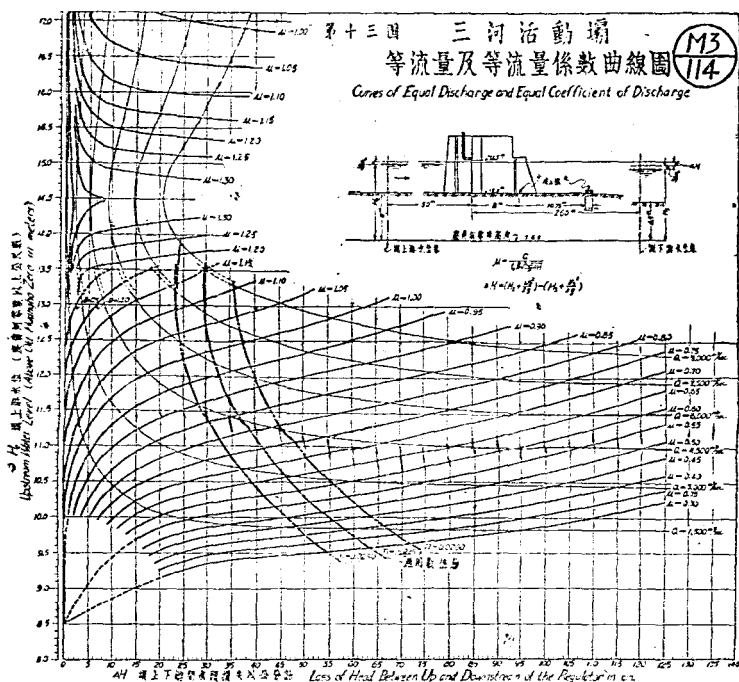
μ = 流量係數， Q = 流量

V = 流速， V_2 = 上游流速， V_3 = 下游流速。

A = 閘門內中綫上之實在潤水面積 = $t_0 \cdot B$ ；

t_0 = 閘門內實在水深， B = 閘孔淨寬。

H_2, H_3 = 壩上游第二段及壩下游第三段之水面高度。



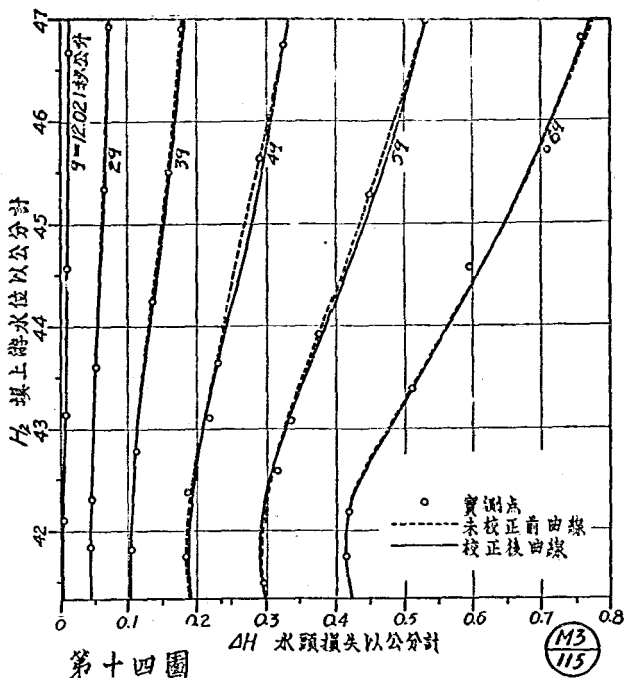
ΔH = 第二段至第三段間水頭損失。

由試驗結果，計算 μ 及 ΔH 之值。然後以壩上游水位為縱坐標，水頭損失 ΔH 為橫坐標，繪成等流量及等流量係數曲線，見第十三圖。

3 曲線之校正

等流量曲線草圖完成之後，根據曲線變化之連續性及相似性，用圖解方法，校正圖驗數值之差誤，其方法係由草圖上選擇某固定上游水位，繪出在該水位下之流量 Q

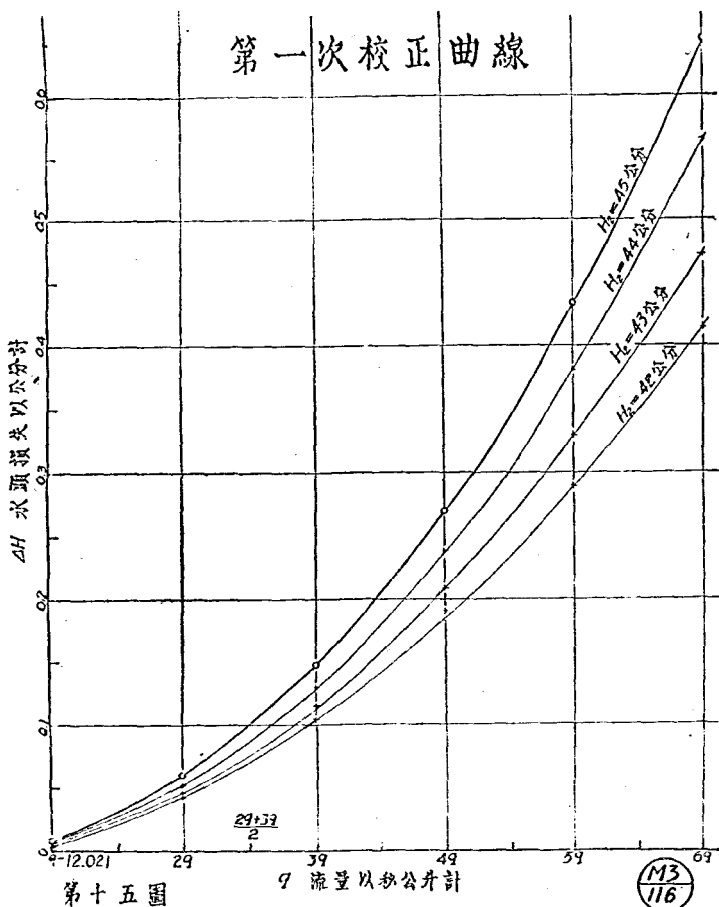
三河壩等流量曲線之校正

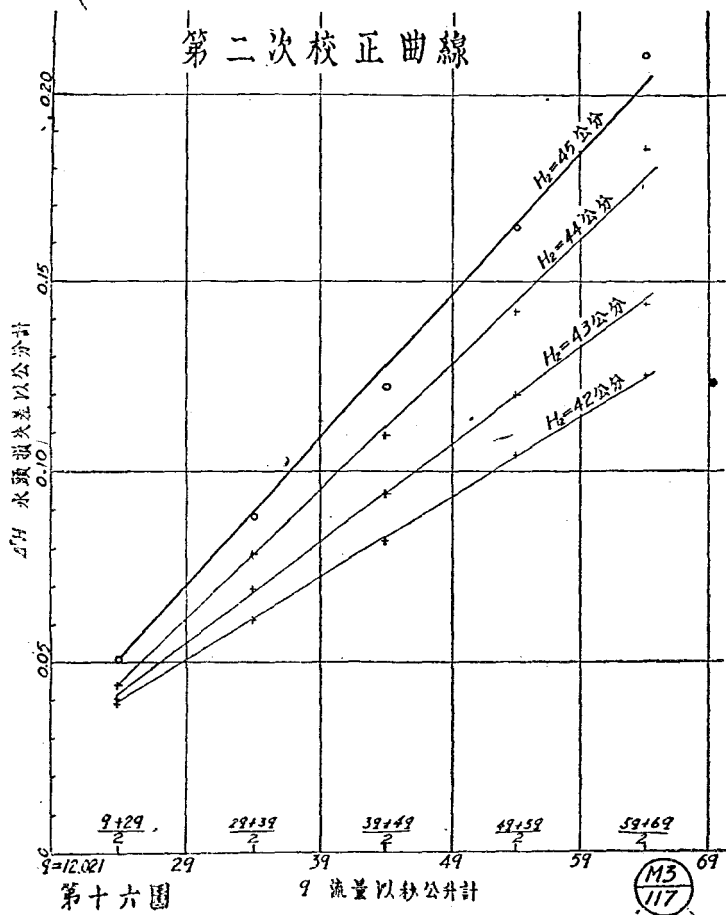


第十四圖

與水頭損失 ΔH 曲線，是為第一次校正曲線。由此曲線審核其連續性作第一步校正工作。然後將兩個相連續之水量和數之半(例 $\frac{2q+3q}{2}$)及其水頭損失之差(例 $\Delta H_2 - \Delta H_3$)繪成微分曲線，謂之第二次校正曲線，據此再行校正實測值之差異。

例， 1. 由實測值繪成等流量曲線草圖見第十四圖內虛線。





第二表 等流量曲線之校正法

 $H_2 = 45$ 公分

表次第十四, 十五, 十六四

1	2	3	4	5	6
Q 秒公升	ΔH 公分	$\Delta^1 H'$ 公分	$\Delta^2 H$ 公分	$\Delta^2 H'$ 公分	$\Delta H''$ 公分
