

請  
交  
換

贈  
閱

874232  
中央水利實驗處

# 研究試驗報告

甲種：水工模型試驗

第九號

四川洪雅花溪渠幹渠跌水  
甘肅蘭封渠崔家崖跌水  
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 陳文宗	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，以斷符合實際情況。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，捫闢求步者所可比擬。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，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 導滙入海水道模莊岳動壩模型試驗
- 第二號 導滙入江水道三河活動壩模型試驗
- 第三號 四川長壽臨溪河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 四川綦江船閘模型試驗
- 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後道模型試驗
- 第八號 甘肅涼惠渠進水閘及陡坡閘模型試驗  
甘肅夏惠渠陡坡閘模型試驗
- 第九號 四川洪雅花溪渠幹渠跌水模型試驗  
甘肅蘭登渠崔家崖跌水模型試驗
- 第十號 四川綦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  
陝西涼惠渠工程計劃之研究  
貴州澧江攔河壩模型試驗  
陝西渭惠渠攔河壩模型試驗  
湖北金水沱城洩洪堰模型試驗
- 第十三號 四川江北郭家沱虹吸溢道模型試驗
- 第十四號 四川綦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 揚子江管箕背灘模型試驗

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

# 四川洪雅花溪渠幹渠跌水模型試驗報告書

## 甘肅蘭豐渠崔家崖跌水模型試驗報告書

### 目 錄

#### 四川洪雅花溪渠幹渠跌水模型試驗

一	試驗之緣起 .....	1
二	跌水分析與模型之選擇 .....	1
三	模型之設計與製造 .....	2
	甲 模型比例率之決定	
	乙 模型沙礫之選擇	
	丙 模型之製造及試驗之設備	
四	試驗之經過及其結果 .....	3
	甲 冲刷試驗	
	1 原設計試驗	
	2 加設跌水台	
	3 加設倒齒形消力檻	
	乙 跌水上游水位高度試驗	
	1 完全跌流	
	2 潛流	
五	模型與試驗之準確度 .....	7
	甲 模型之準確度	
	乙 試驗之準確度	
	1 水位之準確度	
	2 流量之準確度	
六	試驗結果之伸引 .....	8
	甲 水流及冲刷	
	乙 跌水上游水位高度	

1	利用第 4 號跌水模型以決定其他各跌水上游水位高度之準確性	
2	模型與原型之相似性	
七	結 論	9
八	附圖目次	11
1	洪雅花溪渠灌溉區平面圖	
2	洪雅花溪渠幹渠跌水設計圖(原型)	
3	跌水能力 $\gamma \cdot Q \cdot F$ 與靜水池長度 $L$ 深度 $P$ 關係曲線	
4	洪雅花溪渠第三號跌水試驗模型圖	
5	洪雅花溪渠第三號跌水模型試驗水流及冲刷圖(一)	
6	洪雅花溪渠第三號跌水模型試驗水流及冲刷圖(二)	
7	洪雅花溪渠第三號跌水模型試驗水流及冲刷圖(三)	
8	洪雅花溪渠跌水跌水台及垂直牆詳圖	
9	洪雅花溪渠跌水齒形消力檻及垂直牆詳圖	
10	流量與上游水深曲線及上游水深與跌水口寬度曲線(加設跌水台)	
11	上游水深與跌水口寬度曲線(加設消力檻)	

## 甘肅蘭豐渠崔家崖跌水模型試驗

一	導 言	19
二	模型之設計與製造	19
三	試驗之經過及結果	20
甲	水流情形及冲刷試驗	
1	原設計跌水試驗	
2	加設消力檻試驗	
3	增加靜水池長度	
4	增加靜水池長度及加設消力檻	
乙	跌水上游水位與束水口關係試驗	
四	模型與試驗之準確度	24



甲	模型之準確度	
乙	試驗之準確度	
1	水位準確度	
2	流量準確度	
五	試驗結果之伸引	25
甲	水流及冲刷情形	
乙	上游水位與束水口關係試驗	
六	結    論	26
七	附圖目次	27
1	甘肅蘭豐渠崔家崖跌水原設計圖	
2	甘肅蘭封渠崔家崖跌水模型試驗設備圖	
3	甘肅蘭封渠崔家崖跌水水流情形比較圖	
4	甘肅蘭封渠崔家崖跌水試驗修改設計圖	
5	甘肅蘭封渠崔家崖跌水上游水位流量關係曲線	

四川洪雅花溪渠幹渠跌水  
模型試驗報告書

## 四川洪雅花溪渠幹渠跌水模型試驗報告書

### 一 試驗之緣起

民國二十八年六月本處受川康農田水利貸款委員會之委託，在重慶斡渠水工試驗室舉行洪雅花溪渠幹渠跌水模型試驗，七月初開始試驗，歷時二月，至同年八月底結束。

花溪渠在四川洪雅縣境內，係引花溪河水以灌溉雅河右岸之農田，計幹渠共長 19.65 公里，支渠七道，共長 33.56 公里，灌溉面積為三萬四千五百餘畝，灌溉區需水量為每秒 4.62 立方公尺，幹渠進水口在花溪河之牛灘，築壩抬高水位，設有進水閘及排洪閘用以節制流量，渠道間並設有渡槽，倒虹管，涵洞，跌水等各項水工建築，其佈置參見附圖 1。

本試驗由技正譚葆泰設計模型並主持試驗，技士李肇祥監製模型並辦理試驗，繪圖員吳志成繪製圖表，技士李肇祥編製報告。

### 二 跌水分析與模型之選擇

洪雅花溪渠幹渠跌水共有十二處，各跌水之尺寸，均不相同，參見原設計圖 2。跌水之靜水池，乃用以消滅跌流之能力，以免冲刷下游之渠道。跌流之能力，等於水之單位重量  $\gamma$  乘跌水之流量  $Q$  與跌水高度  $F$ ，即  $\gamma Q F$  應與靜水池之長度  $L$  及深度  $P$  有相互之關係，爰將各跌水之能力， $\gamma \cdot Q \cdot F$  與  $L$  及  $P$  之值，繪為曲線，參見附圖 3。

跌水之水流情形以受下游水位之影響，或為完全跌流 (Free fall)，或為潛流 (Submerged flow)。跌流與潛流之分別，視係數  $\frac{F}{D}$  之值而定，設  $\frac{F}{D}$  大於 1.0，則水流為跌流，即上游水位不受下游水位之影響；設  $\frac{F}{D}$  小於 1.0，則水流為潛流，即下游水位影響及於上游水位 (1.0 之臨界值并不十分準確，普通臨界值略大於 1.0)。茲將有關各值列為下表，參閱曲線圖 3。

綜觀曲線圖 3 及第 1 表，以第 3 號跌水之能力為最大，水流為跌流，第 4 號跌水

之潛流度最大，能力甚小，二者足以代表兩極限之水流情形，故選擇第3,4兩號跌水為模型，舉行試驗，其餘各跌水則按3,4號試驗結果推引之。

第 1 表

跌 水	1	2	3	4	5	6	7—8	9—12
$\frac{Y \cdot Q \cdot F}{D}$ (呎公尺)	9.6	8.1	13.7	4.4	6.2	3.3	2.8	3.6
L (公尺)	5.00	4.00	6.50	4.00	5.20	4.10	4.20	4.70
P (公尺)	1.20	0.90	1.40	0.70	1.20	1.00	1.00	1.00
L × P	6.00	3.60	9.10	2.8	6.24	4.10	4.20	4.70
$\frac{F}{D}$	0.915	0.723	1.240	0.577	1.045	0.950	1.480	1.921
水流種類	潛流	潛流	跌流	潛流	跌流	潛流	跌流	跌流

### 三 模型之設計與製造

#### 甲 模型比例率之決定

第3,4兩號跌水以第3號尺寸較大，故模型設計以第3號為根據，模型範圍須包括：自跌水口上游20公尺，至靜水池以下30公尺，以便觀察上游水位是否與計算值相符，並研究下游渠道之冲刷情形，因磐溪試驗室面積與給水量之限制，以及模型所用沙礫之臨界冲刷速度等關係，決定模型之長度比例為1:8。

#### 乙 模型沙礫之選擇

模型沙礫之選擇，以臨界冲刷速度為根據，并假設原型渠道沙土之臨界冲刷速度，略高于渠道之平均流速設計值，原型渠道之平均流速為每秒58及62公分，模型跌水之下游渠道鋪以嘉陵江之細河沙，直徑約1.2公厘，根據本處以往試驗之結果，該項沙粒之臨界冲刷速度為每秒24公分，是即原型平均流速達每秒 $\sqrt{8} \times 24 = 68$ 公分時，渠底即開始被冲刷，與原設計之渠道平均流速值亦屬相近，故模型所用沙礫與原型可

以相應(計算模型沙礫之臨界冲刷速度時會計及渠槽断面形狀之影響，茲姑從略)。

### 丙 模型之製造及試驗之設備

幹渠水工試驗室之水流系統，詳見本處編印之龍溪河水力發電廠翻河壩模型試驗報告書，茲不贅述。本試驗之模型，除跌水下游渠底外，均用磚砌成，表面用 1：2 洋灰漿粉平，模型首端有靜水槽，可使水流平穩流入，模型末端設有活動堰，用以校正下游之水位高度。

