經濟部

# 鯉魚潭水庫第二次定期安全評估
# 委託服務

## 鯉魚潭水庫安全資料

## LMC-02-01 區域地質及重要結構物基礎地質篇

經濟部水利署中區水資源局

中 華 民 國 101 年 11 月

# 鯉魚潭水庫安全資料
# LMC-02-01 區域地質及重要結構物基礎地質篇
## 目　　錄

頁 次


第一章 區域地質與地震

1.1 區域地質

1.1-1 規劃階段

(1) 鯉魚潭水庫地質及構造調查報告(No.0176)..1.1-1

a. 鯉魚潭水庫地質初步調查紀要 -(民國 55 年 2 月 11 日徐鐵良) .....1.1-3

b. 鯉魚潭水庫之地質及地質構造報告 -(民國 57 年 4 月 30 日萬獻銘).....1.1-6

(2) 鯉魚潭水庫規劃調查報告三、壩址及大安溪攔河堰地質鑽探調查 -(民國 57).....1.1-11

(3) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告二、工程 專題 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄 -(民國 73 年 8 月) .....1.1-15

1.1-2 基本設計階段

(1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 -(民國 75 年 5 月).....1.1-25

1.1-3 詳細設計及施工階段

(1) 鯉魚潭水庫溢洪道岩石開挖面地質研判與地質圖繪製總結報告 -(民國 81 年 3 月).1.1-37

(2) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 -(民國 81 年 7 月) .....1.1-45

(3) 鯉魚潭水庫邊緣邊坡安定之工程地質調查總報告 -(民國 81 年 8 月) .....1.1-53

(4) 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務完成工作總報告 - (民國 82 年 12 月) .....1.1-83

1.1-4 竣工及營運階段

(1) 鯉魚潭水庫竣工報告 - (民國 88 年 6 月) ..1.1-93

(2) 台灣省鯉魚潭水庫集水區整體治理計畫規 劃報告 - (民國 88 年 11 月).....1.1-99

(3) 九十四及九十五年度鯉魚潭水庫集水區治 理及庫區改善工程設計及監造委託服務服 務建議書 - (民國 94 年元月) .....1.1-103

1.2 地震

1.2-1 規劃階段

(1) 苗栗縣鯉魚潭水庫工程規劃不同常水位壩 工方案比較研究報告 - (民國 69 年 6 月)...1.2-1

(2) 鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究 - (民國 72 年 5 月).....1.2-7

(3) 鯉魚潭水庫壩工基本設計報告 - (民國 72 年 6 月).....1.2-13

(4) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告二、工程 專題 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄 - (民國 73 年 8 月) .....1.2-17

(5) 鯉魚潭水庫計畫日本專家第二梯次來台工作報告(中譯本) - (民國 73 年 12 月) .....1.2-23

1.2-2 基本設計階段

(1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 - (民國 75 年 5 月).....1.2-29

頁 次

1.2-3 詳細設計及施工階段
(1) 鯉魚潭水庫地球物理探測研究成果報告-(民國 76 年 6 月).....1.2-43
(2) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 -(民國 81 年 7 月).....1.2-53

1.2-4 竣工及營運階段
(1) 鯉魚潭水庫竣工報告 -(民國 88 年 6 月)..1.2-71
(2) 鯉魚潭水庫初次使用安全評估報告 -(民國 91 年 11 月).....1.2-85
(3) 鯉魚潭水庫第一次安全評估報告 -(民國 96 年 10 月).....1.2-113
(4) 鯉魚潭水庫第二次安全評估報告 -(民國 104 年 2 月).....1.2-128

1.3 鯉魚潭水庫鄰近地區地形及地質構造示意圖
(1) 鯉魚潭水庫集水區治理工程調查規劃設計報告 -(民國 94 年 3 月).....1.3-1

第二章 重要結構物基礎地質

2.1 導水隧道
2.1-1 規劃階段
(1) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告二、工程 專題 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄 -(民國 73 年 8 月).....2.1-1

2.1-2 基本設計階段
(1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 -(民國 75 年 5 月).....2.1-5

2.1-3 詳細設計及施工階段
(1) 鯉魚潭水庫工程設計報告施工導水隧道工程 -(民國 75 年 7 月).....2.1-13

頁 次

2.1-4 竣工及營運階段

(1) 鯉魚潭水庫竣工報告 -(民國 88 年 6 月)..2.1-17

2.2 大壩 2

2.2-1 規劃階段

(1) 鯉魚潭水庫地質及構造調查報告(No.0176)..2.2-1

a. GEOLOGICAL AND CONSTRUVTION MATERIALS MEMORANDUN NO. 7 – 民國 55 年 5 月 30 日 Allen N. Nicol).....2.2-3

b. Geologic Report on of the Reservoir Site of the Liyutan Project -(民國 58 年 8 月 Chang Shih-Chiao).....2.2-11

c. Geologic Inspection of the Liyutan Reservoir and Dam Site -(民國 59 年 4 月 10 日 Brandt D. Jorgensen UNTA).....2.2-26

(2) 鯉魚潭水庫規劃調查報告三、壩址及大安溪攔河堰地質鑽探調查 -(民國 57).....2.2-35

(3) 鯉魚潭水庫拱壩方案節理調查及橫坑探查報告書 -(民國 61 年 5 月).....2.2-53

(4) 苗栗縣鯉魚潭水庫工程規劃不同常水位壩 工方案比較研究報告 -(民國 69 年 6 月)..2.2-77

(5) 苗栗縣鯉魚潭水庫工程檢討報告 -(民國 70 年 6 月).....2.2-89

(6) 鯉魚潭水庫壩址地質調查報告 -(民國 71 年 8 月).....2.2-95

(7) 鯉魚潭水庫壩工基本設計報告 -(民國 72 年 6 月).....2.2-125

頁 次

(8) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告二、工程 專題 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄 - (民國 73 年 8 月) .....2.2-133

2.2-2 基本設計階段

(1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 - (民國 75 年 5 月).....2.2-151

2.2-3 詳細設計及施工階段

(1) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第六次會議 - (民國 77 年 10 月) .....2.2-183

(2) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議 - (民國 78 年 2 月) .....2.2-193

(3) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第八次會議 - (民國 78 年 6 月) .....2.2-205

(4) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 - (民國 81 年 7 月) .....2.2-213

(5) 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務完成工作總報告 - (民國 82 年 12 月) .....2.2-225

2.2-4 竣工及營運階段

(1) 鯉魚潭水庫竣工報告 - (民國 88 年 6 月) ..2.2-255

(2) 鯉魚潭水庫初次使用安全評估報告 - (民國 91 年 11 月) .....2.2-271

2.3 溢洪道

2.3-1 規劃階段

(1) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告二、工程 專題 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄 - (民國 73 年 8 月) .....2.3-1

頁 次

2.3-2 基本設計階段
(1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 -(民國 75 年 5 月).....2.3-7
2.3-3 詳細設計及施工階段
(1) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議 -(民國 78 年 2 月).....2.3-17
(2) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導 小組臨時討論會 -(民國 80 年 5 月 1 日).....2.3-25
(3) 鯉魚潭水庫溢洪道岩石開挖面地質研判與地質圖繪製總結報告 -(民國 81 年 3 月).....2.3-41
(4) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 -(民國 81 年 7 月).....2.3-97
(5) 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務完成工作總報告 -(民國 82 年 12 月).....2.3-107
2.3-4 竣工及營運階段
(1) 鯉魚潭水庫竣工報告 -(民國 88 年 6 月)..2.3-125
2.4 取出水工
2.4-1 規劃階段
(1) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告二、工程專題 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄 -(民國 73 年 8 月).....2.4-1
2.4-2 基本設計階段
(1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 -(民國 75 年 5 月).....2.4-11

頁 次

2.4-3 詳細設計及施工階段
(1) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議 -(民國 78 年 2 月).....2.4-21
(1) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 -(民國 81 年 7 月).....2.4-31
(2) 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務完成工作總報告 -(民國 82 年 12 月).....2.4-39

2.4-4 竣工及營運階段
(1) 鯉魚潭水庫竣工報告 -(民國 88 年 6 月)..2.4-49

# 第一章 區域地質與地震

# 1.1　區域地質

# 1.1-1 規劃階段

(1) 鯉魚潭水庫地質及構造調查報告 (No.0176)

a.鯉魚潭水庫地質初步調查紀要
- (民國 55 年 2 月 11 日徐鐵良)

b.鯉魚潭水庫之地質及地質構造報告
- (民國 57 年 4 月 30 日萬獻銘)

0142

No 0176

# 鯉魚潭水庫地表地質構造調查報告

台灣省鯉魚潭水庫管理局
0142
圖書

No 0175

# 鯉魚潭水庫地質初步調查紀要

55年2月11日徐鐵良

鯉魚潭水庫計劃之主要部份，爲自卓蘭附近引用大安溪雨季洪水納於鄰近大安溪支流之鯉魚潭河谷內建壩蓄積，以灌溉下游通霄苑裡一帶及後龍溪下游等地附地一萬公頃之農田。在地形上，大安溪爲一堆積性之河床，坡度較急，而鯉魚潭河谷則爲一浸蝕河床，基岩較淺，河流之比降亦緩，兩者河床標高相差近七十公尺，相隔僅一寬約一公里左右之山脊，如將大安溪之洪水經穿山隧道引蓄於鯉魚潭水庫內以備下游灌溉，對於水庫之洪水量與淤沙均可獲得相當控制，故此計劃頗具優點。

初步計劃中之工程結構包括引水隧道、導水隧道及大壩與溢洪道等。引水口位於卓蘭層之砂岩頁岩互層中，砂岩層較爲發達，預定之引水口附近有陡峻之崩塌面，將來地點之選定，當以附近較爲安定之處爲宜，引水隧道長約五百公尺，將斜穿經中度傾斜之沙岩頁岩互層中，沙岩頁岩中度固結，構造整齊隧道之開鑿當不致發生困難，惟河岸崩塌地之崩塌仍在活動中，隧道綫應稍遠河岸爲宜，沿大安溪邊階地之引水路大致均從原有圳道修建，在地質

上當無特殊問題，引水穿越山脊之長隧道，約略與地層之走向平行，稍近於向斜構造之下部，開鑿時對於排水問題宜加注意，所經之岩層組織，其性質約與引水隧道相似，構造亦頗簡單整齊，壩址位於鯉魚潭溪谷，兩岸沙岩爲桂竹林層，岩性較上述之岩質堅實。

外表所呈風化部份深度未悉，其中亦偶夾含少許頁岩，大壩軸綫約與地層走向平行，岩層傾向上游約四十度，此種型式爲一般壩址之最佳配合，此址如建土壩當無問題，對於混凝土重力壩亦有研究之價值，須待詳細探查及作經濟比較後方能確定。

土壩式之溢洪方式，因左岸山脊頗高，不宜開挖作爲溢洪道，惟鯉魚潭流域本身之洪水量有限，如採隧道溢洪方式，以其岩質情形推斷，似亦頗爲適宜。排水隧道與地層走向正交，開鑿隧道亦可獲頂盤較爲穩定之利，此次查勘曾行經水庫部份區域，水庫縱長方向與地層之區域性走向斜交，兩岸之岩層均爲緻密之沙岩頁岩交互層，滿水時水庫當能保持緊密不致透漏。

所見局部經年崩塌數處均爲沙岩層，層面滑落，亦有沿錦水頁岩薄層處發生鬆碎現象，滿水時將

可引起崩落而增加淤積，但其層頗薄，數量有限，不致成爲嚴重後果，此次查勘爲時一天，頗有匆促之感，然在此初步計劃調查中已獲得概括了解此計劃之地質條件尚稱理想，亦爲不可多得之壩址，倘此計劃具有經濟價值，地質採查即宜展開進一步之工作。

# 鯉魚潭水庫之地質及地質構造報告

57年4月30日

萬 處 銘

## 1. 地形：

本調查區域內多為低緩丘陵地帶，除新開、網形及附近有比較寬廣之冲積台地外，其他平地甚少。本區域之地形因受地質構造及岩性所控制，所有小脈常與地層之一般走向大致相符，成為數列之平行山脊。

本水庫之主流哆囉固溪河谷為一刻蝕河床橫流本丘陵，其覆蓋層較薄，河流之比降較陡。與其相隔約一公里處山脊之大安溪則為一堆積性河床，坡度較急。前者的河床標高比後者約低70公尺，故本水庫在地形上頗具優點。

## 2. 地層：

本區所露出地層，由老而新，計有中新世桂竹林層，上新世錦水頁岩；卓蘭層及第四紀台地堆積層，冲積層。茲將各地層之特性，由老而新，依次分別概述如下：

### A. 桂竹林層

桂竹林層總厚約400至750公尺，下與上福基砂岩，上與上新世錦水頁岩成整合接觸。本層主要分佈於壩址及其下游部份，其岩相變化甚大。

壩址下游部份岩層，以暗灰色砂質頁岩為主，含有貝類及有孔蟲等化石。岩質與上下段之間係均為漸相移變，無明顯之界線。因其岩性鬆軟，易受風化及侵蝕。

壩址部份岩層以灰色及深灰色深海砂岩及泥質砂岩為主，風化後呈黃色或黃灰色，厚約300公尺。砂岩多係厚層，岩層中及泥質較多者比中粒深海砂岩堅實。

B. 錦水頁岩：

錦水頁岩厚度約300～400公尺之間，以深灰色頁岩及砂質頁岩為主，夾薄層砂岩及泥質砂岩，下與中新世之桂竹林層成整合接觸，上與上新世之卓蘭層成整合接觸，本層含有孔蟲及貝類化石極富，岩質至為軟弱，乾燥後破碎成不規則岩片，風化後呈現洋蔥狀結構，因此本層易受侵蝕崩落流出，造成大小之崩坍現象，本層分佈於水庫內，範圍相當廣且近臨壩址，崩坍地之崩發仍在活動中，因此蓄水後之淤砂問題可能比較嚴重。

C. 卓蘭層：

卓蘭層以厚砂岩及砂岩與頁岩之互層為主，厚度在7,500公尺以上，分佈於本區域中上游部份，面積佔本調查區百分之八十左右。本層以細形附近為界，可再細分如下：

(1)厚砂岩及砂岩與砂質頁岩之密互層：

本段分佈於細形以東，以厚為數公尺之砂質頁岩或砂岩頁岩之密互層與厚30公尺以下之砂岩交互相疊為主，砂岩為細粒及中粒，尚堅實，但較桂竹林層之砂岩疏鬆。

(2)砂質頁岩偶夾砂岩薄層：

本層頁岩與砂質頁岩出現頻度與厚度俱增，常見厚層之砂質頁岩

夾砂岩薄層。分佈於新開斷層之西北方，地層走向為北50至60度東，往東南呈急傾斜（50°-60°）。本層岩質軟弱，乾燥易破碎成不規則岩片，風化呈現短柱狀或洋葱狀結構，易受侵蝕。

③厚砂岩偶夾砂岩與頁岩之密互層；

本段砂岩之發育尤佳，常見厚達數十公尺以上之砂岩與厚僅2~3公尺以下之頁岩或砂岩互層相間。本層主要分佈於新開斷層之東南方，地層走向為北至北北東，往西方呈緩傾斜（10°-20°）。砂岩通常為黃褐色或灰色之中粒至粗粒砂岩。岩質尚堅實。

D.台地堆積層；

台地堆積層為堆積於河流兩旁台地上之沈積物，地質時代屬更新世，主要分佈於網形與新開附近，本層由礫、砂、泥所組成，厚度約目數公尺至十餘公尺不等。本層尚未固結。

E.冲積層（現代河床堆積層）

冲積層為沿現今河床兩旁所冲積之礫、砂、泥。礫石以為源岩之圓礫為主。一般言之，本河床屬刻蝕河床，基岩較淺，砂礫之堆積亦較少。據鑽探結果坝址附近之砂礫厚度平均在1.8公尺左右。

3.地質構造：

通過本調查區域之中上游部份有一東北～西南方向之新開斷層存在。因此本調查區域之地質構造似乎受其影響，呈現與此斷層有關之構造，即在斷層西北側之地層，以砂質頁岩為主，偶夾砂岩層，走向北50至60度東，以50～60度高角度向東南傾斜。反之，其東側地層即以厚砂

岩為主，偶夾頁岩層。走向幾近南北，向西傾斜傾角70度左右。雖對其斷層面之直接觀察甚為困難，然其延線較易追踪。斷層面走向約北30度東，傾斜可能向西約60至70度。顯為斷層西側地塊較東側地塊相對上昇之逆斷層。地層落差不清楚，由南往北，有漸增之趨勢。本斷層在圖形附近，斷層跡象漸減，有尖滅之趨向。沿此斷層線形成地層軟弱地帶，但因此層本身不太堅實，沿此斷層破碎帶之漏水，似乎不致於太嚴重。

本調查區域下游段及堰址附近，並無斷層發生，亦無顯著之裂隙發育，地層走向由北70度東漸漸移變為北35度東，傾斜保持30～40度。

堰址左岸谷地上有一凹入之細長溝槽，經調查結果係舊河床之遺跡。

(六)結論及建議：

1. 本水庫之河床標高比與其相隔約一公里處山脊之大安溪河床約低70公尺，在地形上頗具優點，可避免蓄水之滲漏。

2. 水庫區域以內並無滲透性極大或具溶解性之岩石，水庫中上游雖局部有顆粒較粗之透漏性砂岩露出，惟均與岩質較緻密之砂質頁岩成交互層，故且有阻止透漏之功效。

3. 通過本調查區域之中上游部份，有一東北—西南方向之新開斷層存在，斷層線與水庫之長度斜交，且位向山區高地，其一端在圖形附近有尖滅之趨向，此種構造情形頗可減少蓄水之滲漏。

4. 分佈於本水庫下游部份之錦水頁岩，岩質至為軟弱，乾燥後易破碎成不規則岩片，風化後呈現短柱狀或洋蔥狀結構。此等岩層易受侵蝕崩落流出，造成大小之崩坍現象。蓄水後之崩坍恐怕亦難免，因此蓄水後之於

砂問題可能比較嚴重，應有適宜之對策。

5. 鰱魚潭壩址在地形地質上均頗適於建造土壩。本壩址至今為止，已做了不少地質探查工作，惟尚無詳細之地質圖可資應用，俟地形測量後應着手繪製壩址地質圖，以利工作進展。

(2) 鯉魚潭水庫規劃調查報告三、壩址及大安溪攔河堰地質鑽探調查 - (民國 57)

# 鯉魚潭水庫規劃調查報告三.
# 壩址及大安溪攔河堰地質鉆探調查

台灣省鯉魚潭水庫管理局
0099
營運課

台灣省水利局第三規畫調查 [illegible]

1.1-11

## 二、鯉魚潭水庫地質調查報告

### (一)前言

鯉魚潭水庫及壩址之地質，先後經地質調查所徐技正鐵良（55.年2.月）；聯合國地質專家聶克氏（Allen Nickol 55.年5.月）；水利局地質師萬獻銘（57.年4.月）以及成功大學張副教授石角等勘查（58.年8.月），並均有報告問世。

### (二)水庫地質

水庫區域地形開濶猶如盆地，乃一良好蓄水之地區，其區域地層爲富於泥質之頁岩、粉砂岩、砂頁岩密互層及部份夾厚層砂岩而成，此等地層年代較新（上新世），岩石膠結尚不甚堅固，但因岩層整齊，透水性不大，且未曾受到激烈褶曲與斷裂之影響，故除部份頁岩地區有沿層發生小規模崩落而外一般岩層頗爲完整穩定，將來水庫蓄水後可無漏水之虞。查新開斷層爲本水庫區域最大斷層，但因該項構造在水庫邊緣即行癒合，對兩側岩石之强度及地層之完整性並無大影響，故對水庫蓄水之性能，尚無大的妨害。

本水庫區域內頁岩透水極低，但易於風化，表

面冲蝕嚴重，一但水庫之工程完成，蓄水面之高度將發生週節性之昇降，其處於高低水位間之頁岩地層在乾濕交替中易於鬆散崩落，將增加淤沙之產量，所幸本水庫內頁岩分佈不廣，即使崩塌發育，其所產之淤沙量，想不致影響水庫之壽命。

(三)壩址地質

鯉魚潭壩址兩岸座基岩迫向河床，造成天然良好築壩蓄水之狹谷，左岸座頂部為一浸蝕台地，覆蓋著紅土礫石層，其向狹谷之一側為陡峻斜坡，除有自岩壁崩落之岩屑部份堆積於坡脚外，餘皆為露頭良好之基岩；右岸座標高約３００公尺以上之地表亦全為紅土、礫石所覆蓋，但向狹谷面之地形較左岸廠為複雜，在壩軸下游標高２７０公尺以上為一塊狀砂岩構成之絕壁，其地形走向與壩軸約成四十五度交角，絕壁下地貌平緩，並具有兩條刻蝕水溝，自絕壁崩落之岩屑和風化之土壤幾將全部平緩地區予以覆蓋，因絕壁逐漸向內退縮，故地形向下游亦逐漸展開。

(3) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告

二、工程專題

1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估

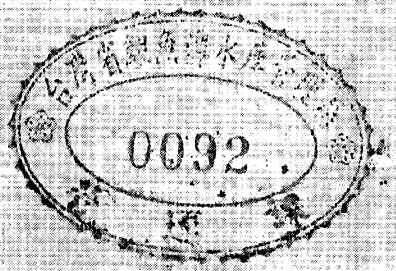
附錄 - (民國 73 年 8 月)

# 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告

## 二、工程專題

### 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估

## 附　錄




主辦機關：台灣省水利局

執行機關：財團法人中興工程顧問社

中華民國七十三年八月

# I 計畫地區地質

## 1. 地形

計畫流域景山溪為大安溪支流之一，由東向西蜿蜒深切於褶皺起伏之中新世晚期及上新世之砂岩及頁岩地層，流經壩址狹谷後復向西行約7公里，於火炎山南麓與主流滙合。其流向約與大安溪主流平行，但河道坡降較主流為平緩。在計畫水庫中心地帶，景山溪河床高程較南方之大安溪河床低約 70公尺。

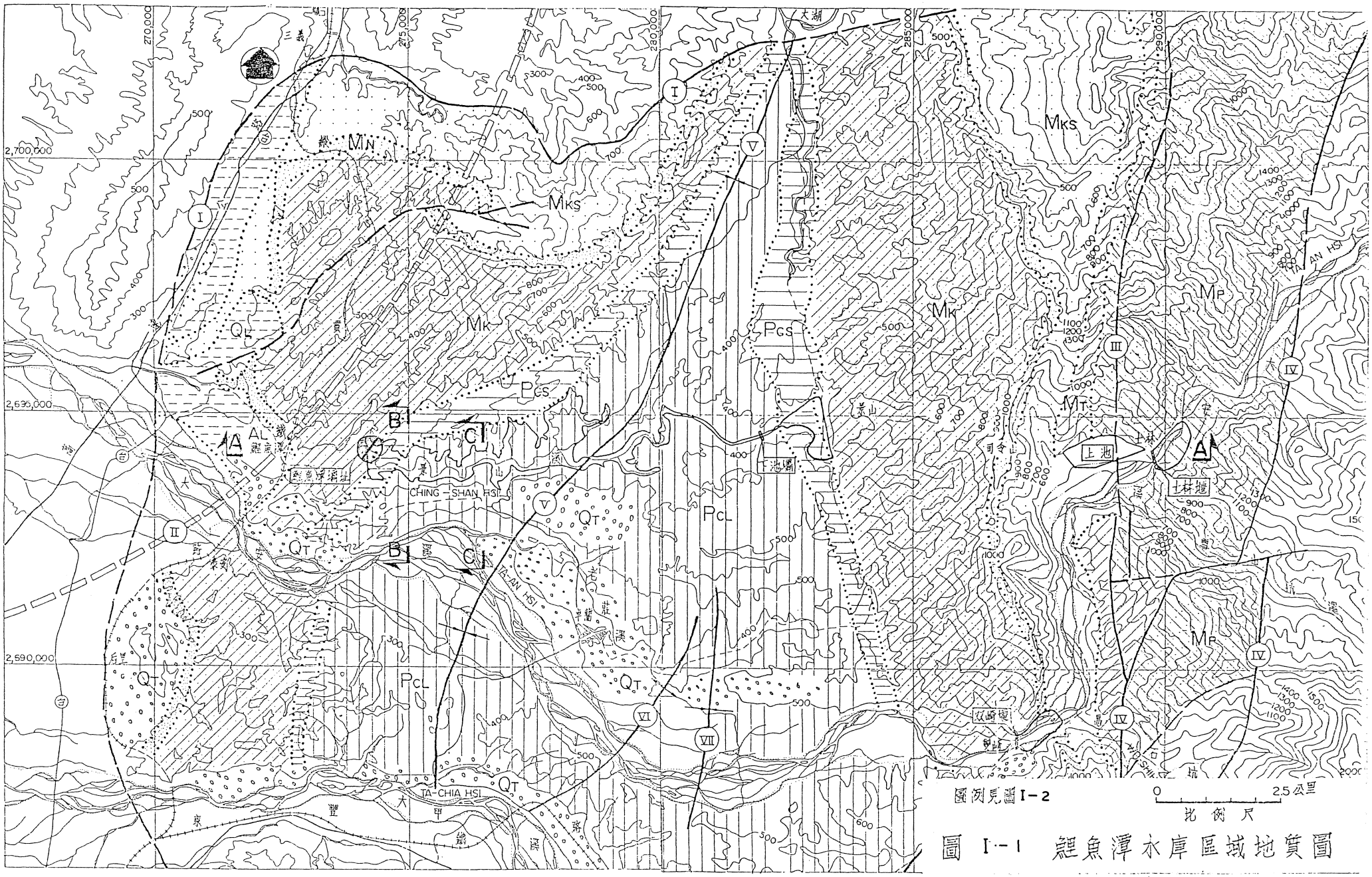
計畫水庫兩岸地形平緩，分水嶺頂部常見有平坦而未經褶皺之第四紀河成堆積層。堆積層與下伏之岩盤係呈不整合接觸。

## 2. 地層

計畫地區地層及岩性說明見表Ⅰ、1。

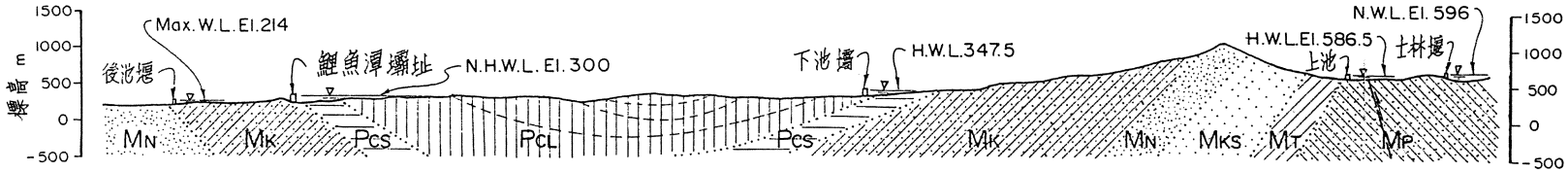
## 3. 地質構造

計畫區內主要地質構造為一單純之向斜構造。壩址及水庫主要地區之地層向上游傾斜，水庫上游地區及引水路之地層則向下游方向傾斜，此一向斜構造西側延至壩址以西約4公里處之三義斷層，東側則延伸至士林堰址附近之司馬限斷層為止，更東則變為褶皺緊密而斷層複雜之地質構造。向斜構造內雖偶有次生褶皺及小斷層發現，但地層位態一般尚稱規律（見圖I-1及圖I-2）。



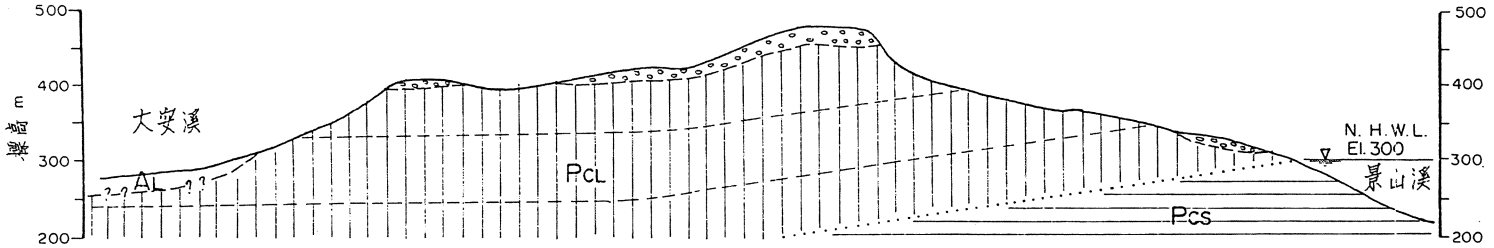

圖例見圖 I-2

圖 I-1 鯉魚潭水庫區域地質圖



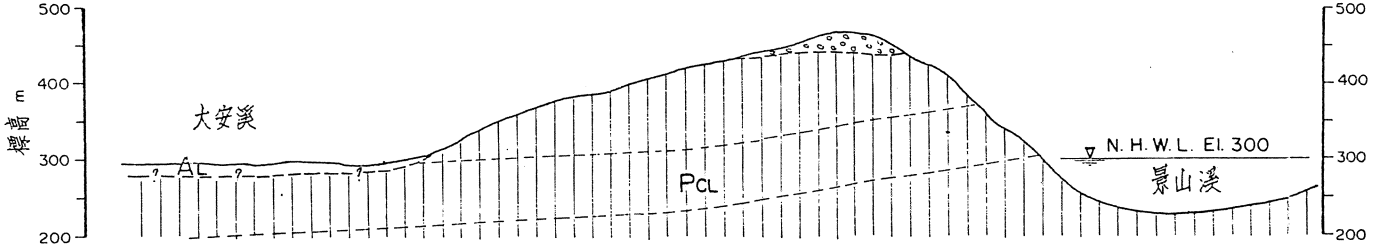

0 1 2 公里
比例尺

剖面 A－A




0 100 200 公尺
比例尺

剖面 B－B




0 100 200 公尺
比例尺

剖面 C－C

## 圖例

| | | |
|---|---|---|
| AL | 冲積層 | ALLUVIUM |
| QL | 紅土堆積層 | LATERITIC DEPOSITS |
| QT | 階地堆積層 | TERRACE DEPOSITS |
| PCL | 卓蘭層 | CHOLAN FORMATION |
| PCS | 錦水頁岩 | CHINSHUI SHALE |
| MK | 桂竹林層 | KUEICHULIN FORMATION |
| MN | 南莊層（上福基砂岩） | NANCHUANG FORMATION |
| MKS | 觀音山砂岩 | KUANYINSHAN SANDSTONE |
| MT | 打鹿頁岩 | TALU SHALE |
| MP | 北寮層 | PEILIAO FORMATION |
| ..... | 地層界線 | GEOLOGICAL BOUNDARY |
| | 向斜 | SYNCLINE |
| | 背斜 | ANTICLINE |
| ---- | 斷層 | FAULT |
| □□□ | 推測斷層 | INFERRED FAULT |

Ⅰ 三義斷層
Ⅱ 三灣坑斷層
Ⅲ 司馬限斷層
Ⅳ 大茅埔斷層
Ⅴ 石圍牆向斜
Ⅵ 桌勢背斜
Ⅶ 內灣向斜

圖 I－2 鯉魚潭水庫區域地質剖面圖

表I-1　鯉魚潭水庫區域地層及岩性說明

| 年代 | | 地層 | | 岩性說明 |
|---|---|---|---|---|
| 第四紀 | | 冲積層 | | 由粘土、粉砂、砂及礫石組成 |
| | | 台地堆積層 | | 由未膠結之礫石、砂、粉砂、紅土組成 |
| 上新世 | | 卓蘭層 | | 以砂岩、粉砂岩、頁岩所成之互層為主，互層之厚度自十幾公分至十餘公尺，砂岩呈青灰色至淡灰色，細粒至中粒，組織疏鬆。 |
| | | 錦水頁岩 | | 青灰色、暗灰色、灰色頁岩組成，頁岩中含砂粒甚多，風化呈圓球狀或洋葱狀構造。 |
| 中新世 | 晚期 | 桂竹林層 | 魚藤坪砂岩 | 以砂岩為主，局部含頁岩薄層，砂岩以灰色至青灰色，細粒至中粒之泥質砂岩及潔淨砂岩為主，厚層至中層部份含石灰質。砂岩組織疏鬆，風化後呈黃色或淡黃色。 |
| | | | 十六份頁岩 | 由暗灰色砂質頁岩及粉砂岩組成，局部含石英粒，富含海相化石。 |
| | | | 關刀山砂岩 | 以淡灰色之細至中粒砂岩為主，局部含深灰色頁岩，砂岩呈厚層塊狀。 |
| | | 南莊層 | 上福基砂岩 | 以淡灰色至灰色中粒砂岩為主，砂岩呈塊狀或厚層狀。 |
| | 中期 | 水裡坑層 | 觀音山砂岩 | 由青灰色至淡灰色細粒石灰質砂岩及深灰色頁岩薄互層組成。砂岩呈塊狀。 |
| | | | 打鹿頁岩 | 由灰色至深灰色頁岩組成，局部含凸鏡狀砂岩。 |
| | | | 北寮層 | 由淡灰色細粒至中粒砂岩組成。砂岩呈塊狀，層理不明顯。 |

由地質構造上言，計畫區域條件尚屬有利。

以往地質報告中尚提及新開、鯉魚潭、獅潭及三櫃坑等斷層，茲分別討論如下：

新開斷層：此一斷層見於張麗旭（民國五十年）及早期之地質報告，但張麗旭報告說明並未觀查到斷層露頭。其後孟照彝（民國五十年）調查報告則在區地質圖中刪除新開斷層。中國石油公司出版之台灣西部地質圖（民國六十年）保留新開斷層北段，向南延伸至本計畫區域則逐漸轉變為向斜軸。最近，中央地質調查所之調查報告中亦認為新開斷層不存在於本計畫區域。

鯉魚潭斷層：此一斷層在周瑞敦（民國四十八年）張麗旭及孟照彝之調查報告中，均指稱為局部之小斷層。最近，中央地質調查所之調查報告中否認此一斷層之存在。

獅潭斷層：此一斷層位於計畫區以北，接近南北向，為民國二十五年台中苗栗地震（M=7.1）發生之斷層，同一地震亦在台中、豐原一帶發生南北向之屯子腳地面斷層。兩者並未相連。唯因兩斷層之延長連線距離壩址西約1公里，故受到特別之重視。

三櫃坑斷層：此一斷層為中央研究院地球科學研究所（民國七十二年）根據重力測勘結果所推測之斷層，其位置與獅潭斷層之延伸線吻合。中興社地質師曾與地球科學研究所研究員研討，認為單以重力測勘結果斷定斷層之存在，尚須再以其他調查方法印證。



1-1-21

4. 大地構造環境

本計畫位於破壞性地震較為頻繁之西部麓山帶地質區，亦位於本省西部二個強震區中之苗栗地震區內。民國二十四年台中苗栗地震（M=7.1）震央即位於壩址東北方約五公里處，此一強震背景亦為評估本計畫之一重要考慮因素。