由草圖閱讀之值 (第十四圖重線)		第一次校正後 ΔH 之值	$\Delta^2 H =$ $\Delta H_1' - \Delta H_2'$	校正 $\Delta^2 H$ 之值	校核 $\Delta^2 H'$ 校正 ΔH 之值
q = 12.021	0.009	0.009	0.051	0.051	0.009
2q = 24.042	0.060	0.060	0.088	0.090	0.060
3q = 36.063	0.148	0.148	0.122	0.128	0.150
4q = 48.084	0.270	0.270	0.164	0.165	0.278
5q = 60.105	0.434	0.434	0.211	0.203	0.443
6q = 72.126	0.645	0.645			0.616

- 在固定水位高度橫線，例如 $H_2 = 45$ 公分，閱讀草圖中Q與 ΔH 之值，如第二表1, 2兩項，繪成第一次校正曲線，見第十五圖。審核各值之連續性，同時與其他固定水位之實測值比較，尋求最適合之曲線，即是第一次校正曲線，初步校正 ΔH 值，即為 $\Delta H'$ 值，此次毋庸改正(如第二表第3項)。
- 由 $\Delta H'$ 求水頭損失差 $\Delta^2 H = \Delta H_1' - \Delta H_2'$ (如表內第4項)與 $\frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)$ 之值，繪成第十六圖。審核各值之連續性，同時與其他固定水位及固定水位高度實測值比較，求得最適合之曲線，即是第二次校正曲線，由此曲線校正 $\Delta^2 H$ 值為 $\Delta^2 H'$ (第二表第5項)。
- 由 $\Delta^2 H'$ 校正 ΔH 之值為 $\Delta H''$ ，即將第二表第6項之值繪成第十四圖內之實線，即改正之等流量曲線也。
- 實測值之校正，計算至閱讀精確度0.005公分為止(二十分之一公厘)。
- 同樣方法，校正其他各固定水位高度及固定水頭損失等實測值之差誤。