模型跌水口上游 1.2 公尺(原型 19.6 公尺)及下游 4.7 公尺(原型 37.6 公尺)處各設置固定測針，以測驗上下游之水位，又跌水口上游 0.9 公尺至下游 0.4 公尺一段(原型上游 7.2 公尺至下游 3.2 公尺)，則設活動測針以測驗跌水口附近之水面曲線。參見附圖 4。

## 四 試驗之經過及其結果

### 甲 冲刷試驗

渠底之冲刷，在模型中約需一小時即達平衡狀態，故舉行各組冲刷試驗俱放水一小時，以資比較，茲先就第 3 號跌水之水流及冲刷情形分述於下。

1. 原設計試驗 原設計第 3 號跌水之流量為每秒 4.78 立方公尺，下游水深為 2.32 公尺，上游水深實測為 1.59 公尺，水流出跌水口後，沿斜坡下注，緊貼靜水池底，至土渠首端沿斜坡而上湧，故水面異常混亂，並發生波浪向下游土渠傳播，靜水池水面有巨大之橫軸迴溜，俟渠底之冲刷達平衡狀態後，其冲刷最深值為 0.55 公尺，冲刷長度為 6.6 公尺，模型下游渠道岸坡係用洋灰粉成，但原型為土質，因水面發生湧洩之波浪，原設計之渠道岸坡恐有被冲刷之虞。參見附圖 5。

上述水流類似葉坡(Chute)而不似跌水(Drop)。跌水之水流自空間下注時，跌流之四週均與靜水池之水混合，因而消滅能力，陡坡水流則沿斜坡向下流瀉至下游水深處發生水躍，而消滅能力，觀察上述水流情形，足徵原設計未臻完善，故須從事研究改良，增加消力設備，重行試驗，並力求各項佈置能以適合實際施工情形。

2. 加設跌水台 跌水台之作用，在使水流出跌水口後，略向上挑，自空中下注，成為真正之跌水，跌水台之形狀及尺寸，經多次試驗，方行決定，跌水台自跌水口向

外伸長 1.2 公尺，台面略向上翹，坡度為 1 : 5。參見附圖 5 與 8。

跌水口加設跌水台後，水流與靜水池之水混合，已能消滅水流能力，就水面觀察，水流已有顯著之進步，水面亦異常平穩，渠底之冲刷最深值為 0.49 公尺，雖未有顯著之改進，但冲刷長度則已由 6.6 公尺減為 3.8 公尺，參見附圖 5。

為研究渠底冲刷值何以仍達 0.49 公尺，乃細察渠底因冲刷而生之沙紋，獲知由於下游土渠渠底上發生迴溜所致，蓋靜水池底之水流流速頗大，沿池底斜坡上行到達渠底面上即產生迴溜，冲刷渠底（參見附圖 5）；故將靜水池下游之斜坡改為垂直牆，靜水池底之長度不變，以減少池底之流速，使池底水流到達土渠首端，即與渠底略成平行之流瀉，參見附圖 6，試驗結果，河床冲刷值可由 0.49 公尺減為 0.1 公尺，惟固定渠底與活動渠底相接之處，尚微有冲刷，恐仍難免鋪石之下陷，根據本處以往各項試驗經驗，固定河床與活動河床相連處，每因粗糙率之改變，活動河床部分恆稍被沖深，如在二種河床相接之處，加設小消力檻，用以挑水，可使檻後發生小迴溜，而避免冲刷，故本試驗乃於跌水下游固定渠底與活動渠底相接之處，添加消力檻，高 15 公分，寬 20 公分，試驗結果，不僅可以避免冲刷，且檻後反能稍有淤積，參見附圖 6 與 9。

跌水加設跌水台，及更改斜坡為直牆，加設小消力檻後，已能穩定水流，減少土渠之冲刷，緩和水面之波浪，並增進跌水建築之安全。

試驗時曾降低及抬高下游水位，即由完全跌流改變而至潛流，藉以觀察各種下游水位之水流及冲刷情形，在完全跌流範圍以內（ $\frac{F}{D} > 1$ ），跌水台之設備，殊能消滅水流能力，流態頗為平穩，但在潛流範圍以內（ $\frac{F}{D} < 1$ ），則發生立波水躍（Standing wave）（參閱龍溪河水力發電廠閘河壩模型試驗報告書），水流表面成波浪形，水面流速甚大，土渠岸坡有被冲刷之虞，故知該項設備不適宜於潛流。

3 加設倒筒形消力檻 此次試驗除應用跌水台外，曾試用消力檻設備以改進水流情形。

跌水建築之下設置靜水池，原欲使跌流在靜水池內發生水躍，以消滅水流之能力，今原設計之水流既未能在靜水池以內發生水躍，而沿池底下行在土渠首端上湧，顯見靜水池不能發揮其靜水之效能（圖 5），故應再加設消力檻，以謀改進，消力檻之

形狀，經多次研究，決定採用倒齒形，置於靜水池前端，以限制水流，俾在檻前即發生水躍，而消滅水流能力。

倒齒形消力檻之高度為1.30公尺，檻寬1.00公尺，檻之半高有二孔，其高度為0.65公尺，寬0.32公尺，參見附圖9，跌水加設倒齒形消力檻後，水流沿斜坡下注，一部在檻下流淌，一部越檻上沖而發生水躍，其上為迴流，水流情形較原擬計劃有顯著之改進。但水面狀態則不若加設跌水台之寧靜，參見附圖7。

試驗之時，並分別將靜水池之下游斜坡改為直牆，又在土渠末端加設小消力檻，試驗結果，渠底之冲刷與加設跌水台時，大致相同，參見附圖7。

為研究消力檻對於下游渠道各種水位之適合性起見，曾在試驗中逐漸更改下游水位，觀察水流情形，證明消力檻之設備，在試驗範圍以內，各種情形，俱能適合，由完全跌流 $\frac{F}{D} = 1.24$ 至潛流 $\frac{F}{D} = 0.577$ 均不致發生立波水躍，但當跌流時，消力檻因闕水而所受水流之沖擊力頗大，當潛流時，則水流已較為分散，故所受水流之沖擊力亦較為輕微。

第3號跌水試驗完成後，曾將模型改為第4號跌水，其比例仍為1:8。

依照上述次序，再行試驗，並決定跌水台與消力檻之尺寸，試驗結果，證明各跌水台之尺寸均應相同，消力檻之高度則應與靜水池深度P相等，其孔之高度則為檻高之半，至水流與冲刷情形與第3號跌水試驗大致相同，不復贅述。

## 乙 跌水上游水位高度試驗

跌水之水流若為完全跌流，則上游水位不受下游之影響，祇視流量之大小及跌水口寬窄而改變，若水流為潛流，則下游水位高度足以影響上游之水位高度。

根據冲刷試驗結果，水流為完全跌流時，宜採凡跌水台；當水流為潛流時，則以用消力檻較為適宜，故舉行上游水位試驗時，於跌流（即第3,7,8,9,10,11,12號跌水之水流情形）加設跌水台，於潛流（即第1,2,4,5,6號跌水之水流情形）則加設消力檻，（第5號跌水 $\frac{F}{D} = 1.045$ 接近潛流界限，故建議採用消力檻），各種試驗，均利用第4號跌水模型舉行，同時將靜水池池底下游之斜坡改為垂直牆，土渠首端加設小消力檻。

測驗水位係在跌水口上游9.6公尺處舉行，該處水面已不在跌水口水面低降段範圍以內，茲將試驗方法分述於後：

1 完全跌流 此項試驗適用於第3,7,8,9,10,11,12號各跌水，試驗時於第4號跌水模型加設跌水台，試驗分為四組，用四種不同之跌水口寬度，即  $b=0.20$ ； $0.24$ ； $0.30$ ； $0.36$ 公尺，每組試驗均開放不同之流量注入模型，俟水位平衡後，紀錄各該流量之上游水位高度，測驗結果，以流量為縱坐標，上游水深為橫坐標，繪製各種跌水口寬度之流量與上游水深關係曲線，共得曲線四條，可以審核各曲線之連續性及相似性，藉以校正測值之差誤，參見附圖10。

試在曲線圖上，依照各跌水流量之值，繪出與橫軸平行之線，即等流量線。閱讀平行線與各曲線交點之橫坐標之值，即得某固定流量之水深與跌水口寬度之關係，然後以水深為縱坐標，跌水口寬度為橫坐標，繪出各跌水（即等流量）之水深與跌水口寬度關係曲線，參見附圖10。

第 2 表

跌 水	1	2	3	4	5	6	7—12
消 力 設 備	消力槽	消力槽	跌水台	消力槽	消力槽	消力槽	跌水台
原 設 計 跌 水 口 寬 度 (公尺)	0.60	0.38	0.36	0.38	0.32	0.37	0.33
原設計跌水口寬度之上游水深測驗值(公尺)	—	1.96	2.16	1.80	1.69	1.38	1.265
原設計之上游水深(公尺)	2.10	2.32	2.32	2.08	1.92	1.58	1.30
保持原設計上游水深跌水口應有之寬度(公尺)	0.325	0.218	0.227	0.208	0.184	0.216	0.290
建議採用之跌水口寬度(公尺)	0.33	0.22	0.23	0.21	0.18	0.22	0.29