# Ⅲ 地質評估

## Ⅲ－1 水庫

### 1 水庫邊坡

水庫週圍地形平緩，植生情形良好，現有坡地少有坍塌之現象，亦無具規模之舊崩坍地。張石角教授（民國58 年）曾調查水庫周圍山坡穩定性，認為分佈於大壩上游之錦水厚層頁岩邊坡穩定上較為不利，其中接近大壩之右岸部份且為順向坡，故評定為本水庫地區最不利之一級。唯就整體而言，由於水庫兩岸坡度緩，坡高低，蓄水後無發生大型崩坍而擠溢水庫之潛能。大壩上游右岸順向坡岩層尚無砍腳之現象，岩層結構穩定情形尚佳。唯水庫蓄水後頁岩分佈區發生較小規模之滑移當為可預期之現象。在砂岩或砂頁岩互層之地區，除陡坡外，表土滑移可能性較低。

### 2 水庫漏水問題

就地質上言，由於計畫水庫位於向斜構造內，且水庫下方為不透水之錦水頁岩（見圖I-2 ，剖面 A-A），岩質密緻，不易滲漏。就地形上言，水庫南緣距離大安溪最近處雖僅約 1 公里，但因壩址附近景山溪河床標高為210公尺，較大安溪河床高程 280公尺低約 70 公尺，

故水庫滿水位300公尺，僅較大安溪河床高約 20公尺，水力坡降甚小，漏水潛能甚低。大安與景山兩溪分水嶺標高在470公尺以上，而分水嶺頂部台地礫石層厚度則僅約 25 公尺左右，台地底部遠在水庫水位之上，（見圖 I-2，剖面 B-B及C-C），並不構成滲漏之問題。此外，分水嶺岩盤亦未發現有背斜或斷層破碎帶等可能滲水路線存在，而分水嶺一帶木本植物生長茂密，山溝內經年有泉水，表示地下水位甚高，可構成水庫與大安溪間之地下水障（Groundwater barrier）。衡諸上述各點本計畫水庫無漏水之慮。

## Ⅲ—2 壩址

### 1 地質特點

(1) 地形

景山溪河道在流往壩址前為東北向，至壩址狹谷上游折向西北，穿越壩址狹谷，流向與形成狹谷之岩層直交；狹谷長約 400公尺，河流出狹谷處再以 $90^0$折向西南與岩層走向平行，後下行約800公尺處再折向西流形成一「匚」字型之流路。壩址左岸為一堅厚之山脊，頂部高程約為 310公尺，可供佈

# 1.1-2 基本設計階段

# (1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 - (民國 75 年 5 月)

627.8024
Wc.2

# 鯉魚潭水庫工程基本設計報告

中興工程顧問社
圖書館
0010993

主辦機關：台灣省水利局

執行機關：鯉魚潭水庫工程調查設計隊

中華民國七十五年五月

010993

1.1-25

調整暴雨量，再將以上述三次調整後之暴雨量點繪於延時、降雨深度曲線上，然後描繪其最大包絡線（圖 2－1－5），曲線上各點即爲壩址以上流域，各種降雨延時之最大可能暴雨。

(2)最大可能洪水：

利用上述所導出之最大降雨強度延時曲線，求出每小時之降雨強度後，再利用壩址觀測之水文紀錄，按暴雨分析原則重排其位序，并以壩址之一小時單位歷線，推算壩址最大洪水之流量歷線（表 2－1－13 及圖 2－1－6）。

## 2·2 地　　質

### 2·2·1 地質概要

鯉魚潭水庫位於苗栗縣境內，而壩址則在三義鄉、大湖鄉及卓蘭鎮交界之山谷，即大安溪支流景山溪上游山線鐵路東方約二公里處，本報告討論之範圍包括東至司令山，西至高速公路，南至大甲溪，北至三義斷層；而主要討論之位置則位於壩址附近，以下僅就計畫區域之地質概要略述於後：

㈠地形

本地區地形起伏不大，大部份區域海拔標高在 500 公尺以下，屬於台灣西部麓山帶丘陵地地形。除新開、網形及附近有比較寬廣之沖積台地外，其他平地甚少，本區域之地形因受地質構造及岩性所控制，所有山脈常與地層之一般走向大致相符，成爲數列之平行山脊。

景山溪爲本區主要水系，亦爲大安溪支流之一，水庫即利用此溪中游良好之狹谷地形爲壩址，攔截上游河段儲蓄水源，本溪發源於區域東方之司令山（海拔 1,193 m），由東向西蜿蜒深切於褶皺起伏之中新世晚期及上新世之砂岩及頁岩地層，在流往壩址前爲東北向，至壩址狹谷上游折向西北，穿越壩址狹谷流向與形成狹谷之岩層直交，

狹谷長約 400 公尺，河流出狹谷再以 90° 折向西南與岩層走向平行，後下行約 800 公尺處再折向西流，形成一「 匚 」字型之流路，於火炎山南麓與大安溪滙合，其流向與大安溪平行，河道坡降較與其相隔約 1 公里寬山脊之主流爲平緩，覆蓋層亦較薄，前者之河床標高比後者低約70公尺，故本水庫在地形上頗具優點。由本區分佈廣泛之赭土台地面看，此溪原爲高位階地或赭土緩起伏面上之順向河，因地殼之抬升而切入基盤岩層中，掘鑿而成曲流。計畫水庫兩岸地形平緩，分水嶺頂部常見有平坦而未經褶皺之第四紀河成堆積層，堆積層與下伏之岩盤係呈不整合接觸。

本區之地形面可區分爲兩種：赭土礫石台地面和河岸階地面：赭土礫石台地面依其高度分爲三階，海拔標高分別爲 460 ， 400 ，和 310 公尺左右，河岸階地面也有數階，因高差太小，較難分辨。綜觀本區地形現況，顯示其經過相當長時期之地形發育。赭土礫石台地爲本區之主要地形期，其成因是更新世晚期之河流自東側帶下大量之砂石（包括自冷層粗礫變質砂岩），堆積成廣泛之礫石層，後因地殼之抬升，使此礫石層變成現今之紅土礫石層。目前河道內充滿了粗礫粒之石英砂岩，其來源可能由礫石層冲刷而來，河岸階地面亦代表本區地形發育史上之一般地形期，其形成亦是由河流的下切，遺留下之堆積層而成。

㈡地層

本區出露岩層層序由老至新依次爲觀音山砂岩（中新世中期），南莊層（中新世晚期）、桂竹林層（中新世晚期）、錦水頁岩（上新世）、卓蘭層（上新世）。未固結岩層包括赭土礫石層、階地堆積層和河床冲積物（第四紀），其不整合覆蓋於上述岩層之上，茲將各地層之特性，依序概述如下：

1.觀音山砂岩



1-1-28

爲水裡坑層最上部之砂岩段，主要由青灰色和淡灰色細粒石灰質砂岩夾有深灰色頁岩和砂岩及頁岩之薄互層組成。上部亦局部發現薄劣煤層，砂岩呈塊狀。

2.南莊層（上福基砂岩）

南莊層位於本區域之西側，未全部露出，此層以厚層泥質砂岩、砂岩與頁岩互層爲主，夾有零星分佈的百砂岩和礫石帶，有時亦可見薄劣之煤層，岩性較特殊。

3.桂竹林層

桂竹林層在本區內之分佈較廣，此層整合覆蓋於南莊層之上，層厚約900公尺左右，此層依岩性特徵可再分爲三段；下段爲關刀山砂岩，中段爲十六份頁岩，上段是魚藤坪砂岩。

關刀山砂岩段以厚層灰色至淡青灰色細粒砂岩爲主，間夾淘選較佳之灰白色砂岩條帶及薄層深灰色頁岩，厚約250公尺，砂岩內常有泥粒、炭粒和貝殼化石存在，於泥質砂岩內常見生物擾動痕跡，層理面不太明顯。

十六份頁岩段主要由深灰色頁岩所組成。因頁岩較爲軟弱，容易受風化侵蝕而成低凹地區，岩盤露頭甚差，估計厚度不到100公尺。

魚藤坪砂岩分佈於壩址地區，水庫即利用其上部砂岩作爲壩墩，因此其岩性對水庫基礎來說是相當重要的。此段以細粒泥質砂岩爲主，含粉砂及頁岩夾層，而於壩址處岩層以灰色及深灰色潔淨砂岩及泥質砂岩爲主，風化後呈黃色或黃灰色，泥質砂岩較潔淨砂岩堅實，並常含煤屑、貝殼和泥粒，也常見沉積構造如交錯層、波痕、紋層、動物孔痕等，顯示此層是在濱海環境下沉積的。

4.錦水頁岩

錦水頁岩整合覆蓋於魚藤坪砂岩段之上，厚度約280公尺，岩性以深灰色頁岩爲主，夾少許泥質砂岩及粉砂岩層，本區此層之岩性較



1.1-29

特殊，可作爲岩層之對比及追踪之基準層，本層含有孔虫及貝類化石豐富，岩質較軟弱，乾燥後風化成不規則岩片，呈明顯之洋葱狀構造，且本層膠結不良，於水裏浸泡易崩解，坡脚易受侵蝕流失，引起崩塌，泥質砂岩和粉砂岩之底部含貝類化石及動物孔痕，亦有冲刷下來之植物碎片，顯示此層可能是靠近陸棚相沉積物。

5.卓蘭層

卓蘭層以厚層砂岩，砂岩與頁岩之互層爲主，其與錦水頁岩爲整合接觸，基本上本層岩性往上漸變爲砂頁岩互層，再往上則變爲厚層砂岩，如此重覆出現，每一岩序厚度在 10 ～ 30 公尺間。由於頁岩及砂岩之抗蝕性及耐風化性質不同，加上岩層以約30度之角度向東南傾斜，故地形上常形成狹脊嶺地形。

6.未固結岩層

未固結岩層包括高位河階之赭土礫石層、階地堆積與現生河床冲積物，其以不整合覆蓋於上述岩層之上，組成物質主要爲砂石、泥土及卵石，膠結甚疏鬆。赭土礫石層之表層因受雨水淋蝕、及風化作用，形成一厚約數公尺之紅土層；台地堆積層爲堆積於河流兩旁台地上之沉積物，地質年代屬更新世，主要分佈於網形與新間附近，厚度可由數公尺至數十公尺不等。一般而言，景山溪河床屬刻蝕河床，基岩較淺，砂礫之堆積較小，據鑽探資料壩址附近之砂礫厚度平均在 1.8 公尺左右，於壩墩台地之礫石層厚度對水庫之滲漏有相當關係，故列爲調查重點之一，據資料及推測一般在 10 公尺之內。

㈢構造

1.褶皺

本區出露之褶皺，由西向東依序爲石圍牆向斜、東勢背斜、內灣向斜，除石圍牆向斜分佈及延伸範圍較大，其他二者皆爲小區域之褶皺（延伸 5 ，6 公里）對水庫較無影響。



1.1-30

至東北受於之走水等，地六斜據其昭

(1)石圍牆向斜：

從卓蘭西北方起沿豐田穿過大安溪及大甲溪，往南延伸，西側延至壩址以西約 4 公里之三義斷層，東側則延伸至司馬限斷層爲止，更東則變爲褶皺緊密而斷層複雜之地質構造。水庫位於石圍牆向斜之西北翼，壩址及水庫主要地區之地層向上游傾斜，此種構造對大壩基礎受力及水密性均有利；而水庫上游地區及引水路則向下游方向傾斜。於向斜構造內雖偶有次生小褶皺及小斷層（部份可能爲開口節理產生之小錯動）發現，但地層位態尚稱規律，並無複雜之褶皺產生。

(2)東勢背斜：

爲一範圍不大的背斜構造，由卓蘭東方向南經上新村轉折成西南走向，至東勢西北方校栗埔。

(3)內灣向斜：

爲一小區域的向斜構造，是從卓蘭東方的西坪里向南延伸，經食水坑到大安溪北岸的內灣。

2.斷層

本區域根據以往之地質報告中提及新聞、鯉魚潭、獅潭及三櫃坑等斷層，茲略討論如下：

新開斷層：此一斷層見於張麗旭（民國五十年）之早期地質報告，但其報告說明並未觀查到斷層露頭，其後孟昭彝調查報告則在區域地質圖中刪除新開斷層。中國石油公司出版之台灣西部地質圖（民國六十年）保留新開斷層北段，向南延伸至本計畫區域則逐漸轉變爲向斜軸。最近中央地質調查所之調查也未發現足以證明此斷層存在之證據。

鯉魚潭斷層：此斷層是張麗旭（ 1951 ）在「三義衝上斷層」及其附近之地質構造一文所提出，於民國四十八年周瑞敦、張麗旭及孟昭彝之調查報告中，均指稱爲局部小斷層；而中央地質調查所（以下

簡稱地調所）在民國七十四年「鯉魚潭水庫補充地質調查」中有關此斷層之報告所作的結論認爲：(1)南莊層上部白砂岩與十六份頁岩其延展連續，並無錯動變位，(2)岩層之層面投影未受顯著擾動，(3)未發現有表土滑動的徵兆，表示基岩無破碎帶存在，故認爲“鯉魚潭斷層”無法證實存在。

獅潭斷層與屯子脚斷層：獅潭斷層位於計畫區以北，接近南北向，爲民國二十四年台中、新竹地震（M＝7.1）造成之斷層，同一地震亦在台中、豐原一帶造成南北向之屯子脚斷層。二者並未相連，唯因兩斷層之延長連線距離壩址西約1公里，故受到特別重視。由民國七十二年，中央研究院地球科學研究所（以下簡稱地科所）所做之微震分析及本區域地震分佈之斷層面解認爲本區域之地震和獅潭斷層及屯子脚斷層有關。然由地調所之觀察壩址附近並未發現明顯之裂隙存在，岩盤亦未發現破碎及錯動，是否有斷層經過掩覆區域或沿不連續面發展，尚待進一步之確定。

三櫃坑斷層：此一斷層爲地科所，根據重力測勘結果所推測之斷層，其位置與獅潭斷層之延伸線吻合。然地調所於民國七十四年調查對本斷層認爲：(1)未發現判定斷層存在之直接證據，而重力測勘，地震震央分析等爲間接推定者；(2)斷層可能經過處附近出露岩層之剖面爲連續完整；(3)三櫃坑附近之崩塌地及嶺線呈“√”字，可能係由溪流及岩性等因形成；(4)明溝觀察結果：發現高階台地的砂質泥岩與低階台地之礫石層接觸關係似爲不整合；(5)經清除表土觀察，未能證實三櫃坑壩址附近左山脊之線性構造爲斷層，可能僅爲岩石受風化較深之弱帶。因而尚不能確定斷層之存在。

此外依據地調所之航照判釋結果，除枕頭山及三櫃坑頂部有二明顯之線性構造，經開挖明溝及清除表土，查明非斷層造成的線性構造外，未發現有其他明顯之線性構造，分析水系流路亦無錯移彎曲及轉

向之現象，岩層之延展亦呈連續，由上述觀察，未發現有明顯的斷層通過壩址附近的證據。

有關本區域之地質圖及地質剖面圖請詳圖 2－2－1 及 2－2－2。

2·2·2 地質探查成果

㈠地質探查

1.地表調查

⑴壩址地質複勘：

主要是沿壩址河道兩岸，作全面剝洗調查。目的爲壩址地區地面地質之複勘，並核對以往之地質資料，期不致有所疏漏。複勘結果說明於下：

①岩性

壩址基岩層爲中新世最上部的魚藤坪砂岩，主要爲泥質砂岩及潔淨砂岩兩類，佔基岩的 90 %以上。潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，硬度及強度較低，一般的單壓強度在13.8～343.4 Kg/cm² 之間。此類岩石容易受風化而轉爲土黃色，亦易受地下水作用帶走更多基質、細料而轉變爲鬆軟、脆弱（ friable ），及易侵蝕的（ erodable ），構成基岩最弱之一環。泥質砂岩一般呈灰色，極細至細粒，緻密，外觀上常含有泥質小條紋（ mud chips ），硬度及強度亦不高，其單壓強度約在 44.3～878.7 Kg/cm² 之間。惟此類岩石較不易風化變色，亦未見轉爲鬆軟者，基岩之少部份屬於含泥質紋層之砂岩。此外，在以往報告中所提淺灰色，細至中粒，堅硬之鈣質砂岩，在本次調查中發現，此類砂岩常以薄層狀（偶有凸鏡狀）夾於他種砂岩類中，且多數砂岩表面亦常受鈣化作用，這些鈣質砂岩之石灰質沉澱來源，可能與地下水有密切關係。

②覆蓋

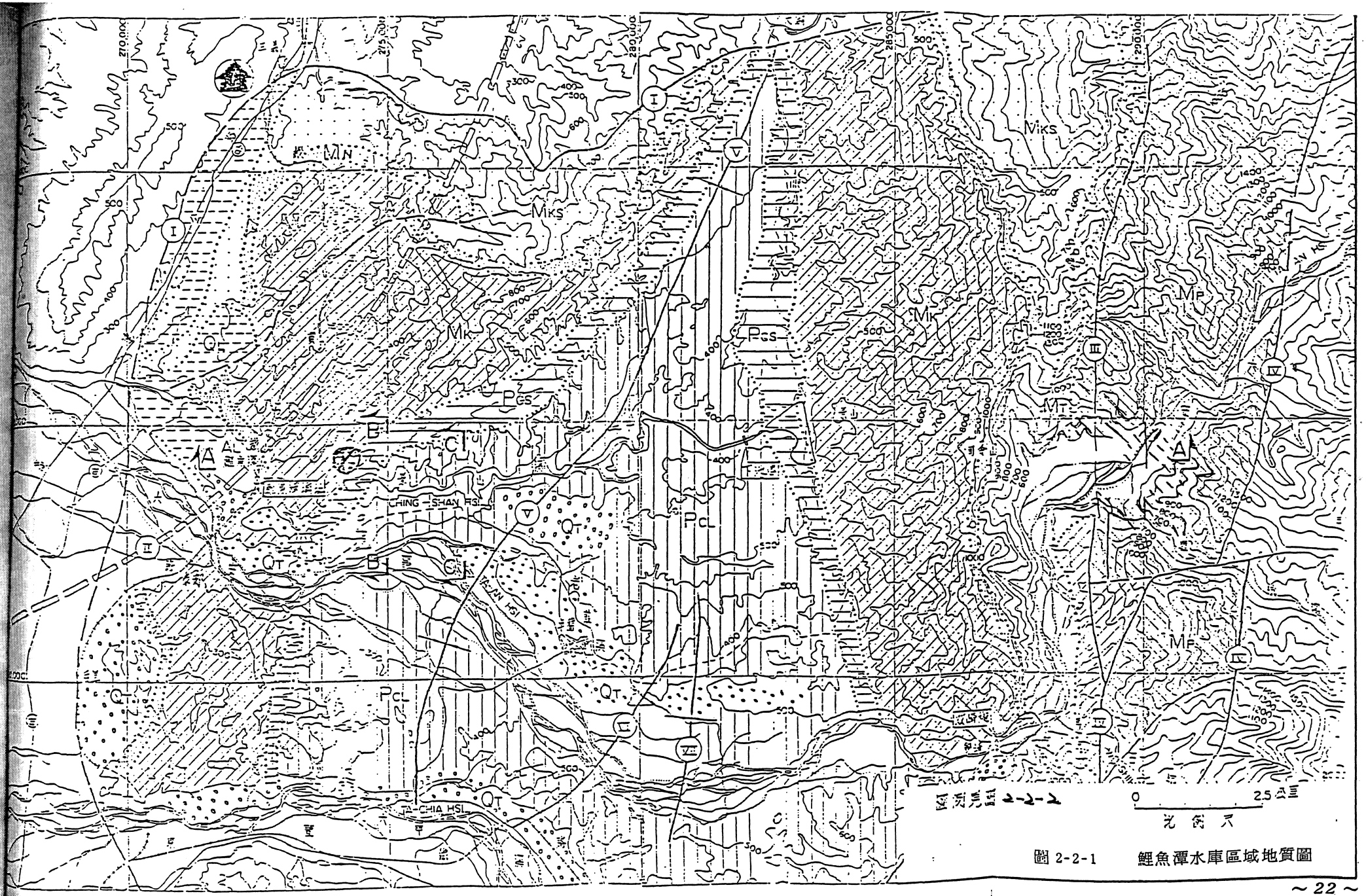
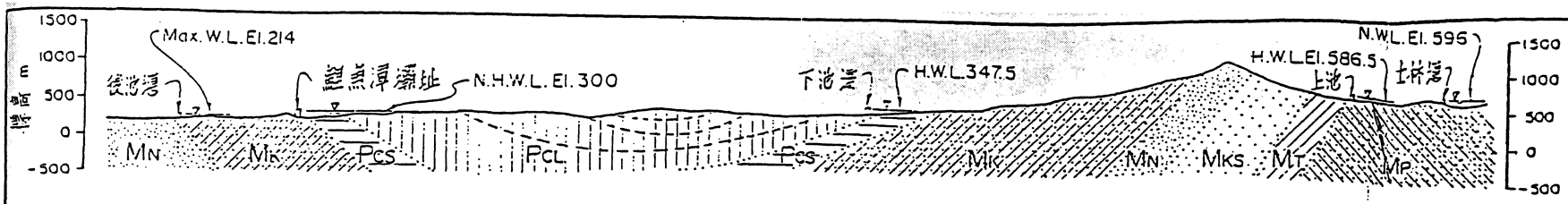
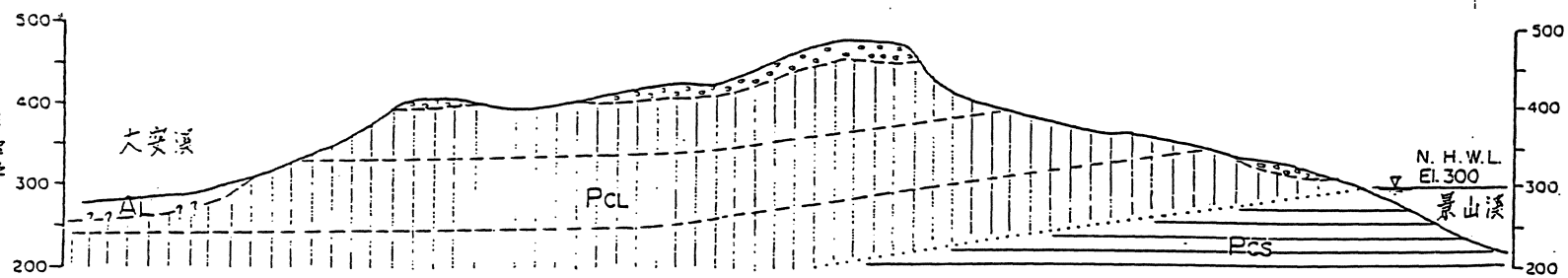


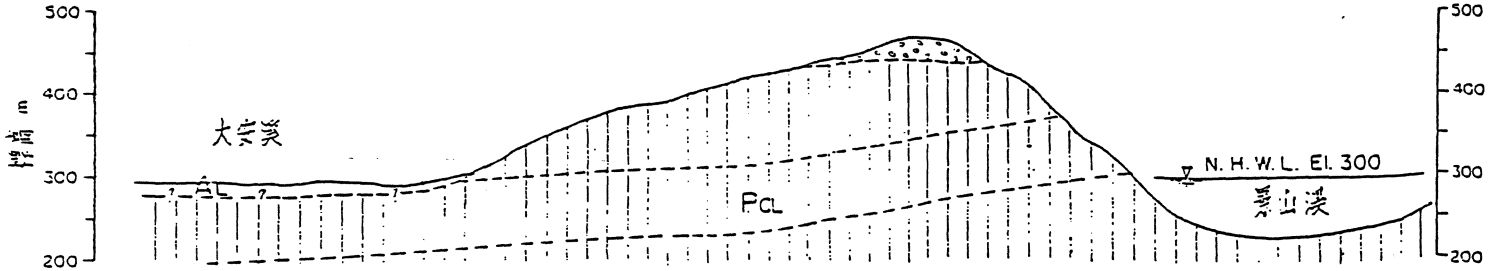

圖 2-2-1　鯉魚潭水庫區域地質圖




剖面 A－A




剖面 B－B




剖面 C－C

圖例

| | | |
|---|---|---|
| AL | 冲積層 | ALLUVIUM |
| QE | 紅土堆積層 | LATERITIC DEPOSITS |
| QT | 階地堆積層 | TERRACE DEPOSITS |
| PCL | 卓蘭層 | CHOLAN FORMATION |
| PCS | 錦水頁岩 | CHINSHUI SHALE |
| MK | 桂竹林層 | KUEICHULIN FORMATION |
| MN | 南莊層（上福基砂岩） | NANCHUANG FORMATION |
| MKS | 觀音山砂岩 | KUANYINSHAN SANDSTONE |
| MT | 打鹿頁岩 | TALU SHALE |
| MP | 北寮層 | PEILIAO FORMATION |
| ····· | 地層界線 | GEOLOGICAL BOUNDARY |
| | 向斜 | SYNCLINE |
| | 背斜 | ANTICLINE |
| ---- | 斷層 | FAULT |
| ⊂⊂⊂ | 推測斷層 | INFERRED FAULT |

Ⅰ 三義斷層
Ⅱ 三灣流斷層
Ⅲ 司馬限斷層
Ⅳ 大茅埔斷層
Ⅴ 石圍牆向斜
Ⅵ 卓蘭背斜
Ⅶ 內灣向斜

圖 2-2-2 鯉魚潭水庫區域地質剖面圖

# 1.1-3 詳細設計及施工階段

# (1) 鯉魚潭水庫溢洪道岩石開挖面地質研判與地質圖繪製總結報告 - (民國 81 年 3 月)

# 鯉魚潭水庫溢洪道
# 岩石開挖面地質研判與地質圖繪製
# 總結報告

UG 聯合大地工程顧問股份有限公司
UNITED GEOTECH, INC.

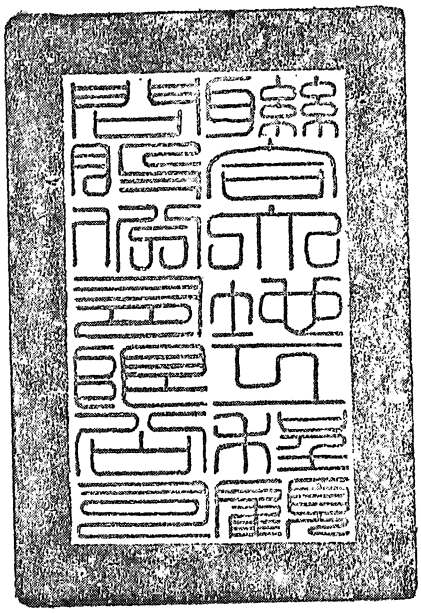
中華民國八十一年三月

1.1-37

# 鯉魚潭水庫溢洪道

# 岩石開挖面地質研判與地質圖繪製

# 總結報告



聯合大地工程顧問股份有限公司

UNITED GEOTECH, INC.

中華民國八十一年三月

# 第二章　區域地質概況

## 2.1 地理位置及交通

鯉魚潭水庫位居本省中、北部，如圖一所示，於北緯24° 19'05"至24° 23'32"及東經120° 46'至120° 54'之間，除北側與後龍溪集水區為界，其他三面均與大安溪本流為臨。

主要交通道路為台三號省道及苗55號縣道成南北向貫穿而過，並以產業道路5 條、農路12條相連繫。本區域除東側受大克山、司令山之阻擋外，西可達勝興、三義連接山線鐵路，高速公路三義交流道及台九號省道，南至卓蘭、北至大湖，均有公路連接，交通尚稱便利。

## 2.2 地　形

鯉魚潭水庫地區地形起伏不大，大部份區域海拔標高在500 公尺以下，屬於台灣西部麓山帶丘陵地地形。景山溪是本區之主要水系，水庫即利用此溪中游良好之峽谷地形為壩址，攔閘上游河段儲蓄水源。

景山溪發源於水庫東方之司令山（海拔1193公尺），於鯉魚潭注入大安溪，流路全長僅20公里。此溪從上游草寮至出口鯉魚潭間，流路大致呈東西向，與近乎南北走向的地層直交，係一標準之橫谷。由本區分佈廣泛之紅土台地面看，此溪原為高位階地或紅土緩起伏面上之順向河，因為地殼的抬升而切入基盤岩層中，掘鑿而成曲流。

本區之地形面可區分為兩種：紅土礫石台地面和河岸階地面。紅土礫石台地面可依其高度分為三階，海拔標高分別為460、400和310 公尺左右，溢洪道即位於其中標高310 公尺之



1.1-39

台地上。河岸階地面也有數階，因高差太小，較難分辨。

綜觀本區地形現況，顯示其經過相當長時期的地形發育。紅土礫石台地面為本區之主要地形期，其成因是更新世晚期之河流自東側帶下大量的砂石（其中包含白冷層粗粒變質砂岩），堆積成廣泛之礫石層，後因地殼的抬升，使此礫石層變成現今之紅土礫石層。目前河道內充滿了粗粒石英砂岩，其來源可能由礫石層沖刷而來。河岸階地面亦代表本區地形發育史上之一段地形期，其形成亦是由河流的下切，遺留下之堆積層而成。

## 2.3 地層及岩性

鯉魚潭水庫壩址出露之岩層為中新世晚期的桂竹林層和上新世錦水頁岩層及其上覆未固結的紅土礫石層、階地堆積層或河床沖積物等。區域地質圖如圖二所示。

1.桂竹林層：為本區主要之岩層，係由關刀山砂岩、十六份頁岩及魚藤坪砂岩三岩段所組成，壩址即選定於魚藤坪砂岩上，該砂岩以細粒泥質砂岩為主，並夾有多量薄層粉砂岩及頁岩之互層；泥質砂岩新鮮時為灰至淡灰色，受風化後成為黃褐色，基質為黏土礦物，遇水軟化而使強度降低，極易消散。

2.錦水頁岩層：整合覆蓋於魚藤坪砂岩之上，亦即壩址之上游地區，呈深灰色塊狀，並夾有泥質砂岩及粉砂岩，由於其遇水易產生崩解，故上游地區已有局部性之崩塌發生。

3.未固結之地層：係以不整合覆蓋於上述岩層，其中紅土礫石層及階地堆積層可能係由於山麓堆積作用及地殼上升運動所形成，河床沖積物則為河川發育沖刷所構成，其組成為砂、卵石及泥土，膠結疏鬆。

## 2.4 地質構造

台地上。河岸階地面也有數階，因高差太小，較難分辨。

綜觀本區地形現況，顯示其經過相當長時期的地形發育。紅土礫石台地面為本區之主要地形期，其成因是更新世晚期之河流自東側帶下大量的砂石（其中包含白冷層粗粒變質砂岩），堆積成廣泛之礫石層，後因地殼的抬升，使此礫石層變成現今之紅土礫石層。目前河道內充滿了粗粒石英砂岩，其來源可能由礫石層沖刷而來。河岸階地面亦代表本區地形發育史上之一段地形期，其形成亦是由河流的下切，遺留下之堆積層而成。

## 2.3 地層及岩性

鯉魚潭水庫壩址出露之岩層為中新世晚期的桂竹林層和上新世錦水頁岩層及其上覆未固結的紅土礫石層、階地堆積層或河床沖積物等。區域地質圖如圖二所示。

1.桂竹林層：為本區主要之岩層，係由關刀山砂岩、十六份頁岩及魚藤坪砂岩三岩段所組成，壩址即選定於魚藤坪砂岩上，該砂岩以細粒泥質砂岩為主，並夾有多量薄層粉砂岩及頁岩之互層；泥質砂岩新鮮時為灰至淡灰色，受風化後成為黃褐色，基質為黏土礦物，遇水軟化而使強度降低，極易消散。

2.錦水頁岩層：整合覆蓋於魚藤坪砂岩之上，亦即壩址之上游地區，呈深灰色塊狀，並夾有泥質砂岩及粉砂岩，由於其遇水易產生崩解，故上游地區已有局部性之崩塌發生。

3.未固結之地層：係以不整合覆蓋於上述岩層，其中紅土礫石層及階地堆積層可能係由於山麓堆積作用及地殼上升運動所形成，河床沖積物則為河川發育沖刷所構成，其組成為砂、卵石及泥土，膠結疏鬆。

## 2.4 地質構造

1.層理：本區岩層位態，走向呈北偏西70至北偏東40度，向東南傾斜30至45度。

2.節理：主要節理可分為三組

(1) 走向北偏西34至81度，向南傾斜30至80度。

(2) 走向北偏西50至80度，向北傾斜60至80度。

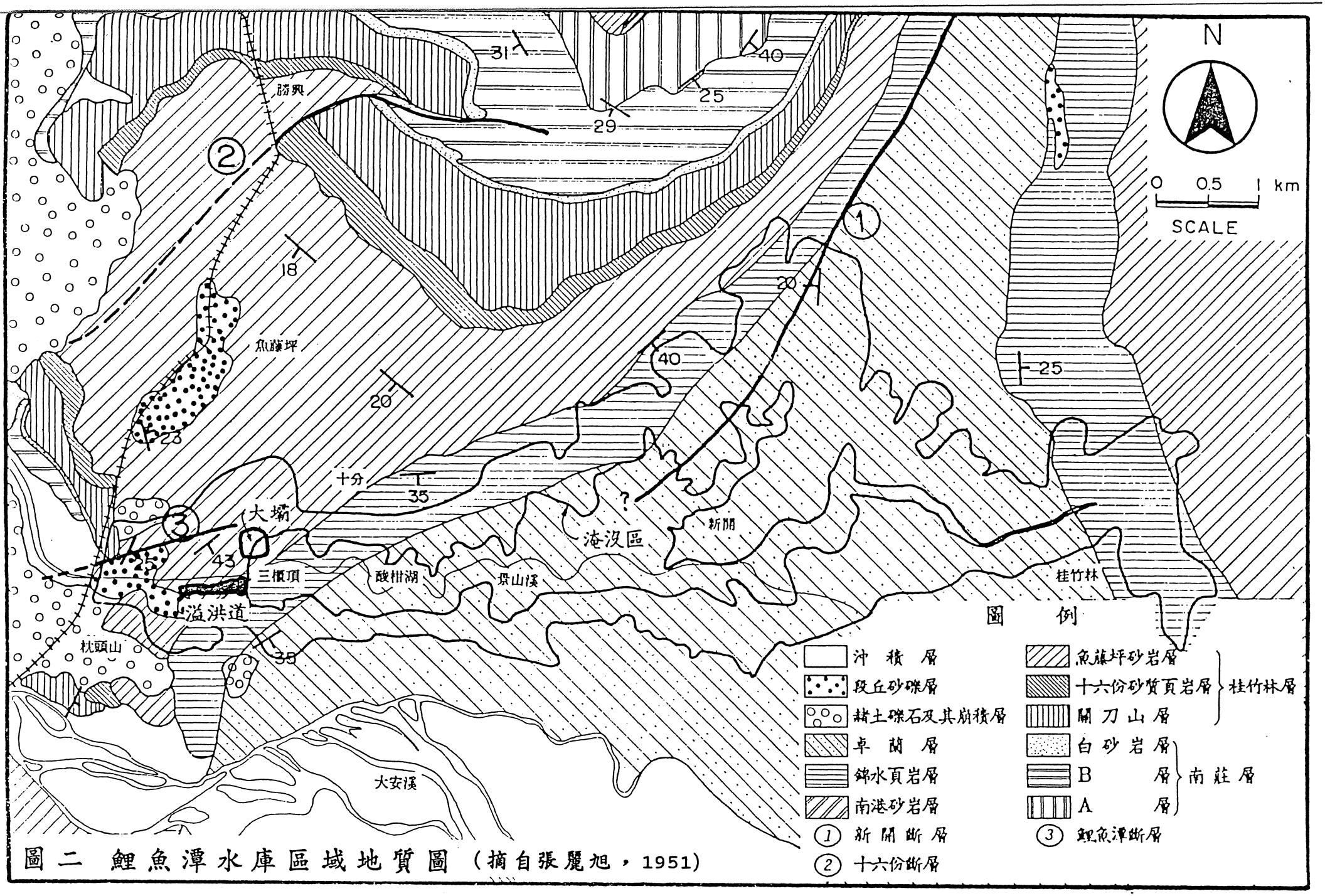
(3) 走向北偏東38至55度，向北傾斜40至60度。

3.斷層：

(1) 東側集水區內有新開斷層通過，呈東北至西南走向。

(2) 區外北側有十六份斷層通過，南端呈東北至西南走向，北端則呈東西走向。

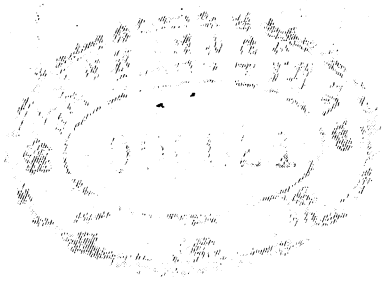
(3) 區外西側之鯉魚潭斷層，其存在與否，目前存疑。




圖二 鯉魚潭水庫區域地質圖（摘自張麗旭，1951）

# (2) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 - (民國 81 年 7 月)

# 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告



台灣省水利局

中華民國八十一年七月卅一日

1.1-45

曲線，屏障高度、露點溫度求出鯉魚潭地區與發生暴雨區域之可降水深，再利用彼此之關係求出其調整後之暴雨量，藉以繪製降雨延時、深度曲線以求出壩址以上流域之各種降雨延時之最大可能降雨。