用同樣方法，在某固定水頭損失值 ΔH ，作 H_2 與 Q 曲線，再求 $\Delta H_2 \Delta Q$ 之微分曲線校正實測值差誤。

根據校正 $H_2, Q, \Delta H$ 曲線，計算 μ 值，再用上述方法，加以校正。

4 等流量及等流量係數曲線之性質

a 最小水頭損失之解釋

依普通流量公式

$$Q = cR^a S^m = c't^\beta \left(\frac{\Delta H_f \cdot m}{L} \right)^m$$

$$\Delta H_f = \frac{Q^{\frac{1}{m}} \cdot L}{c'^{\frac{1}{m}} \cdot t^{\frac{\beta}{m}}}$$

$$Q = \text{恆數}, \quad c' = \text{恆數}$$

$$\text{命 } \frac{Q^{\frac{1}{m}} \cdot L}{c'^{\frac{1}{m}}} = k; \quad \frac{\beta}{m} = p$$

$$\text{則 } \Delta H_f = k \cdot \frac{1}{t^p}$$

此則證明，在等流量下，水愈深則水頭損失愈小。但當水深大於壩孔高度時，壩牆之上下游皆發生迴溜，增加水頭之損失，其損失與迴溜之大小成正比。迴溜之大小復與胸牆上之水深成正比。參考第十七圖等流量曲線最小水頭損失及不連續性之解釋

$$\Delta H_r = k'(t - t_0)^q; \quad t = \text{上游水深}, \quad t_0 = \text{胸牆高度}。$$

故當水深超過壩頂高度時，水頭之總損失為

$$\Delta H = \Delta H_f + \Delta H_r + C, \quad t > t_0$$

$$\Delta H = \frac{k}{t^p} + k'(t - t_0)^q + C$$

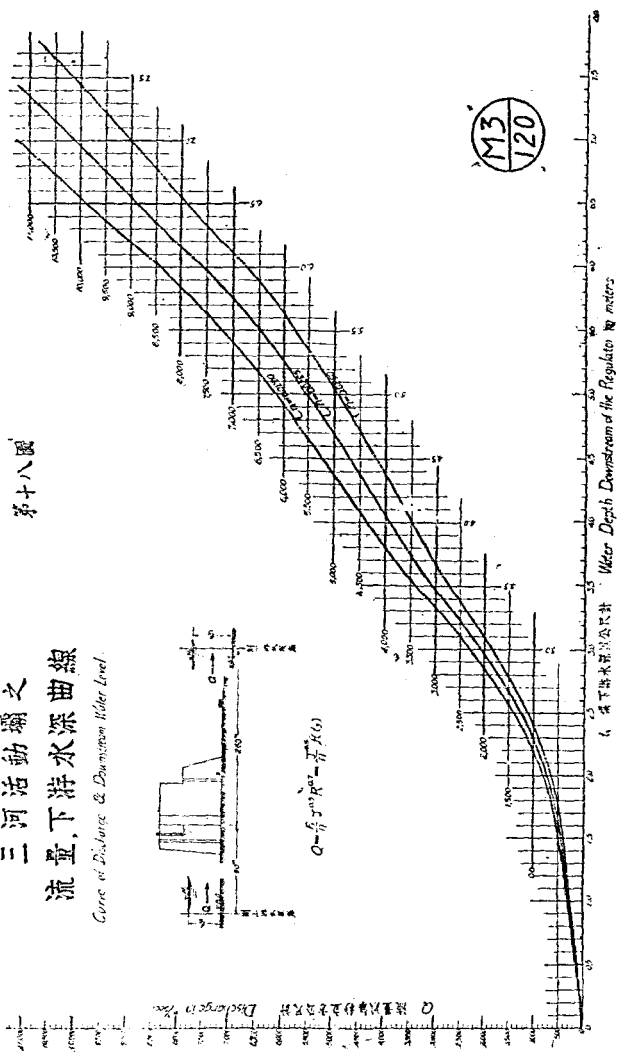
$$C = \text{胸牆下面之摩擦損失}。$$

將 ΔH_f ΔH_r 與水深之關係，繪成曲線如第十七圖。由圖中曲線可以證明，當

三河活動壩之

流量, 下游水深曲線

Curve of Discharge & Downstream Water Level



第十八圖

流量, 下游水深曲線

Water Depth Downstream of the Regulator in meters

Q 流量以秒立米為單位

Discharge in m^3/sec

水位超過胸牆高度時，水頭總損失 ΔH 應有一最小值。

b 曲線不連續性之解釋

當水深不及胸牆高度及超過胸牆高度時，($t < t_0$)，水頭損失均為水深之函數，所成曲線均有不斷之連續性。但當水深忽由低處升達胸牆時，曲線突然中斷而躍進，躍進之值為C值，C值復為閘門內流速及胸牆長度之函數。胸牆之長度固定不變，故C值隨流量而增加。在各種流量下，曲線中斷處似應在同一水位高度，但施測上游水位處離閘門25公尺，該段間之水頭損失，已隨流量增加。故流量愈大， H_2 之值亦愈高。如第十七圖。