根據上述曲線可求得各跌水(即各種流量)應有之跌水口寬度,如流量為1.44秒立方公尺時,上游水深為1.3公尺,則跌水寬度應為0.29公尺。

2 潛流 此項試驗適用於第1,2,4,5,6號跌水,試驗時於第4號跌水模型,加設消力檻,試驗仍分為四組,用不同之跌水口寬度,即 $b=0.20; 0.24; 0.30; 0.36$ 公尺,每組試驗,根據各跌水應有之流量 $Q$ 分別放水注入模型,並利用模型末端活動堰,校正下游水位高度,使與各該流量之正常水位值相符,俟水位平衡後,閱讀上游水位之值,可得各種跌水口寬度與各種流量之上游水位高度之關係。

試以上游水深為縱坐標,跌水口寬度為橫坐標,繪製各種流量(相當於各號跌水)之上游水深與跌水口寬度關係曲線,參見附圖 11,可求得各跌水應有之寬度。

茲綜合上述試驗結果列為第 2 表。

## 五 模型與試驗之準確度

### 甲 模型之準確度

模型內最重要之部份乃為跌水口之底高,故所有各種高度及水位之計算概以跌水口高度為根據。

模型製造完竣以後,曾經再三加以測量,茲將第 3 號跌水模型較重要部份測量結果述之如次:

靜水池底之平均高度較應有高度高出1公厘,合原型8公厘,土渠首端固定渠底部份之平均高度較應有高度高出0.6公厘,合原型4.8公厘,土渠活動河床係用河沙鋪平,估計其高度之差誤約為 3 公厘,合原型約24公厘,跌水邊緣係用木塊釘製,木塊在水中稍有伸漲,兩邊伸漲之總差誤估計約為 2 公厘,合原型 16 公厘,即跌水口底寬百分之4.5,水面寬百分之1.1。

### 乙 試驗之準確度

1 水位之準確度 跌水口之上游水位異常平穩,測驗水位之準確度等於測針閱讀之準確度0.05公厘,合原型0.4公厘。即正常水深萬分之二(第3號跌水上游水深實測為2.16公尺)。

跌水下游之水位,因水深發生波浪而盪漾,閱讀水位時求其中數,中數之差誤估

計為2公尺，約合原型16公尺，即下游正常水深千分之7（第3號跌水下游水深為2.32公尺）。

2 流量之準確度 試驗量水用平頂銳角兩邊不收束式之量水堰，堰頂用水平校正，平直無誤，其堰頂水槽之平均寬度為58.34公尺，各測點寬度與平均寬度之最大差誤為0.15公尺，計算流量用Rehbock公式，其差誤約為千分之2，量水槽水流異常平穩，測驗水位之準確度等於測針閱讀之準確度0.05公尺，當正常流量時，堰頂水頭高度為84.05公尺，故水頭之差誤為萬分之6，流量之差誤為萬分之9，流量總差誤約為千分之3。

## 六 試驗結果之伸引

### 甲 水流及冲刷

模型之設計，係以地心吸力之霍特模型律（Froude's law）為根據，模型與原型形狀相似，同受地心吸力而流動，水流均屬混流，故二者之水流情形相同。

模型渠底沙礫之選擇，以障界冲刷速度為根據，今模型與原型之水流情形既屬相同，故二者之冲刷形狀及深度亦均相應，設模型沙礫之障界冲刷速度與實際之冲刷速度稍有差異，則絕對冲刷值即不能完全符合，但各組試驗冲刷值之比較，仍屬無誤，足以判別各種佈置性質之優劣也。

### 乙 跌水上游水位高度試驗

跌水口寬度與上游水位高度之關係試驗，均在第4號跌水模型舉行，茲就利用第4號跌水模型，以決定其他各跌水上游水位高度之準確性，及模型與原型之相似性，分述如次：

1 利用第4號跌水模型以決定其他各跌水上游水位高度之準確性 當跌水水流為完全跌流時（第3,7,8,9,10,11,12號跌水），跌水下游之水位，渠底高度，及靜水池深度，對於上游水位均不發生影響。第4號跌水之上游渠道斷面形狀尺寸與第3,7,8,9,10,11,12號跌水均屬相同，故第4號跌水模型，即等於第3,7,8,9,10,11,12號各跌水之模型。

當水流為潛流時（第1,2,4,5,6號跌水），所有跌水之下游水位高度，靜水池深度，及下游渠道高度，對於上游水位均有影響。第4號跌水之靜水池深度及下游渠道高度

與其他各跌水之值不同，故利用第4號跌水舉行第1,2,4,5,6號跌水試驗，其結果稍有差異。

下游水位之影響於上游水位，其主要原因乃在下游水位超過跌水口高度，即與跌水口之水流混合而發生能力之損失，至靜水池深度與下游渠底高度則影響下游流速，即影響流速頭。按第1,2,4,5,6號各跌水下游渠道之正常流速為每秒0.36至0.62公尺，流速頭為0.0067至0.0195公尺，下游水深為1.58至2.37公尺，流速頭與水深之比為萬分之2.8至9.4，為值甚微，故可以利用第4號跌水模型，以決定其他各跌水之上游水位高度與跌水口寬度之關係。

2 模型與原型之相似性 跌水水流因地心吸力而流動，其上游水位高度，乃為跌水形狀流量及下游水位(潛流)之因數，而水內黏滯性及槽壁粗糙率亦稍具影響，今模型與原型之形狀既屬相似，其流量及下游水位高度又均相應，故二者之上游水位高度亦屬相符。

水內黏滯性對於直線流之水流，具有顯著之影響，但當水流為混流時，其影響甚微，模型之水流已超過直線流界限，與原型之水流均屬混流，故不致因水內黏滯性而發生顯著之差異。

原型跌水部分，係用石灰漿條石砌築而成，其粗糙率因施工時鑿光程度而異，模型之跌水部份係用洋灰粉平，其表面較之原型似稍嫌光滑，惟當跌流時，跌水口至測驗上游水位處之距離較短，其因槽壁摩擦而損失之能力亦較微，至若潛流時水流能力之損失，則係由於水流之混合，故槽壁粗糙率之差異，并無重要影響，根據已往模型試驗之結果，及上述因各種影響所生之差誤，普通約在原型實際測驗可能達到準確度之內，故模型試驗結果，可以引用於原型。

## 七 結 論

甲 此次選擇第3,4號跌水舉行試驗，并更改下游水位，其水流情形，可以適用於其他各跌水。

乙 原設計跌水之水流，其下游水面發生波浪，異常混亂，非特沖刷土渠岸坡，且淘挖下游渠底，如跌水加設跌水台，或倒齒形消力檻後，水面均可較為緩和，同時可以減少渠底之沖刷，跌水台設備祇能適合於完全跌流，其構造頗為簡單，下游水面亦較為平靜；消力檻設備能適合各種水流情形，但水面較為混亂，當跌流時所受之沖

擊力較大，故構造須相當堅固，需費頗鉅，根據上述理由，第3,7,8,9,10,11,12號完全跌流之跌水，採用跌水台，第1,2,4,5,6號潛流之跌水採用消力檻（第5號跌水  $\frac{F}{D} = 1.045$  接近臨界值，故建議亦採用消力檻）。

丙 靜水池下游之斜坡，應改為垂直牆，並於下游渠道鋪石之末端，加設高15公分寬20公分之小消力檻。

丁 跌水鋪石，應用洋灰漿灌縫，以免被水流沖毀。

戊 倒齒形消力檻，應用洋灰漿砌，俾可抵抗水流之沖擊力。

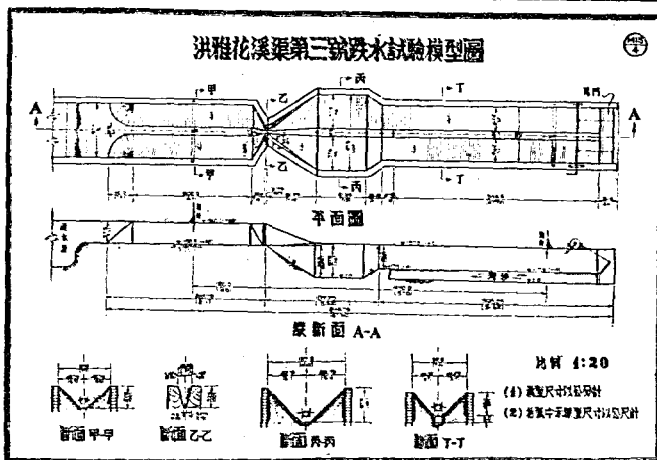
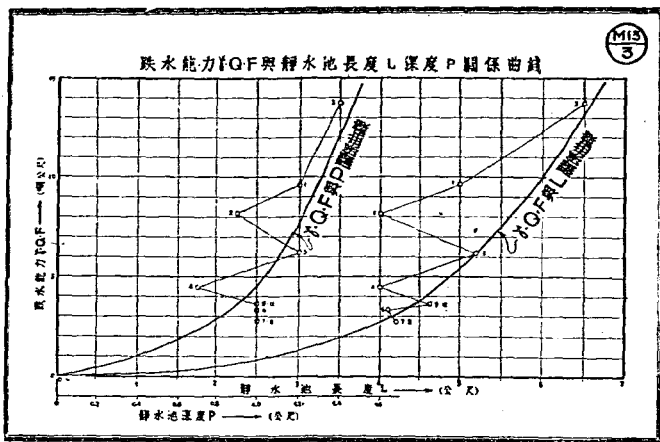
己 跌水口之寬度，建議採用試驗值，詳見第2表。