利用上述之最大降雨强度延時曲線，求出每小時之降雨强度後；再利用暴雨分析原則重新排其位序，並用壩址之單位歷線，推算壩址之最大可能洪水之流量歷線，（詳如表5-1-5）由表知最大可能洪水爲 3027CMS。

以上暴雨量、流量及最大可能洪水量之分析，主要係民國71年以前之記錄。截至81年 6月水庫完工前，水庫集水區水文雨量資料已增加9年(72～80年）之多，因此同樣將資料重新分析，求出2～1000各頻率年之二日暴雨量（詳如表5-1-6及圖5-1-1）。經比較三參數對數常態分佈前後兩次2～1000年二日暴雨量，其值有降低趨勢詳如圖變異百分數在＋3至－9之間，依水文允許誤差百分之十，因此過去有關水庫集水區之水文分析－－雨量或流量，截至目前仍是正確而可以應用。

又72年～80年流域平均二日暴雨量，分別以 74年588.1mm及78年 507.2mm爲最大，二者點繪於暴雨深度－－延時包路線圖中，均在包絡線以下，因此可知過去所推得之最大可能洪峰量，可安全採用無顧慮。

㈡地質資料之評檢：

1.水庫區域地質

⑴地形：水庫區域地形起伏不大，大部份區域海拔標高在500 公尺以下，屬台灣西部麓山帶丘陵地地形。景山溪發源於水庫東方司令山（海拔1,193公尺)，經鯉魚潭注入大安溪，全長約20公里。鯉魚潭水庫即利用此溪中游良好狹

谷地形做爲壩址。

由於本區岩層全由軟硬不同的砂頁岩所構成，且岩層以中至低角度傾斜，經過長時間的差異侵蝕結果，地形上常表現出單面山及豚背脊地形。

⑵地層：

本區岩層層序由老至新依次爲觀音山砂岩、南莊層、桂竹林層、錦水頁岩、及卓蘭層，各地層間彼此整合接觸。另外第四紀未固結岩層則不整合覆蓋於上述岩層之上，包括赭土礫石層、階地堆積層、和河床沖積物等。表5-1-7爲鯉魚潭水庫區域地層及岩性說明。

有關規劃設計階段水庫區域地質調查結果，見圖 5-1-2及圖 5-1-3施工期間「水庫邊緣邊坡安定之工程地質調查」結果，詳參考資料。

⑶地質構造

本區域地質構造同圖5-1-2及圖5-1-3茲依褶皺、斷層、及層理和節理分述如下：

(A.)褶皺：包括石圍牆向斜（或稱新開向斜）、東勢背斜，內灣向斜。

(B.)斷層：

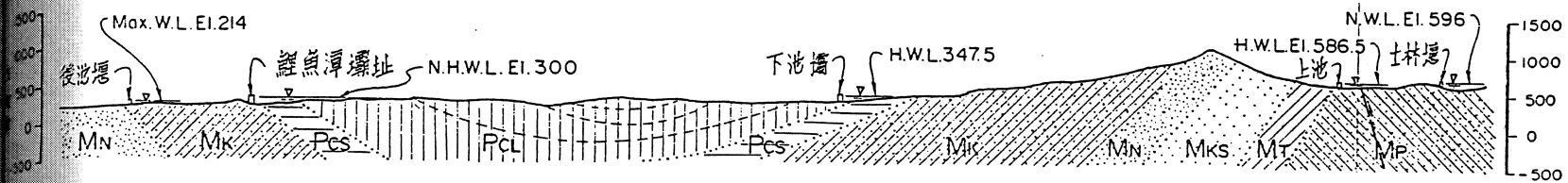
本區在以往之地質報告中所述之及新開、鯉魚潭、獅潭、屯子腳及其他相關斷層。

(C.)層理與節理:

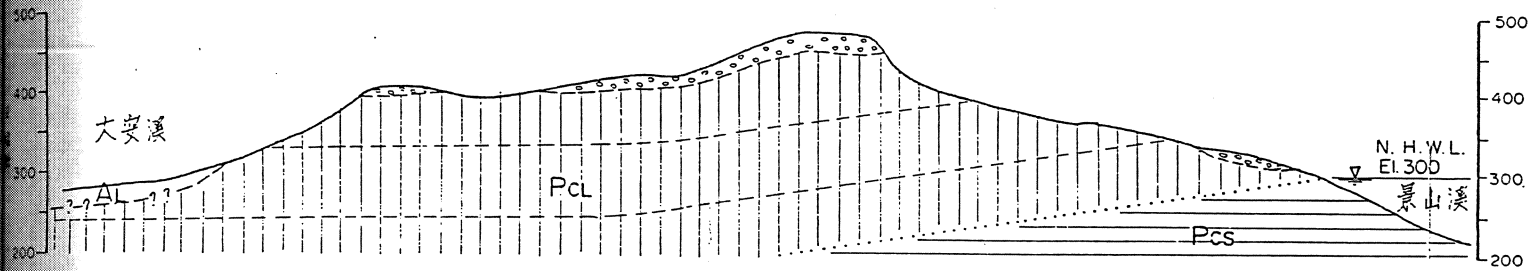
水庫淹沒區內岩層位態在上下游及新開向斜之東西兩翼有極大之差異，相對的節理位態也隨區域顯現變化。圖5-1-4及圖5-1-5爲淹沒區層理與節理分布情形。

~~2.壩區工程地質~~

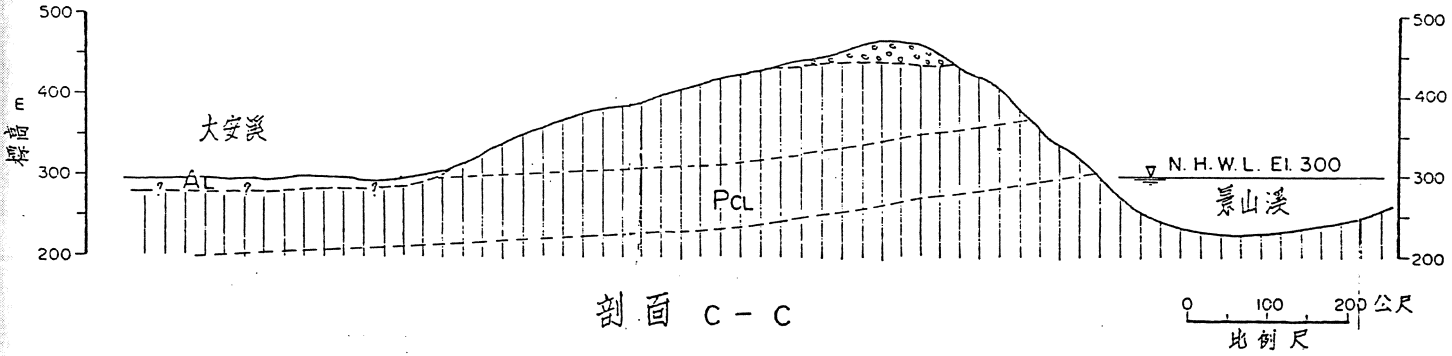
比例尺
0
25公里
MKS
MK
PGS
PCL
QT
QT
MIN
TA-CHIA HSI
CHING-SHAN HSI
A
A'
B
B'
C
C'
D
D'
I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII
IX
X
XI
XII
XIII
XIV
XV
XVI
XVII
XVIII
XIX
XX
XXI
XXII
XXIII
XXIV
XXV
XXVI
XXVII
XXVIII
XXIX
XXX
XXXI
XXXII
XXXIII
XXXIV
XXXV
XXXVI
XXXVII
XXXVIII
XXXIX
XXXX
XXXXI
XXXXII
XXXXIII
XXXXIV
XXXXV
XXXXVI
XXXXVII
XXXXVIII
XXXXIX
XXXXX
XXXXXI
XXXXXII
XXXXXIII
XXXXXIV
XXXXXV
XXXXXVI
XXXXXVII
XXXXXVIII
XXXXXIX
XXXXXX
XXXXXXI
XXXXXXII
XXXXXXIII
XXXXXXIV
XXXXXXV
XXXXXXVI
XXXXXXVII
XXXXXXVIII
XXXXXXIX
XXXXXXX
XXXXXXXI
XXXXXXXII
XXXXXXXIII
XXXXXXXIV
XXXXXXXV
XXXXXXXVI
XXXXXXXVII
XXXXXXXVIII
XXXXXXXIX
XXXXXXXX
XXXXXXXXI
XXXXXXXXII
XXXXXXXXIII
XXXXXXXXIV
XXXXXXXXV
XXXXXXXXVI
XXXXXXXXVII
XXXXXXXXVIII
XXXXXXXXIX
XXXXXXXXX
XXXXXXXXXI
XXXXXXXXXII
XXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXV
XXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXV
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXVIII
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXIX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXI
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX




剖面 A－A




剖面 B－B




剖面 C－C

圖5-1-3 鯉魚潭水庫區域地質剖面圖

圖例

- AL 冲積層 ALLUVIUM
- QE 紅土堆積層 LATERITIC DEPOSITS
- QT 階地堆積層 TERRACE DEPOSITS
- PCL 卓蘭層 CHOLAN FORMATION
- PCS 錦水頁岩 CHINSHUI SHALE
- MK 桂竹林層 KUEICHULIN FORMATION
- MN 南莊層（上福基砂岩） NANCHUANG FORMATION
- MKS 觀音山砂岩 KUANYINSHAN SANDSTON
- MT 打鹿頁岩 TALU SHALE
- MP 北寮層 PEILIAO FORMATION
- 地層界線 GEOLOGICAL BOUNDARY
- 向斜 SYNCLINE
- 背斜 ANTICLINE
- 斷層 FAULT
- 推測斷層 INFERRED FAULT
- Ⅰ 三義斷層
- Ⅱ 三疊坑斷層
- Ⅲ 司馬限斷層
- Ⅳ 大茅埔斷層
- Ⅴ 石圍牆向斜
- Ⅵ 東勢背斜
- Ⅶ 內灣向斜

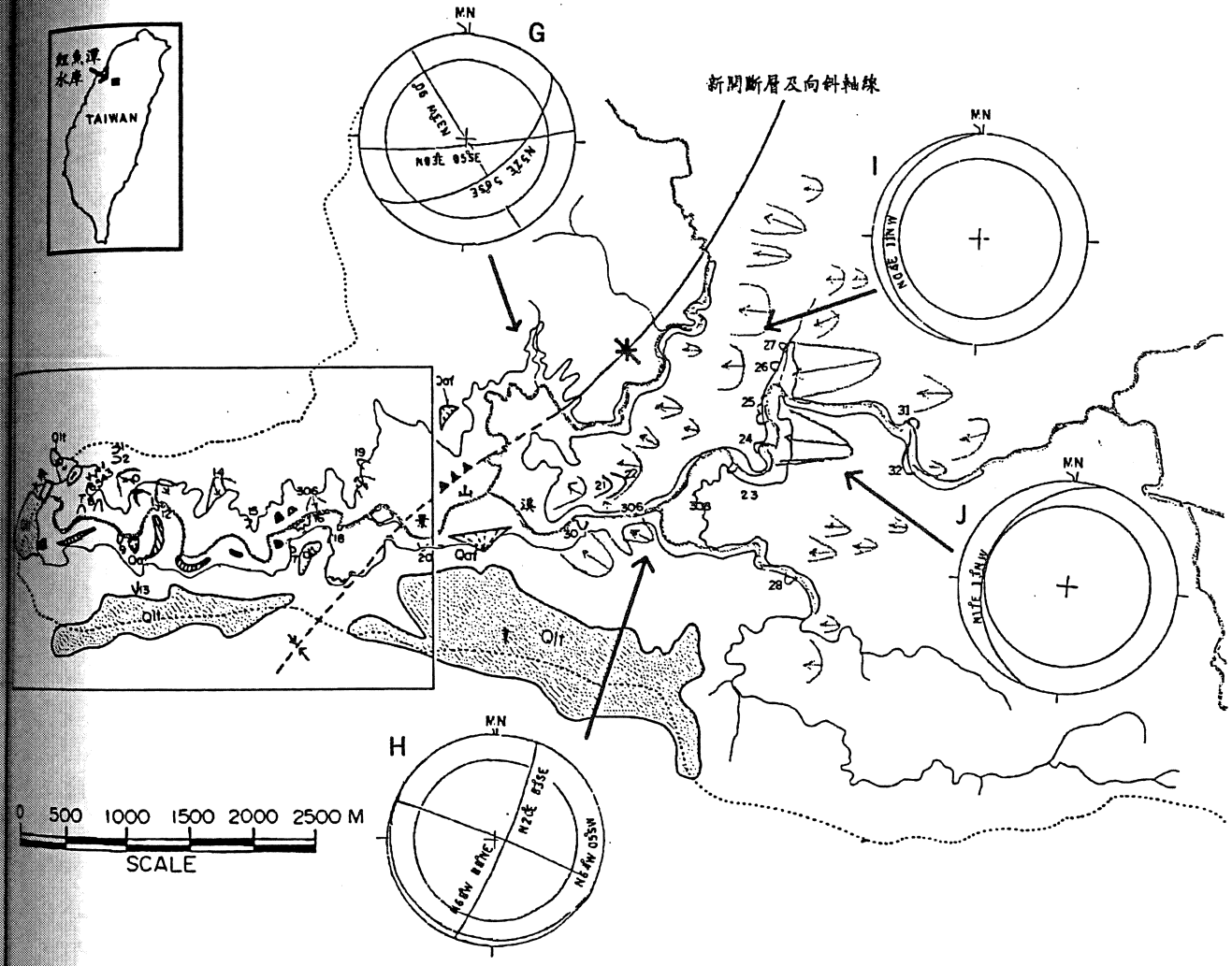



圖5-1-4　鯉魚潭水庫淹沒區工程地質略圖

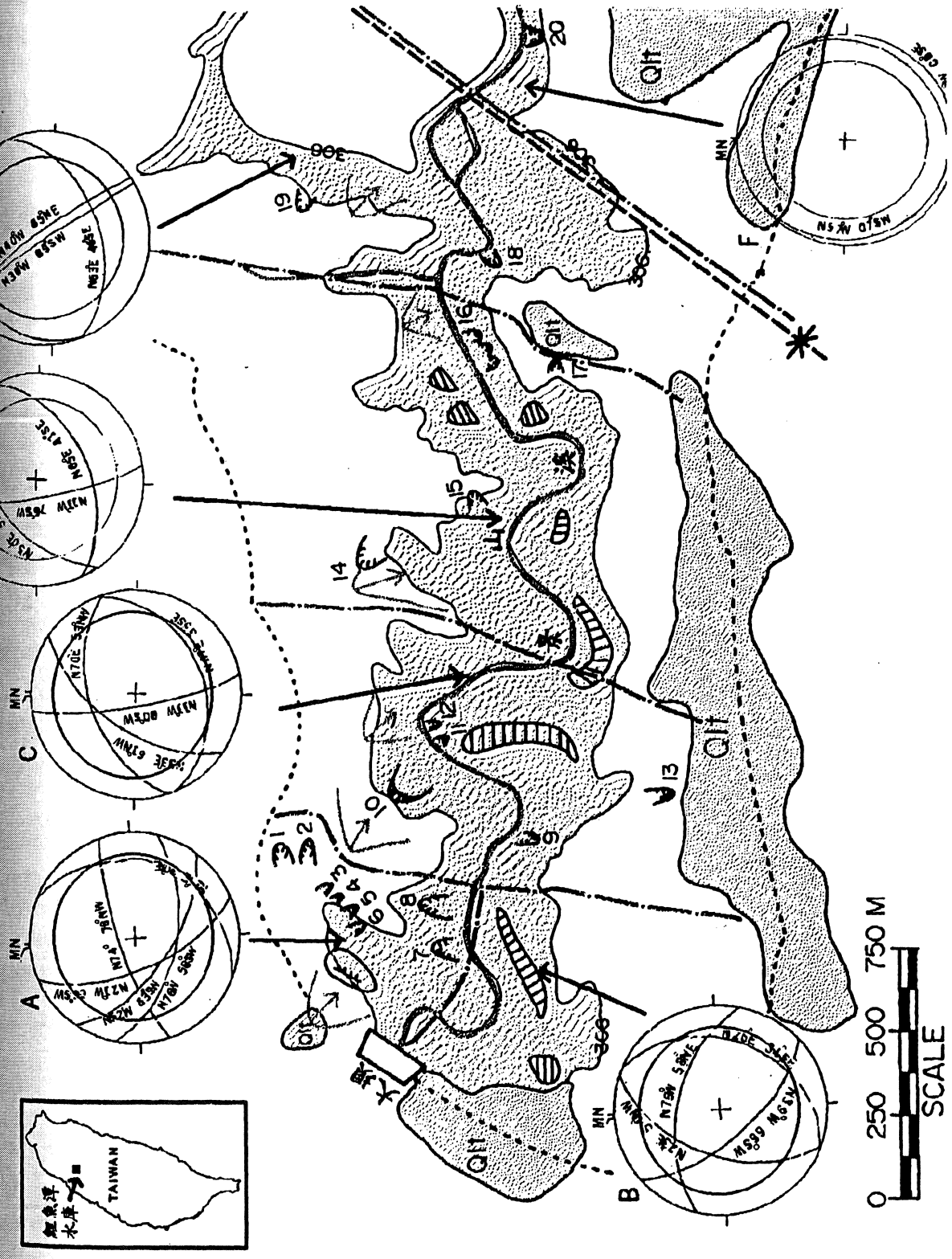



圖5-1-5　鯉魚潭水庫淹沒區前半工程地質略圖



1.1-52

# (3) 鯉魚潭水庫邊緣邊坡安定之工程地質調查總報告 - (民國 81 年 8 月)

# 鯉魚潭水庫

# 連線連坡安定之工程地質調查

# 總報告

聯合大地工程顧問股份有限公司
UNITED GEOTECH, INC.

中華民國八十一年八月

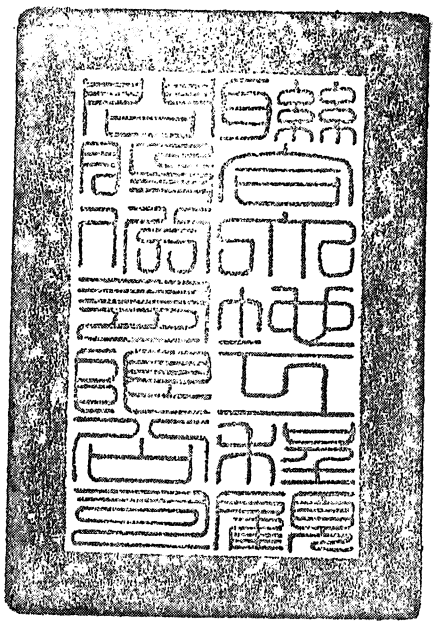
1、1-53

# 鯉魚潭水庫

# 邊緣邊坡安定之工程地質調查

# 總報告

委託單位：台灣省水利局中部水資源開發工程處



UG 聯合大地工程顧問股份有限公司

*UNITED GEOTECH, INC.*

中華民國八十一年八月

1-1-54

~~坡，受河流沖蝕後，造成岩塊崩落。~~

## 3.4 集水區區域地質

### 1.地層及分佈

水庫集水區範圍內，出露之固結岩層為中新世之南莊層、中新世至上新世之桂竹林層、上新世之錦水頁岩及上新世至更新世之卓蘭層，詳細分布情形見集水區三千分之一地表地質圖（如附件二）及附錄圖一。

(1) 南莊層

本層大部分出露於大克山和司令山嶺脊之東斜面，已出水庫集水區外，僅於大克山北面山脊處局部出露頂部白砂岩，詹新甫(1961)稱之為福南砂岩段。本層白砂岩由灰白色至白色細粒至粗粒厚層砂岩為主，間夾薄層頁岩及灰白色粘土。白砂岩厚度一般在數公尺至十數公尺之間，質地純淨，淘選良好。本段全厚約80公尺。本段岩層下伏之番婆石段在此區亦局部出露，其岩性主要為砂頁岩互層間夾厚層砂岩。砂岩呈淺灰色，細粒至中粒，含泥質，淘選尚佳。頁岩呈暗灰色，有球狀風化之現象。

(2) 桂竹林層

桂竹林層在集水區分布相當廣，壩址及北方之關刀山山麓東南斜面有本層之出露；而上游之景山溪至司令山、大克山一線之山麓亦由本層所構成。本層整合覆蓋於南莊層之上，層厚約一千公尺左右，依其岩性特徵可劃分為三段，下段為關刀山砂岩，中段為十六份頁岩，上段為魚藤坪砂岩。茲將其岩性略述如次：

關刀山砂岩段：本段岩性由於沈積環境之變遷在上、下游略有差異，上游之司令山、大克山一帶，其岩性可分為上、中、下三股，下股厚約80公尺，以塊狀砂岩為主，層理不清晰，僅在夾薄層泥岩處，才能量得其位



1.1-55

態。砂岩呈青灰色或淺灰色，細至中粒，厚度在數公尺至十數公尺之間，略含泥質，但部分質地純淨，淘選良好。中股之厚度亦約80公尺，由厚層砂岩或塊狀砂岩與中至厚層泥岩組成。砂岩呈青灰色或淡灰色，細至中粒，略含泥質，部分岩層有化石富集帶，並可見生痕化石。上股厚約130 公尺。由厚層或塊狀砂岩與砂頁岩互層組成。塊狀砂岩層厚約數公尺至十幾公尺。砂頁岩互層層厚由數公分至30公分間。砂岩呈青灰色或淡灰色，含泥質。

而下游在關刀山一帶之本段岩性，以厚層灰色至淡青灰色細粒砂岩為主，間夾砂頁岩薄互層。砂岩內常有泥粒、炭粒及貝殼化石之存在。砂岩由於有生物擾動之痕跡，故其層理面不明顯。

十六份頁岩段：本段岩層因沈積環境之變化，在集水區上游以青灰色砂質頁岩或粉砂岩組成，岩層中有砂、泥混雜之狀況，厚度約50公尺。而在集水區下游主要以深灰色頁岩所組成，厚度則不到一百公尺。

魚藤坪砂岩段：本段岩層在集水區上游之岩性以厚層砂岩與砂頁岩互層組成，二者循環出現三次，全厚約800 公尺。厚層砂岩由數層厚至塊狀砂岩間夾薄層頁岩組成，砂岩之厚度在5至20 公尺間，呈淡灰色或青灰色，以細至中粒泥質砂岩及潔淨砂岩為主。薄層頁岩呈深灰色，層厚在3至15 公分間。砂頁岩互層由厚約30公分至2 公尺的砂岩及厚約15至50公分之頁岩組成。而在壩址及集水區下游之本段岩性以泥質砂岩為主，含多量粉砂岩和頁岩夾層。壩址附近有數層明顯的化石帶及淘選較佳的淡灰色細粒砂岩，全厚約600 公尺。本段岩性可見各種之沈積構造，並含貝類化石及有孔蟲化石。

(3) 錦水頁岩

錦水頁岩在集水區上、下游之岩性差異不大，但厚度在上游約140 公尺，下游則為280 公尺。上游以灰色

至深灰色之砂質頁岩組成，含少量凸鏡狀砂岩層。而下游以深灰色頁岩為主，夾少許泥質砂岩及粉砂岩層。頁岩膠結差，易受風化侵蝕，在上下游均可見因向源侵蝕或坡腳處河流侵蝕所形成之崩坍地。

(4) 卓蘭層

本層分布範圍相當廣闊，集水區內約佔了一半之面積。本層因向斜構造之關係，故未完全出露，出露之厚度約600 公尺。本層由砂岩、砂岩夾頁岩、砂頁岩互層、頁岩交替出現之互層所組成。本層在作圖上大致可分為三段，分別為上、中、下三段，茲將其岩性略述如次：

下段：本段以砂岩、頁岩夾砂岩、砂岩、砂頁岩互層之層序出現，其中之砂岩呈青灰至淡灰色，細至中粒，砂岩含鈣質者膠結良好，大部分則膠結疏鬆。頁岩膠結差，易崩解。本段厚約120 公尺。

中段：本段岩層出露砂岩、頁岩夾砂岩、砂頁岩互層、砂岩、砂頁岩互層之層序，其岩性與下段之岩性並無多大差異，故不再贅述。全厚約200 公尺。

上段：本段岩層出露砂岩夾頁岩、砂頁岩互層、砂岩夾頁岩、砂頁岩互層、頁岩之層序。岩性如下段所述。全厚約250 公尺。

集水區內未固結之地層有更新世之紅土台地堆積層、全新世之階地堆積層、沖積扇及沖積層。地層分布詳見三千分之一地質圖。

(5) 紅土台地堆積層

本層主要分布於集水區之左岸山脊，地形面平坦向下游小角度傾斜。岩性以礫石、砂、泥組成。表層受雨水淋蝕風化成厚約1至2公尺之紅土。本層厚度在10公尺左右。

(6) 階地堆積層

本層分佈於河流之兩岸，在網形、新開地區分布最

廣，而景山附近亦有分布，由未固結之礫石、砂、黏土組成，厚約數公尺。

(7) 沖積扇

本層分布於網形附近，左右兩岸各一，為河谷支流將上方岩層侵蝕，因流速頓減而堆積於階地堆積層之上，岩性以塊石（或礫石）、砂、黏土組成。

(8) 沖積層

本層分布於河床上，由大小不一之礫石、砂、黏土所組成，厚度約數公尺。

2.地質構造

本集水區內有新開向斜（照片三），本向斜軸部在新開、網形附近有局部錯動成斷層之現象（照片四）。褶皺軸及斷層呈北東走向。向北延伸時呈北北東走向，往南延伸則略呈南北向。

新開向斜軸部出露卓蘭層之岩層，兩翼則分別出露錦水頁岩、桂竹林層及南莊層（西翼未出露）之岩層。西翼岩層大致呈北東至北東東走向，向東南傾斜30至60度，近軸部附近則傾角較平緩約20至40度。向斜東翼走向呈北北西至北北東走向，向西南或西北傾斜10至40度。近軸部處受斷層之影響岩層走向呈北西走向，而軸部圈合處亦同，傾角則向西南傾斜在5 至11度間。

3.5 淹沒區工程地質

1.地質材料之工程地質特性

水庫淹沒區在海拔高度306 公尺以下，出露之固結岩層為上新世、桂竹林層上段之魚藤坪砂岩與錦水頁岩，上新世至更新世之卓蘭層。未固結地層有更新世之紅土台地堆積層、全新世之階地堆積層、沖積扇及沖積層。岩層分佈及延展情形詳見淹沒區三千分之一區域及工程地質圖（如附件一、三）。

1.1-58

(1) 魚藤坪砂岩

本段砂岩出露於壩址地區，岩性以厚塊狀泥質砂岩為主，內夾薄層潔淨砂岩及頁岩。新鮮之泥質砂岩膠結尚可，單壓強度約20至25MPa ，常呈灰色或淡灰色，受風化後變為黃褐色且強度變差。泥質砂岩內常含炭質物、貝殼化石和泥粒。潔淨砂岩膠結差，單壓強度僅5 至10MPa 左右，呈淡灰色，細至中粒，含鈣質時膠結良好，單壓強度可達25MPa 。層厚在10公分至數公尺間。

(2) 錦水頁岩

本層分布於壩址及其上游附近，上覆於魚藤坪砂岩段之上。岩性以灰色至深灰色頁岩為主，夾少許泥質砂岩及粉砂岩層。頁岩膠結差，單壓強度約15至20MPa ，常呈球狀風化且強度劇減，部分岩層可見楔形破壞現象。

(3) 卓蘭層

本層分布於壩址之上游，淹沒區內本層分布最廣。由於向斜構造之關係，本層並未全部出露，而出露之全厚約600 公尺。本層由砂岩、砂岩夾頁岩、砂頁岩互層、頁岩夾砂岩交替出現。茲將其岩性略述如次：

砂岩：砂岩呈淡灰色至青灰色，細粒至中粒，通常膠結疏鬆，強度約15至20MPa ，但部分含石灰質者，則岩質堅硬，強度可達25MPa 。砂岩層厚在15至40公尺之間。

砂岩夾頁岩：砂岩為厚層砂岩，其中偶夾薄層頁岩，砂岩岩性如前述；而頁岩膠結差強度亦低，易受風化侵蝕，本層層厚約60公尺。

砂頁岩互層：砂岩呈細至中粒，灰色，膠結疏鬆，頁岩膠結差，易崩解，整層之特性取決於頁岩。本層層厚在30至60公尺間。

頁岩夾砂岩：厚層頁岩，膠結差，單壓強度約10至20MPa ，常呈球狀風化。易風化崩解，薄層砂岩以灰色

1.1-59

細粒砂岩組成。本層層厚約30公尺。

上述岩層在新開向斜兩翼，由於差異侵蝕及岩層傾角較陡之關係。在本區可見豚背狀地形之發育。

(4) 紅土台地堆積層

本層分布於壩址及淹沒區之兩岸，而以左岸居多。以礫石、砂、泥組成，表層受雨水淋蝕風化成厚約1至2公尺之紅土且易流失。本層厚度在10公尺左右。

(5) 階地堆積層

本層分佈於河流之兩岸，在網形附近分布面積較廣。由未固結之礫石、砂及黏土組成，厚約數公尺。

(6) 沖積扇

本層分布於網形附近，左右兩岸各一，為河谷支流將上方岩層侵蝕，因流速頓減而堆積於階地堆積層之上，由未固結之塊石（或礫石）、砂及黏土組成。

(7) 沖積層

本層分布於河床上，由大小不一且未固結之礫石、砂及黏土所組成。厚度約數公尺。

2.地質構造

(1) 斷層

淹沒區內有一新開（照片三）向斜，本向斜軸部在新開、網形附近有局部錯動成斷層之現象（照片四），經研判其錯距並不大且位於地形之鞍部，並未形成破碎帶於坡面出露，因此對邊坡安定並無不利影響，又其於淹沒區兩側皆以向斜軸出露，因此對水庫而言，無漏水問題存在。褶皺軸及斷層呈北東走向，向北延伸時呈北北東走向，往南延伸則略呈南北向。

(2) 向斜

新開向斜軸部出露卓蘭層之岩層，西翼出露錦水頁岩及桂竹林層之魚藤坪砂岩；東翼由於傾角平緩但出露之卓蘭層及錦水頁岩岩性軟弱，因此形成甚發達之順向

1.1-60

坡面，惟未形成大量崩坍地。西翼岩層大致呈北東至北北東走向，向東南傾斜30至60度，近軸部附近則傾角較平緩約30至40度，除形成多處順向坡面外，受河流側蝕頗發達之情況下，形成多處崩坍地。向斜東翼走向呈北北西至北北東走向，向西南或西北傾斜10至20度。近軸部處受斷層之影響岩層走向呈北西走向，而軸部圈合處亦同，傾角則向西南傾斜在5 至11度間。

(3) 不連續面

由於淹沒區內岩層位態在上、下游及新開向斜之東西兩翼有極大之差異，相對的節理位態也隨區域顯現變化，因此本報告將淹沒區分成A 至J 個區域（見圖3.5.1、3.5.2），茲將其特性分述如下：

A 區：在此區內量測得代表性層面，由統計投影分析（圖3.5.3），其位態相當一致，岩層走向約呈北25度東，向東南傾斜30度。而節理面量測資料的統計投影分析大致可分為四組，其位態分別為N74° E/78° NW(J1)、N21° W/66° SW(J2)、N52° W/63° SW(J3)及N76° W/58° SW(J4)（圖3.5.4）。J3及J4節理為河谷解壓節理，節理面平整，無填充物質，間距約30至100 公分，延伸約5 公尺。

B 區：在此區內量測的層面，由統計投影分析（圖3.5.5）看，本區岩層位態相當一致，岩層走向約呈北26度東，向東南傾斜約34度。而節理面的量測資料經統計投影分析（圖3.5.6）可略分為三組，其位態分別為N23° E/54° NW(J1)、N39° W/66° SW(J2)及N75° W/58° NE(J3)。J1 及J3之節理組形成楔形破壞，此種破壞只形成於地表岩層，節理平整，延展可達10公尺。

C 區：在此區內量得之層面經統計投影分析（圖3.5.7）

，其岩層位態相當一致，岩層走向約呈北67度東，向東南傾斜約35度。而節理量測資料的統計分析（圖3.5.8），可分為三組，其位態分別為N33° E/61° NW(J1)、N70° E/53° NW(J2)及N11° W/80° SW(J3)。

D區：本區量得之層面，由統計投影分析（圖3.5.9），其位態相當一致為N65° E/41° SE。而節理量測資料經統計投影分析（圖3.5.10），可分為兩組主要節理分別為N50° E/52° NW及N11° W/76° SW。

E區：本區在網形附近，量得之層理由統計投影分析（圖3.5.11），其位態相當一致為N63° E/46° SE。而節理量測資料由統計投影分析（圖3.5.12），可分為三組，分別為N38° W/89SW，N40° W/85° NE及N65° E/15° NW。

F區：本區位於行易橋之東南方，亦為新開向斜之軸部附近，量得之層面經統計投影分析（圖3.5.13），可分為N57° W/07° SW及N59° E/08° SE兩組，由於其在軸部附近，岩層有圈合之現象，且角度過於平緩，致走向變化較大。本區以厚層塊狀砂岩組成者居多，致節理罕見。

G區：本區在新建道路二號橋附近，量得之層理經統計投影分析（圖3.5.14），知本區岩層位態相當一致，其位態為N52° E/56° SE。而節理量測資料經統計投影分析（圖3.5.15），可分為兩組主要節理分別為N83° E/85° SE及N33° W/90°。前者間距約為40公分，延伸約2至3公尺。後者間距約10公分，延伸約3至5公尺。