5 應用流量係數曲線

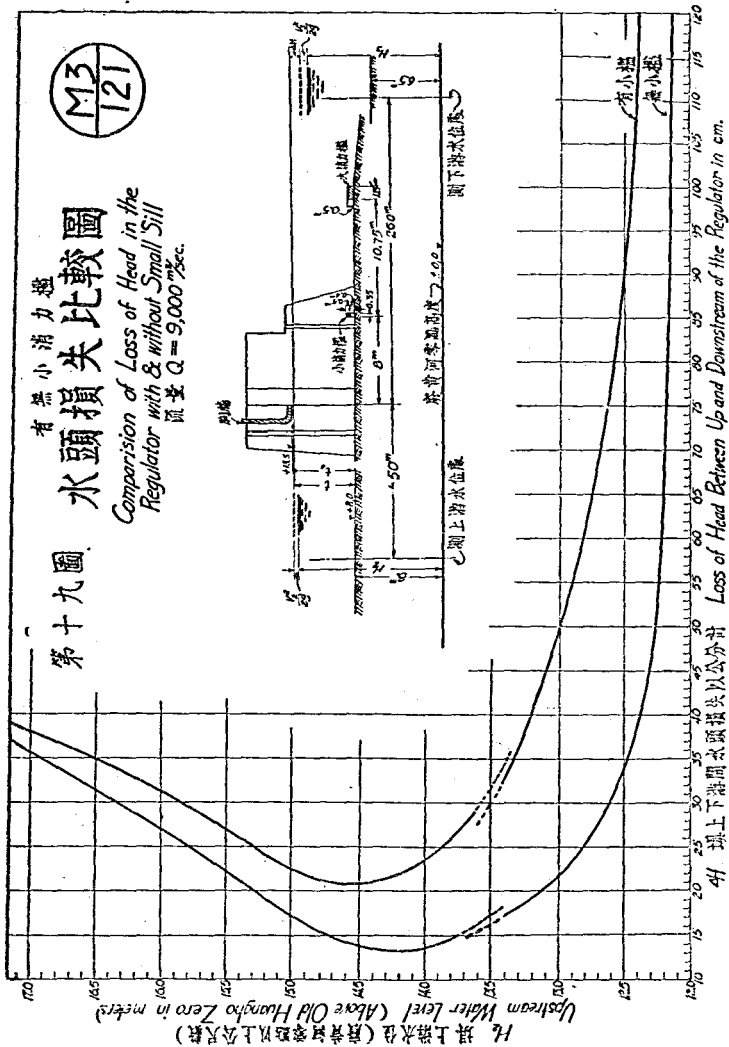
三河活動壩在相當流量下，因下游水道断面及坡度，糙率均為已知，壩下河道正規断面之水深為固定值，可以計算如第十八圖。今將每組試驗結果（流量固定不變），以下游断面之水深為橫坐標，上下游水頭損失為縱坐標，繪成曲線。由曲線上可得與每一流量任何水深之相當水頭損失 ΔH ，將求得水深與其水頭損失之值，繪於係數變化圖上，接連各點，即得三河活動壩之應用流量係數曲線，見第十三圖內之應用數值線。

流量係數，為下游河道水深之函數，而下游水深復因糙率而異，設計時頗難精確選定糙率之值，故計算下游應用流量係數時，取三個不同之糙率0.0200；0.0225；0.0250以為根據。

6 小消力檻對於水位之影響

小消力檻之重要目的，在消滅由壩門下射出之水流能力，但因小消力檻之存在，足以增加水頭之損失而影響及於壩之洩量。上述試驗完竣後，乃將小檻取去，用最大流量再作試驗，將其結果，製成曲線，與等流量加小檻之試驗相比較，第十九圖為有無小消力檻水頭之損失比較圖。

由曲線圖可推算如次：設流量為每秒9000立方公尺時，正常水深為 $t=6.56$ 公尺，未加小檻前上游水位為+13.36公尺，加小檻後，水位為+13.50公尺（見第十三圖內應用數值線），即水頭較高0.14公尺。但設計時已假設上游水位為+13.50公尺，



乙 壩上游水位 (以黃河舊零點以上公尺數)

故對於壩之排洪效能，小沖力蓋並無重要妨礙。

丙 閘門開啓尺寸與流量及上游水位之關係

1 試驗之目的

試驗之目的，為決定洪澤湖水位入江流量及壩門開啓尺寸之關係，其試驗之結果，即用為操縱閘門及調節水量之根據。

2 試驗之經過及其結果

各種試驗，均係先將閘門一律開啓若干公分，然後放水入槽，依照各該相當之流量，可計算下游正規斷面應有之水深。再利用活動堰校正水位，使水深與計算之數符合，並使水流保持平衡狀態，然後測驗上游水位，即可知三者間之互相關係。但校正水位，需時頗多，須採用三種不同之糙率0.0290, 0.0225, 0.0250。同時測驗三個相當之水深，故試驗時在一固定閘門開啓尺寸及流量之下，須利用活動堰改變下游之水深，同時紀錄上下游之水位，將二者間之關係，繪成曲線。由曲線中再求與各下游水深相當之壩上水位，因知上游水位與流量及閘門開啓尺寸之關係。