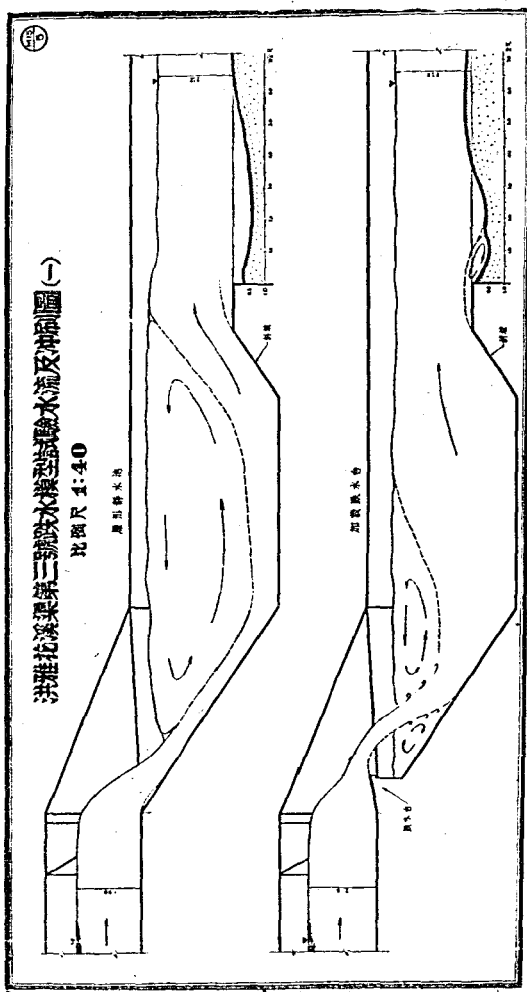
庚 跌水之靜水池長度L深度P應與跌水能力 $\gamma \cdot Q \cdot F$ 成立有關係之曲線，茲根據試驗結果及L·P與 $\gamma \cdot Q \cdot F$ 曲線圖，建議採用下列第3表中所示尺寸，參見附圖3。

第 3 表

跌 水	1	2	3	4	5	6	7 8	9-12
$\gamma \cdot Q \cdot F$ (每秒噸公尺)	9.6	8.1	13.8	4.4	6.2	3.3	2.8	3.6
L 曲線閱讀值(公尺)	5.9	5.6	6.6	4.7	5.2	4.3	4.0	4.45
P 曲線閱讀值(公尺)	1.29	1.23	1.465	0.938	1.110	0.86	0.785	0.895
L 化為整數(公尺)	6.0	5.6	6.6	4.7	5.2	4.3	4.0	4.5
P 化為整數(公尺)	1.30	1.20	1.50	1.00	1.10	0.90	0.80	0.90
消 力 設 備	消力檻	消力檻	跌水台	消力檻	消力檻	消力檻	跌水台	跌水台
附 註	檻高 $S_h$ =P =1.30 公尺	$S_h$ =P =1.20 公尺	各跌水 台尺寸 相同	$S_h$ =P =1.00 公尺	$S_h$ =P =1.10 公尺	$S_h$ =P =0.90 公尺		







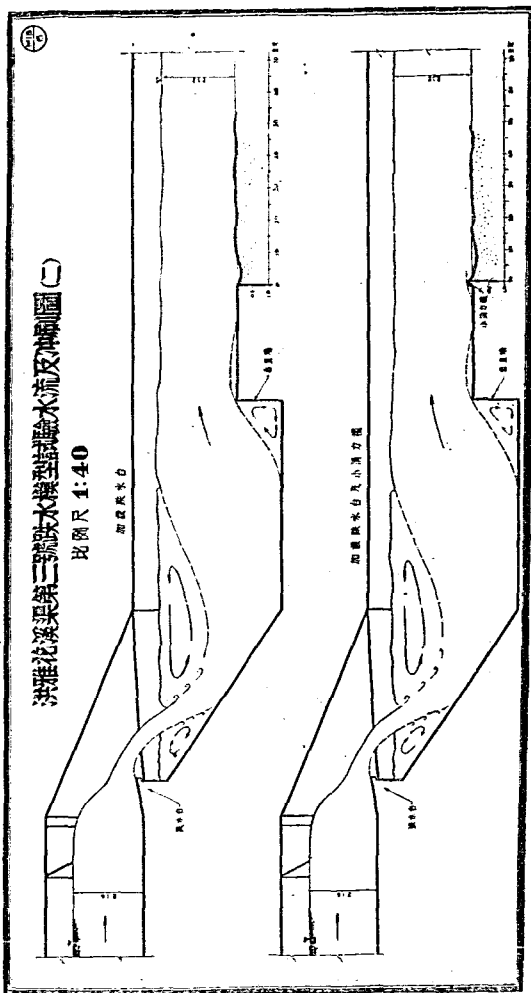
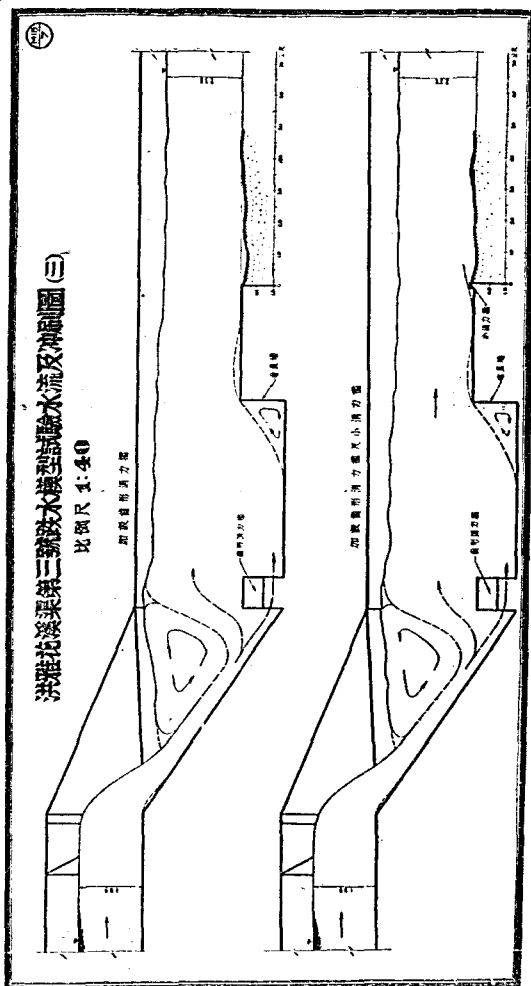