H區：本區位於21號崩坍地附近，即新開附近由於台三線改道道路開挖形成一崩坍地。本區量得之層理

經統計投影分析（圖3.5.16），其位態為N64° W/05° SW 。在崩坍地南緣有一橋墩，其開挖後所見之露頭，經量測所得之節理，由統計投影分析（圖3.5.17），可分為兩組主要節理，其位態分別為N20° E/83° SE及N68° W/88° SW。前者之間距約5 至10公分，延伸約2 公尺；後者間距約30公分，延伸約1 至2 公尺。

I 區：本區位於上中心之西北方，為河流之北岸附近，由於此地有順向坡地形較平緩且少有人工開挖，相對的露頭也就較稀少，節理量測不易，故以層理為分析之重點，由統計投影分析（圖3.5.18）其岩層位態為N04° E/11° W。

J 區：本區位於上中心之附近，為河流之南岸，量得之層理經統計投影分析（圖3.5.19）知，其位態為N17° E/13° W，本區順向坡地形相當發達。

前述各分區之地質分界線係以現地調查可見露頭之分布狀況予以劃分，可供規劃但不適作為細部設計階段之用。

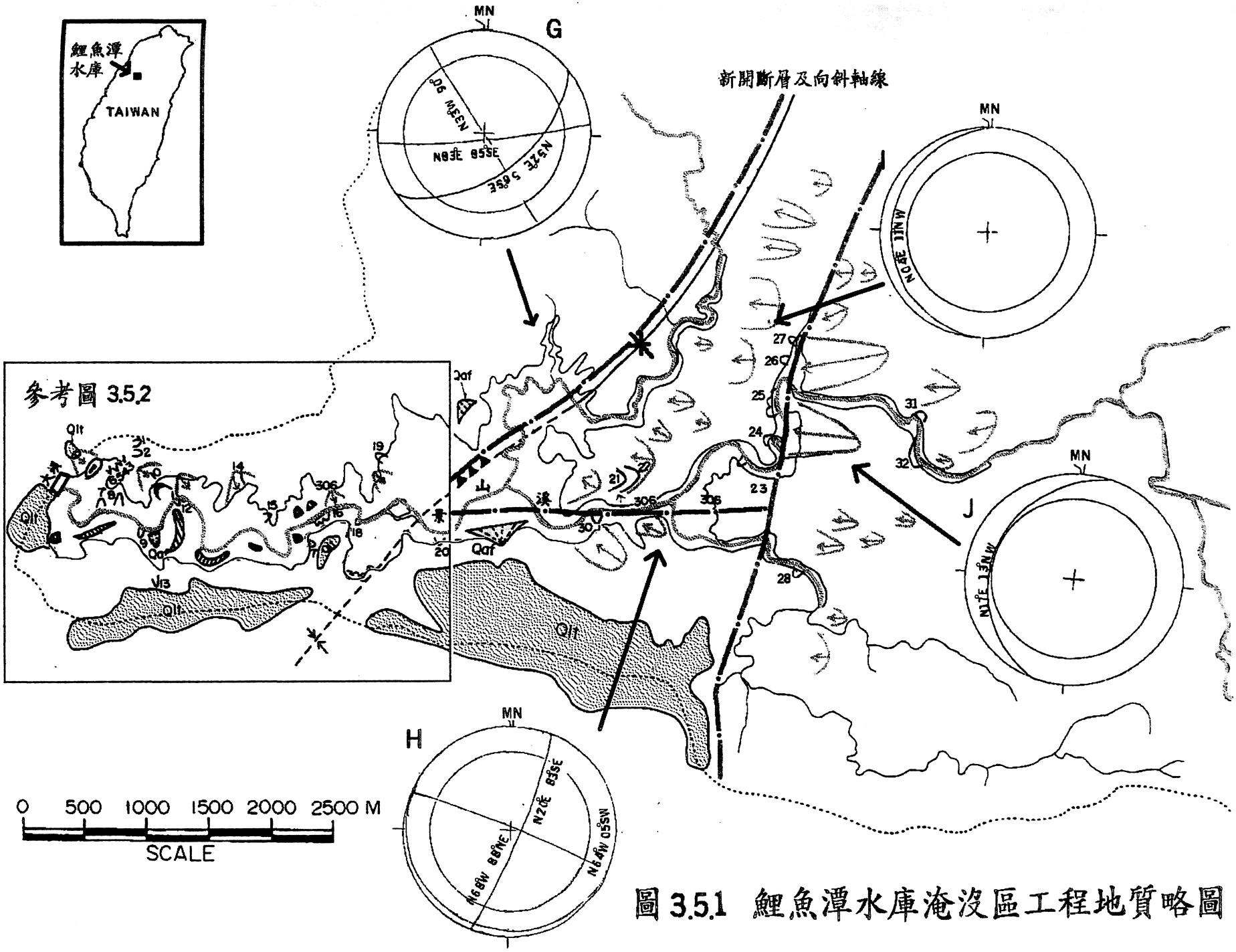



圖 3.5.1 鯉魚潭水庫淹沒區工程地質略圖

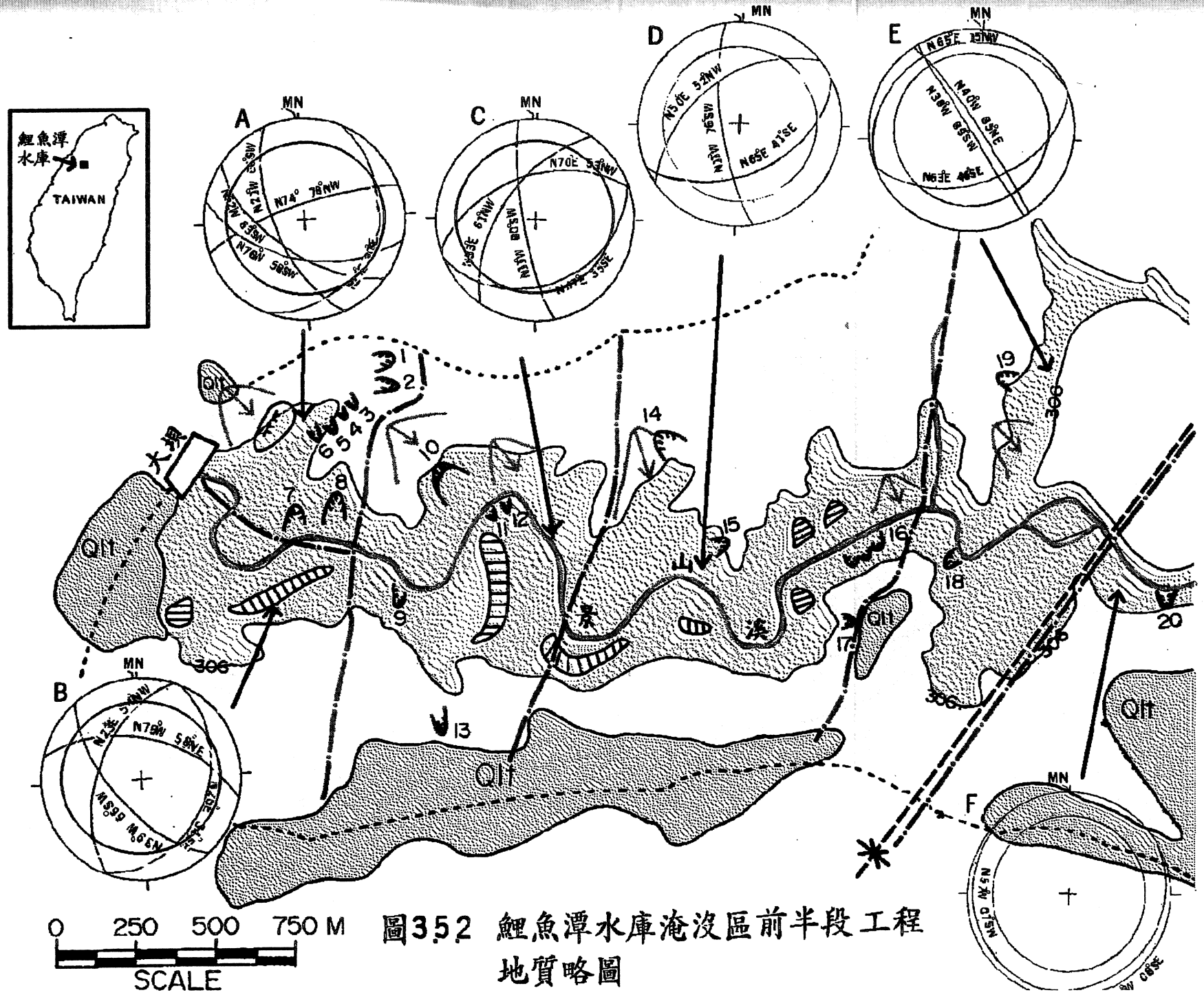



圖3.5.2 鯉魚潭水庫淹沒區前半段工程地質略圖



1.1-65

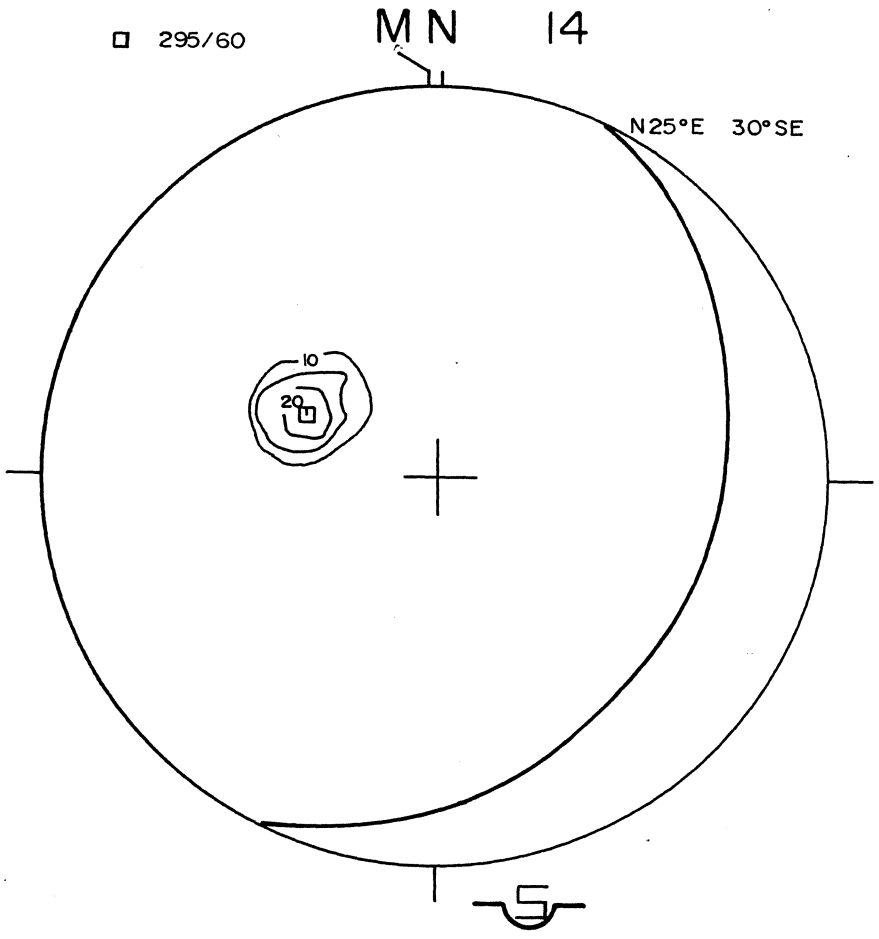



圖3.5.3 A區內層理之投影分析



A1-66

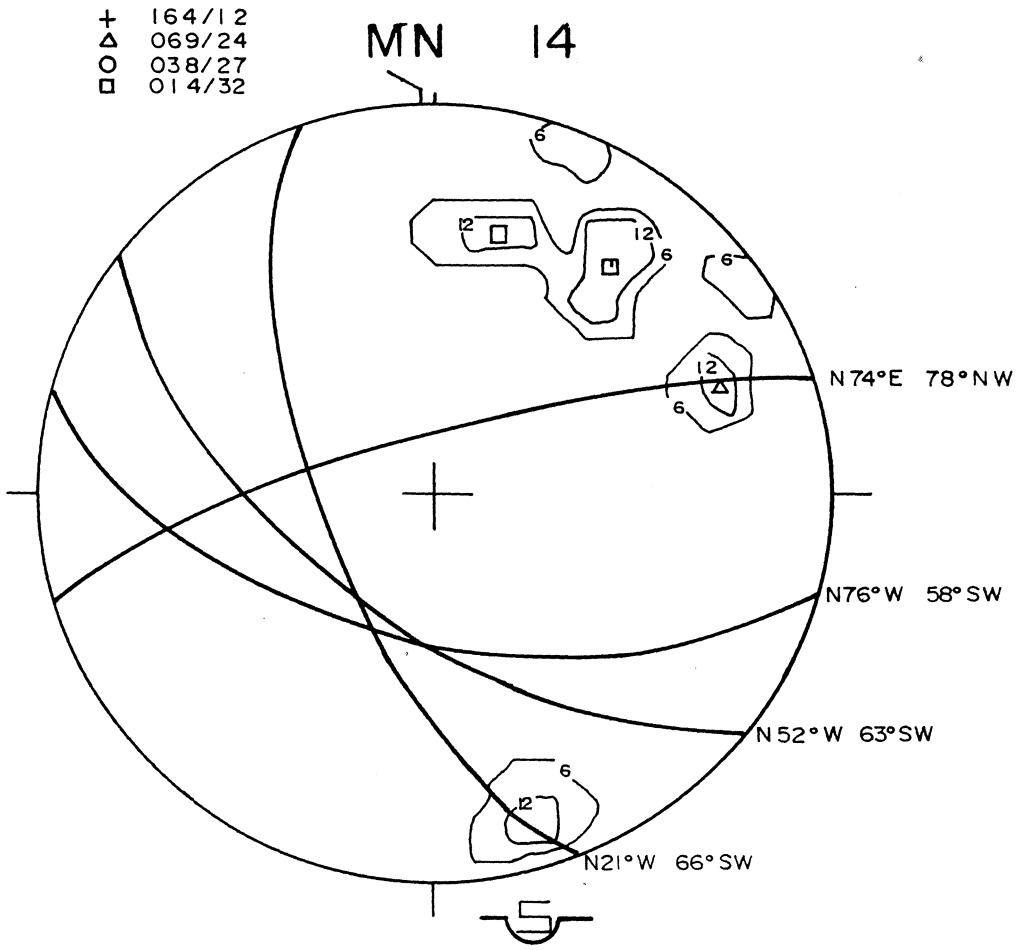



圖3.5.4 A區內節理之投影分析

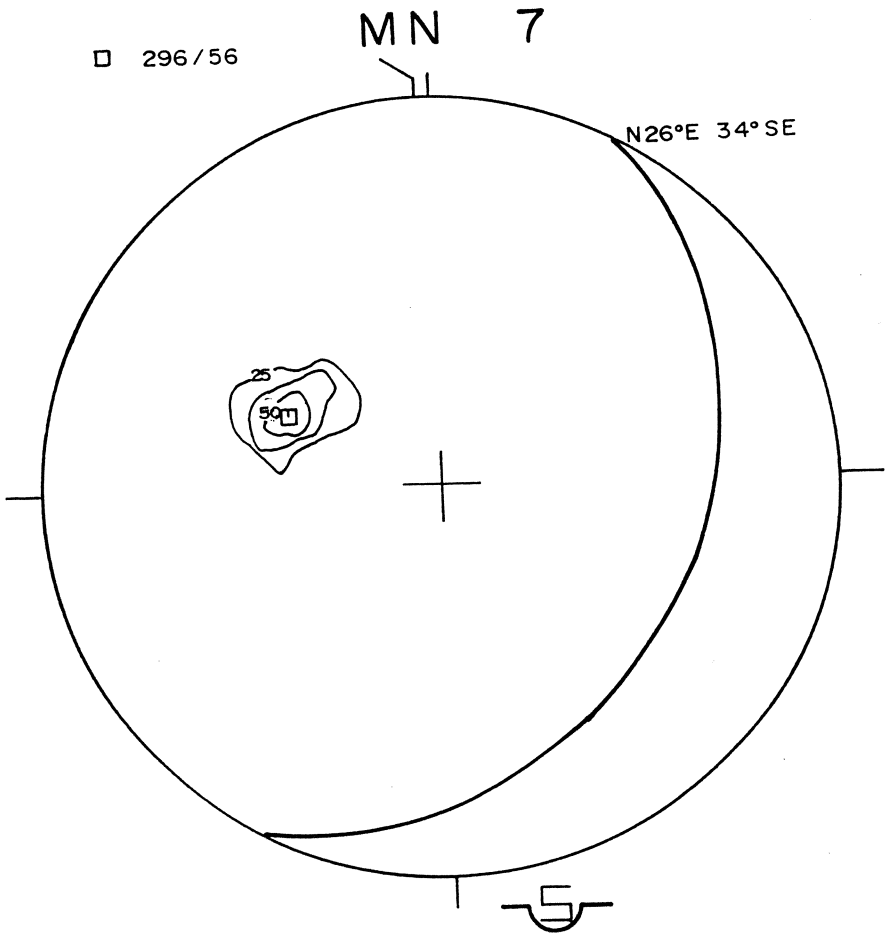



圖3.5.5 B區內層理之投影分析

1.1-68

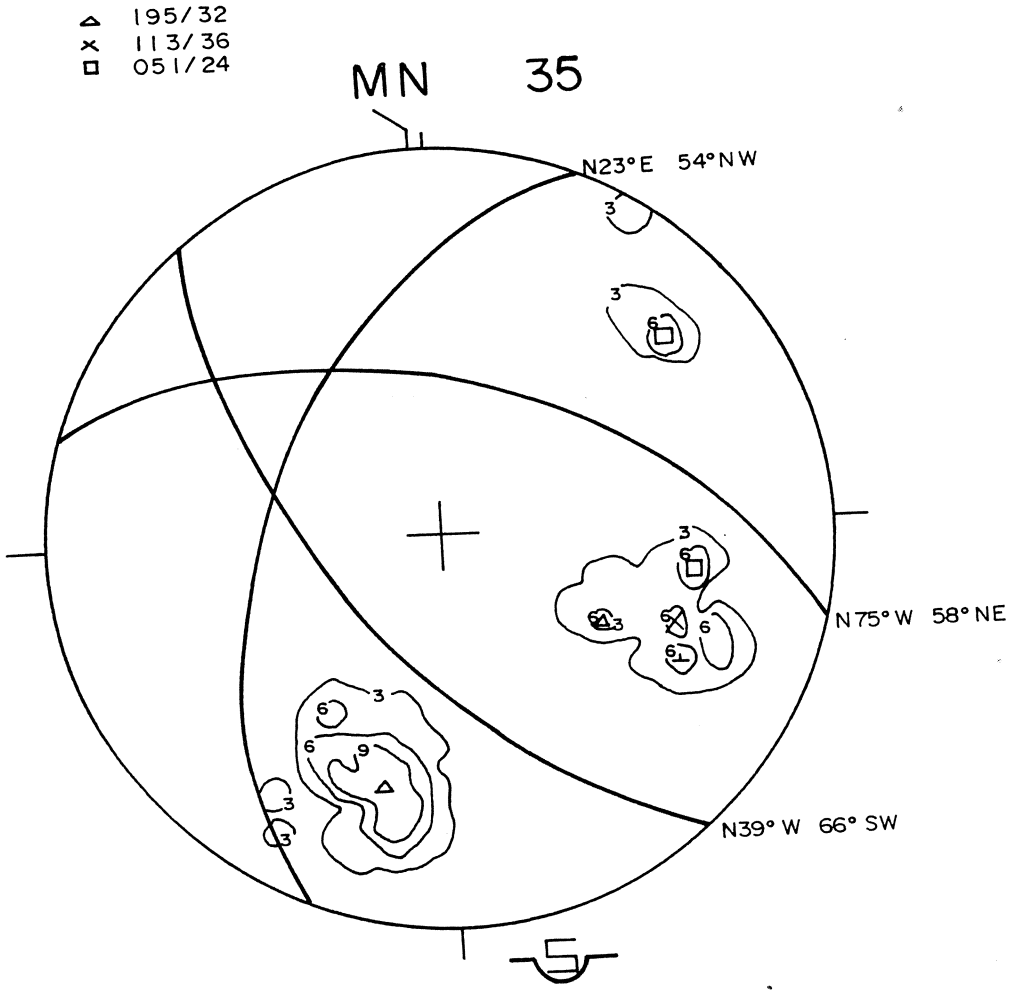



圖3.5.6 B區內節理之投影分析

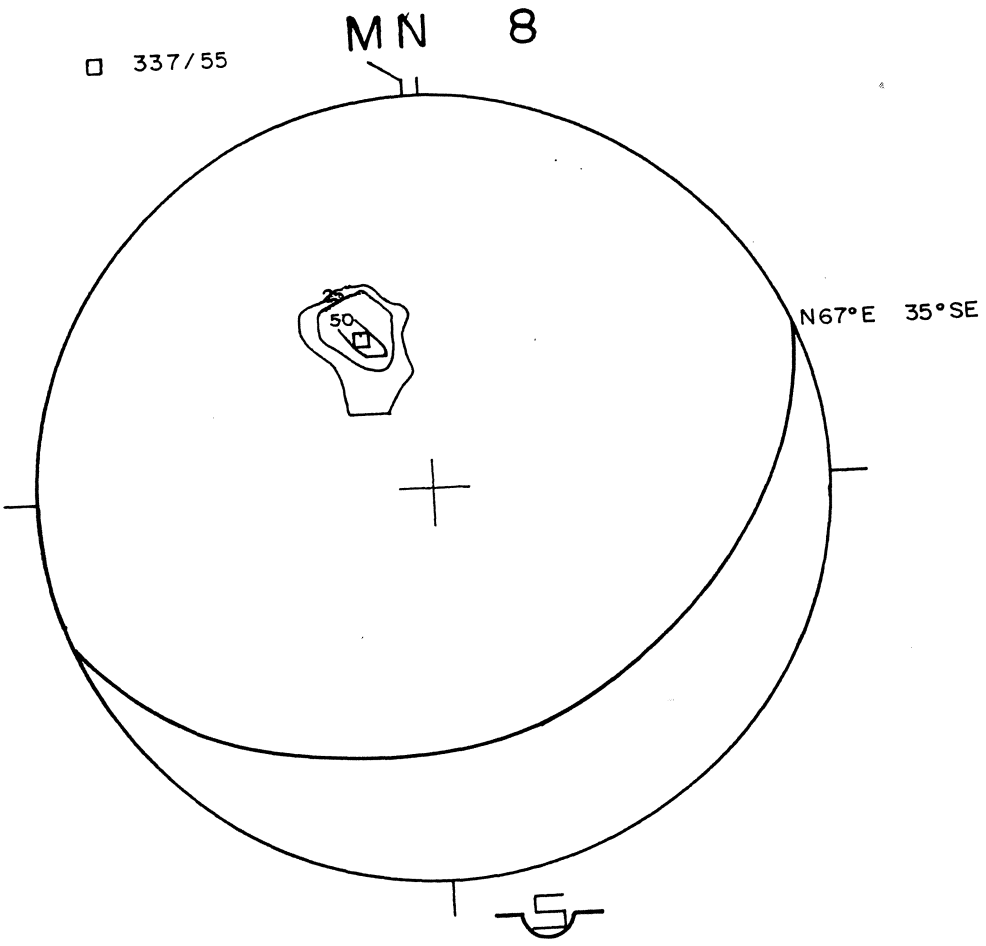



圖3.5.7 C區內層理之投影分析

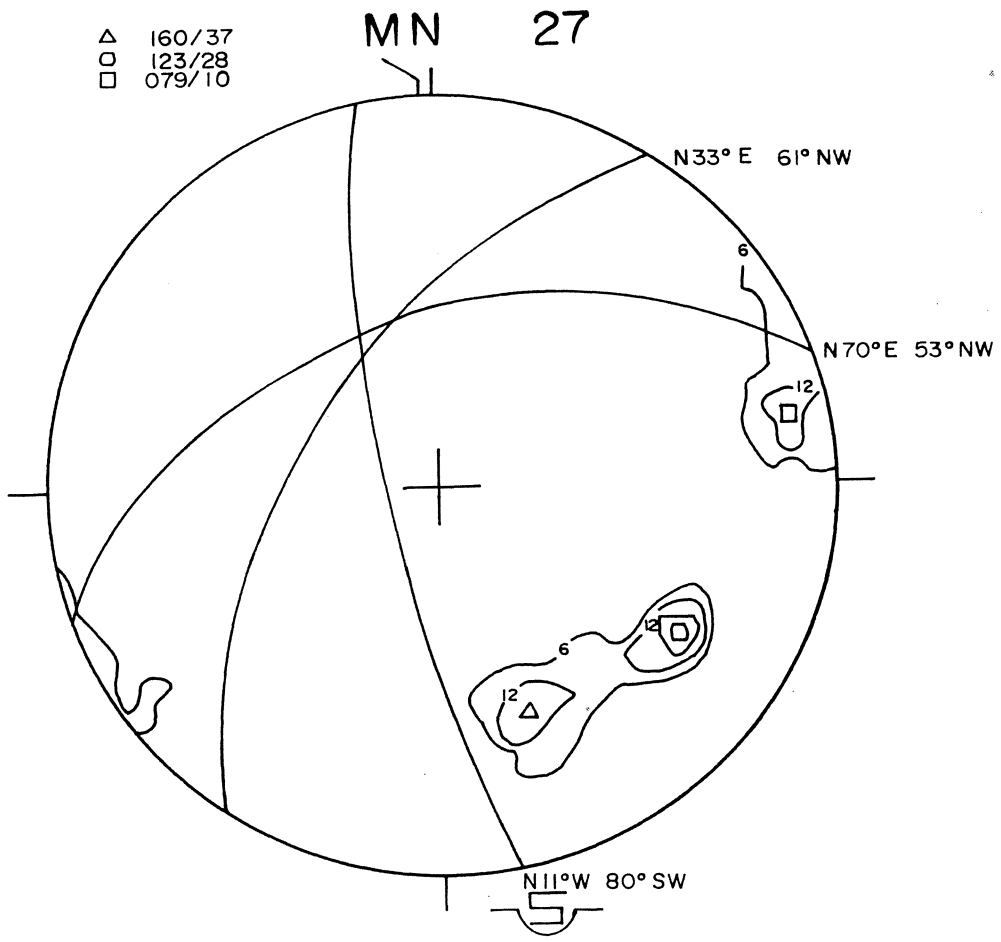



圖3.5.8 C區內節理之投影分析

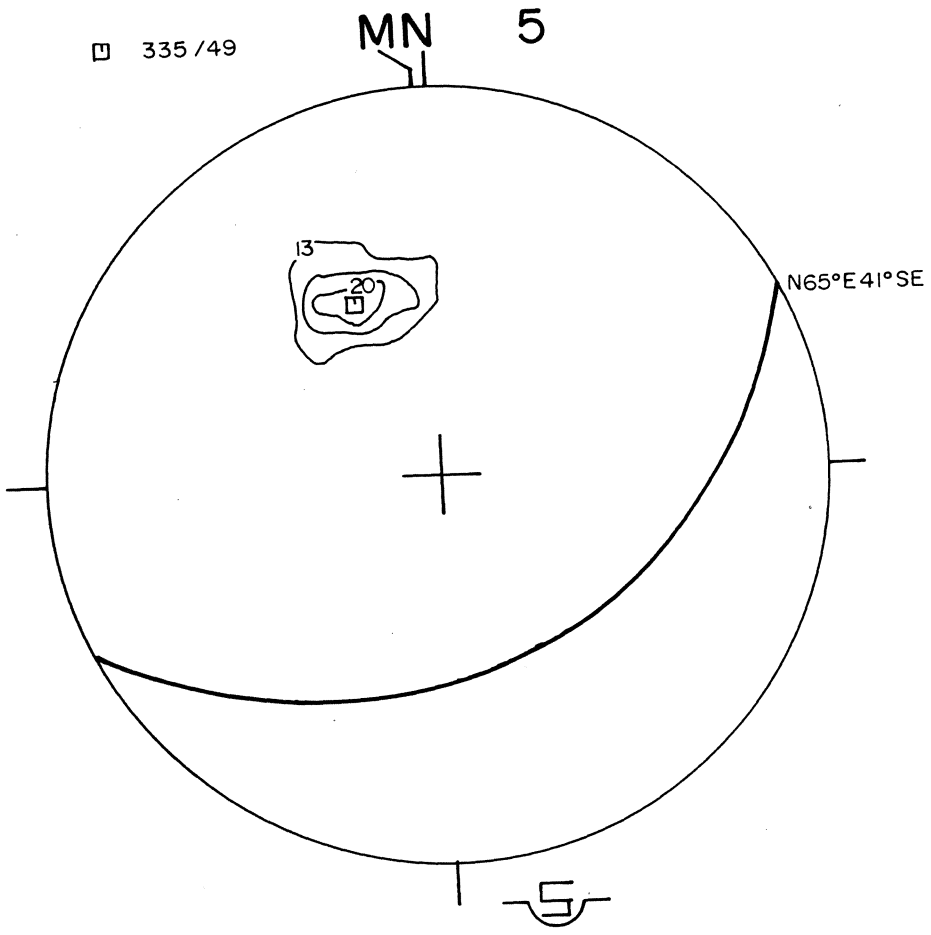



圖3.5.9 D區內層理之投影分析

1.1-72

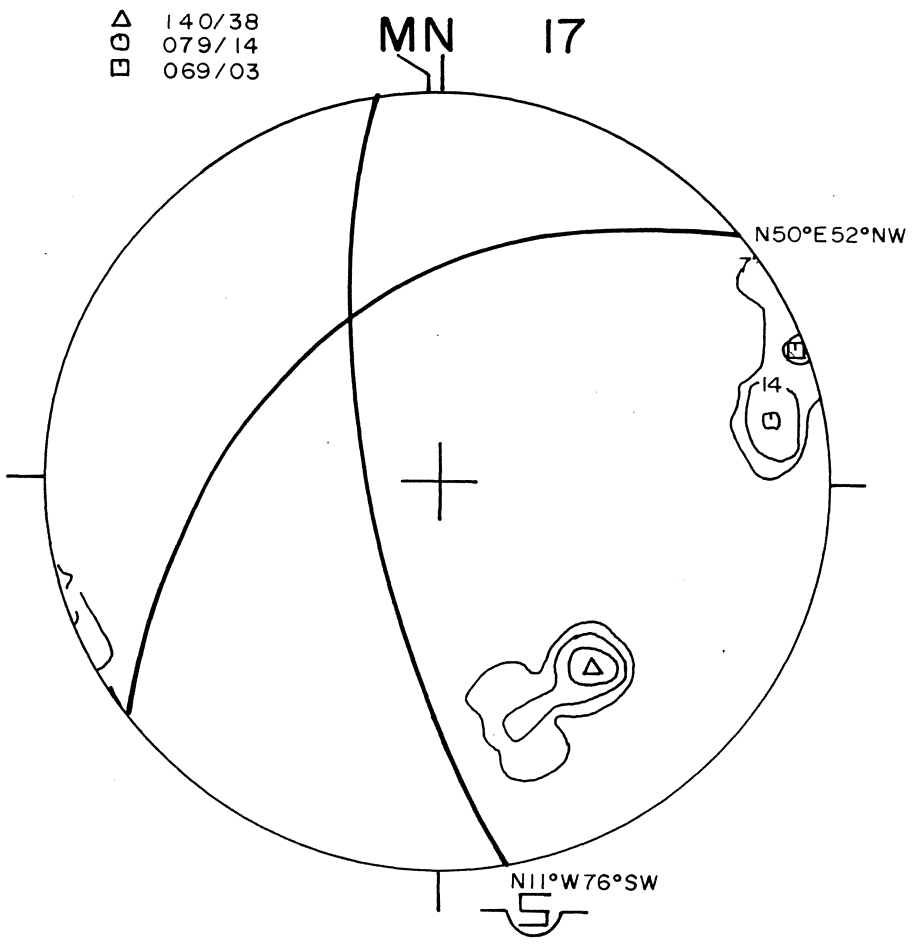



圖3.5.10　D區內節理之投影分析

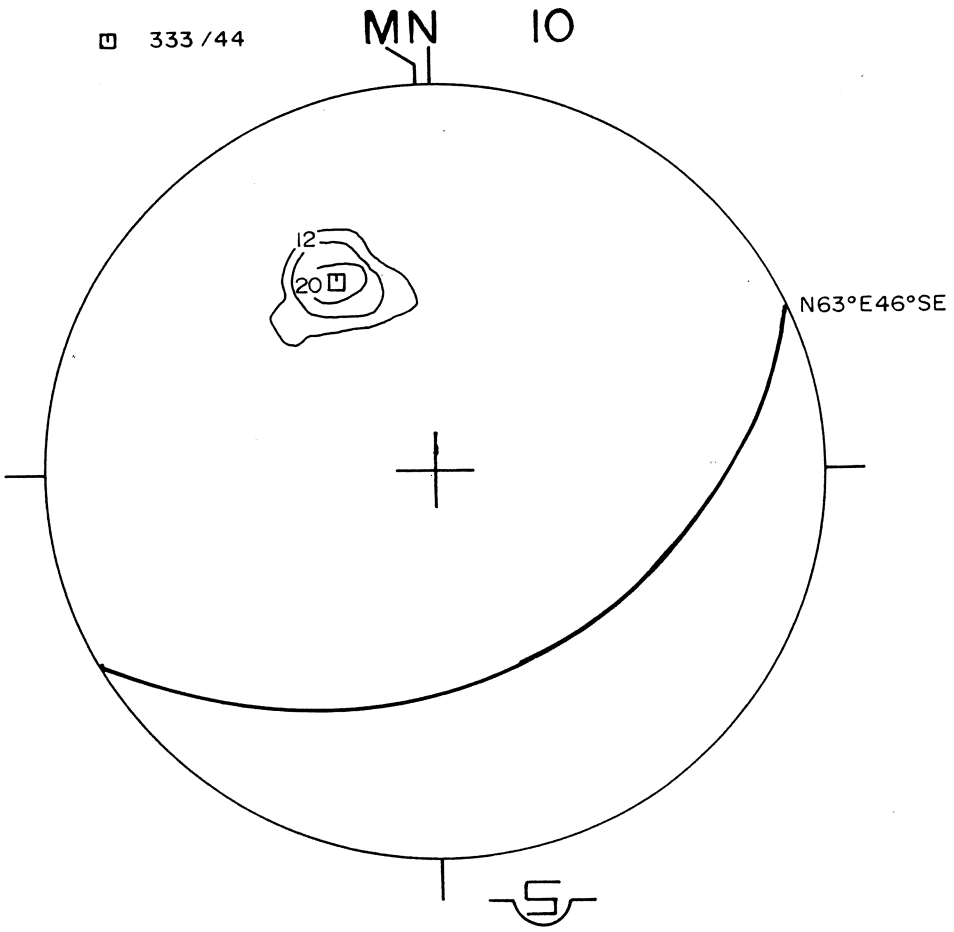



圖3.5.11　E區內層理之投影分析

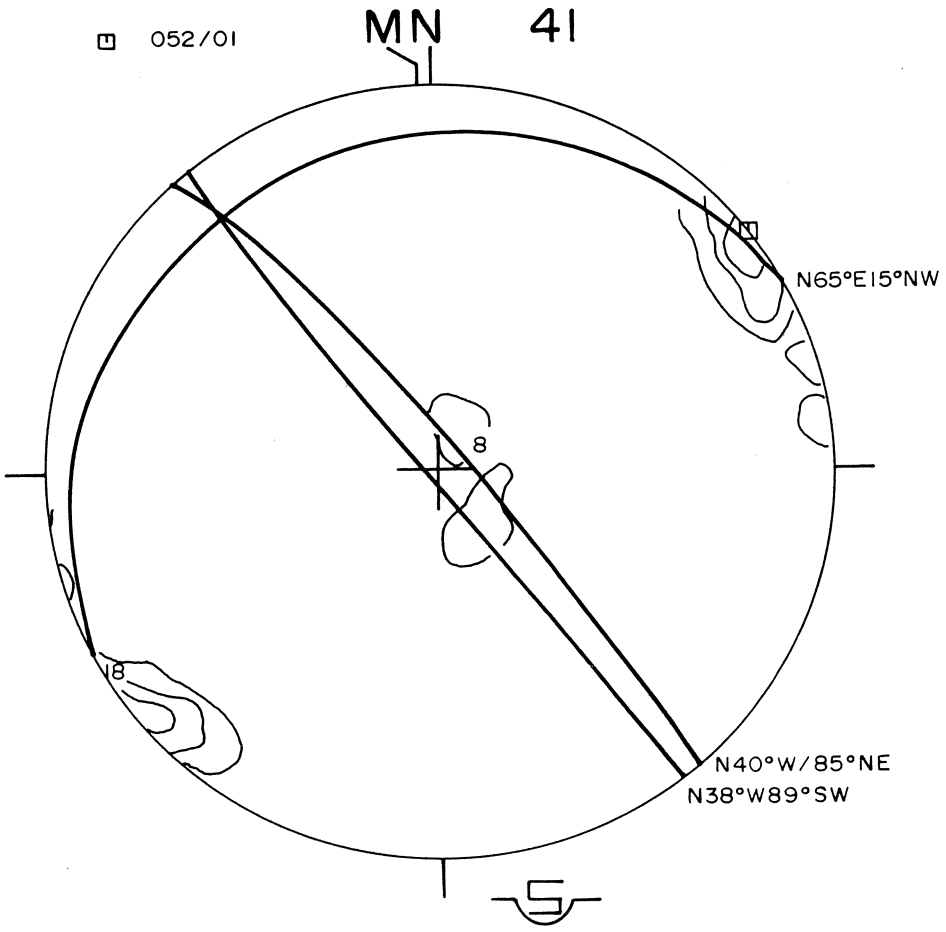



圖3.5.12　E區內節理之投影分析

1.1-75

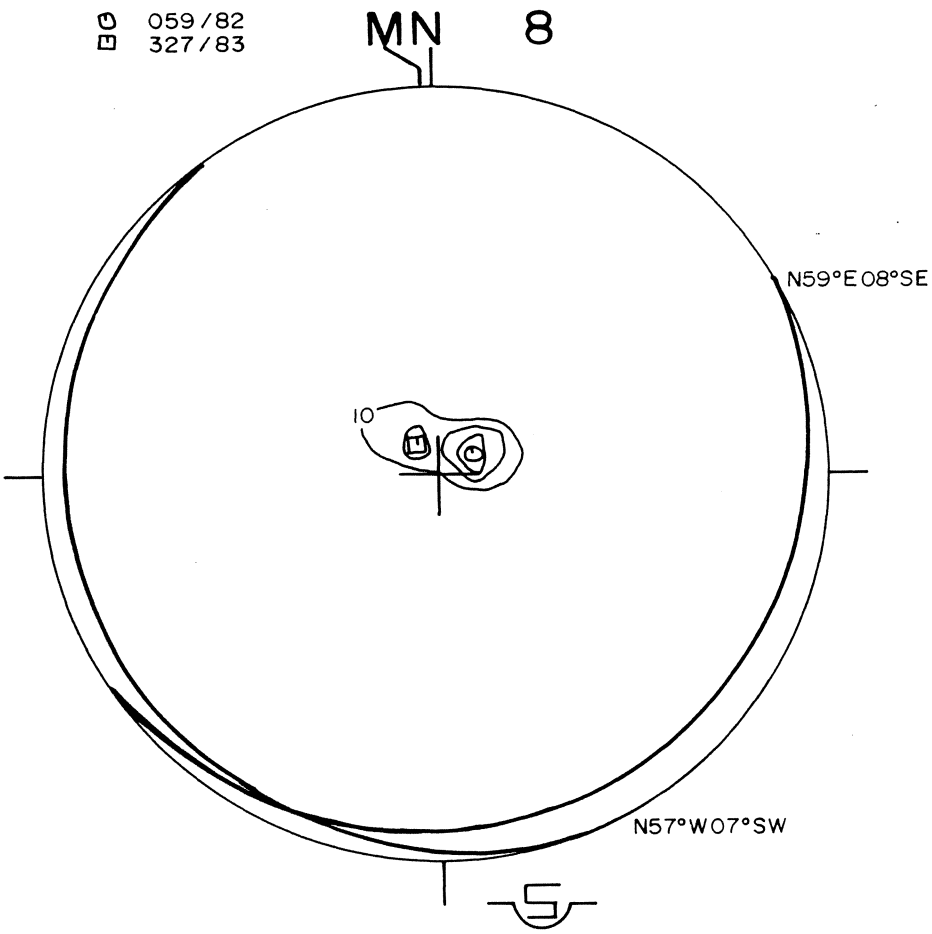



圖3.5.13　F區內層理之投影分析

1.1-76

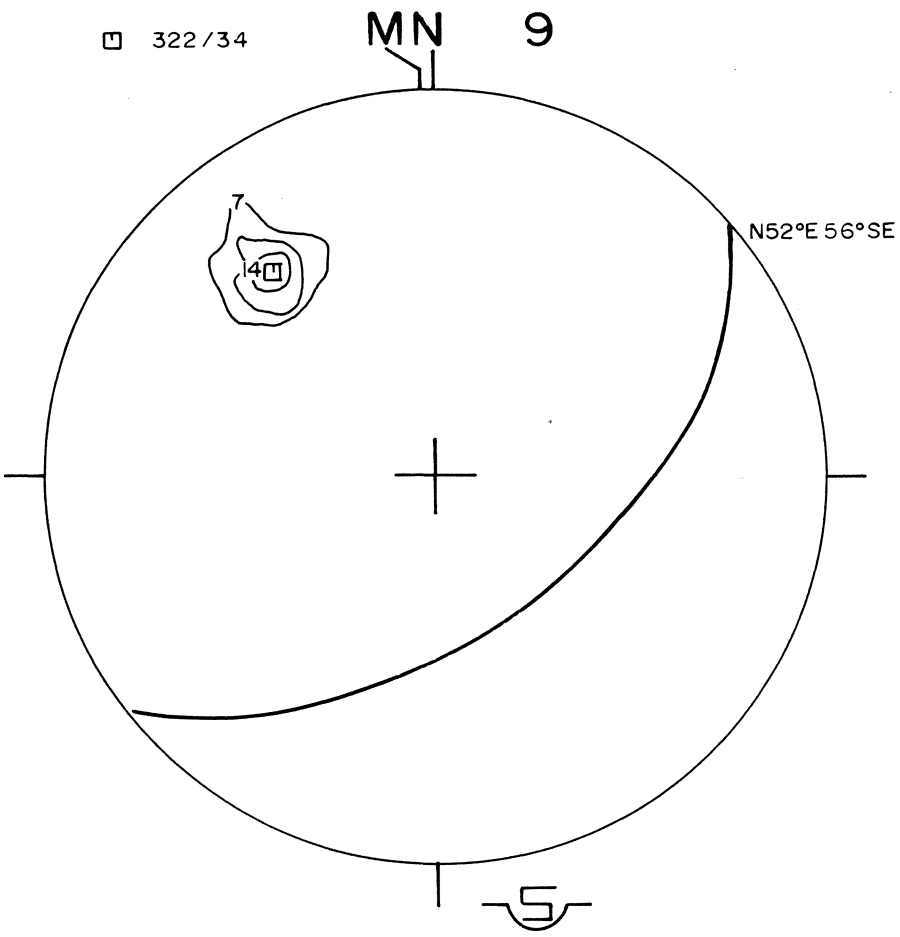



圖3.5.14　G區內層理之投影分析

1.1-77

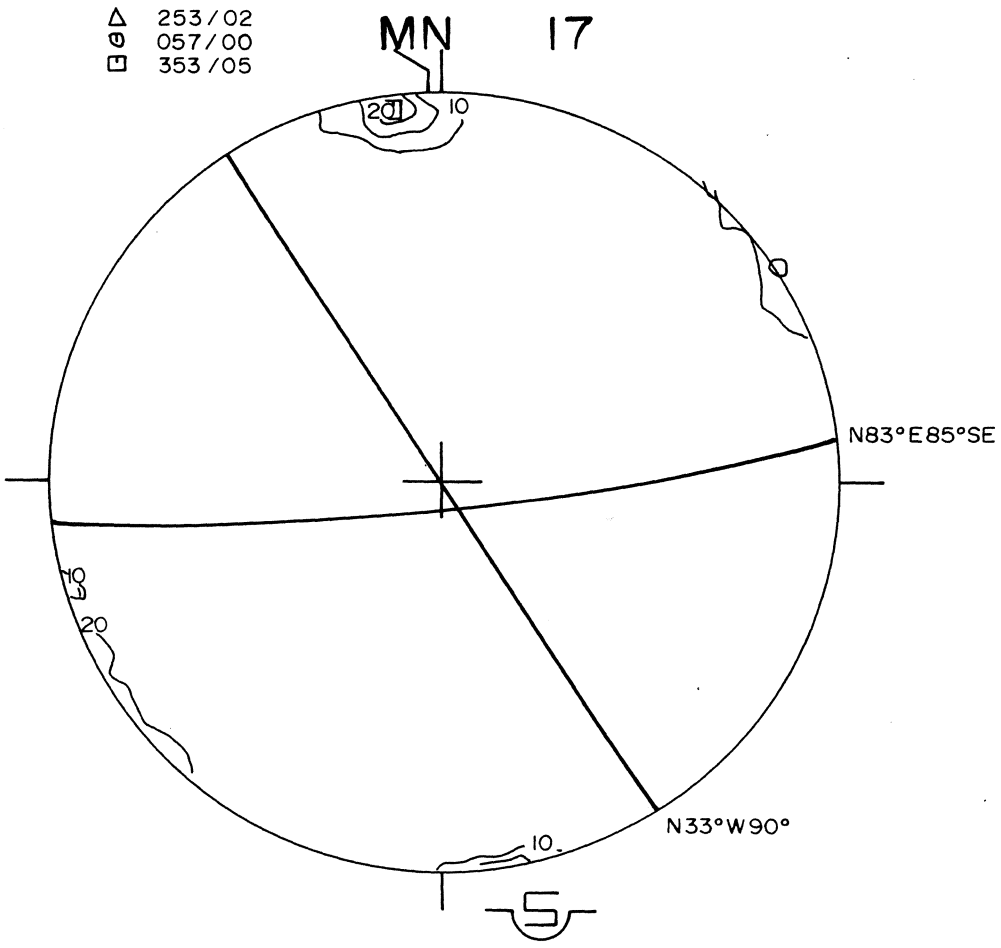



圖3.5.15　G區內節理之投影分析

1.1-78

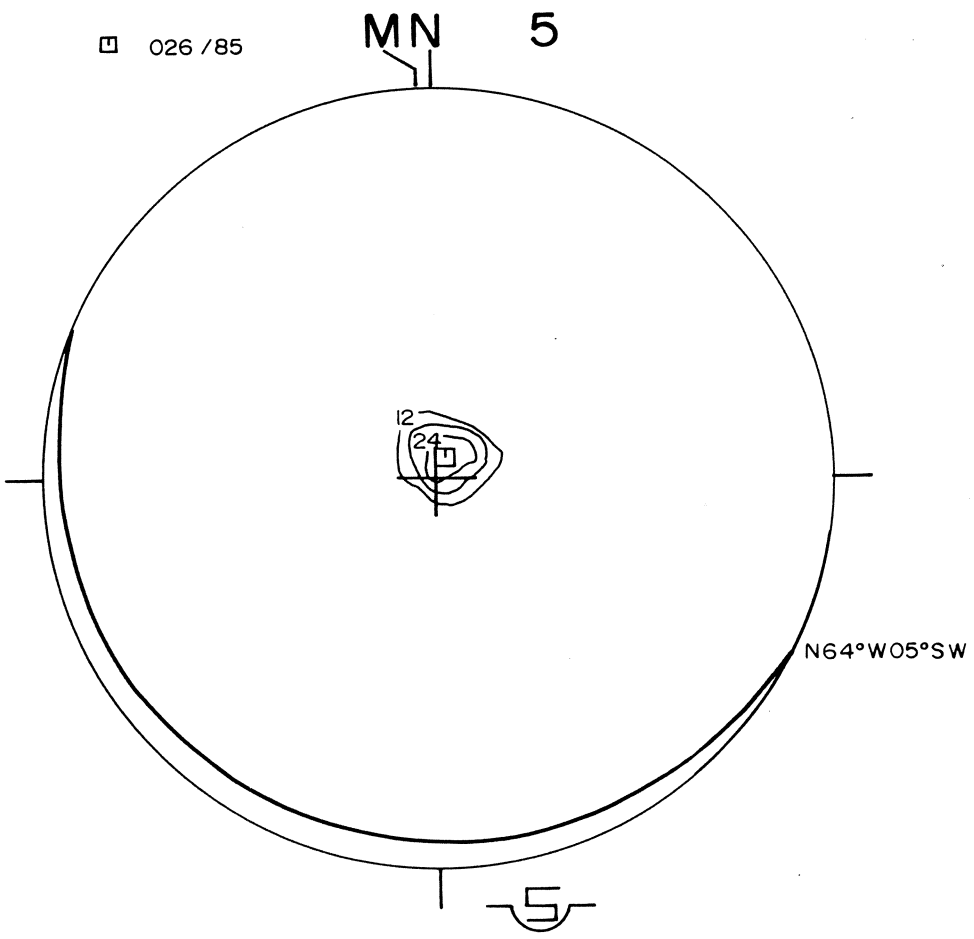



圖3.5.16　H區內層理之投影分析

1.1-79

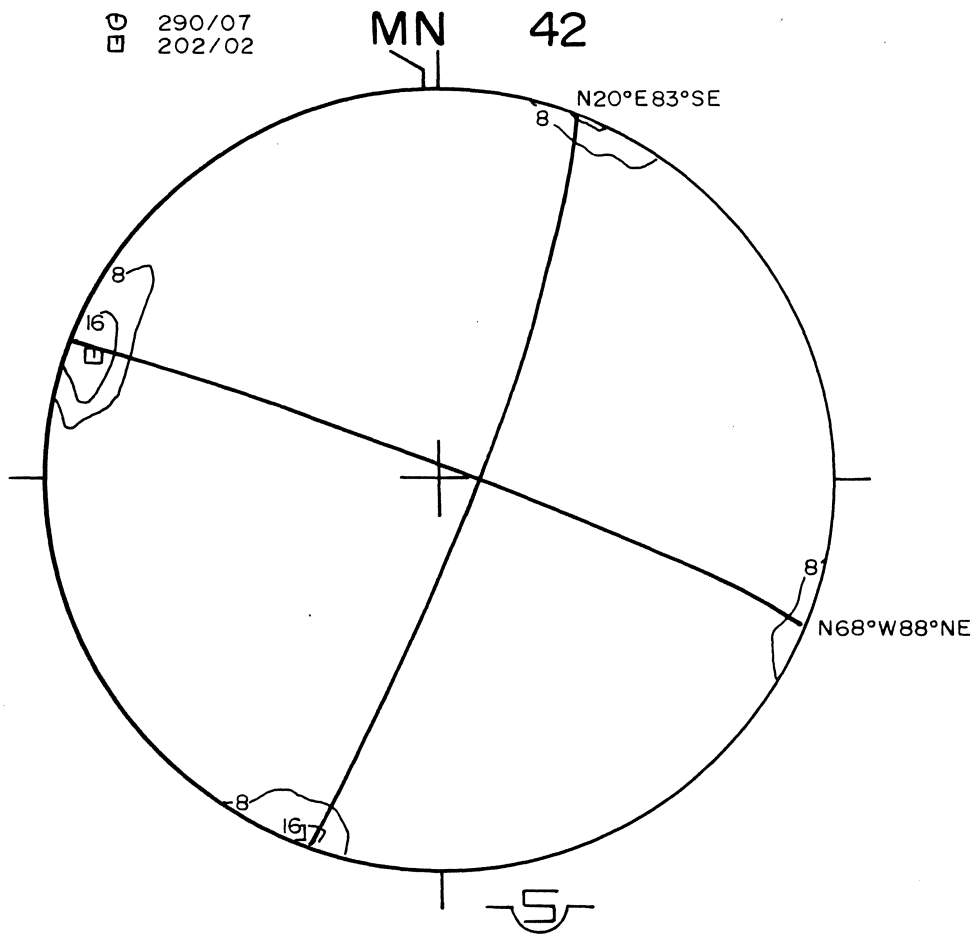



圖3.5.17　H區內節理之投影分析

1.1-80

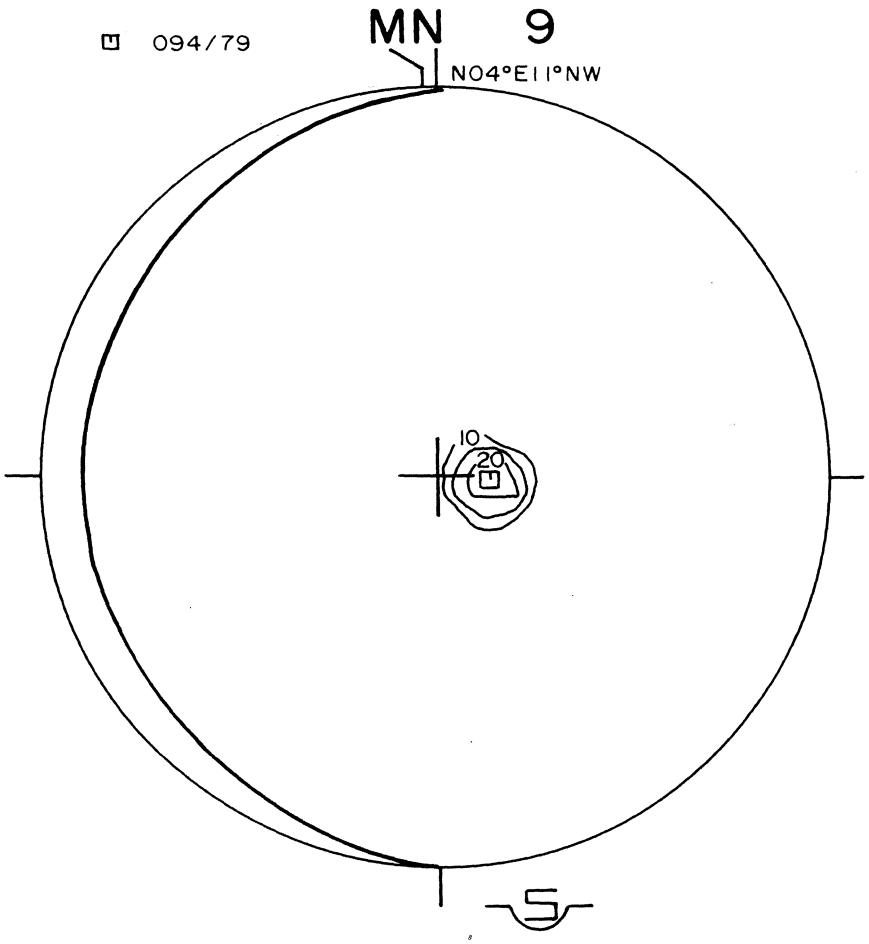



圖3.5.18　I區內層理之投影分析

1.1-81

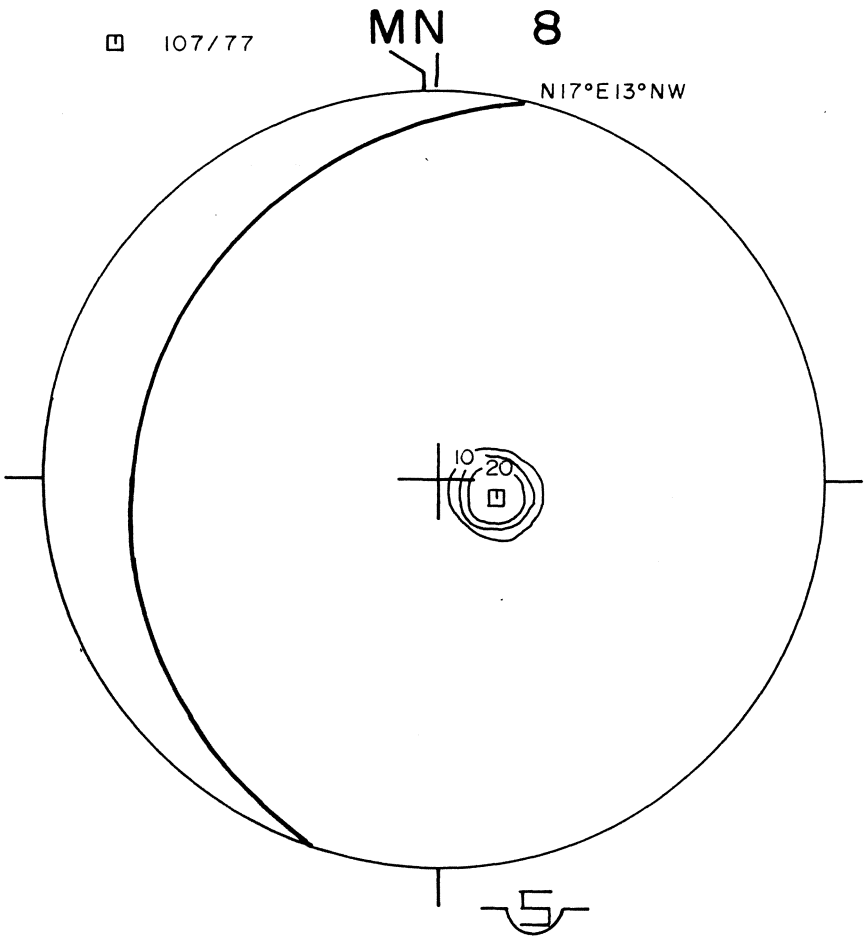


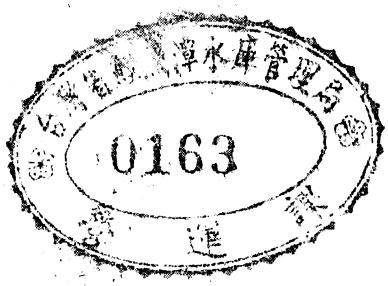

圖3.5.19　J區內層理之投影分析

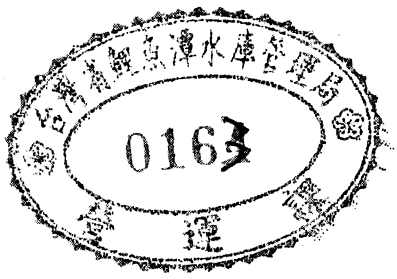
1.1-82

# (4) 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務完成工作總報告 - (民國 82 年 12 月)

台灣省水利局

# 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務
# 完成工作總報告




財團法人 中興工程顧問社

中華民國八十二年十二月

1.1-83

## 3.8 地質研判

水利局自民國55年開始，即曾對大壩壩址及附近地區辦理廣泛之地質調查，並於民國73年委請中興社辦理壩工可行性評估之研究調查，期對鯉魚潭壩址及水庫有關之地質概況能有進一步認識及了解。

民國77年10月至民國81年 3月間中興社地質師長駐工地，研判水利局所提供之地質資料，並與水利局地質師共同研討及複查，以供檢討詳細設計所假定地質條件之合宜性，並視需要向水利局提出建議。

本節就各結構物之地質研判分別記述，俾供水庫運轉與維護以及水庫安全評估之參考。

### 3.8.1 區域地質概要

按現有之地質分區，鯉魚潭水庫位於本省西部麓山帶地質區（何春蓀，1986），東緣與中央山脈輕度變質岩地質區相鄰，壩址以西約4公里與火炎山礫石層接壤， 其間以縱貫全島之上衝斷層相隔。

水庫區出露之地層主要以中新世至更新世之沉積岩爲主，另局部尚有第四紀之赭土礫石層、河岸階地堆積層及現代沖積層。其中，出露岩層層序由老至新依次爲北寮層、打鹿頁岩、觀音山砂岩、南莊層、桂竹林層、錦水頁岩、卓蘭層，此淺海相及濱海相之碎屑狀沉積岩，略經平緩褶曲，未受變質作用，因岩性變化劇烈，一般爲砂岩及頁岩間隔出現，除觀音山砂岩外，大部份岩石膠結程度不良，抗風化力低，多屬密緻之軟岩。

受上新世至更新世蓬萊造山運動之影響，地層大部份



1.1-85

已褶皺成向斜與背斜，褶皺軸走向多呈東北東至北北東，多數褶皺均爲不對稱，地層受擠壓變動之强度由麓山帶東側向西漸弱，麓山帶西側之丘陵地以平緩褶曲爲主，斷層數目及規模也向西減弱。區內主要斷層構造包括三義、新開、司馬限及大茅埔斷層，以及石圍牆向斜、東勢背斜及內彎向斜等三處褶皺， 鯉魚潭水庫區域地質示如圖3.8.1及圖3.8.2。

由於水庫區地質構造單純，淹沒區內未發現埋沒谷或其它不利建壩之岩石存在；鯉魚潭壩址出露之地層包括中新世桂竹林層至上新世錦水頁岩等，岩性以砂岩、頁岩及其互層等爲主，尚屬密緻完整，壩址左山脊之鞍部地形可供溢洪道與壩體分離佈置，以及壩址附近可用於築壩之土石材料豐富，爲適合建造土石壩之工址。