用三種不同之糙率，將試驗所得結果，製成曲線圖三幅，如第二十，第二十一，第二十二圖。圖內係以活動壩上游水位為縱坐標，閘門開啓尺寸為橫坐標，所繪曲線表示同一流量下二者間之關係。圖中之界限線，表示在某流量下，壩內之水深，適與閘門開啓尺寸相等，曲線如再向右延長，應為平行線，表示在此流量下，閘門即再令提高，已超出水面（即 $t_0 > t$ ， $t_0 =$ 閘門開啓尺寸， $t =$ 水深），對於上游之水位，已不發生作用，曲線已失其意義也。

3 測驗數值之校正

本節與第五章乙第3節相同，不另述。

4 等流量曲線之應用

a 決定流量大小

如閘門開啓尺寸及上游水位為已知數，可按其值在圖中縱橫座標作垂直線，求其相交點，再閱讀該點在等流量曲線間之位置，即可獲得活動壩流量之值。

b 運用閘門操縱流量

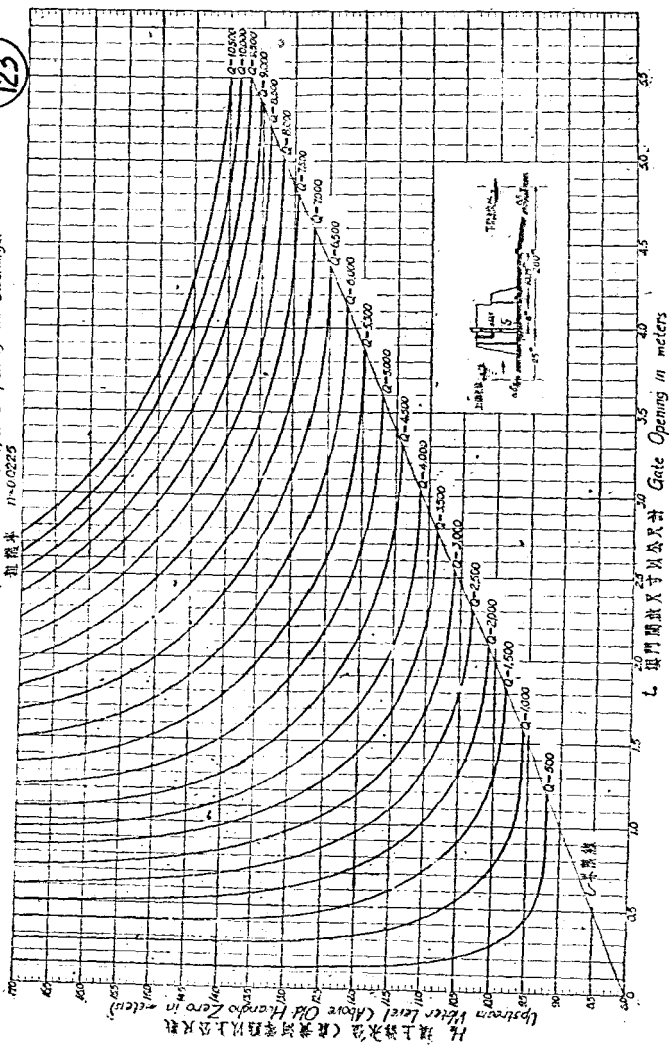
如已知上游水位之高度，欲開啓閘門之一部分，放出一定之流量，可於圖中尋得

第二十一圖

流量與上游水位壩門開啟尺寸關係圖

Relation Between Upstream Water Level, Gate Opening and Discharge

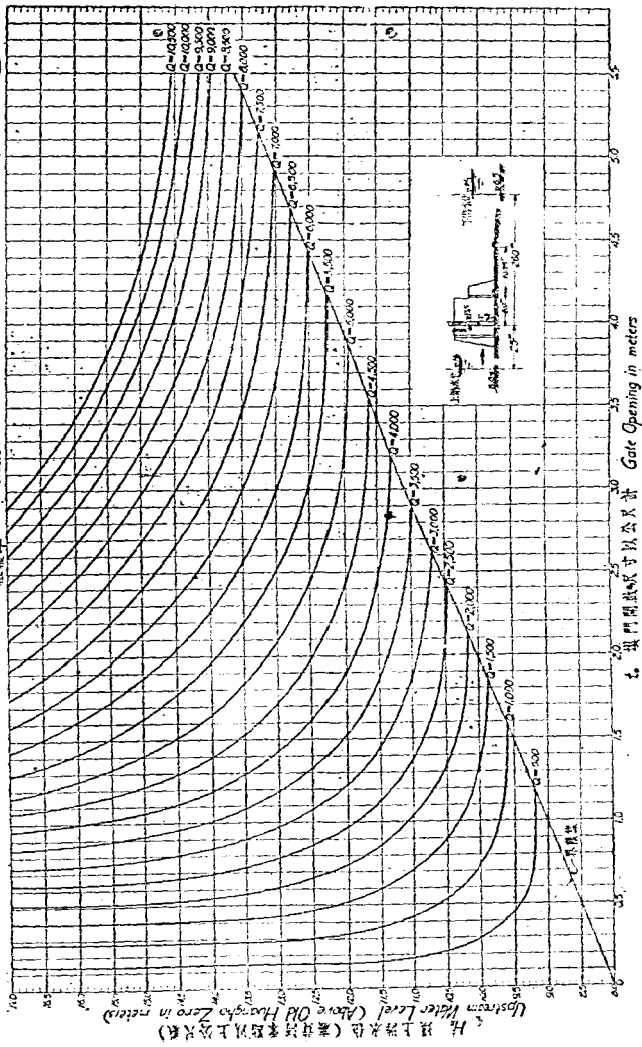
11-0.0225



M3
123

M3
124

第二十二圖
流量與上游水位堰門開啟尺寸關係圖
Relation Between Upstream Water Level, Gate Opening, and Discharge.
粗糙率 $n = 0.0250$