圖 6





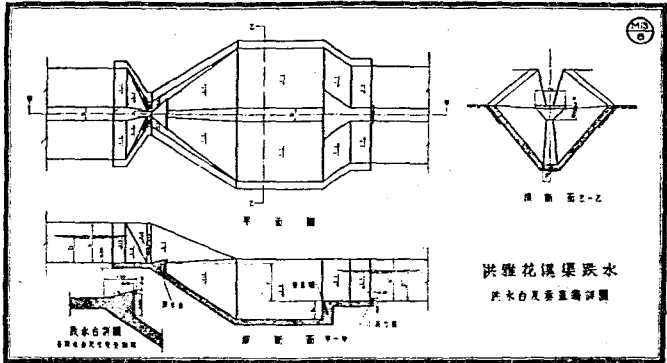


圖 8

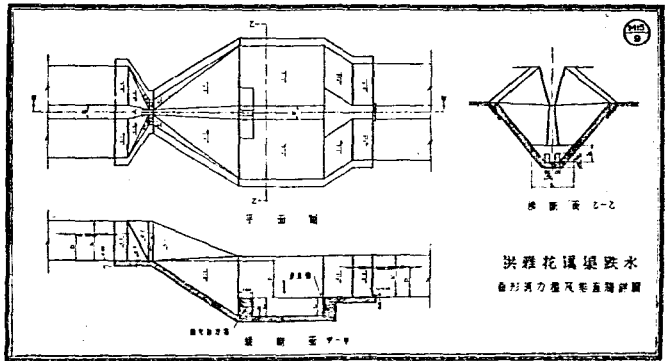


圖 9

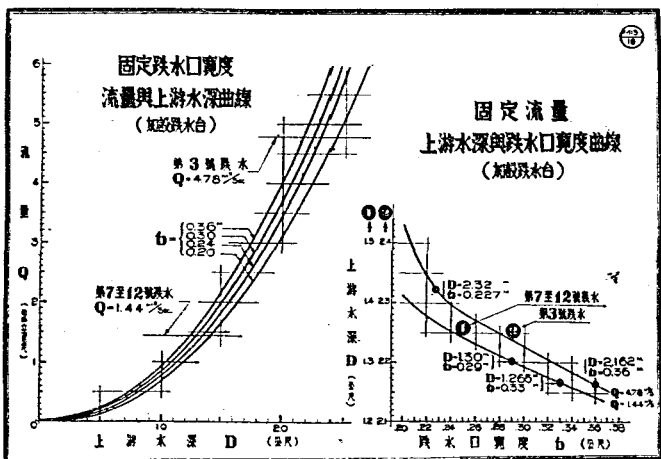


圖 10

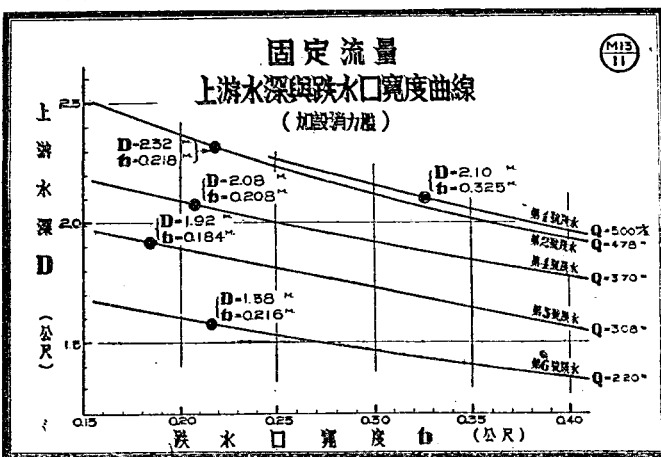


圖 11



甘肅蘭豐渠崔家崖跌水  
模型試驗報告書

## 甘肅蘭豐渠崔家崖跌水模型試驗報告書

### 一 導 言

甘肅蘭豐渠原名新蘭渠，自甘肅省皋蘭縣上塋村引黃河之水，灌溉蘭州附近田地十四萬餘畝，並供給蘭州市飲用水，同時利用渠道跌水開發水電，渠道全長七十餘公里，幹渠流量為12.5秒立方公尺，經陳官營後減為6.8秒立方公尺。

崔家崖位於陳官營之下游，距渠口五十公里，下距蘭州十三公里，崖下地形低降，因之渠道水位至此亦突降11公尺，故須建跌水四級，以殺水勢，其設計見圖1。

民國三十二年一月，中央水利實驗處受甘肅水利林牧公司之委託，於重慶石門水工試驗室，將崔家崖跌水工程計劃，加以試驗，同年二月着手建造模型，四月開始試驗，至五月完竣，試驗之資料，係根據該公司所擬之新蘭渠跌水設計圖及甘肅蘭豐渠計劃問題兩種。

本試驗由技正鄭兆珍設計模型並主持試驗，技士高真堅監製模型並辦理試驗，技佐吳志成繪製圖表，技正鄭兆珍編製報告。

### 二 模型之設計與製造

崔家崖跌水共分四級，每級之尺寸及形狀，除第一級之口門與收縮段略有改變外，其餘各級均屬相同，其落差均為2.8公尺，總長為66.7公尺，茲為節省工作及模型長度起見，試驗時建造首尾兩級之跌水，而略去中間兩級，第一跌水之上游水面至第二靜水池底之高度為10.72公尺，長度共為36.7公尺，察酌石門水工試驗室之面積流量與採用之砂礫，決定模型比例為1:16，模型全長為6.54公尺，包括原型上游渠道8.3公尺，及下游土渠26.9公尺，以便觀察土渠冲刷情形。

本試驗因與重力相關，根據Froude定律設計，原型與模型之流速比例應為 $V_1 : V_2 = \sqrt{16} : 1 = 4 : 1$ ，流量比例應為 $Q_1 : Q_2 = (16)^{5/2} : 1 = 1024 : 1$ 。今原型之最大流量為6.8秒立方公尺，則模型之最大流量應為6.63秒公升，雷諾指數為1310，即已超過直線流界限。

模型之各部，除東水口部份以木製外，餘均用沙築砌磚，外面用洋灰砂漿依照尺

寸粉平，下游土渠亦如法砌成，惟渠底留9公分深槽，以便鋪墊細砂，作渠槽冲刷試驗之用。

試驗水流由量水槽漫過量水堰，注入靜水槽，使水流平靜後，流入模型。下游末端設有尾門，用以調整水位。在量水堰上游，第一跌水上游，及下游土渠入口各裝置固定測針一具，俾可閱讀水位，另備活動測針，以測驗渠槽各點之冲刷深度及波浪高度。

舉辦冲刷試驗，係採用嘉陵江細砂，其平均直徑為0.36公厘，均勻係數為0.84，臨界冲刷流速為每秒0.29公尺（合原型每秒1.16公尺）。假設原型臨界冲刷流速略高於設計之最大平均流速（0.8秒公尺），以此與模型砂礫之臨界速度（1.16秒公尺）相較，則原型冲刷深度，當較模型略深，二者之比例約為1.4比1.0，故模型之冲刷深度，未能與原型冲刷之數值絕對相同，但可用以比較各種佈置之優劣也。

### 三 試驗之經過及結果

#### 甲 水流情形及冲刷試驗

##### 1 原設計跌水試驗

模型之下游渠槽，長僅1.6公尺，合原型25.6公尺。故須於渠尾加設活動尾門，並按原型土渠之流量與水深關係，調節水位，使模型水流情形，與原型符合。茲以缺乏設計之渠道水深與流量關係曲線，故依據設計圖所列之渠道水深1.8公尺，流量6.8秒立方公尺，用滿寧氏公式計算  $\frac{S^{0.5}}{n} = \frac{Q}{A} \frac{1}{R^{2/3}}$  之值，再從而推算各種流量時之渠道水深，以為試驗之根據。茲將計算結果列為下表，並繪成曲線（見圖5曲線C）。

試驗之時，放出不同之流量，注入模型，依據曲線以調整下游渠槽之水深，渠底之冲刷約一小時後，即達平衡狀態，故各組試驗，均放水一小時，以資比較。

當小流量時，跌流之力較弱，與池水混合後，能力消失，流速大減，水流頗為平穩，一般情形尚屬良好。迨流量逐漸增大，跌流能力亦隨之增加，池水不足以消滅其動能，水流注入池內，緊貼池底直向前衝射，遭遇池尾之垂直牆，折而上湧，水面即發生巨大橫軸迴溜，至是水勢洶湧，異常混亂，波濤翻騰，兼雜有多量氣泡，故水位益形抬高，尤以第一靜水池之水流出池後，受第二束水口之約束，水之湧高達0.61公尺，幾與岸齊平，有時竟湧溢池頂，此種現象隨流量之增加而益著。

至於水流出靜水池後，水流在平面上分佈不均，其主溜偏於渠槽兩側，而中線上反

下游渠道水深 $t_n$ (公尺)	斷面積 A (平方公尺)	流速 V (秒公尺)	流量 Q (秒立方公尺)
0.2	0.64	0.238	0.152
0.4	1.36	0.358	0.487
0.6	2.16	0.447	0.966
0.8	3.04	0.522	1.59
1.0	4.00	0.584	2.34
1.2	5.04	0.641	3.23
1.4	6.16	0.693	4.27
1.6	7.34	0.739	5.42
1.8	8.64	0.786	6.80

形緩慢，故土渠底之兩側發生冲刷，其深度達0.32公尺。

靜水池與土渠相接處之水面，由於跌流激湧，發生波浪，向下游傳播，當最大流量時，浪高為0.29公尺，故土渠岸坡受波浪之濺漾衝激，將有崩陷之虞。

上述諸現象，均係由於跌水靜水池之形狀尺度，未盡適合水流性質所致。經多次預備試驗之證明，可用下述之方法藉以改進水流情形：

a 設保持原定靜水池之尺度不變，可以設置跌水台或多個跌口，使水流分散跌落，以增加跌流與靜水之摩擦面積，而增加其消滅能力之效果，但此法結構複雜，建築費昂，誠恐不合實用。

b 抬高靜水池底，使水流因衝擊池底而分散，但池底受水流之衝擊頗易損壞。

c 跌流直射池底，折而上湧，顯係由於水池之深度不足，未能完全消滅跌流動能，似可增加池之長度，深度，或寬度，俾可充分收靜水之效。

d 保持現有深度，在靜水池底加消力檻，使跌流分散，消滅其能力。

依照本處之經驗，以採用第d項辦法較為適宜，故本試驗，係着重研究靜水池與消力檻之形狀與尺寸。



## 2 加設消力槽試驗

查原設計之靜水池，其水流之洶湧，係由於池內靜水不足以消滅跌流之能力，致跌流沿池底前衝，復遇垂直牆而上湧。經詳細研究水流情形，決定在距垂直牆2.56公尺處，設置倒齒形消力槽，使水流由槽之上下分散流瀉，並消滅其動能，倒齒形消力槽高1.04公尺，下半部共有四齒，各寬0.4公尺，每齒相距0.4公尺，試驗結果，水流情形大見改善，惟槽齒係用條石安砌，孤立池中，受水流衝擊震撼之力甚烈，日久極易損壞，故改用順齒形消力槽（見圖4），齒身平臥，與池壁連成一體，取其施工容易，構造穩固也。試驗結果，水流遇消力槽後，一部份與齒首衝擊，折向上流，另一部，則沿齒間流瀉，再折而上湧，故水流分散和緩。第一靜水池湧水高度由0.61減為0.27公尺，土渠岸坡浪高由0.29減為0.16公尺，渠底冲刷深度由0.32減為0.08公尺，以後曾繼續試驗，變更消力槽之形狀尺寸，對於水流情形，已不能再予改善。