臺灣係西太平洋弧形列島中之一環，位處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界線上，因受兩個板塊相互擠壓碰撞之影響，臺灣之地殼（造山）運動自上新世至更新世以來歷久未歇，地震活動頻繁蓬勃。依相關之研究，臺灣中西部一些赭土礫石層（后里台地）局部傾動、河谷呈掘鑿曲流以及地盤隆起之現象，顯示臺灣中西部之造山運動目前仍持續進行中。鯉魚潭水庫位於苗栗、豐原地區，根據臺灣地體構造之演變及臺灣地震史上之活動記錄，該區早經研判爲地震活動活躍地區之一。水利局曾委託中研院地科所辦理水庫區地震及活動斷層之調查研究，今後仍應持續辦理壩址地區長期地震活動觀測及强震之地動特性分析工作，進一步檢討大壩與水工構造物之受震動態反應特性，以作爲水庫安全評估之依據。

### 3.8.2 水庫區地質

#### 1. 地　形



1.1-86

水庫流域爲景山溪，乃大安溪主要支流之一，發源於司令山與大克山之間，蜿蜒穿流於丘陵地，流路大致呈東西向，與地層走向直交，橫谷與曲流顯著，流經壩址峽谷後於火炎山南麓匯入大安溪。景山溪全長 25 公里，河道平均坡降爲千分之八，較大安溪爲平緩，集水區面積約 53 平方公里。景山溪中、上游呈格子狀水系，溪谷下切盛行，新開以上之上游河谷多呈峽谷，其發育深受地殼運動及岩層構造所控制。淹沒區之景山溪河床高程較其南方之大安溪河床低約 60至 70公尺。

鯉魚潭水庫自壩址至景山國小全長 10 公里間，地形起伏小，地勢由東向西漸趨低緩， 兩岸均爲標高 500 公尺以下之緩斜坡及河階地，山坡坡度多在 1(V)：1.5(H) 左右，少數陡於 1(V)：1(H)以上，地形分區上屬西部覆瓦斷層山塊（徐鐵良，1985)。水庫區右岸山脊線略作北北東至東北東方向延伸，左岸分水嶺頂部常見平緩而未褶曲標高約在470公尺以上之赭土礫石台地， 赭土礫石層係以不整合覆蓋在已褶曲岩層之上， 不整合面標高約在400公尺以上，較水庫常水位標高 300公尺高出甚多。左岸分水嶺下伏之岩盤未發現破碎向斜軸或斷層存在。

景山溪中游在新開以下，除少數地點外，水庫兩岸山坡均植被著天然闊葉林、次生林、人造林及果園。景山溪上游在新開附近之兩岸山坡，多屬高度開發之果園，宜加强此區之水土保持工作。

2. 地　層

水庫地區出露之岩層包括中新世晚期之南莊層、桂竹林層及上新世之錦水頁岩與卓蘭層等，各地層分佈如圖3.8.1 與圖3.8.2 所示，地層之一般岩性說明見表3.8.1 。由於岩層沉積之年



1.1-87

代較新，未受到變質作用，岩石膠結較不佳，多屬密緻之軟岩，岩性一般爲間隔出現之砂岩、粉砂岩及頁岩，兩者偶亦成薄互層狀態，不同岩性之界面常有層縫，水庫區內未發現可溶性或易脆裂岩石，主要地質構造屬一單純向斜構造，故水庫地區之岩盤水密性甚佳。

覆蓋在基盤岩層上之堆積物包括赭土礫石層、河岸階地、沖積層及覆蓋層等。赭土礫石層係分佈在河岸兩側嶺線上，河道左岸台地地形顯著，赭土礫石層之表層經長期淋蝕已風化形成數公尺厚之紅土，爲適當之心層不透水材料，礫石亦爲優良之殼層半透水材料。河岸階地分佈於河道兩側坡度平緩之山坡上，由礫石、砂及沉泥等所組成，其頂層多已風化爲紅土，河岸階地層厚隨地域不同而變化，以五至十數公尺爲常見，部份舊河槽則厚達二十餘公尺。壩址附近標高 310公尺之河岸階地生成年代約在1萬3千年前（依漂木定年測試），壩址下游 1公里三櫃坑附近史前遺址調查中，曾在三櫃橋西側400公尺標高216公尺之低位河階地，發掘數塊炭化木炭，經年代鑑定距今約 3500至 4000年之間〔其鑑定年代與出土遺物類型（牛罵頭文化）相契合〕。沖積層係現今河床之沖積物，景山溪河床沖積物不多，且大部份有岩盤露出，水庫地區並無埋沒谷之存在。覆蓋層係堆積於溪谷兩側坡面，厚約 0.5至 2公尺，多由風化岩石、坡洗及崩積土所組成。

3. 地質構造

水庫區位處西部麓山帶之中西部，區內主要地質構造爲一單純之向斜構造（石圍牆向斜），褶皺軸呈北東走向，軸部兩側地層東緩西陡，在新開、雙坑一帶出露之北段向斜軸部，僅在軸部附近西翼岩層位態陡峭處發生剪裂，向斜軸自雙坑向北延伸則在軸部局部發生錯移現象，即轉爲所謂「新開斷層」（中國石油公司，



1.1-88

1971）。蓄水壩及水庫主要地區之地層向東南（上游）傾斜，水庫上游地區則向西北（下游）傾斜，此一向斜構造西側延至蓄水壩以西約4公里之三義斷層，向東與士林堰址之司馬限斷層爲界，更東則變爲褶皺緊密而斷層複雜之地質構造。向斜構造內雖偶有次生褶皺及小斷層之發現，但地層位態一般尚稱規律。

早期出版之地質圖（張麗旭，1951）在壩址附近有所謂「鯉魚潭斷層」之記載，推測鯉魚潭斷層係三義斷層之次生斷層。經中央地質調查所（1985）查證結果認爲本區並無明顯地層擾動及破碎帶存在，右岸南莊層白色砂岩之消失並不意味著受斷層錯移所致，無法證實鯉魚潭斷層之存在。惟後池堰（位於景山溪鐵路橋下游50公尺）溢流堰及排砂道基礎開挖之露頭顯示，南莊層白砂岩經高角度錯移有數處，下伏於白砂岩之薄層頁岩，岩層扭曲擾動位態變化頗大(見圖3.8.3），依此研判鯉魚潭斷層仍有待辦理水庫安全評估時作進一步查證。

以往地質報告中尚提及獅潭及三櫃坑等斷層，獅潭斷層位於計畫區之北方，走向接近北北東，爲民國25年臺中苗栗地震(M=7.1）發生之斷層，同一地震亦在臺中、豐原一帶發生北東向之屯子腳地震斷層，兩者並未相連，惟因兩斷層之延伸線通過壩址西方一公里處，故受到特別的重視。三櫃坑斷層係中央研究院地球科學研究所根據重力測勘結果所推測之斷層，其位置與獅潭斷層之延伸線吻合，由三櫃坑一帶施工道路開挖面及景山溪河床之露頭顯示，該區景山溪南北兩岸之岩層連續完整，僅數處有數十公分以內之錯動，造成岩層位態變動，故單以重力測勘或航照判釋難以確認此斷層之存在。中央地調所曾於民國74年辦理鯉魚潭水庫補充調查，曾選定枕頭山及三櫃坑兩地線狀構造顯著處，開挖槽溝檢視出露之岩盤與礫石層不整



1.1-89

合面，查證結果顯示該二地並無斷層存在，推定枕頭山之線狀構造爲侵蝕所造成之台地崖。

計畫水庫區地質構造見圖3.8.1及圖3.8.2。

4. 水庫邊坡

水庫周圍山坡一般地質情況良好，地形平緩及植生良好，現有坡地少有崩塌現象，亦無具規模之舊崩塌地，蓄水後應無發生大型崩坍而擠溢庫水之潛能。

水利局曾委託聯合大地工程顧問公司辦理庫緣邊坡穩定之調查。經調查32個崩坍地，主要崩坍之成因有三種：

(1) 侵蝕溝發達

(2) 河道側蝕或人爲開挖切斷岩層基腳

(3) 岩楔滑崩

---

3.8.3 壩址區地質

1. 地 形

鯉魚潭壩址位於景山溪下游，距與大安溪匯流點約4公里，受岩層構造控制，於壩址附近之河道呈「ㄈ」字型之掘鑿曲流，貫穿壩址峽谷之流向與地層走向呈大角度斜交；壩址河谷呈Ｖ字型之峽谷，峽谷長約 400公尺，河床標高約 210公尺，寬度約30至40公尺。壩址河谷兩側坡面主要受平行河道之傾向節理所控制，左、右岸山坡分別約呈55與40度傾斜，在標高 310公尺以上地形開闊，右山脊爲緩起伏之山嶺，左山脊之鞍部爲一平坦河階台地，可供佈置溢洪道。溢洪道鋸齒堰係位於左山脊上游側順向坡之坡頂，順向坡之岩層呈覆瓦狀疊層排列；陡槽則位於左山脊下游側陡峻之逆向坡坡面上，溢洪道穿越壩區所有出露之岩層。