第二十二圖

上游水位與該流量曲線之相交點，該點之橫座標，即為閘門應行開啓之尺寸。

例， 糙率 $n=0.0225$ 見第二十一圖

上游水位 $H_2=+13.50$ 公尺，

閘門開啓尺寸 $t_0=3.05$ 公尺，

流量 $Q=7000$ 秒立方公尺，

設欲限制流量為每秒6000立方公尺，則

閘門應開啓 $t_0=2.31$ 公尺。

六 模型與試驗之精確度

甲 模型之精確度

試驗時水位之計算，均係以壩墩基底之高度為根據，此項高度最為重要，故模型建造完竣後，特再經精密測量以覆核其精確度。基底各點高度與平均高度之最大差誤為0.07公分，合原型3.5公分(模型比例率縮小50倍)。出水段固定河床各點之高度，與平均高度之最大差誤為0.05公分，合原型2.5公分。出水段河床平均高度較應有高度差+0.27公分(+即太高)，合原型13.5公分。

模型內各壩墩平均淨寬(即閘孔之淨寬)，較應有寬度差+0.11公分(+即太寬)，合原型5.5公分，而原閘孔淨寬為10.0公尺，合原型閘孔過寬差千分之5.5(5.5%)。閘孔平均淨高，較應有高度差-0.03公分(-即太低)，合原型1.5公分，而原閘孔淨高為5.5公尺，即合原型閘孔較低差千分之2.7(2.7%)。

乙 流量之精確度

量水堰平直無誤，計算流量用雷伯克(Rehbock)公式，其差誤為千分之一至千分之二，式中之堰寬係採用實測寬度之平均值。測驗水位高度，則利用壓力管及測針，測針之閱讀精確度為0.005公分。紀錄水位時，皆閱讀多次，再求中數。最大流量時，水位微有變動，水位高度平均數之可能差誤，用最小二乘方計算為0.013公分；水頭高度為17.83公分，是即水頭差誤為千分之0.72，流量差誤為千分之1.1。流量之總差誤為千分之2.3。

丙 水位之精確度

測量水位，利用壓力管及測針，每次測驗，皆閱讀多次，再取其平均值。在最大流量時，平均值之可能差誤，用最小二乘方計算為0.003公分，合原型0.15公分。

丁 流量係數之精確度

流量係數，為流量，閘孔水深，閘孔淨寬及水頭損失之因數。當流量最大，水深最小時，流量與水位對實測之數值影響最大。流量之可能差誤既為千分之2.3，水位之差誤為0.003公分，又水深為7.605公分，即水深差誤為千分之0.4。水頭損失為2.21公分，即損失之差誤為千分之1.4。閘孔淨寬之差誤為千分之5.5，故係數測值之總差誤為千分之10，即百分之一。流量係數曲線，輕應用圖解法二次校正後，其差誤估計為千分之5。

戊 等流量曲線之精確度

等流量曲線，為流量，閘門上下游水位及開啓尺寸之因數。流量差誤為千分之2.3，水位差誤為0.003公分，合原型0.15公分。閘孔平均淨寬之差誤為千分之5.5，閘門開啓高度係用特製銅片校正，差誤為0.01公分，合原型0.5公分，等流量曲線之差誤輕用圖解方法校正，審核測值之位置，估計曲線之差誤，約為千分之5。

七 試驗結果之應用範圍

甲 水流情況

水流情形，如迴溜臥溜之位置與形狀，主要係受壩座壩墩及消力堰形狀之影響。壩上壩水高度及水躍之位置與高度，則主要係受地心吸力之影響。模型之設計，係依照雷諾特(Froude)律，以地心吸力為主力。模型與原型，除有幾何形體相似性外，更有運動相似性及動力相似性。故試驗所得關於水流情形部分，可謂與原型相似，可應用於原型。

至水頭之損失，主要係受水內阻力，槽壁磨擦力及漩渦與迴溜之影響。推算時依照雷諾斯(Reynolds)律，與雷諾特律不同。雷諾斯所用係數，模型與原型不同，故試驗所得，應用於原型，未免稍有差誤，模型之水槽，乃用洋灰漿粉面，其糙率應用傅希海

默(Forchheimer)及密特模型律計算。與原型糙率 $n=0.0225$ 相似。

$$V_n = \frac{1}{n_n} R_n^{0.7} S_n^{0.5} \quad n = \text{原型}; m = \text{模型}$$

$$V_m = \frac{1}{n_m} R_m^{0.7} S_m^{0.5} \quad \lambda = \text{長度比例率}$$

$$\frac{V_n}{V_m} = \lambda^{0.5} = \frac{n_m}{n_n} \left(\frac{R_n}{R_m} \right)^{0.7} \left(\frac{S_n}{S_m} \right)^{0.5}$$

$$\lambda^{0.5} = \frac{n_m}{n_n} \cdot \lambda^{0.7}, \quad S_n = S_m$$

$$n_m = \frac{n_n}{\lambda^{0.2}} = \frac{0.0225}{50^{0.2}} = 0.0103 \quad \text{爲洋灰粉面之糙率}$$