## 3 增加靜水池長度

增加靜水池之容量。可以緩和水流，就池之長度，寬度，深度三者而論，水流係自高處跌落，與池水混合而消滅動能，故增加池深，自較增加長度或寬度為有效，而池水向下游渠道流動，增加長度，則又較增加寬度為有效。然擴大池身，則增加工費，尤以增加深度，需費較昂。查原設計靜水池長7公尺，跌水池長8公尺，共長15公尺，俱係灰漿砌石建築，為避免增加工費起見，茲保持原有靜水池之深度，及靜水池與跌水台之總長，而將池身延長1.8公尺（即跌水台縮短1.8公尺）。試驗結果，土渠底冲刷深度由0.32公尺減為0.165公尺，略有改善，但流速分佈不均勻，主溜仍集中兩岸，土渠浪高仍達0.26公尺，尚未臻完善。

## 4 增加靜水池長度及加設消力槽

增加靜水池長度後，水流情形雖微有改進，但收效未著，且池身之長度，既限於靜水池與跌水台之總長，不能再行加長，故加設第2組試驗之消力槽，以消滅跌流動能。

靜水池經設順齒形消力槽後，跌流為消力槽所阻，折而分散，復因靜水池身較前伸長，水流得逐漸擴大，水勢頓趨緩和，池內水湧高度減為0.25公尺，渠槽流速之分佈，頗見均勻，土渠岸坡浪高為0.14公尺，渠底刷深為0.05公尺，不致危及渠道之安全，與原設計之水流情形相較，當有明顯之改進，至於其他各種流量下之水流情

形，均經一一加以試驗，結果均屬良好。

研究土渠之沖刷時，為避免設計所假定之粗糙率過大，致發生錯誤起見，曾將最大流量之正常水深，減低 20%，是即由 1.8 公尺減為 1.44 公尺，加以試驗。

茲將上列各項試驗結果列表於后，以資比較

項 目	水 流 情 况		冲 刷 深 度		備 註
	第一靜水池 水湧高	土渠波浪	$t_n=1.8\text{ m}$	$t_n=1.44\text{ m}$	
原 設 計	61 cm	29 cm	32 cm	53 cm	水流偏於渠槽兩側且發生水躍
原型靜水池 加消力檻	27	16	8	27	水流略有改進
加長靜水池	—	26	16.5	43	水流仍與原設計相仿
加長靜水池及 增設消力設備	25	14	5.0	8	流速分佈均勻，水勢和緩

## 乙 跌水上游水位與束水口關係試驗

跌水之設束水口，其作用在於縮短跌水上游之水面降落曲線，保持上游渠道正常水深。設束水口過狹，則水位抬高，過寬則水位降落，由是流速增大，而沖刷渠道。

本試驗之目的，係求束水口之寬度。使上游水位與正常情形相等，並決定束水口之流量係數，以為設計之根據。

試驗時洩放不同之流量注入模型，測讀上游水位，模型之測針位於束口上游 0.42 公尺，合原型 6.88 公尺，已在水面降落範圍以外，故測值可以代表渠道之水位。

計算束水口流量係數，係用下列公式：

$$\mu = \frac{Q}{A\sqrt{2g(E-t_c)}} \dots \dots \dots (1)$$

$$t_c = \text{束水口之臨界水深} = \frac{4sE - 3b + \sqrt{(4sE + 3b)^2 - 8sE}}{10s} \dots \dots \dots (2)$$

$\mu$  = 流量係數

$Q$  = 實測流量

$A$  = 束水口水流斷面面積

$$E = \text{上游之水流能力高度} = t_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$t_1$  = 上游水深(自東水口底部起算)

$V_1$  = 上游流速

$s$  = 東水口兩邊之坡度

$b$  = 東水口底寬

上列公式之引伸，係假設 1. 東水口之水流為臨界流，2. 該臨界断面(平面圖上東水口最狹之断面)係二元式之靜水壓力分佈，計算流量係數以上游測針處之水流能力高度，為東水口能力高度，是即不計測針至東水口一段水流能力之損失。如上項假定與事實相符，則流量係數值應等於 1.0。

茲將測驗結果，繪為東水口上游水位與流量及流量係數關係曲線(圖 5 曲線 A, D)，並將渠道之正常水位流量曲線，一併繪於圖上(曲線 C)，試比較 A, C 兩曲線，可見東水口上游水位較正常水位為高，當最大流量每秒 6.8 公方時，正常水位為 1.8 公尺，實測水位為 1.93 公尺，較正常水位高出 0.13 公尺。

上游渠道水位，超過正常水位值，故按最大流量每秒 6.8 公方，上游正常水位 1.8 公尺，用公式(1)(2)及試驗所得之流量係數 1.25 計算東水口寬度，應為 1.20 公尺，並依據該值，更改模型，重複試驗(曲線 B)。當最大流量每秒 6.8 公方時，上游水位為 1.79 公尺，與正常水位極為接近，小流量時則較正常水位為低。渠道之流速，以最大流量時為最大，故當小流量時，設水位稍低於正常之值，以致增加渠道流速，亦無妨礙。

正常水位計算，係以  $\frac{C^{0.5}}{n} = \frac{Q}{A} \cdot \frac{1}{R^{2/3}} = 0.753$  為根據，設實際數值有所不同，可以由 A, C 兩曲線，用比例方法決定之。

#### 四 模型與試驗之準確度

##### 甲 模型之準確度

模型製造完竣以後，曾將各部詳細覆校，察其差誤。核算各種高度，均以第一跌水台底為準。上游土渠底之平均高度，較應有值高 0.8 公厘，合原型 1.28 公分，第一靜水池底平均高度，較應有高度低 0.5 公厘，合原型 0.8 公分；第二跌水台之平均

高度，較應有高度低1.3公厘，合原型2.08公分；第二靜水池底之平均高度，較應有高度低0.4公厘，合原型0.64公分；下游土渠底鋪砂，其高差約為3公厘，合原型4.8公分；東水口寬度之差誤，包括木料伸縮等約為1公厘，合原型1.6公分，為東水口底寬千分之3；靜水池寬度，長度之差誤，約為2公厘，合原型3.2公分。

## 乙 試驗之準確度

### 1 水位準確度

上游水流經靜水槽而入模型，當小流量時，水流異常平穩，流量增大，則水面微有波動，其波動高差約為0.4公厘，試驗時求其平均數，估計平均數之差誤，在測針刻度精確度之內，即0.1公厘，合原型0.16公分；下游土渠水位，因受跌水波浪之影響，差誤約為1.5公厘，合原型2.4公分。

### 2 流量準確度

試驗量水，係用平頂銳角量水堰，堰頂平均寬度為63.7公分，各點與平均寬度之最大差誤為0.2公厘，計算流量用 Rehbock 公式，其差誤約為千分之1.3〔註〕見 Hydraulic Laboratory Practice P.150〕。量水槽之水流，甚為平穩，閱讀水位之準確度，等於測針刻度之準確度0.1公厘，當最大流量時，量水堰水頭為3.1公分，故水頭之差誤為千分之3，流量差誤約為千分之4.5，流量可能最大差誤約為千分之6。

## 五 試驗結果之伸引

### 甲 水流及冲刷情形

按模型係根據霍特模型律 (Froude's law) 設計，今模型與原型兩者，幾何形狀相似，同受地心吸力而流動，均屬混流 (Turbulent flow)，故兩者之水流形狀，以及主要波浪高度可相似。惟水流跌落靜水池內，挾有多量之氣泡，水流挾帶氣體之多寡，氣泡之大小，流動之情形，以及所發生之阻力等，與跌流之絕對速度，靜水池內之絕對壓力，水內阻力等，均有直接關係，並不按霍特律而縮小，故原型與模型水流所挾氣泡情形，常有差異。原型跌流之絕對速度大，故所挾氣體，以及湧水高度均較相應之模型為多。至於確實數量，尚有待詳細之試驗研討也。