1.1-90

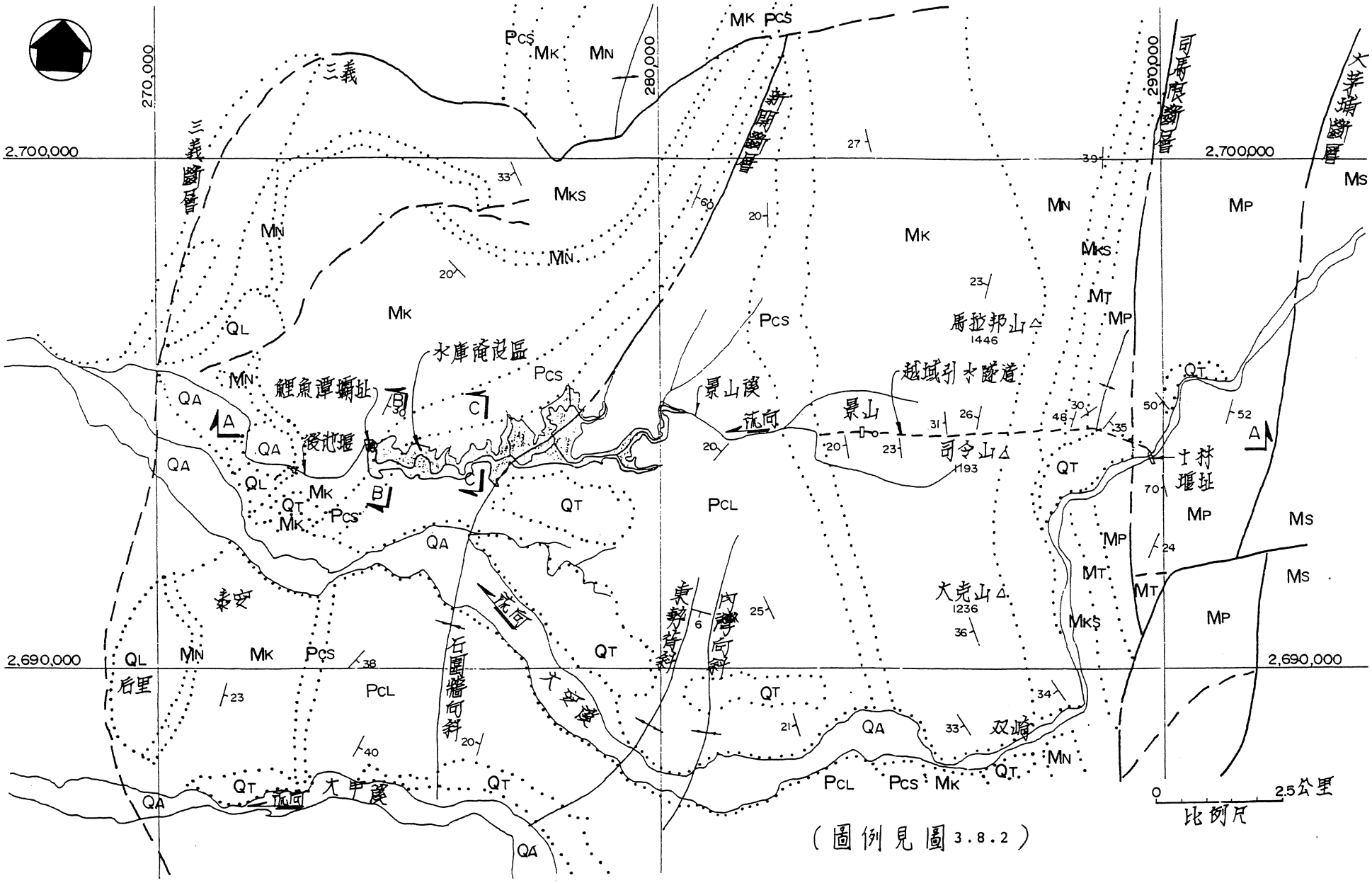
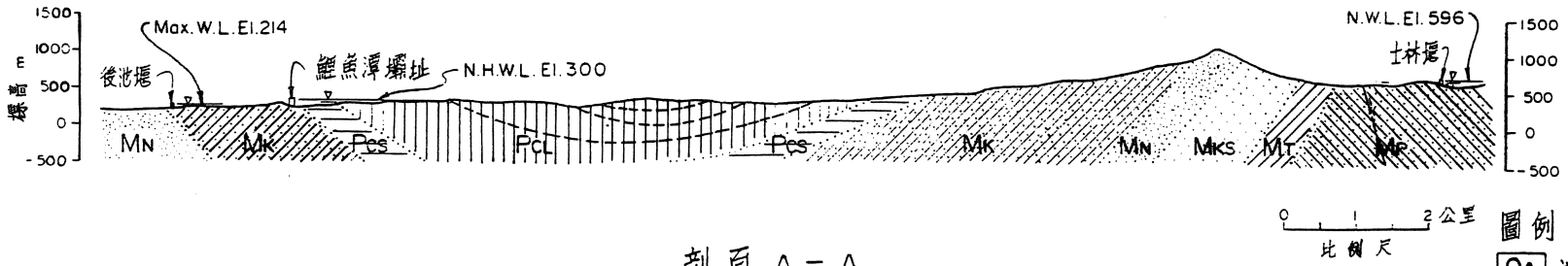
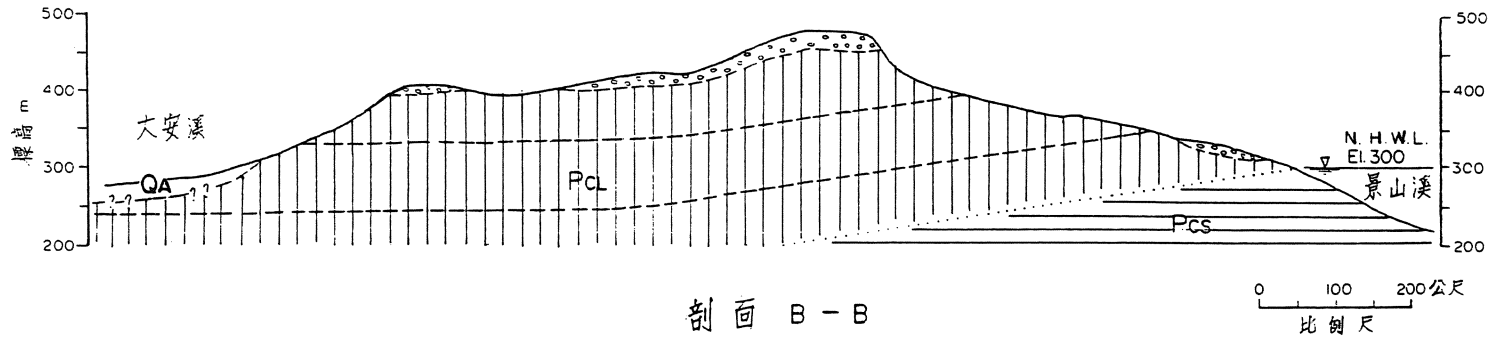


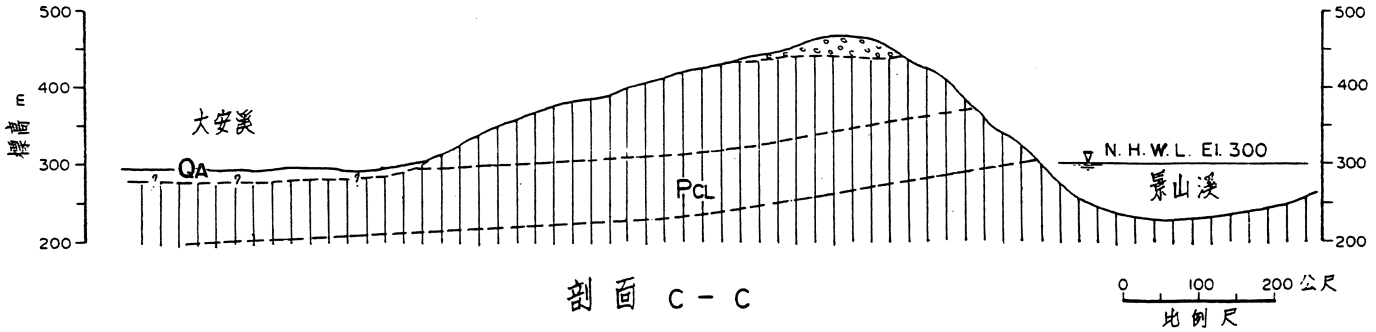

圖3.8.1 鯉魚潭水庫區域地質圖




剖面 A－A




剖面 B－B




剖面 C－C

圖例

| | | |
|---|---|---|
| QA | 冲積層 | ALLUVIUM |
| QE | 紅土堆積層 | LATERITIC DEPOSITS |
| QT | 階地堆積層 | TERRACE DEPOSITS |
| PCL | 卓蘭層 | CHOLAN FORMATION |
| PCS | 錦水頁岩 | CHINSHUI SHALE |
| MK | 桂竹林層 | KUEICHULIN FORMATION |
| MN | 南莊層（上福基砂岩） | NANCHUANG FORMATION |
| MKS | 觀音山砂岩 | KUANYINSHAN SANDSTONE |
| MT | 打鹿頁岩 | TALU SHALE |
| MP | 北寮層 | PEILIAO FORMATION |
| ..... | 地層界線 | GEOLOGICAL BOUNDARY |
| | 向斜 | SYNCLINE |
| | 背斜 | ANTICLINE |
| --- | 斷層 | FAULT |

圖3.8.2鯉魚潭水庫區域地質剖面圖



1-192

# 1.1-4 竣工及營運階段

# (1) 鯉魚潭水庫竣工報告 - (民國 88 年 6 月)

# 鯉魚潭水庫竣工報告




台灣省中區水資源局

中華民國八十八年六月

1.1-93

## 4-1-4 地質與地震

㈠地質

1.水庫區域地質

⑴地形：水庫區域地形起伏不大，大部份區域位於標高500公尺以下，屬台灣西部麓山帶丘陵地地形。景山溪發源於水庫東方司令山（標高1,193公尺），經鯉魚潭注入大安溪，全長約20公里。鯉魚潭水庫即利用此溪中游良好狹谷地形做爲堰址。

由於本區岩層，全由軟硬不同的砂頁岩所構成，且岩層以中至低角度傾斜，經過長時間的差異侵蝕結果，地形上常表現出單面山及豚背脊地形。

⑵地層：

本區岩層層序，由老至新依次爲觀音山砂岩、南莊層、桂竹林層、錦水頁岩、及卓蘭層，各地層間彼此整合接觸。另外第四紀未固結岩層，則不整合覆蓋於上述岩層之上，包括赭土礫石層、階地堆積層、和河床沖積物等。表4-1-4-1爲鯉魚潭水庫區域地層及岩性說明。

有關規劃設計階段水庫區域地質調查結果，見圖4-1-4-1及圖4-1-4-2，施工期間另完成「水庫邊緣邊坡安定之工程地質調查」。

⑶地質構造

本區域地質構造（同圖4-1-4-1及圖4-1-4-2）依褶皺、斷層、及層理和節理分述如下：

①褶皺：包括石圍牆向斜（或稱新開向斜）、東勢背斜，內灣向斜。

②斷層：本區有新開、鯉魚潭、獅潭、屯子腳等斷層。

③層理與節理：水庫淹沒區，內岩層位態在上下游及新開向斜之東西兩翼有極大之差異，相對的節理位態也隨區域顯現變化。圖4-1-4-3及圖4-1-4-4爲淹沒區層理與節理分布情形。

缺

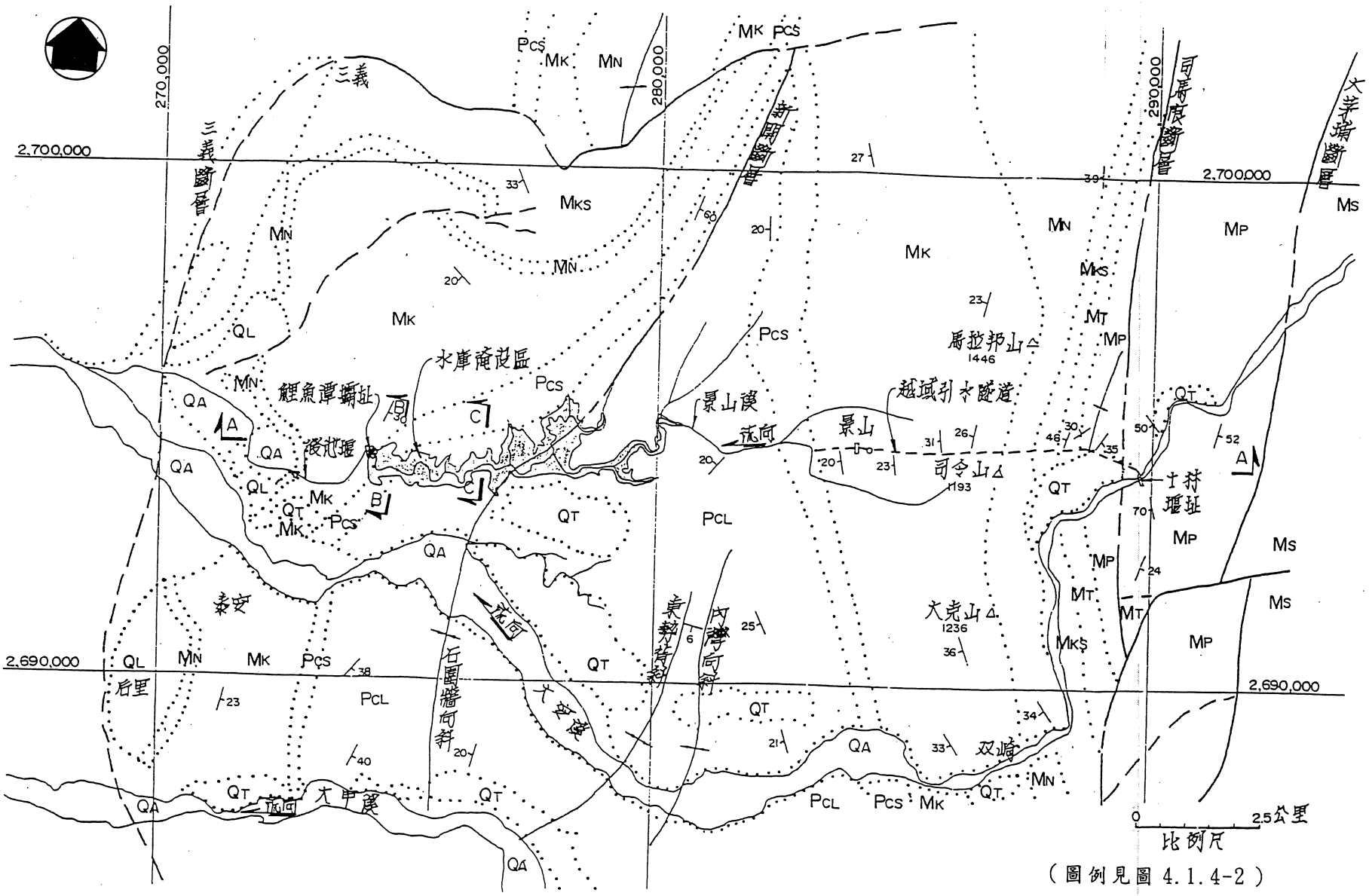
2.堰區工程地質

⑴地形

景山溪流經堰址狹谷前，形成一凸向西南之河曲，但整體上在堰址附近流向略成西北，且大致與岩層走向直交。堰址所在狹谷長約400公尺，左岸爲一堅厚山脊，頂部標高約310公尺，爲佈置溢洪道理想位置



1.1-95

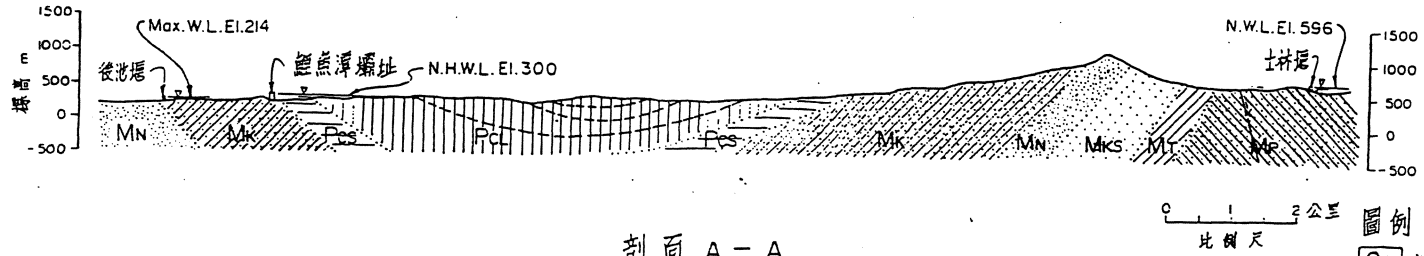



（圖例見圖 4.1.4-2）

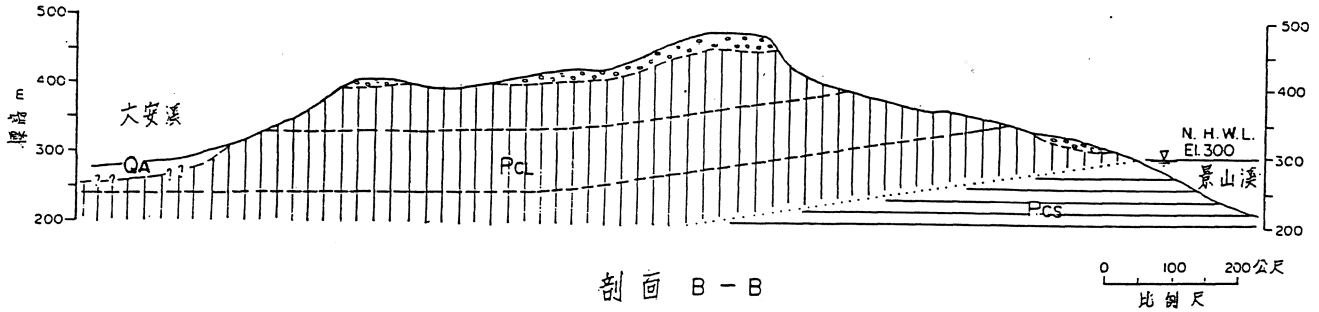
圖 4-1-4-1　鯉魚潭水庫區域地質圖



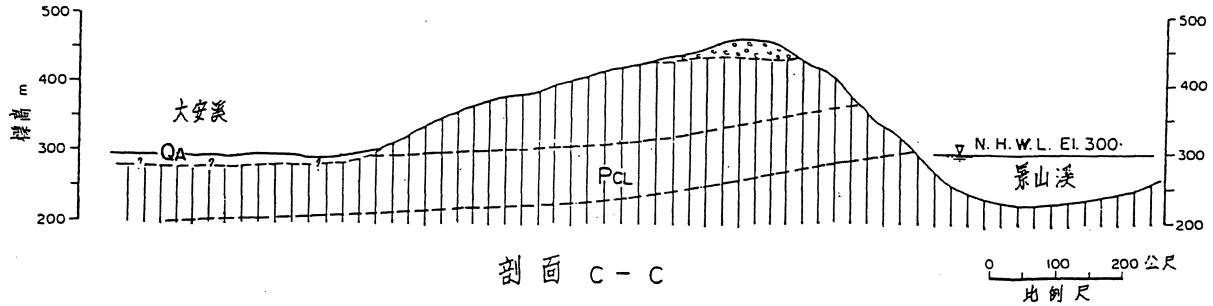
1.1.1-96




剖面 A－A




剖面 B－B




剖面 C－C

圖例

- QA 冲積層 ALLUVIUM
- EQE 紅土堆積層 LATERITIC DEPOSITS
- QT 階地堆積層 TERRACE DEPOSITS
- PCL 卓蘭層 CHOLAN FORMATION
- PCS 錦水頁岩 CHINSHUI SHALE
- MK 桂竹林層 KUEICHULIN FORMATION
- MN 南莊層（上福基砂岩） NANCHUANG FORMATION
- MKS 觀音山砂岩 KUANYINSHAN SANDSTONE
- MT 打鹿頁岩 TALU SHALE
- MP 北寮層 PEILIAO FORMATION
- 地層界線 GEOLOGICAL BOUNDARY
- 向斜 SYNCLINE
- 背斜 ANTICLINE
- 斷層 FAULT

圖 4.1.4-2 鯉魚潭水庫區域地質剖面圖

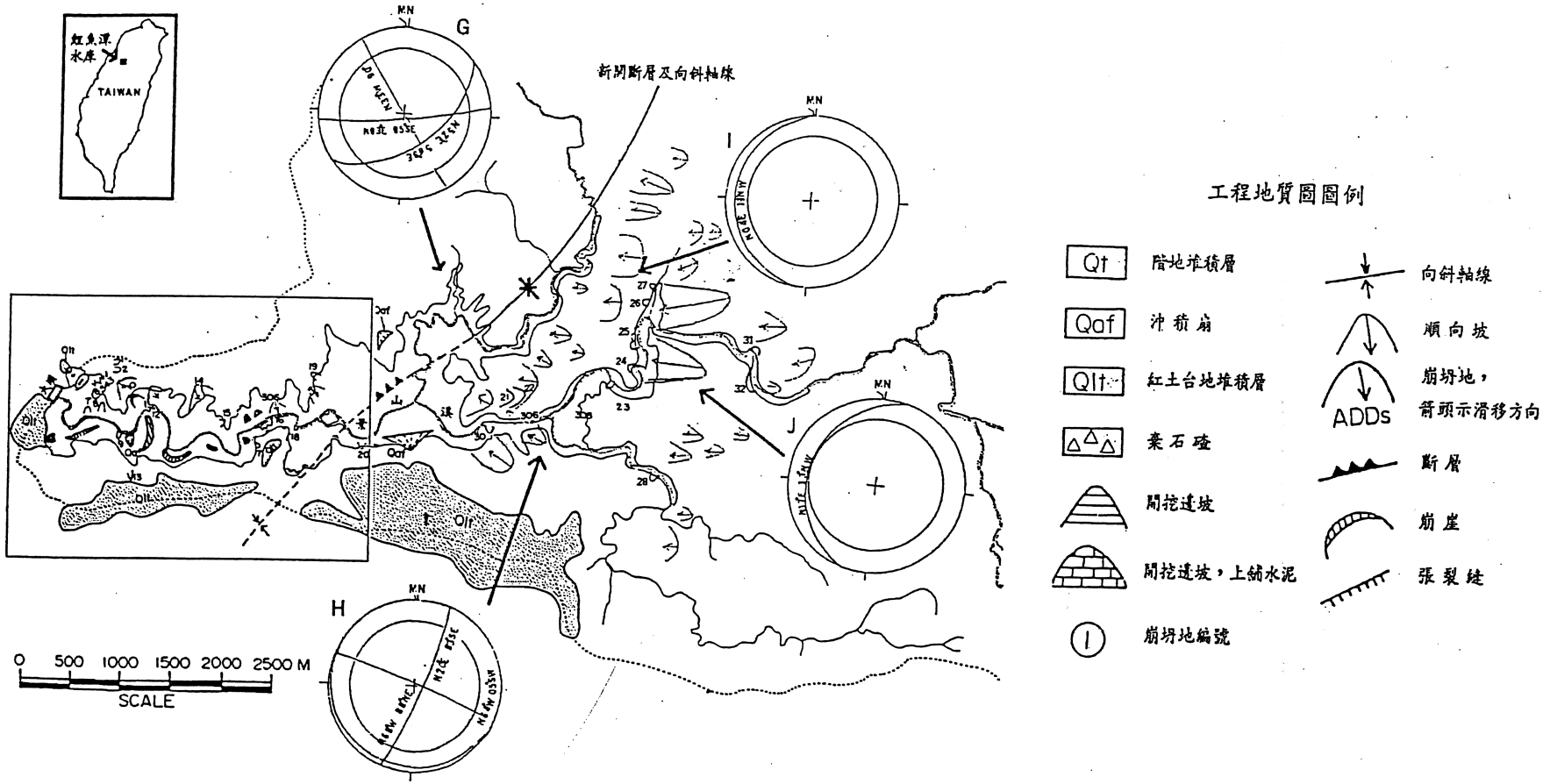



圖 4.1.4-3　鯉魚潭水庫淹沒區工程地質略圖



1.1-48

# (2) 台灣省鯉魚潭水庫集水區整體治理計畫規劃報告 - (民國 88 年 11 月)

# 台灣省鯉魚潭水庫集水區整體治理計畫

# 規劃報告

委託單位：經濟部水利處中區水資源局

受託單位：元裕工程技術顧問有限公司

中 華 民 國 八 十 八 年 十 一 月

1-1-99

# 3-2 地質

本集水區地質主要為砂岩、間有灰色砂質頁岩，分類上可分為錦水頁岩層($P_1$)、卓蘭層($P_2$)、紅土台地堆積層($Q_3$)、三峽群(MS)，形成年代則介於上新世至中新世之間，如圖 3-5 所示。現將各岩層之地質狀況及分佈概述如下：

(1).錦水頁岩層($P_1$)：本地層形成於上新世時期，由海底相的沉積物組成，主要由深灰色頁岩構成，具有發育良好的球狀剝離構造，常夾雜暗灰色的砂岩及粉砂岩和泥岩薄層，部份頁岩的淘選度較差，並且多含泥灰岩結核。本層主要分佈於卓蘭層之外圍，面積不大，在集水區內成二帶狀分佈，一沿苗 55 線成南北走向，另一由石門經新開至鯉魚潭成東北－西南走向。

(2).卓蘭層($P_2$)：本地層為上新世期淺水相的沉積物，由砂岩、粉砂岩、泥岩和頁岩的互層組成，砂岩呈淡青灰色或淡灰色細粒，略含雲母質，質地較鬆軟，頁岩和泥岩呈青灰色或暗灰色，由於砂岩和頁岩的抗蝕力不等，所以在互層出露區域常形成單面山，或豬背嶺的地形，為本地層的重要特徵，在本集水區內面積較廣，集中分佈於上述錦水頁岩兩帶狀區之間。

(3).紅土台地堆積層($Q_3$)：本地層形成於更新世，多數是地表堆積物、河谷或盆地中的沉積物，在地形上都是以海岸台地、河階台地和沖積平原出現，主要由細粒碎屑(砂－粉砂－粘土)夾雜著礫石，上覆厚度不等的紅壤所構成，礫石有各種不同的種類，通常以岩屑質砂岩和石英岩比較多，主要分佈於卓蘭鎮西坪里一帶。

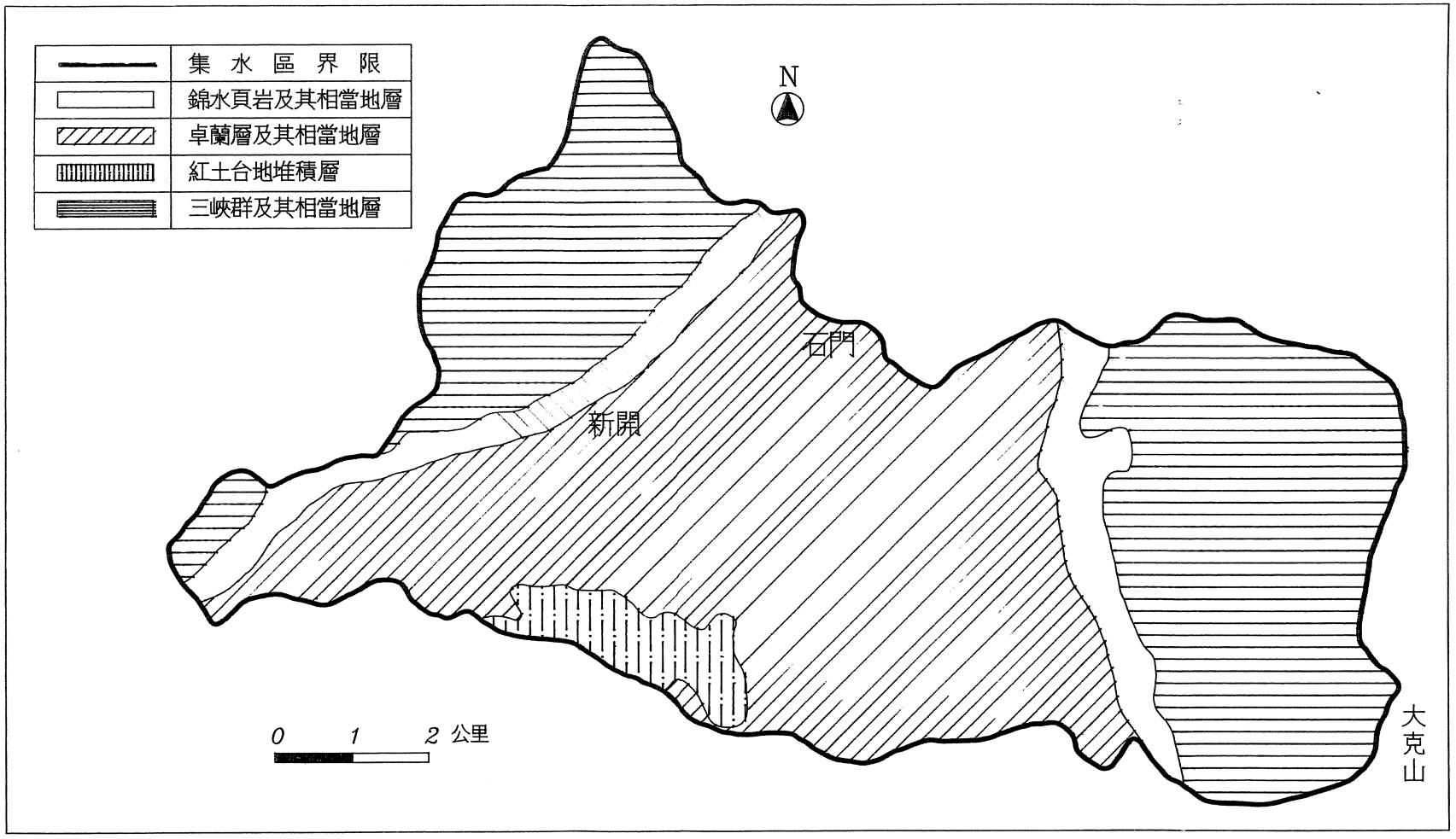
(4).三峽群(MS)：本地層為台灣西部中新世中最年幼的一個沉積循環，為海陸相交的陸台型沉積相。南莊層位於下部，由白色砂岩、黑灰色頁岩以及砂岩－粉砂岩－頁岩的薄葉互層構成。桂竹林層位於上部，主要由厚層淡青灰色(或灰白色)細粒砂岩夾雜著深灰色頁岩構成，成互層存在者較多，在本集水區分佈於大克山、司令山、關刀山一帶，面積亦廣。

# 3-3 土壤

本集水區土壤以灰黃色崩積土為主，面積約佔集水區之 44%，分佈於較陡之丘陵地；石質土次之，約佔 29.7%，分佈於大克山、司令山及關刀山等較陡之高山地區，另有沖積土、暗色崩積土、黃棕色黃壤、黃紅色黃壤、紅棕色紅壤夾雜期間如圖 3-6，茲將各土壤類別、特徵簡述如下：

(1).紅棕色紅壤(I1)

本類土壤係由洪積母質發育而成，主要形成於較高之台地或緩和安定的台地坡，土壤化育層深厚，剖面內表土下至少有厚度 40 公分以上之土層，主要分佈




資料來源：鯉魚潭水庫集水區保育調查規劃報告，民國七十二年九月。

圖 3-5 鯉魚潭水庫集水區地質分布圖

1-1-102

(3) 九十四及九十五年度鯉魚潭水庫
集水區治理及庫區改善工程
設計及監造委託服務服務建議書
- (民國 94 年元月)

經濟部水利署中區水資源局

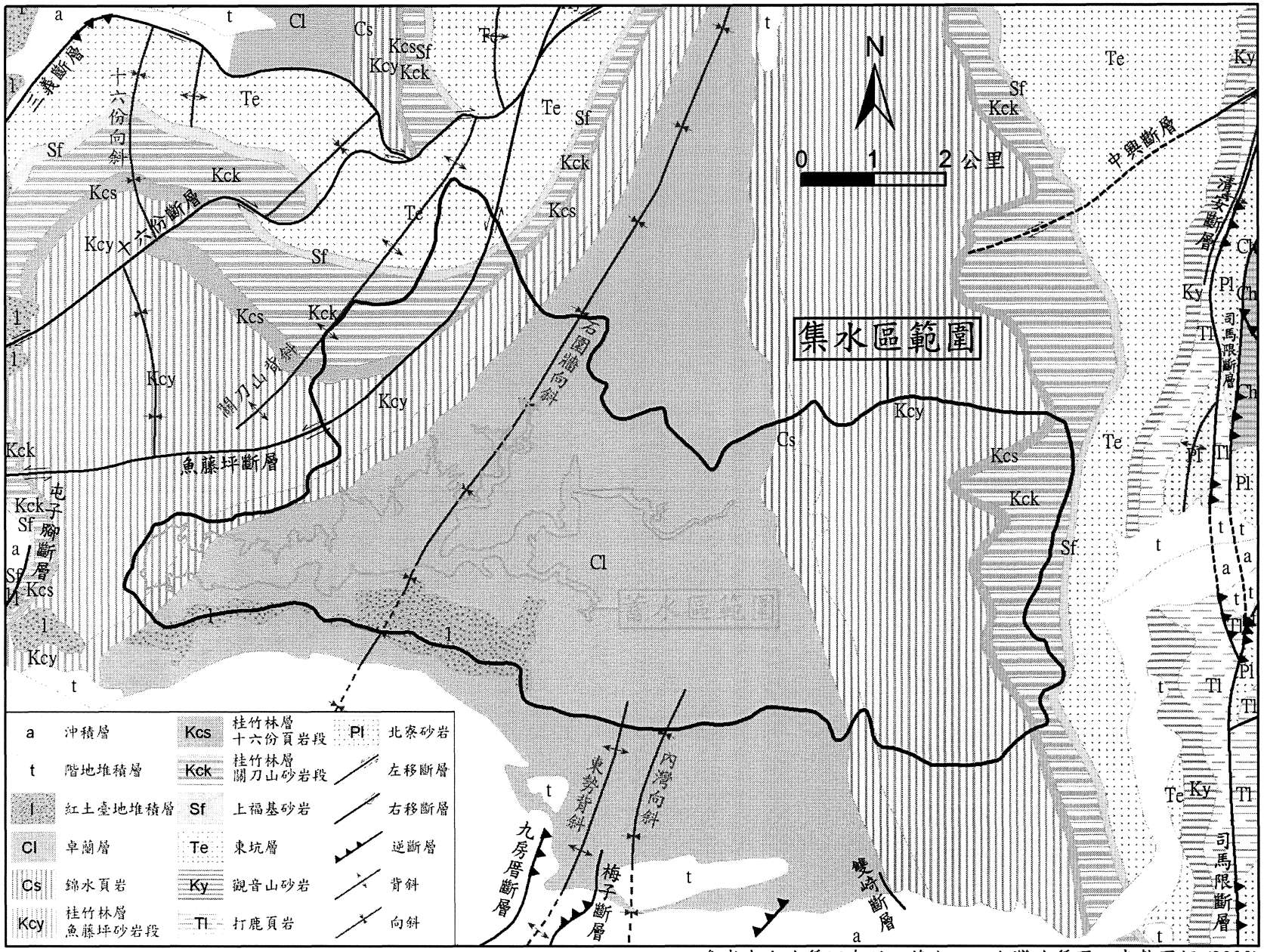
# 九十四及九十五年度
# 鯉魚潭水庫集水區治理及庫區改善工程
# 設計及監造委託服務