活動河床所用煤屑，因隕界移動速度關係，不能加以更改。至於因迴溜漩渦之水頭損失，所受水內阻力影響產生之差異，未能加以計算。但根據水工試驗之經驗，模型與原型之差誤，約在實測精確度以內(2%至5%)。故模型試驗時之一切水流情形，認爲可以應用於原型。

乙 冲刷情况

河床上砂礫之移動與流速，砂礫之比重，形狀，顆粒直徑及組合等有密切之關係。其定理迄今猶未能精確決定，故模型砂礫之選擇，以砂礫移動之界限及性質爲標準。模型水流情形既與原型相似，則河床冲刷之狀態，亦可假設與原型相合。惟冲刷深度之數值，因缺乏原型土壤被冲刷之參考資料，未能作定量推算而應用於原型耳。但各組試驗，冲刷數值相互之比較，足資原型實施之參考與改善也。

冲刷所需時間，亦因原型及模型砂礫之比重，形狀，大小組合及黏性而異。砂礫之移動定理，既尙未能闡明，故時間比例率之決定，祇能以原型及模型冲刷實任所需時間爲根據。此次試驗，並不決定其模型率，僅於每組試驗，皆採用一定之時間，以資比較其冲刷值。至主要試驗，則將放水時間延長至河床之冲刷達到平衡狀態而後止。故原型冲刷所需時間，或與試驗推算之時間略有參差耳。土壤冲刷之可能性試驗，因土壤黏性關係較大，試驗所得，僅能作爲定性的而不能作爲定量的推算於原型也。

八 結 論

- 甲 壩墩之形狀，係按照揚莊活動壩試驗結果決定之，未另作試驗。(第七圖)
- 乙 閘門完全開啓以排泄洪水之時，壩座後發生迴溜。護坦邊緣之河床，被沖成深溝，垂直而下，達3.5公尺。經試驗研究，將壩座形狀改良後，迴溜已經消滅，而護坦邊緣河床之沖刷，亦可完全避免。(第九圖)
- 丙 當洪澤湖水位高漲時，壩座須局部關閉，以限制入江流量，水流自閘門外射，沖刷河床甚劇。經試驗研究，於護坦邊緣及壩墩之間，分設大小消力檻，約可減少沖刷深度50%，使其不致危及壩身安全。(第十一圖)
- 丁 當下游河床乾涸，開啓閘門放水時，經試驗觀察，應鋪砌石塊。決定鋪石之坡度為1:5，長度為20公尺，俾能適應水流之沖刷。(第十二圖)
- 戊 活動閘門之流量係數，由試驗決定，繪製成圖。(第十三圖)
- 己 流量與壩之上游水位及閘門開啓尺寸之關係，由試驗決定，繪製成圖。(第二十，二十一，二十二圖)
- 庚 下游引河內所留土埂，極有沖刷之可能。

Hydraulic Model Study of the San-Ho Regulator on Flood Channel of the Huai River to the Yangtze

Abstract

- A. **Project conducted for:** Huai River Commission.
- B. **Investigators:** Experiments conducted by M. S. Chen and I. S. Wu under the direction of N. A. Van den Heuvel and P. T. Tan.
- C. **Purpose:** To determine scouring action and flow characteristics below apron thus devising corrective measures or improvements which may be indicated and to investigate the coefficient of discharge, loss of head, as well as the relation between gate opening and upstream water stage of the regulator.
- D. **Outline and Results:**

The San-Ho Regulator is located in the inlet of flood channel which leads from the Hung-Tze Lake to the Yangtze through a series of lakes of Pao-Ying, Kao-Yiu and Shao-Po as shown in Fig. 1, P. 2. The other flood channel of the Huai River to Yellow Sea passes through Yangchung where the Yangchung Regulator was built. These two channels are proposed to discharge flood flow simultaneously for the primary purpose of flood control on the Huai River which is of vital importance to the livelihood in the area of North Kiangsu, South Shantung, East Honan, and North Anhwei. Plans for irrigation and navigation in this area are also included in this project. The flood channel to the Yangtze is designed to pass a max. flow of 9,000 c. m. s. which is six times as great as that in the flood channel to Yellow Sea. In case of simultaneous uprising of the Huai and the Yangtze, the max. discharge in the flood channel to the Yangtze should be limited to 6,000 c. m. s. so as to avoid the flood damage along the lower Yangtze region. The San-Ho Regulator thus serves to control both water stages of the Hung-Tze Lake and the discharge in flood channel to the Yangtze.

The controlling structure consists of 60 Stoney gates, each 10 m. wide and 5.5 m. high, and 59 piers of 2.5 m. wide. The total length including two abutments

is about 800 m.

The general purpose of the model study was to investigate the shape of pier, coefficient of discharge, the size, shape and location of sills, the length of stone pavement below apron and the erosion in the downstream river channel. The model test was started in Sept. 1936, and completed in March, 1937. Parallel to model study, construction work was being carried on by the Huai River Commission. As soon as experimental results were obtained, the Commission was immediately informed to for reference in its construction work. The important results of the model study are summarized as follows:

A 1:50-scale model, reproducing a part of the problem area including left abutment and the first earth isle as shown in Fig. 4.5, and Photograph 2, was constructed with movable bed composed of coal powder. By critical velocity tests, the coal powder of which the size varies from 0.2 to 2 mm. in diameter was dynamically similar to the bed material in prototype channel. Photographs 1 to 4 show the model and its equipments.