模型砂礫之選擇，以臨界冲刷力為根據，所用砂礫，其臨界冲刷力稍嫌太大，故

原型之實際冲刷深度，較試驗結果為深，但各組試驗，其冲刷深度之比例，仍屬不變，足以判別各種佈置之優劣也。

#### 乙 上游水位與東水口關係試驗

原型與模型跌水之水流，同受地心吸力而流動，故二者在相應之流量時，其水位高度亦相似。測驗水頭，係在跌水上游之渠內舉行，由測針至東水口一段內水流，因水內阻力及摩擦力而消耗能力，模型與原型在該段內能力之消耗，容未相應，但測讀水位處與東水口距離之長度，祇為 6.88 公尺(模型為 0.42 公尺)，故由摩擦而消失之能力，為值甚微，模型與原型由是所生之差別，可以略而不計。

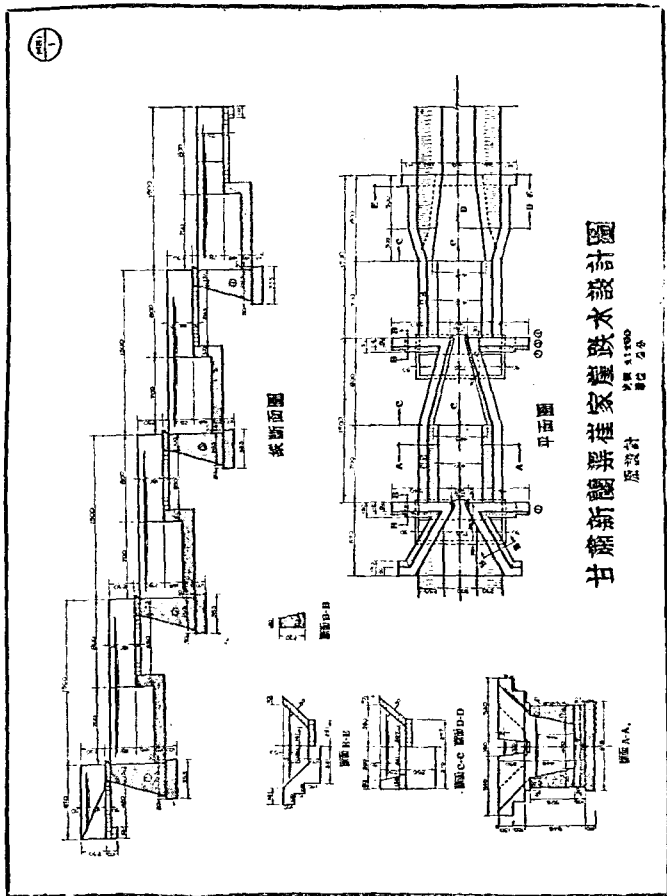
## 六 結 論

甲 原設計跌水第一級東水口之漸變槽，長 6.7 公尺，其餘各級長 8 公尺，靜水池長 7 公尺。茲為增進跌水效能起見，建議第一、二、三、跌水之漸變槽，均縮為 6.7 公尺，靜水池增長為 8.3 公尺，第四跌水漸變槽縮短為 6.5 公尺，靜水池加長為 8.5 公尺，每級跌水總長度仍舊不變。縮短漸變槽，對於上游水位之影響甚微。

乙 跌水之水流，流勢洶湧，故建議在靜水池內，加設類齒形消力檻，俾可緩和水勢。

丙 原設計東水口之底寬(1 公尺)不足，以致抬高上游水位，設上游水位應與正常水位相等，則東水口之底寬須改為 1.2 公尺。

丁 靜水池底，池壁，及消力檻等設備，因受水流之衝擊，須用洋灰漿堅砌，以防走動。齒首部份尤應採用較大塊石，嵌砌於池底，齒身及池壁之砌石，盡量使之粗糙，藉以消耗水力。



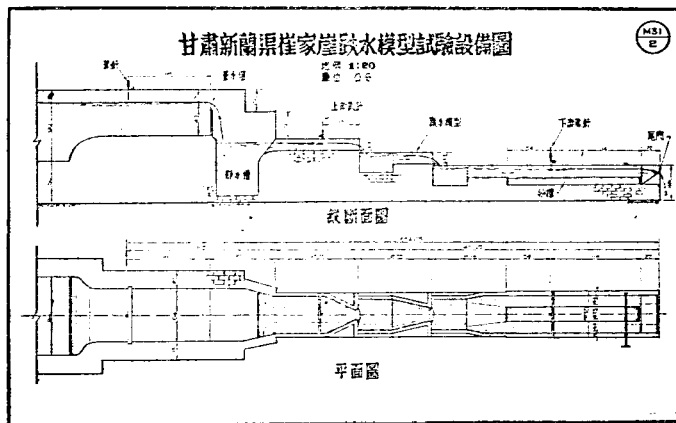


圖 2

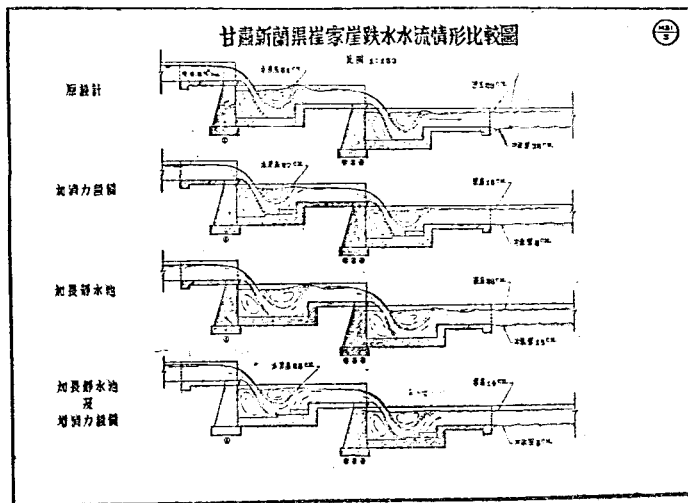
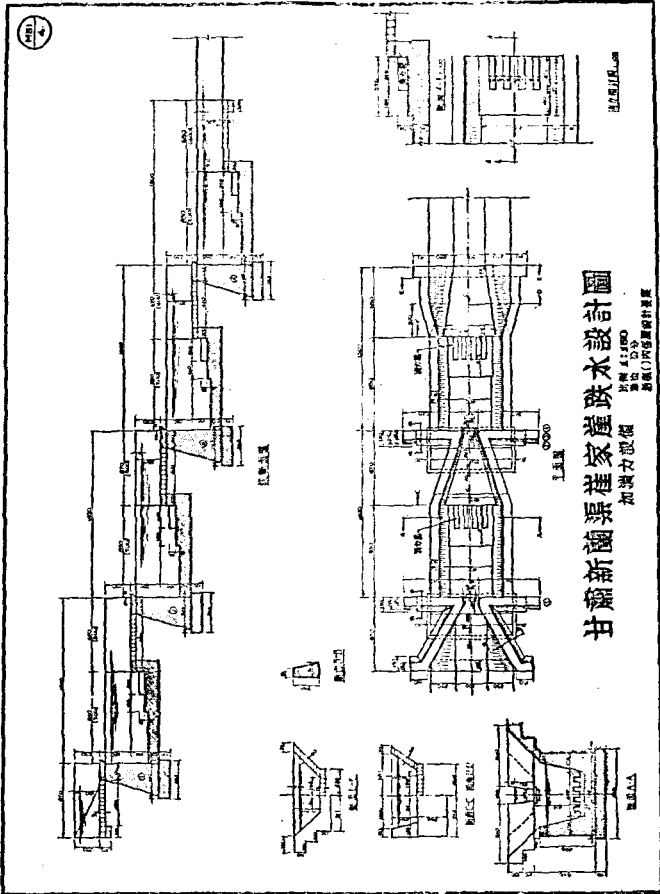


圖 3





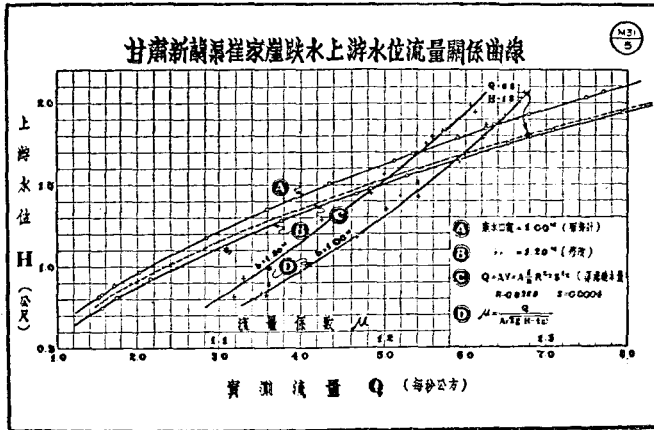


圖 5

## Model Study of Drops in Hua-Chi Irrigation Canal

### Abstract

- A. **Project conducted for:** Szechuan and Sikong Loan Commission of Agricultural Hydraulic Engineering.
- B. **Investigators:** Experiments conducted by C. S. Lee under the direction of P. T. Tan.
- C. **Purpose:** To investigate the current form and bed erosion at downstream of the drop, the relationship between water stage and the width of the notch, and the effective dimensions of the stilling basin.
- D. **Outline and Result:**

The Hua-Chi Canal, if well functioned, is capable to irrigate an area of 23 sq. cm by diverting a discharge of 4.62 cms. The main canal bears a total length of 19.65 km branching out into seven laterals in a total length of 33.56 km. According to the topographic features of irrigated land twelve drops of different dimension were to be constructed along the main canal (see Fig 1, P. 11). To dissipate the energy of falling water, stilling basins were to be provided right behind the drop as shown in Fig. 2. The kinetic energy of flow varies as a function of unit weight of water ( $\gamma$ ), discharge ( $Q$ ) and height of drop ( $F$ ). After analyzing the data of original design, the current form and energy of each drop were tabulated as in Table I. The current formation depends upon the relative elevations between the crest of the lip and the water stage at downstream of the drop. Under constant discharge the current tends to be various from submerged flow to free fall as the water stage at downstream gradually drops down. Judging from Fig. 3 and Table 1, the drop No. 3 under the condition of free fall and drop No. 4 under the condition of submerged flow seemed to be more outstanding and will be chosen as an sample for model study.