# 服務建議書

中興工程顧問股份有限公司

中華民國九十四年元月二十日

1.1-103




參考中央地質調查所五萬分之一台灣地質圖－東勢圖幅(2000)

# 鯉魚潭水庫區域地層及岩性說明

| 年代 | | 地層 | | 岩性說明 |
|---|---|---|---|---|
| 第四紀 | | 沖積層 | | 由黏土、粉砂、砂及礫石組成。 |
| | | 紅土台地堆積層 | | 由未膠結之礫石、砂、粉砂及紅土組成。 |
| 上新世 | | 卓蘭層 | | 以砂岩、粉砂岩及頁岩所成之互層為主，互層之厚度自十幾公分至十餘公尺，砂岩呈青灰色至淡灰色，細粒至中粒，組織疏鬆。 |
| | | 錦水頁岩 | | 青灰色、暗灰色、灰色頁岩組成，頁岩中含砂粒甚多，風化呈圓球狀或洋蔥狀構造。 |
| 中新世 | 晚期 | 桂竹林層 | 魚藤坪砂岩 | 以砂岩為主，局部含頁岩薄層，砂岩以灰色至青灰色，細粒至中粒之泥質砂岩及潔淨砂岩為主，厚層至中層部份含石灰質。砂岩組織疏鬆，風化後呈黃色或淡黃色。 |
| | | | 十六份頁岩 | 由暗灰色砂質頁岩及粉砂岩組成，局部含石英粒，富含海相化石。 |
| | | | 關刀山砂岩 | 以淡灰色之細至中粒砂岩為主，局部含深灰色頁岩，砂岩呈厚層塊狀。 |
| | | 南莊層 | 上福基砂岩 | 以淡灰色至灰色中粒砂岩為主，砂岩呈塊狀或厚層狀。 |
| | 中期 | 水裡坑層 | 觀音山砂岩 | 由青灰色至淡灰色細粒石灰質砂岩及深灰色頁岩薄互層組成。砂岩呈塊狀。 |
| | | | 打鹿頁岩 | 由灰色至深灰色頁岩組成，局部含凸鏡狀砂岩。 |
| | | | 北寮層 | 由淡灰色細粒至中粒砂岩組成。砂岩呈塊狀，層理不明顯。 |

# 1.2 地震

# 1.2-1 規劃階段

# (1) 苗栗縣鯉魚潭水庫工程規劃不同常水位壩工方案比較研究報告 - (民國 69 年 6 月)

壩工叢刊之 42

# 苗栗縣鯉魚潭水庫工程規劃

## 不同常水位壩工方案比較研究報告

037

00037

台灣省水利局壩工工程調查設計隊

中華民國六十九年六月

1.2-1

## 五、 地震活動

台灣有地震記載之史實，最早可追溯至公元 1644年（明崇禎17.年）7. 月30.日之台南激震，在此以前之地震情形缺乏資料可以供查考，明崇禎 17. 年至民前15.年（公元 1896年）之間，其間 252 年台灣共發生大地震20.次，詳表 5—1—1。

表5—1—1　　臺灣大地震概表　　（民前15.年以前）

| 中國年曆 | 西曆 | 簡記 |
|---|---|---|
| (明) 崇禎17.年 | 1644 年 7 月30.日 | 臺南激震，城壁龜裂傾斜、崩墜。 |
| (明) 永曆 8 年12.月 14.日 | 1654 年 1 月21.日 | 嘉義、臺南激震，連續六週，見有湖水激盪。 |
| (明) 永曆14.年10.月 | 1660 年 | 臺北烈震，餘震至百餘日。 |
| (清) 康熙59.年10.月 1. 日 | 1720 年11.月 1. 日 | 臺南激震。 |
| (清) 康熙59.年12.月 8. 日 | 1721 年 1. 月 5. 日 | 臺南激震。 |
| (清) 雍正13.年12.月17.日 | 1735 年 1. 月27. 日 | 嘉義烈震。 |
| (清) 乾隆19.年 4. 月 | 1754 年 | 淡水烈震。 |
| (清) 乾隆41.年11.月 | 1776 年12.月 11.日 | 嘉義烈震，災情慘重 |
| (清) 乾隆57.年 6. 月22.日 | 1792 年 7. 月20.日 | 嘉義、彰化地區烈震死約百餘人。 |
| (清) 道光28.年11.月 | 1848 年12.月 3. 日 | 雲、嘉一帶烈震，山崩範圍甚廣。 |
| (清) 同治元年 5. 月 9. 日 | 1862 年 6 月 6 日 | 臺南、嘉義、彰化一帶烈震，大尖山崩，濁水溪清數日。 |
| (清) 同治 6. 年11.月13.日 | 1867 年12.月 18.日 | 基隆一帶烈震。 |
| (清) 光緒 7. 年 3. 月21.日 | 1881 年 4. 月19.日 | 臺北一帶烈震。 |
| (清) 光緒18.年 4. 月22.日 | 1892 年 4. 月22.日 | 臺南一帶烈震。 |
| (清) 光緒21.年12.月29.日 | 1896 年 2. 月12.日 | 宜蘭烈震。 |
| (清) 嘉慶20.年 6. 月 5. 日 | 1815 年 7. 月 11.日 | 宜蘭烈震。 |
| (清) 嘉慶20.年 9. 月 | 1815 年10.月 | 淡水烈震。 |
| (清) 嘉慶21.年 2. 月及 8. 月 | 1816年1月29.日及 9. 月21.日 | 宜蘭地震 |
| (清) 道光13.年11.月 | 1833 年12.月 3. 日 | 宜蘭烈震。 |
| (清) 道光19.年 5. 月17.日 | 1839 年 6. 月27. 日 | 嘉義烈震。 |
| (清) 道光20.年10.月 | 1840 年11.月 | 雲、嘉一帶烈震，山崩範圍甚廣。 |



1-2-3

當時有關台灣地震之觀測均係以人為方式為之，其客觀與精確之程度頗多疑問之處。自民前15.年（1896年）至民國64.年(1975年)間，台灣共發生破壞性強烈地震79次，這些地震中，震度較烈，災情較重者共有11.次，分列如下：〔張憲卿近30.年台灣之地震〕

1. 民前5年（1906年）3.月17.日嘉義烈震〔M（即 Magnitude，為芮氏分級地震規模）＝7·1〕
2. 民前5年（1906年）4.月14.日鹽水港烈震。〔M＝6·6（前）及5·8（後）〕。
3. 民國24.年（1935年）4.月21.日新竹臺中烈震。（M＝6·0）。
4. 民國30.年（1941年）12.月17.日嘉義烈震。（M＝7·1）。
5. 民國35.年12.月5.日臺南烈震　（M＝6·3）
6. 民國40.年10.月22.日花蓮烈震　（M＝7·1）
7. 民國40.年11.月25.日臺東烈震　（M＝7·3）
8. 民國46.年2.月24.日花蓮烈震　（M＝7·3）
9. 民國48.年8.月15.日恒春烈震　（M＝6·8）
10. 民國53.年1.月18.日臺南嘉義烈震（M＝6·3）
11. 民國61.年4.月24.日瑞穗烈震　（M＝6·9）

由上述可知發生於中部地區的大地震只有民國24.年4.月21.日之新竹、台中裂震，大地震出現頻率似乎很少。

民國24.年（1935年）4.月21.日新竹，台中烈震，其規模為6·0，震央在壩址東北方關刀山附近，震源約在地下10.公里伴隨斷層，地裂、山崩、地陷之地變，根據日本東京帝國大學地震研究所，Yanosuke otuka所作"The Earthquake of Centeral Taiwan April 21 1935, and Earthquake Faults,"乙文中指出由於本次地震形成北南兩條地震斷層，北方斷層叫做紙湖地震斷層，與本壩址少

有關係暫不考慮；南方地震斷層叫做屯子腳地震斷層，本壩址約在其地震斷層和地震裂隙之延長線上；有關該次地震之崖崩、裂隙、斷層請詳圖 5—1—2，由該圖可看出壩址附近雖無地震斷層出現，但裂隙和崖崩密佈，很可能斷層通過其下或該地受斷層機制(mechanics)之作用而發生地裂及崖崩。

根據民國40年12月台灣省地質調查所彙刊張麗旭君所作苗栗縣三叉（現改名為三義）斷層附近地質圖（詳如圖 5—1—1）所示，鯉魚潭斷層其末端約略在壩址右壩墩附近，由前地質調查結果右壩墩地質甚為破碎，與該斷層不無關係。

微震記錄可顯示斷層活動情況，由中央研究院地球科學研究所提供之 1973年1月至1980年2月間鯉魚潭水庫附近地震震央分佈如圖 5—1—2 顯示，微震大致分佈於壩址東北與東南方之山區，與 1935年之地震斷層似少有關係，東北方分佈者則與新開斷層走向略同，而 1975年 5 月12日至 6 月20日台中港地區微震活動觀測分佈如圖 5—1—3 及 1972年苗栗，豐原地區微震活動觀測分佈如圖 5—1—4，顯示微震震央似乎沿著 1935年地震斷層方向分佈，且壩址處亦有一次 $M < 3.0$ 之微震，由此觀之，壩址附近1935年地震斷層及似有斷層活動存在。

斷層之存在，對壩之安全並非絕對致命傷，吾人可在技術上克服此種地質構造缺陷，即使是活動斷層只要其活動週期甚長亦不致構成威脅，但吾人必須對地震的機制，斷層之分佈及其活動情況，有一深入調查和瞭解，始能定出補救之對策。



1.2-5

# (2) 鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究 - (民國 72 年 5 月)

ASIES-CR8303

# 鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究

葉義雄　　蔡義本

中央研究院地球科學研究所

台灣省水利局　委託

中華民國七十二年五月

443.11208
5513
1983
T008628

中水局計畫組資料室
T008628

1-2-7

## 一、緒言

台灣省水利局為開發苗栗、台中地區之公共給水水源，於民國五十六年開始進行興建鯉魚潭水庫之規劃工作。預定壩址位於苗栗與台中兩縣交界附近；地屬大安溪北岸，隸屬苗栗縣大湖鄉。該水庫主要是利用大安溪北側支流哆囉嘓溪及經由導水隧道從大安溪所引入的豐富水源。

水壩之安全，除關係水庫本身的功能外，尚與下游居民生命財產的安全密切相關。地震為可能影響水壩安全的主要因素之一。由於台灣正位於其西的歐亞大陸板塊與其東的菲律賓海板塊之交界帶上，地殼運動蓬勃有力，地震頻繁激烈，島上各類斷層比比皆是。尤其於民國二十四年在距離預定壩址東北方約五公里處曾發生過規模為7.1的強烈地震，因此在興建水壩之前，更應在這一方面從事深入之調查研究。有鑑於此，台灣省水利局乃委託本所辦理鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層之調查研究。工作包括微震與重力測勘兩項，本文就研究結果提出報告，同時提出若干建議以供參考。



1·2-9

## 七、結論與建議

根據文獻記載、中央氣象局發表之西元1900年至1973年間地震資料、本所台灣環島自動測震網自1973年至1982年間測定之地震資料及本次微震調查所得一個月地震記錄與重力測勘資料分析之結果，研究鯉魚潭水庫壩址附近地區之地震活動及可能存在之活動斷層，所得結論可歸納如下：

㈠西元1624年至1899年間，根據文獻記載，本地區似未發生過大地震。

㈡1935年新竹台中烈震之震央距離壩址約5公里，地震發生後尚有規模甚大之餘震發生在壩址附近。主震震央在壩址東北，若干餘震在壩址西北，壩址剛好介於兩者之間。主震與餘震均造成嚴重的災害。

㈢本所環島測震網所測定規模大於1.8的地震資料，顯示地震多分佈在壩址東南約5公里地區，有東北—西南走向之趨勢，與台灣二萬五仟分之一地質圖所示斷層走向相近。又由礦研所側視雷達之航空影像有北西走向之斷裂綫通過壩址附近，分別在壩址左右側各有一條。故以近十年之各項資料，雖然不能完全對照，一般來講可以斷定此地區地震活動相當頻繁並有多處斷裂。

㈣本次微震調查資料，顯示震央分佈與全省網之分佈情形大致



1·2-10

相同，但較集中，乃因定位較準之故。微震分佈主要有兩群，一在卓蘭西北，成一東北—西南走向的帶狀分佈，壩址剛好在此地震帶中部。又1935年大地震之震央位於此地震帶上可見此區確是一地震活動帶。另一群震央密集區域，位於東勢東南部，亦呈東北—西南走向的帶狀分佈。這兩群地震分佈之走向與地質構造綫走向相近，顯然兩者有所關連。由地震深度剖面資料，在東勢東南之震源較深，最深約在30公里；在卓蘭西北壩址附近之地震，深度約在10公里左右最多，與1935年地震所定之深度相當接近，可知此地區主要為淺層地震。在壩址附近地震資料所推出之斷層面解，顯示可能的斷層方向，大致上可分為兩組，一組為東北—西南走向，另一組為西北—東南走向，目前無法確定何者為真正的斷層面，但都顯示本地區之地震係來自東南—西北方向之壓力所造成。

(五) 利用沿著哆囉嘓溪通過壩址之重力測勘資料，模擬地下地層構造，結果顯示三櫃坑附近可能有一斷層通過，此斷層非常接近壩址，可能與1935年地震相關，若是則對壩址之影響甚鉅，值得做進一步的研究。

(六) 在壩址地表之水平地震加速度，回復周期50年約為0.15-0.18g，100年期約為0.2-0.25g。最大可能之水平地震加速度以1935

年地震來推估者約在0.25-0.40g由於目前無法估計此值出現之或然率，因此在設計上很難決定應取何值為最適宜，但最少不宜低於0.25g。按個別設備之地震安全要求程度之高低來決定設計用地震加速度值似亦不失為一種可取之折衷方式。

總之，根據現有各種地震及重力資料，我們認為鯉魚潭水庫預定壩址係位於地震活動頻繁地帶上，岩層破裂，斷層相當發達與複雜。故在設計上必須特別注意耐震因素，以增加其安全性。同時建議應儘早在本地區進行長期而持續的地震活動觀測工作。



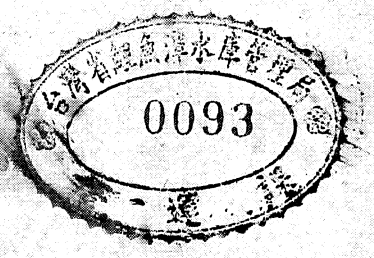
1·2-12

# (3) 鯉魚潭水庫壩壩工基本設計報告 - (民國 72 年 6 月)

54

# 鯉魚潭水庫

# 壩工基本設計報告




台灣省水利局

壩工工程調查設計隊

中華民國七十二年六月

1.2-13

125

1.2-14

岩層為潔淨沙岩、沙質泥岩、沙頁岩互層及頁岩所構成，岩層除上層少部份風化外，中下層均良好，岩心提取率高達96％，可見其固結及硬度均佳。

堰址及附近區域地質圖與剖面圖等，請參閱中央地質調查所（1982）鯉魚潭水庫堰址地質調查報告。

## 3.3 地　震

鯉魚潭水庫堰址很接近台灣兩大強震中心之一。尤以民國24（1935）年，台中新竹地區大地震，其震央位於堰址東北方約4、5公里之關刀山附近。

該次地震所造成之獅潭斷層與屯子腳斷層之連線及裂隙分佈約略通過本堰址。

根據蔡義本博士表示；1935年地震震央依地表裂隙判斷，震央似應更為南邊。再根據七年微震資料顯示其活動迹象，仍有地震之可能。1935年7.1級強震為本地區80年記錄中唯一之一次，其周期頗難決定。

但更大地震在本地區發生之可能性仍不被排除。因此工程設計時，耐震標準應特別加以考慮。

檢討以往本省已興建完成之重要大堰，石門大堰位於120 gal線上，水平地震係數採用0.12g，達見大堰位於200 gal線上採用0.15g，曾文水庫大堰因位於400 gal線上，水平地震係數採用0.20g，而垂直地震係數則採用0.10g。

鯉魚潭水庫大堰最大高度為96公尺，僅及曾文大堰高度130公尺之74％，惟鯉魚潭大堰卻位於400 gal



1.2-15

線及 500 gal 線之間，因此水平地震加速度擬採用 0.15～0.25 g，並視構造物之重要性而權衡之。

關於耐震設計問題，於七十年二月三日在中興工程顧問社之綜合討論會中曾加以研討，會中對於 0.25 g 地震係數是否合理之問題曾提出請教 Dr. Gardner，並經熱烈討論，他表示很難確定，不過依他經驗認為尚屬合理，他並且建議，設計時應依各構造物之重要性及功能做彈性之考慮，設計後更應以較大地震係數檢討其最大耐震之程度，如破壞時之耐震強度。

其他有關台灣地震活動資料詳見「鯉魚潭水庫工程規劃不同常水位堰工方案比較研究報告」一書。

由中央研究院地球科學研究所〔15〕之調查分析結果，水平地表加速度回歸期 50 年者為 0.15～0.18 g，100 年回歸期者為 0.20～0.25 g，最大可能水平加速度估計為 0.25～0.40，詳細請參閱「鯉魚潭水庫堰址地區地震及活動斷層之調查研究報告」。

(4) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告

二、工程專題

1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估

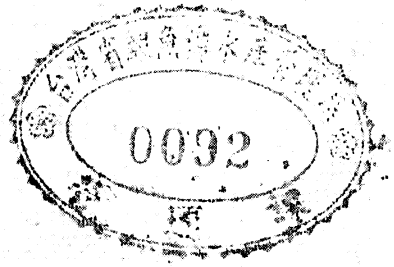
附錄 - (民國 73 年 8 月)

# 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告

## 二、工程專題

### 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估

## 附　　錄




主辦機關：台灣省水利局

執行機關：財團法人中興工程顧問社

中華民國七十三年八月

1.2-17

# 附錄三　地震係數評估

## I　壩址地面尖峯加速度

台灣省水利局為興建鯉魚潭水庫曾委託中央研究院地球科學研究所（以下簡稱地科所）辦理鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層之調查研究。地科所對鯉魚潭壩址可能發生之地面尖峯加速度 (Peak Ground Acceleration)用下列三種方法推估：

1. 直接利用地震學者徐明同博士繪製之「台灣地區震度分佈圖」訂定本壩址不同回歸週期之震度繼而推估壩址最大水平地面尖峯加速度為 0.25 至 0.40 。回歸週期為50 年及 100年者分別為 0.14g 及0.25g 。

2. 地科所自行統計分析歷年地震，按每年極大值及總出現頻率兩法分別推估並繪製本壩址之地面加速度回歸曲線，得回歸週期為 50 年時地面水平尖峯加速度分別為0.18g 與 0.16g ， 100年週期為 0.25g 及0.22 g .

3. 根據 1935 年發生獅潭與屯子腳斷層之新竹台中烈震資料，分別以日本建設省土木研究所新耐震設計法（案）及Campbell 之衰減曲線推算壩址相應之水平地面尖峯加速度為0.3 g 與 0.44g.

以上三種推估方法以第三種所得之地面尖峯加速度為最大，約在 0.3g與 0.44g之間，其再現或然率推估當在 200年左右。綜合上述



1.2-19

研究結果，地科所建議壩址採用之最小水平尖峯加速度不宜低於 0.25 g.

## II 壩工設計地震係數

由於地科所對本計劃壩址地面尖峯加速度已採用現可行之各種方法推估，故其所作結論與建議應屬合理而可接受。至於壩工設計應採用之地面尖峯加速度值，因獅潭斷層地震之再現頻率尚無法精確估計，故為慎重計現規劃階段以採用其所估之上限值 0.44 g為宜。

目前台灣區土石壩地震安定研究係以仿靜態法(Pseudo-static Method)分析，故必須將上述尖峯加速度再核減為相應之仿靜態地震係數或另按日本之經驗公式直接推估仿靜態地震係數，以便應用茲分別說明如下：

1. 依據以往之研究統計資料仿靜態地震係數約在尖峯加速度之百分三十至六十之間，隨地盤性質而定。本計劃壩址為岩石基盤，故其仿靜態地震係數可採用 0.44 之 0.4倍，即0.176 g. III

2. 參照日本建設省河川局 "多目標水壩之建設" 第四卷第二十九章 "地震與壩" 內所列之經驗公式，大壩設計水平震度$K_D$ 可計算如下：

$$K_D = K_0 \times \gamma_1 \times \gamma_2$$

式中 $K_0$ ：設計水平地震係數 。

$\gamma_1$ ：計劃壩址震度基準值 。

$\gamma_1$：地盤特性修正係數 。

$\gamma_2$：不同結構物修正係數 。

以往地震中，對壩址影響最大者為民國二十四年之新竹台中烈震芮氏規模 M 為 7.1，震央距壩址約五公里。根據此一地震，由表Ⅱ、1 知鯉魚潭壩址較第Ⅱ種地域稍大，故震度基準值 $K_0$ 可採用0.16 g。因本壩址基盤為良好之岩盤，由表Ⅱ、2 知地盤特性修正係數 $\gamma_1$ 為 0.8。至於不同結構物之修正係數 $\gamma_2$ ，鯉魚潭壩可視為土壩類，故其 $\gamma_2$ 由表Ⅱ、3 為 1.4，故得

$$K_D = 0.16 \times 0.8 \times 1.4 = 0.179$$

綜合上述兩法之分析，鯉魚潭壩之仿靜態設計水平地震係數採用 0.18 應屬恰當，垂直地震係數為其半，即 0.09,合成後之相當水平地震係數為 0.20.

## Ⅲ 結論與建議

目前一般土石壩之抗震研究係以仿靜態法分析，鯉魚潭壩址之設計地震係數可採用 0.20。惟近年來由於電子計算機之進步發展，已可摹擬地震時之情況作壩體之動態分析，以明瞭其瞬間之應力與應變情形。由於本壩址位於強震區，建議建壩計畫進入基本設計階段時辦理動態分析，且立即辦理壩址地區長期而持續之地震活動觀測，以對推估地震之反應特性，並製作反應譜 (Response Spectrum) ，資以辦理本壩體之動態分析。

表Ⅱ、1　地域震度基準值 $K_0$

| 地域 | 震央距離10km以內之地震 | 震央距離10km以外之地震 | 震度基準值 |
|---|---|---|---|
| Ⅰ | M = 7.5 | M=8.5 (震央距離70 km) | 0.15——0.18 |
| Ⅱ | M = 7.0 | M=8.0 (震央距離100km) | 0.12——0.14 |
| Ⅲ | M = 6.5 | M=8.0 (震央距離150km) | 0.12 |

表Ⅱ、2　地盤特性修正係數

| 地盤情況 | 修正係數 |
|---|---|
| 良好之岩盤 | 0.8 |
| 風化、破碎顯著之岩盤，新第三紀以後之軟岩 | 1.0 |
| 砂礫基礎、土壤基礎 | 1.2 |

表Ⅱ、3　不同結構物之修正係數

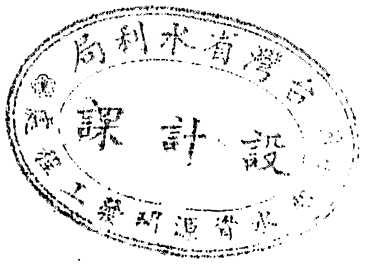
| 結構物種類 | 修正係數 |
|---|---|
| 重力壩 (Gravity Dam) | 1.0 |
| 拱壩 (Arch Dam) | 2.0 |
| 堆石壩 (Rockfill Dam) | 1.2 |
| 土壩 (Earth Dam) | 1.4 |

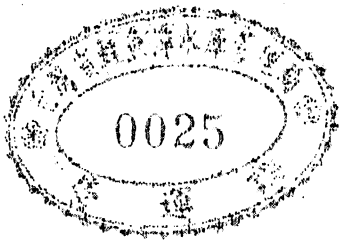
(5) 鯉魚潭水庫計畫日本專家第二梯次來台工作報告(中譯本)
- (民國 73 年 12 月)

# 鯉魚潭水庫計畫日本專家第二梯次來台

# 工　作　報　告(中譯本)




台灣省水利局

中華民國七十三年十二月

1-2-23

# 鯉魚潭水庫計畫日本專家第二梯次來台工作報告

## 技術情況報告書

致（財）交流協會理事長　先生

派遣人員姓名

| | | |
|---|---|---|
| 團　　長 | 磯久禮志 | （財）壩工技術中心理事 |
| 壩工設計 | 豐田高司 | 建設省河川局開發課專門官 |
| 壩工設計 | 松本德久 | 建設省土木研究所土石堰研究室長 |
| 壩工地質 | 菅原　捷 | 水資源開發公團試驗所第二試驗課長 |

Ⅰ．派遣目的　　鯉魚潭水庫計畫技術協助

Ⅱ．派遣期間

民國73.年 9.月10.日至民國73.年 9.月28.日止19.天（松本、菅原）

民國73.年 9.月17.日至民國73.年 9.月28.日止12.天（磯久、豐田）

Ⅲ．技術報告

1．派遣期間之技術報告

A．日　程

9.月10.日（星期一）

成田10.時30.分出發，台北12.時40.分到達（菅原、松本二名）由交流協會陳傳旺先生及水利局李柏齡先生及陳茂生先生迎接。

9.月11.日（星期二）

上午：拜訪中興工程顧問社，該社自 1984年 3.月至 7.月間辦理水利局鯉魚潭水庫計畫之檢討，聽取其概要說明及對於鯉魚潭水庫計畫檢討報告，由黃長盛先生及張森源先生等簡報及討論。

下午：由台北市赴台中市，拜會水利局。

晚上：局長招待晚餐會。



1.2-25

除上述二點以外日本專家亦對於基礎地盤及堰體材料之調查試驗提出意見做參考。

本次之技術檢討乃針對，上次以後水利局所擬計畫之重新研究，重新整理既往資料之整理，新補充鑽探資料及中研院地研所之斷層、地質調查以及中興顧問社再檢討後之資料加以研擬。

(1)一般計畫

目前水利局將建堰築水庫做爲第一期計畫，而自大安溪導水與發電有關工程做爲第二期計畫，此與民國72年第一梯次日本專家之意見一致，故日本專家表明贊成。

又水利局仍選擇原設計之土石堰進行各項工作，此由地形、地質、經濟性之觀點上，亦和日本專家之看法一致。

又自上次以後水文資料之重新研擬，設計洪水流量增加，因此溢洪道之中心綫較前案移向左岸山側較好之可能性強。目前溢洪道模型水工試驗尚未獲得結論，而存有不確定因素，因此導水隧道位置，如現在即要決定，爲考慮將來之計畫變更似應將導水隧道出口靠下游左岸較宜。

(2)對於地震之考慮

1)活斷層

據航空照片（地形解析），資料調查及實地踏查之結果，以下列理由，在堰址及其附近無活動斷層之存在。

①**Mr Tamg**（1969）所說之景山溪左岸（三櫃坑附近）。段丘崖爲段丘形成之時期不同而產生，不是斷層崖。因在該地點並無發見右岸崖，而且景山溪左右岸之上位段丘（標高 400 ～ 450 **m**）及下位段丘（標高 300 **m** ）很明顯的存在，亦可解釋爲非斷層所產生之垂直或水平崖。

②在堰址右岸之〝尾根〞及河道，並無發現連續之屈曲。

③假想活斷層延長上（堰址下游）並無發現地質構造之變化或擾亂。

④**葉**先生、蔡先生（1983）所指1935年地震斷層之存在及徵震（微小地震）分析結果，認爲〝本地域爲地震活動地帶〞（無法確認微震震央分布之定向性，又一般認爲重力異常調查可適用廣域調查或深部調查，不適用精密調查）。



1.2 -26

⑤三美斷層爲台中市以北，靠西海岸之大斷層，形成地形和地質的境界，故屯子脚斷層，横斷三義斷層到埧址附近之可能性甚小。

⑥1935年地震時，未見關於三櫃坑鐵路隧道之異常報告。

⑦埧址左岸下游及埧址右岸十分（地名）附近之地形異常，以地質構成（低固結砂層）及舊河道之存在，可說明之。

⑧於埧址調查時，並無發現相當於活斷層之斷層。

2)耐震設計

現在之耐震設計法分爲：經驗性的震度法（ **Pseudo－Static Analysis**）及將現象較忠實評價的動態分析（ **Dynamic Analysis**）二種方法。目前以震度法決定埧體基本斷面，然後以動態分析檢討其斷面對於設計對象之地震是否安定爲妥當。

①震度法設計

由震度法檢討埧體安定時，首先考慮的問題爲所採用設計震度值（ **Seismic Coefficient**），此〝值〞和計算法、物性值、安全率互相關聯。依日本之經驗，安全率 1.2 ，計算法如依日本經驗即本埧之設計震度爲 0.15～0.20 範圍時，在附近發生強度（ **Magnitude**）7.1 程度之地震時亦可確保安全。實際上，在日本之經驗，1961 年北美濃地震（ **M** ＝ 7.0 ）時〝御母衣埧〞，1984 年長野縣西部地震（ **M** ＝ 6.9 ）時〝牧尾埧〞均未發生較大災害。

②動態解析

此方法爲將地震時埧體動態使其現象忠實再現之一種精密方法。但目前尚有 6 部份在研究途上，又輸入之物性值等決定亦有困難，需在健全的工學性判斷下實施。首先爲分析所需設計地震動，需準備不同特性之周波數 2 至 3 波型。此爲假想周期稍快之近地地震（包括 4 ～ 5**Hz**），假想周期稍遲之遠地地震，（包括 2 ～ 3**Hz**）以及廣帶域等三種動態爲適宜。最大加速度對於近地地震爲 0.4～0.6**g**，遠地地震爲 0.2**g**左右，繼續時間在近地地震爲 15 ～ 20 秒左右，遠地地震爲 25 ～ 30 秒程度。

又土埧動態分析時，必需把握，堤體材料之剛性率，減衰比及此等變形依存性之實驗求物性值。

實驗時其〝應變計〞以 $10^{-6}$～$10^{-3}$之範圍內較適宜。實際上〝微

小變形〞以 $5\times10^{-5}$ 爲精度上之限界。

關於動態強度，如砂質土時以液狀化來判斷較爲有力，如粗粒材時，由計算求得相對變位量（滑動），來判斷安定或不安定爲目前較有力的方法。

以上所關聯之〝材料之動態物性試驗事例〞日本專家以幻燈片介紹過。

(3)一般佈置

1)堰　軸

堰軸以目前所定位置爲適當，左岸部因溢洪道之位置與規模及止水綫之位置，有必要稍加變更。

又左岸段丘之厚度及岩盤標高因尚未完全調查清楚，故包括段丘推積物之處理方法急待一併調查。

2)溢洪道

平常溢洪道設計，爲考慮計畫洪水位以上之餘地及管理方面起見以陡槽式較宜。如因受地形之限制，亦有選擇隧道式之情況，但本堰址由地形、地質及管理方面採用陡槽式較宜。又溢洪道有閘門型（**gated spillway**）及無閘門型（**ungated spillway**）二種，一般流域面積小之水庫，因洪水到達時間很短，閘門之操作困難，因而爲確保管理方面之安全性常推荐無閘門型。但此方式因自由越流頂比較長（本水庫爲 160 公尺），所以另一案爲溢洪道設置閘門，僅在非洪水期間使用閘門控制，而到洪水期時，閘門全開做自由越流方式，不操作閘門。但這種方案，須再檢討非洪水期之降雨特性及利水計畫。

又，爲確保洪水量，且縮短自由溢流部長度，本計畫經就採用**Labyrinth**方式，加以檢討中，對於此方式之優劣因本次技術檢討之日本專家中，並無溢洪道專家參與，因此回日本後再表示意見（以下是回國後再表示之意見）。

〔土木研究所堰水工研究室意見〕

①鋸齒型越流頂之計畫放流能力曲綫既經美國墾務局辦理詳細且大縮尺之模型實驗應認爲妥當，但有必要由水工模型試驗來確認。

②以有限溢流寬度與溢流深而能期待其具有溢流頂以上放流能力之構造

# 1.2-2 基本設計階段

# (1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 - (民國 75 年 5 月)

627.8024
W6.2

# 鯉魚潭水庫工程基本設計報告




中興工程顧問社
圖書館
0010993

主辦機關：台灣省水利局

執行機關：鯉魚潭水庫工程調查設計隊

中華民國七十五年五月

010993

1-2-29

~~差的泥質砂岩，在隧道開挖後應即以噴漿支撐，防止砂岩強度劣化，隨後再以混凝土襯砌應屬必要。~~

## 2·3 地　　震

### 2·3·1 概述

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海洋板塊穩沒擠壓帶上，地殼運動蓬勃有力，地震激烈頻繁。尤其於民國二十四年在距離壩址東北方約五公里處曾發生過規模爲 7.1 的強烈地震，因此地震對於工程設計施工上之影響應深入研究。

因爲地震與斷層息息相關，故於民國七十二年曾委託地科所辦理鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層之調查，對壩址附近地震活動及壩址可能發生之地面尖峯加速度作深入之研究，另爲分析及評估壩址地區岩盤之強震特性亦委託該所於壩址地區裝設強震儀作長期之記錄分析，至今已收錄到一個以上之記錄，且有初步分析結果。

### 2·3·2 地震活動

鯉魚潭水庫壩址地區之地震活動情形，由民國七十二年地科所提出之調查研究報告指出，歷年地震活動情形可分兩大類，一爲儀器觀測前之文獻記載，一爲儀器觀測時期，此期又分成三個階段討論，茲將不同時期與階段之地震活動情形略述如后：

㈠二十世紀以前本地區之地震活動情形

本壩址在此時期尚無地震觀測儀器設備，有關地震資料僅能從歷史記載中蒐集整理，其中以史學家方豪教授於民國五十七年六月所發表「二十世紀以前台灣地震記錄彙考」一文最爲完備，依地科所之推斷，此時期發生於壩址地區之地震其規模可能爲 5 或 6 左右，甚至更小。因此本地區於二十世紀以前可能沒有強烈地震發生過。

㈡ 1900 至 1935 年間本地區之地震活動情形

台灣使用儀器來觀測地震，始於西元1896年，故1900年以降可得儀器記錄之地震資料，此期以徐明同教授對氣象局地震記錄所作系統的處理分析資料，爲探討本壩址地區地震活動之依據。圖2—3—1所示爲1900至1935年間台灣地震震央分佈情形，圖中顯示壩址附近之地震活動，雖不若嘉南及東部地區頻繁，但亦有不少地震發生。其中有一A級地震（有感半徑超過300公里或地震規模大於6.4之地震），規模爲7.1，在1935年4月21日發生於距壩址東北方約五公里附近（東經120°49′，北緯24°21′），震源深度小於10公里，造成新竹、台中地區極嚴重的損失。這次地震對壩體之設計佔相當重要的地位，有關本次地震之詳情將於下一節敍述。

㈢ 1936至1973年間本地區之地震活動情形

此時期仍以徐明同教授所整理之地震資料爲主，圖2—3—2表示1936年至1973年間台灣地震震央分佈情形。由圖顯示壩址附近仍有地震活動，但稍比前期平靜。圖2—3—3所示乃以壩址爲中心，半徑約爲 20 公里範圍內所發生規模大於4的地震震央分佈情形。