The first object of investigation was bed erosion test downstream from the Regulator. Five series were tested for the protection of bed erosion. (a) The conditions are that the max. discharge in flood channel to the Yangtze River is 9,000 c. m. s., when the water stage of the Hung-Tze Lake reaches +13.50 m. above the abandoned Yellow River datum, and the full opening of the Stoney gates is 5.5 m. with normal tailwater depth in the flood channel. Under these conditions the experimental results showed that a considerable size of roller formed near the abutment causing serious bed erosion measured 3.50 m. deep in the vicinity of apron (Photograph 5). By improving the shape of abutment, as shown in Fig. 9, the roller no longer existed, and the bed erosion near apron could be completely avoided. (Photo. 7 and 10). (b) The size, shape, and location of sill were investigated under the conditions of maximum discharge of 9,000 c. m. s., the max. water stage of Hungtze Lake of +17.00, and the gate opening being 2.30-2.40m. with normal depth. Without sill, the shooting current scoured the bed to a maximum depth of 6.0 m. as shown in Photo.15. By several tests the installation of small dental sills of 0.5 m. high (sill No. 4, Fig. 10) between piers, and the large

rectangular sills, each 0.5 m. high and 1.25 m. wide at the end of apron indicated that the max. bed erosion was reduced from 6.0 m. to 3.5 m. as shown in Photo. 21 and 18. (c) In case of simultaneous uprising of the Huai and the Yangtze, the max. discharge was then limited to 6,000 c. m. s. and the gate opening was reduced to 1.5 m. with the upstream stage of Hung-Tze Lake of +17.00 m. and downstream stage of +11.75 m. In this case the max. bed erosion without No. 4 small sills was 4.5 m. in depth as shown in Photo. 24. Erosion was reduced to 3.0 m. in depth with the insertion of No. 4 small sills (Photo. 25). (d) During the storage period of the Hungtze Lake, Stoney gates are closed and the downstream channel bed may be completely dry. When gates are suddenly opened to 0.4 m. high with a discharge of 1500 c. m. s. and upstream stage of + 15.00 m, this condition is worst for bed erosion. Stone pavement below apron with 1:5 slope was necessary as indicated by experiments to avoid erosion as shown in Fig. 12 and Photo. 32. (e) The possibility of removing by natural forces of currents the earth isles remained in the channel for saving excavation labor of earth work was also investigated. The earth isles in model were made of coal powder which were held in position with cloth strips to assume same slope of 1:1 as in prototype. When the discharge was gradually increased to 1,200 c. m. s. with normal water depth of 6.24 m., coal particles of isles were moved by the current. The tendency showed that even natural cohesive soil in prototype channel is likely to be moved by flowing current with water depth of 6.24 m.

Other details concerning tests are summerized in Table 1.

The second object of model test was to determine the loss of head and the coefficient of discharge of the regulator. The loss of head ΔH and coefficient of discharge μ were calculated from the equations on page 37 by using the measuring values of discharge and stage. Sets of Equal-discharge curves and equal-coefficient curves were plotted with loss of head as abscissa and upstream water stage as ordinate as shown in Fig. 13.

The third object of test was the determination of the relation between gate opening, discharge, and upstream water stage. These tests were conducted for three different tailwater depths based on calculation with channel roughness $n =$

0.0220, 0.0225, and 0.0250, respectively, experimental data were plotted in Fig. 21, 22, and 23 with upstream water stage as ordinate and gate opening as abscissa. The charts are used as a guide to set the gate opening which controls the discharge from the Hungtze Lake to the Yangtze.

In conclusion, the shape of pier used for San-Ho Regulator was adopted as that of the Yangchung Regulator. With full gate opening a considerable size of roller formed below the regulator in the vicinity of the abutment and the max. bed erosion was found to be 3.5 m. near apron. By improving the shape of abutment, the roller was eliminated and bed erosion near apron may be completely avoided. When the gates are partially opened to pass a flow of 6,000 c. m. s. at high stages of the Hungtze Lake, the underflowing current causes serious bed erosion in downstream bed. The bed erosion may be reduced 50% by installing the small dental sills between piers and the large rectangular sills at the end of apron. When the Stoney gates are suddenly opened and the downstream channel is completely dry, the stone-pavement with 1:5 slope of 20 m. long was necessary to protect from erosion as shown in Fig. 12. The coefficient of discharge of the regulator was also determined by experiments and plotted in Fig. 13. The relations between discharge, gate opening, and upstream water stage are also plotted in Fig. 20, 21, and 22. Earth isles remained in downstream channel are likely to be removed by the flowing water as indicated by experiments.

NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE
RESEARCH BULLETIN
HYDRAULIC MODEL STUDIES
BOARD OF EDITORS

CHENG, CHAO-CHING	<i>Chief Editor</i>
TAN, PAO-TAI	<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, TA-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>

NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE

RESEARCH BULLETIN

SERIES A : HYDRAULIC MODEL STUDIES

NO. 2

MODEL STUDY
OF
THE SAN-HO REGULATOR

PUBLISHED BY
CHAO-CHING CHENG
COMMISSIONER
OF THE NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE

NANKING, CHINA

MAY 1948