The models of drop No. 3 & No. 4 were prepared to a scale of 1:8 with movable bed to be surfaced with sand of about 1.2 mm in diameter.

Operating model study on drop No. 3 to investigate bed erosion, procedures were followed as described hereafter. (see Fig. 4, P. 12),

- (1) Diverting a similitude of discharge of 4.78 c. m. s. to the model and

adjusting and verifying the similitude of water stage at downstream to 2,32 m., large rollers of horizontal axis occurred right above the stilling basin and extremely turbulent wave transmitted downward. The max. depth of bed erosion was found to be 0,55 m in a length of 6,6 meters. The original design ought to be improved pending further investigation.

(2) Constructing at the outlet of drop a lip of 1,2 m long sloping upward at an angle of  $\tan^{-1} \frac{1}{5}$  to let the flow be perfectly free; the max. depth of bed erosion was reduced to 0,49 m in a length of 3,5 m (see Figs. 5, P. 13 & 8, P. 16).

Furthermore, if the sloping step at the downstream basin was changed to be vertical, the max. depth of bed erosion was reduced to 0,1 m (Fig. 6). Additionally, a small rectangular sill of 15 cm high and 20 cm wide was installed at the end of apron as shown in Figs. 6 and 7, the current became very stable and the scouring tended to be further mild. A close study of this model test showed that the lip was functioned well in the case of free fall but not in submerged flow.

(3) An inverted dentated sill of 1,30 m high and 1,0 m wide was inserted between stilling basin and the sloping wall of drop, leaving two passages of 0,65 m high and 0,32 m wide as shown in Fig 9. When the falling current met with the sill, a part of current drained through the passages, and the rest of them formed a hydraulic jump before sill as shown in Fig. 7. It showed apparently that the lip was suitable for free fall, whereas sill was suitable for submerged flow.

Then the relationship between water stage at upstream of drop and the required width of the notch were investigated. The model of drop No. 4 was used in this case. The lip was installed in free fall and the sill in submerged flow respectively. In each case the water stage was measured under four different widths of notch namely 0,20, 0,24, 0,30, and 0,35 m with different discharges. Results covering the relationship between upstream water stage and width of notch together with current forms, were shown in Figs. 10, 11 and Table 2.

In conclusion, the current form of the drop of original design was extremely turbulent, and the earth bank and channel bed at downstream were scoured. It was suggested to be improved by constructing a lip sloping upward at the outlet of the notch in case of free fall, and an inverted dentated sill in case of submerged flow. The step wall of stilling basin was also necessary to be changed from sloping to vertical, and a small rectangular sill was to be inserted at the end of apron. The dimensions of the width of the notch, length and depth of the stilling basin, were suggested to be constructed in prototype in accordance with Tables 2 and 3 separately. Moreover, all the structural joints ought to be grouted with cement mortar.

## Hydraulic Model Study of the Drop at Tsui-Chia-Ya Lan-Fung Canal, Kansu

### Abstract

- A. **Project conducted for:** Kansu Incooperation of Agriculture and Forestry Development.
- B. **Investigators:** Experiment conducted by C. C. Kao under the direction of C. C. Cheng.
- C. **Purpose:** To investigate the current form and bed erosion at downstream of the drop, and to determine the relationship between the upstream water stage and width of notches.
- D. **Outline and Result:**

The Lan-Fung Canal, 70 km long, drew a discharge of 12,5 cms<sup>3</sup> from Yellow River to develop the multiple purpose of irrigation, water supply, and water power in an area of approximately 10 sq. km near by Lanchow, Kansu. Following the topographic features of the land, four drops of 2,8 m each are to be provided in a horizontal distance of 66,7 m near by Tsui-Chia-Ya, which is 50 km from the headwork of Lan-Fung Canal. A general layout of this project is shown in Fig. 1 on P. 27.

The model was molded in a scale of 1:16 to conform with the prototype survey. Being similar in construction as well as in performance, only two of the drops (say the first & 4th) were put to be investigated from which characteristics of the rest of them can be derived. During the course of study on bed erosion, the movable bed of the model was filled with sands of 0,36 mm in mean diameter to a depth of 9 cm. Procedures of this model study were scheduled as follows:

(1) Running section model study on drops of the original design, discharges and water level of different stages were diverted and adjusted with reference to Fig. 5 on P. 30. The current was very stable during small discharge. Yet, when discharge was gradually increased large & turbulent rollers of horizontal axis occurred and the water stage built up to a height of 0.61 m. in stilling basin due

to the influence of contraction at the notch. The earth banks of canal were damaged by the big wave whose amplitude reached 0,29 m in the case of max. discharge. The max depth of bed erosion at the joint of earth canal was 0,32 m. For the purpose of dissipating kinetic energy of falling water suggestions were recommended as follows:

- (a) To construct lips at the outlet of notches,
- (b) To elevate the bottom of stilling basin,
- (c) To elongate the stilling basin,
- (d) To install sills at the bottom of the stilling basin,

Judging from experiments, method (c) and (d) were considered to be most effective, the details of which were to be improved pending further investigation. (see fig. 3 on P. 28)

(2) Inserting four pieces of inverted dentated sills of 1.04m high and 0.4m wide evenly distributed at an interval of 0.4 m at the end of apron as shown in fig. 4, the current was much better improved than that had happened in the original design. The height of backwater was reduced from 0,61 m to 0,27 m in stilling basin while the amplitude of wave near by earth bank was diminished from 0,29 m to 0,16 m. On the mean time the max. depth of bed erosion was also reduced from 0,32 m to 0,08 m.

(3) Alternatively when the length of stilling basin was to be increased a magnitude of 1,8 m whereas the basin of drop was reduced a same magnitude thus keeping the total length of the drop unchanged. Although the max. depth of bed erosion was reduced from 0,32 m to 0,165 m., yet the main currents with wave amplitude of 0,26 m happened to concentrate on both sides of earth bank. It is however not satisfactory.

(4) To elongate the stilling basin and install sills simultaneously, the combination of these two methods enabled the model to have a better result. The falling current was initially checked by sills, and then tending to be mild as the current diverged gradually. The height of backwater was reduced to 0,25 m while the wave amplitude and bed erosion were reduced to 0,14 m and 0,05 m respectively which seemed to be of little harm to the earth canal. Results were

summarized in a Table on P. 23.

The relationship between upstream water stage and the required width of notch was pending further investigation. If the width of notch was too narrow, the water stage at upstream was elevated. If it was too wide, the water stage dropped down accelerating the velocity of flow and facilitating bed erosion. The suitable size of notch can keep water depth at normal state under critical condition. The water stages were measured in model during different discharges, whereas the coefficients of discharge were calculated by equations (1) and (2) on Page 23. Curve A, D and C in Fig. 5 represent the discharge, coefficient of discharge, and discharge at normal depth referring to upstream water stage respectively. To compare curves A and C, the water stage at upstream of the notch exceeds the normal depth.

The original width of notch of 1.0 m was proved to be too narrow. The suitable width of notch was found to be 1.20 m by substituting coefficient of discharge of 1.25, the normal depth of 1.70 m and max. discharge of 6.8 cms into equations (1) & (2). So the new model consisting of 1.20 m in width was reconstructed and confirmed by repeating the procedure of investigation once more. It gave a satisfactory result expectedly.

In conclusion, the length of the transition region of second and third drops was suggested to be reduced from 8.0 m to 6.7 m and that of the fourth, 7.0 to 6.5 m. The length of the stilling basin of the first three was lengthened to 8.3 m and that of the fourth, 8.5 m. The total length of four drops remained unchanged. The dentated sills were suggested to be rightly installed on the basin. The base width of the notch was changed to 1.20 m. Besides, all joints of the structure were grouted with cement mortar.



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, 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>



NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE

# RESEARCH BULLETIN

SERIES A : HYDRAULIC MODEL STUDIES

NO.9

MODEL STUDY OF DROPS  
IN HUA-CHI IRRIGATION CANAL  
SZECHUAN, AND  
LAN-FUNG CANAL, KANSU

PUBLISHED BY

CHAO-CHING CHENG

COMMISSIONER

THE NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE

NANKING, CHINA

MAY 1948