㈣ 1973年至1982年間本地區之地震活動情形

自1972年底，中央研究院地球科學研究所的台灣環島自動測震網開始運轉，地震定位精度與微小地震之測知能力大大提高。十年內本地區計發生250次規模（MD）大於1.8的地震，其中兩次規模介於4與5之間如圖2—3—4，一在預定壩址東北方約 23 公里，另一在東南方約6公里的卓蘭附近，這段時間內，沒有規模大於5的地震發生。

自1983年起至1985年4月間該所環島自動測震網在壩址地區測得規模（MD）大於1.8的地震計有151次，圖2—3—5所示爲壩址附近震央分佈圖，其中亦有兩次規模介於4與5之間，一爲1983年3月4日，規模（MD）4.1距壩址東方約11公里，深3.4公里處，另



1.2-32

274

一爲 1985 年 4 月 3 日，規模（ MD ） 4.5 距壩址北方約 9 公里於三義附近，其深度爲 8.2 公里。而此時期仍未有規模（MD）大於 5 的地震發生。

1985年4月3日之地震，使得新設置在鯉魚潭壩址頂部與底部之強震加速度儀均有記錄。

2•3•3　1935 年新竹台中烈震

1935 年 4 月 21 日上午 6 時 2 分左右，台灣中部的大安溪中游地帶發生一次芮氏規模 7.1 的強烈地震，造成台灣空前未有的大震災。經測定震央位於東經 120°49′ ，北緯 24°21′，即在今之苗栗縣卓蘭與關刀山之間，震源深度淺於 10 公里。除恒春附近一角外，全省均有感，其西面廣及浙江福建沿海地區，這次地震伴隨的現象有斷層、地裂、山崩、噴泥水及地鳴等。

主要斷層線有兩條，如圖 2 — 3 — 6 所示，北邊爲獅潭斷層，南邊爲屯子脚斷層壩址適位於兩斷層之中間。獅潭斷層長達 20 公里，其走向爲北偏東約 30° ，傾角爲向西介於 70 與 80 度間。在小東勢和三洽坑間，西側較東側相對上昇達 3 公尺，故屬於逆衝斷層，但有些地點亦發現有輕微右移分量，最大走向滑移分量達 60 公分，最大水平與垂直位移並不發生於同一地點。獅潭斷層顯然並非一層面斷層，因其斷層面係向西傾斜，而地層面則是以高角度向東傾斜。

南邊的屯子脚斷層延伸約 12 公里，走向爲北偏東 60 度左右，是由一系列的右移雁行斷裂組成，最大右側走向滑移達 1.5 公尺，而垂直位移則自 0.6 公尺至 1 公尺不等。除了東北端約 1 公里長的部份是斷層東南側相對下陷外，其餘多是西北側下陷。由已發表的文獻判斷知此斷層的最大垂直位移（ 1 公尺）與最大走向滑移（ 1.5 公尺）並不在同一地點。

2•3•4　地震係數評估



1-2-33

㈠壩址地面尖峯加速度

由委託地科所辦理之鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層之調查研究，地科所對鯉魚潭壩址可能發生之地面尖峯加速度（Peak Ground Acceleration）用下列三種方法推估：

1.直接利用地震學者徐明同博士繪製之「台灣地區震度分佈圖」訂定本壩址不同回歸週期之震度，繼而推估壩址最大水平地面尖峯加速度爲0.25至0.40 g回歸週期爲50年及100年者分別爲0.14 g及0.25 g。

2.地科所自行統計分析歷年地震，按每年極大值及總出現頻率兩法分別推估並繪製本壩址之地面加速度回歸曲線前者如圖2—3—7，得回歸週期爲50年時地面水平尖峯加速度分別爲0.18 g與0.16 g，100年週期爲0.25 g及0.22 g。

3.根據1935年發生獅潭與屯子腳斷層之新竹、台中烈震資料，分別以日本建設省土木研究所新耐震設計法（案）及Campbell之衰減曲線推算壩址相應之水平地面尖峯加速度爲0.3 g與0.44 g。

以上三種推估方法以第三種所得之地面尖峯加速度爲最大，約在0.3 g與0.44 g之間，其再現或然率推估當在200年左右。綜合上述研究結果，地科所建議壩址採用之最小水平尖峯加速度不宜低於0.25 g。

然而最大地表加速度尚有許多經驗公式或衰減曲線來推算，所得結果往往差異甚鉅，Schnabel和Seed於1972年建議—不同地震規模之最大加速度衰減曲線如圖2—3—8，由該圖1935年規模7.1之地震，於壩址之最大加速度爲0.5～0.6 g，因此，對適用於壩址地區岩盤特性之衰減曲線有待長期之地震觀測及研究。

㈡設計用地震係數

設計用地震係數依結構物之型式，所在位置之地震活動情況與重

要性而定，並無一定基準可循，最後採用值仍由設計者依經驗而定。由於土石壩對地震力之反應與混凝土結構物不同，故設計用地震係數應分開考慮。

1.土壩之設計地震係數

土壩傳統之仿靜態分析法（ Conventional pseudo-static method ）僅用一地震係數，不考慮壩在不同高度之不同地震力反應，事實上，土壩受震之反應，有愈接近壩頂愈激烈之趨勢，鯉魚潭壩利用 Seed , H.B. 和 Martin G.R. 1966 年之建議，不同部位之滑動體採用不同之地震係數，選用之設計地震係數如下：

| 滑動圓弧切線位置（以壩高表示） | 平均地震係數 |
|---|---|
| 在頂部之¼內時 | 0.37 g |
| 在頂部之½內時 | 0.29 g |
| 在頂部之¾內時 | 0.22 g |
| 全部高度時 | 0.15 g |

有關鯉魚潭壩進一步之耐震設計，請詳 4·6 節。

2.其他結構物之設計用地震係數

其他個別結構物之地震係數按其功能重要性設定之權重係數乘上一基準設計係數（ basic design coefficient ），此一基準設計地震係數，水平向和垂直向各爲 0.2 g 和 0.1 g ，則各結構之設計地震係數如下：

| 結構物名稱 | 設計地震係數 | 設 計 條 件 |
|---|---|---|
| 鋸齒堰 | 1.5 Kh<br>1.0 Kv | 當有上頂力存在時，考慮垂直地震力與上頂力二者之最臨界情況者。 |
| 溢洪道進口翼墻 | 1.0 Kh | 滿水及空庫 |

| | | |
|---|---|---|
| | 0.8 Kv | |
| 溢洪道陡槽及導流墻 | 0.8 Kh | 陡槽內無水 |
| | 0.6 Kv | |
| 溢洪道跳斗 | 1.0 Kh | 跳斗內無水流 |
| | 0.8 Kv | |
| 取水工 | 1.0 Kh | 包括內、外水之影響 |
| 攔河堰 | 0.75Kh | |
| 建築物 | 0.8或1.0Kh | |
| 橋　樑 | 0.8 Kh | |
| | 0.6 Kv | |
| 導水隧道 | 0.75Kh | |

註：Kh：水平基準設計係數　0.2 g

　　Kv：垂直基準設計係數　0.1 g

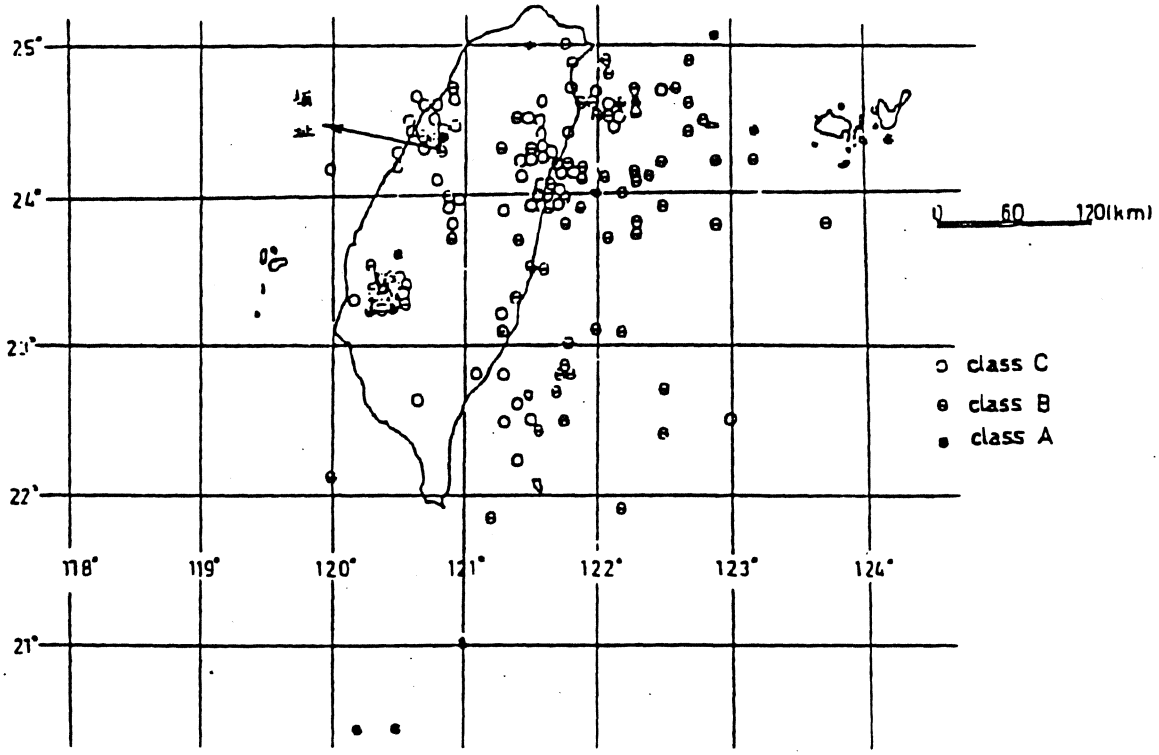



圖 2-3-1　　1900 年至 1935 年間台灣地區地震震央分佈圖

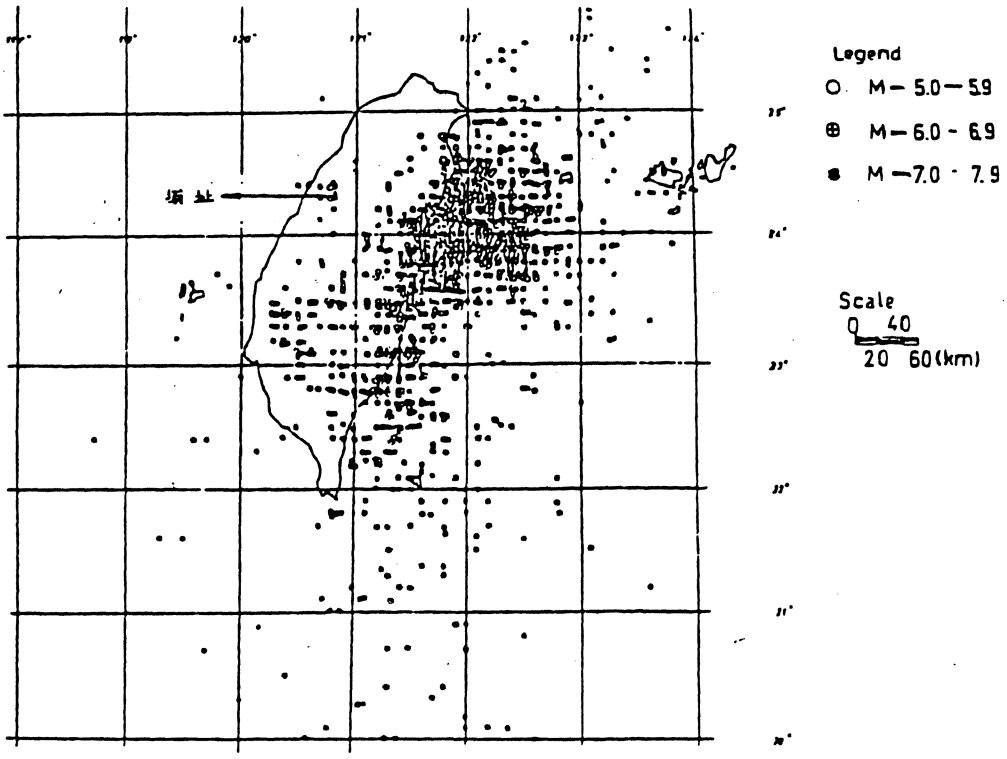



圖 2-3-2　　1936 年至 1973 年間台灣地區地震震央分佈圖



1.2-37

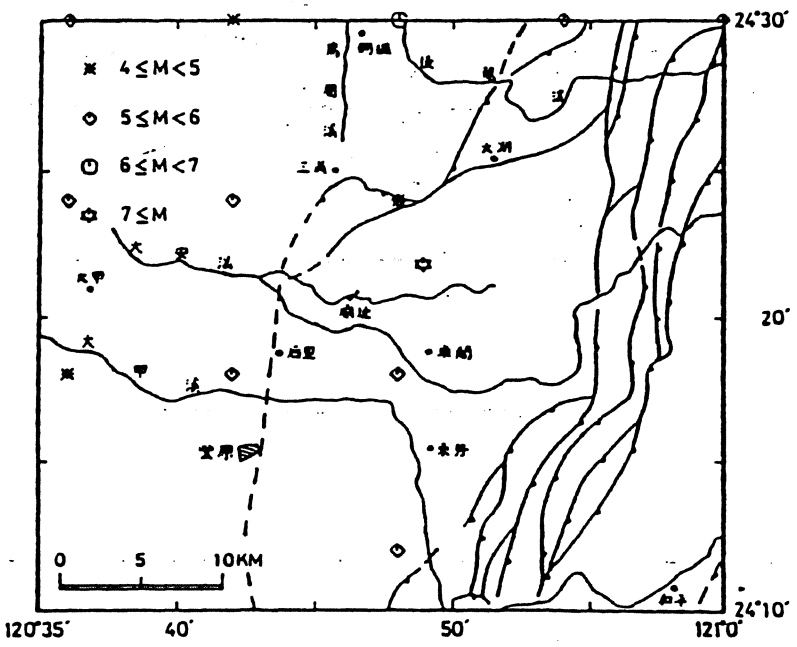



圖 2-3-3　1900 年至 1973 年間鯉魚潭地區規模 4.0 以上地震震央分佈與地質斷層位置圖

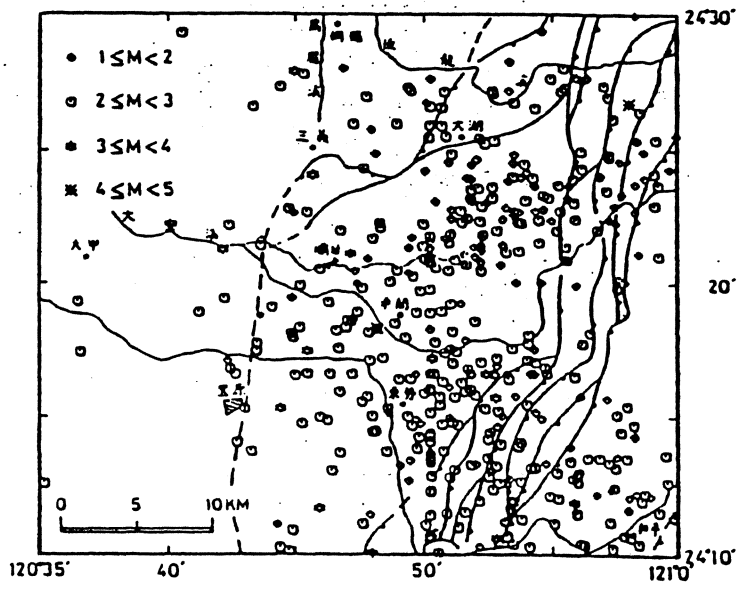



圖 2-3-4　1973 年至 1982 年間本所瑕島自動測震網所測定鯉魚潭地區地震震央分佈與地震斷層位置圖



1.2-38

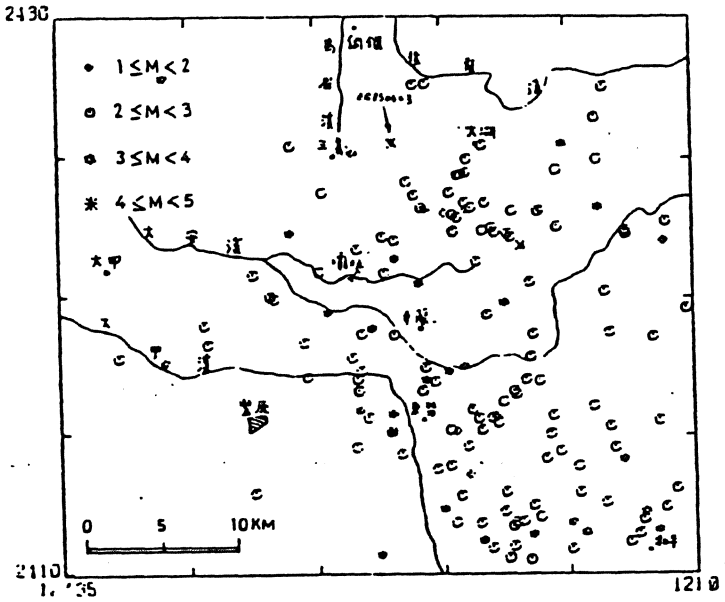



圖 2-3-5　1983 年至 1985 年 4 月間本所環島自動測震網所測定鯉魚潭地區地震震央分佈圖

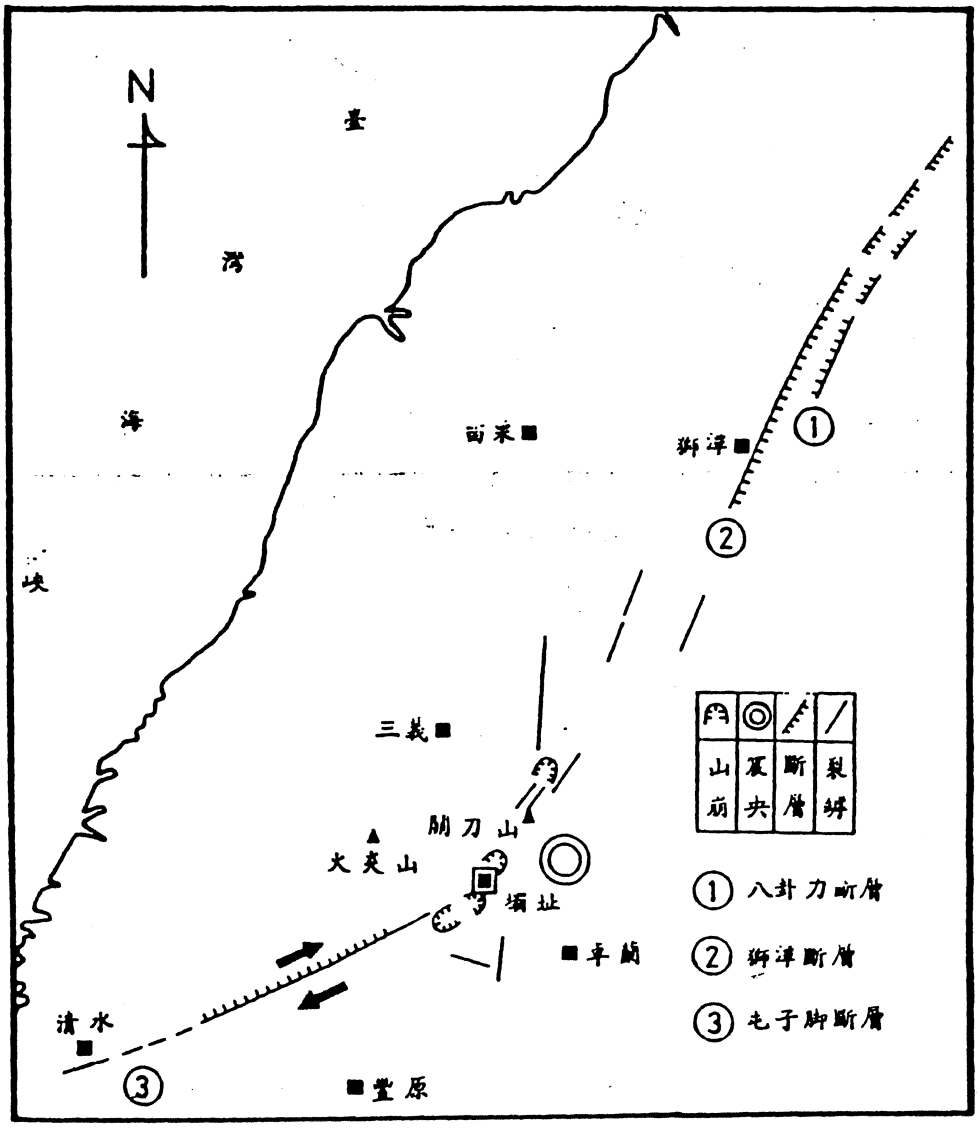



圖 2-3-6　1935 年地震所造成之斷層、地裂及山崩

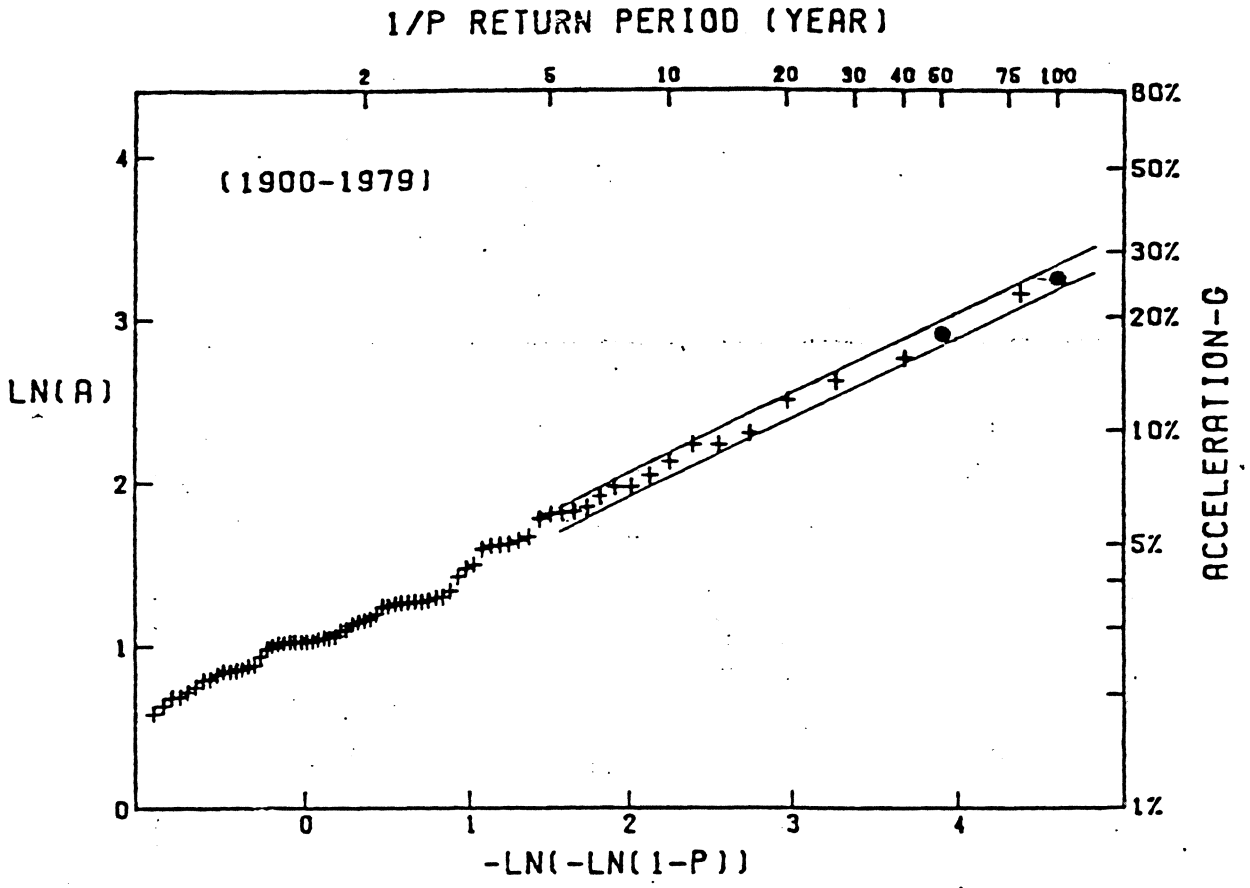



圖 2-3-7　鯉魚潭水庫壩址最大水平地震加速度與回復周期之關係圖

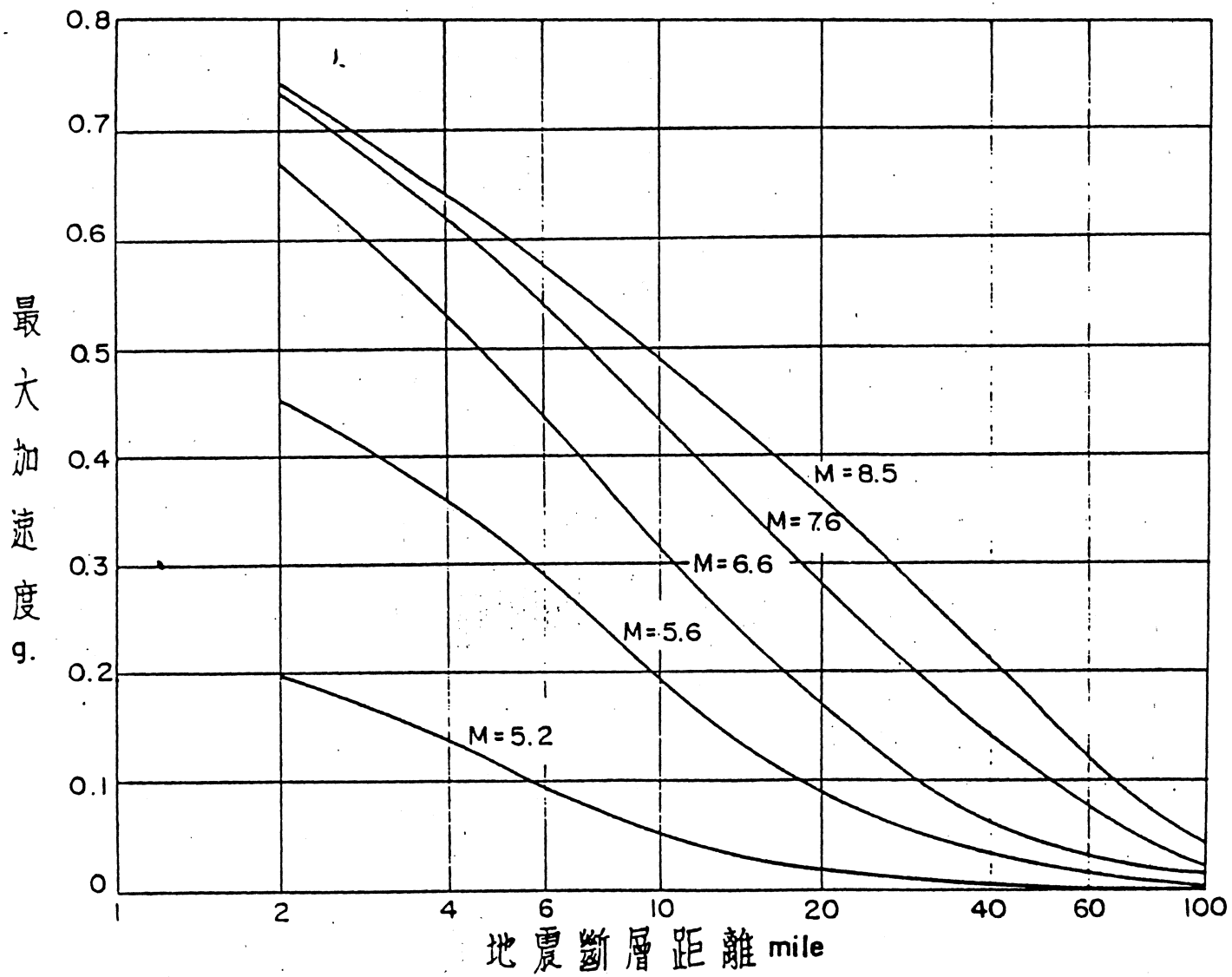



圖 2-3-8　不同地震規模之最大加速度衰減曲線(Schnabel and Seed, 1972)

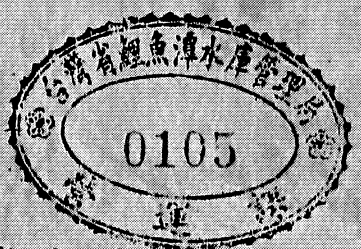
# 1.2-3 詳細設計及施工階段

# (1) 鯉魚潭水庫地球物理探測研究成果報告 - (民國 76 年 6 月)

# 鯉魚潭水庫地球物理探測研究

# 成果報告

余貴坤
王乾盈　蔡道賜
邱久逵　林明聰
羅應標　楊榮堃




台灣省水利局委託
國立中央大學地球物理研究所研究

中華民國七十六年六月

1.2-43

一、緒言：

台灣省水利局為開發苗栗、台中地區之公共給水水源，自民國五十六年開始著手規劃鯉魚潭水庫之興建工作。歷經多個階段的地質調查、鑽探、地震研究等工作後，乃選定大安溪北岸隸屬苗栗縣卓蘭鎮三櫃鄉附近，作為鯉魚潭水庫各項工程設施之基址。

鯉魚潭水庫係以土石壩設計，建壩所需土石材料，須就近取材，因而對水庫之借土區、壩址、溢洪道及其他相關設施之覆蓋層分布、岩盤深度、覆蓋層與岩盤之壓縮波速度，及壩址各地層之動力彈性模數，必須有所瞭解，乃委託國立中央大學地球物理研究所實施地球物理探測，求取工程設計所需之各項資料，並描繪地下構造形貌，以供參考。

二、探測儀器與方法：

一般而言，覆蓋層之密度與波速均較岩盤之密度與波速為小，兩者之交界面有顯著的物性對比，適合以折射震測法加以探測。

1. 探測儀器：

本研究之野外測勘儀器為美國EG&G Geometrics 公司生產的多波道訊號增強震測儀，包括下列組件：

(1) 24 波道信號增強式震測儀ES－2415F型一部。

(2)受波器24個，以電纜線二條連接，每條接12受波器。

(3)磁帶機DMT－911型，用以貯存震測記錄。

(4) 24磅鐵鎚—敲擊式震源。

(5) 50公斤重錘—落錘式震源。

再則，於壩頂位址之兩口井實施井測，所用儀器為日本OYO公



1-2-45

司生產的3315型三軸井測儀，用以求取P波及S波在垂直方向之波速變化。

2. 探測方法及原理：

折射震測原理爲：以鐵鎚撞擊地面，產生震波，經地下地層傳至預先佈於地表上不同距離之受波器，受波器即檢拾信號，將之傳回記錄系統，經放大，濾波後記錄下來。圖一(a)與圖一(b)爲野外記錄之兩個實例，圖一(a)之記錄品質十分良好，圖一(b)則品質稍差。這些記錄中之初達波即爲震波從震源經地層界面折回地表之信號，如圖二所示。受波器之震源之距離（X），與初達波到達之時間（T），構成走時曲線。分析走時曲線（T－X），即可反推地下不同深度（Z）之速度（V）分佈。

本研究採用之走時曲線分析方法，爲目前國外最廣爲使用之泛化反折法（Generalized Reciprocal method，簡稱GRM）。分析之工作都在電腦中進行。原理如下：

野外施測時，於測線兩端都予以施炸，得兩條交叉之走時曲線。因此每一受波器，在兩次施炸中各得一個從不同方向來的信號，稱爲反折（reciprocal ）。從這些信號到達之時間，可得下列兩個函數：$T_V$；速度分析函數（velocity analysis function），及$T_G$；時間深度函數（time－depth function）：

$$T_V = ( T_{AY} - T_{BX} + T_{AB} ) / 2$$

$$T_G = ( T_{AY} + T_{BX} - T_{AB} + XY/V' ) / 2$$

式中$T_{AB}$爲震波從炸點A經地層到炸點B之走時，餘者類推（參考圖二(b)）。V′爲$T_V$－X曲線所代表之斜率的倒數，如圖二(a)所示，是爲視速度（apparent velocity），將$T_V$函數中之各種走時（$T_{AY}$，$T_{BX}$，及$T_{AB}$）從幾何波線圖上相加減，（圖二(b)），我們很容易

發現它即代表震波在地層界面上前進之時間。若經地層傾角修正，$T_V$ －X 曲線上之斜率的倒數即爲折射層之波速。圖三(a)中，在 100 公尺前後 $T_V$ 似乎顯現出兩個不同之斜率，爲進一步分析，我們針對圖三(a)中每一X點之前後 15m的範圍內求斜率，所得爲小區域之速度（ local volocity ），可看出 100 公尺之前速度爲 1500 公尺／秒，但 100 公尺之後爲 2400 公尺／秒，（見圖三(b)）。同理，也可發現 $T_G$ 即爲在G點下之垂直走時（ delay time ），這垂直走時乘以深度轉換因子後（ $V_1 V_2 / \sqrt{V_2^2 - V_1^2}$ ），可得地層在G點底下之深度。 在 $T_G$ 式中之XY值是爲提高地層解析度而設，通常，我們係以不同之XY值做 $T_V$ －X圖，選取其中最平滑之 $T_V$ 曲線所用之XY值，爲最佳者。XY值是泛化反折法有別於其他方法之要點，詳見 Palmer（1980）。

因雜音的影響，初達波走時之挑取有時很難，通常必須使用同一測線不同炸點之資料，反覆加以比較，再輔以鑽井資料，測線交叉控制，或地質資料，以求得最合理之結果。一般而言，本研究收錄之信號，品質都很好，經小心處理後，結果應有相當的可信度。

三、測區與測線

本研究調查之範圍共分八個測區，以英文字母A至H編號，各符號所代表的地區是：

A：宿舍區　　B：電廠及溢洪道出水口　　C：壩頂

D：土石壩底部　　E：三櫃橋下　　F：鐵路橋下

G：借土區一　　H：借土區二

八個測區共含測線 18 條，總長爲 2760 公尺。每一測區的測線分佈



1.2-47

見圖四至圖十一。

野外施測之方式，大致如下：

1. 測線安排一次約爲100公尺長，測點間距約5公尺。
2. 炸點分別設在測線兩端，向外延伸20至30公尺處，及測線中央，每條測線通常炸4至6次。
3. 這裏所謂炸點，實際上是以24磅重鐵鎚反覆打擊地面，讓折射信號累積至清晰可見爲止。我們也嘗試使用50公斤重落錘，以自由落體在5公尺左右的高度下落，以分析更深之結構，但所得信號仍爲第二層，這結果將在討論C區（壩頂）時敍述。
4. 同一測區測線之安排，儘量令其交叉，用以控制地層在交叉處之連續性。若附近有鑽井資料，亦參考之。
5. 地形高低由導線測量予以計算，其結果並與地圖互相驗正。

四、結果與討論：

將每次炸測所得之震測剖面，以人工方式，讀取初達波到達之時間，並做成走時曲線。每一測線展開均炸好幾次，所得曲線繪於同一圖上，見圖十二至十九所示。如圖十二包括測區A之所有走時，我們以疊像技術（phantomming），上下平移同一測線之不同走時曲線，得最終之一條曲線，如圖二十至二十二及二十五至二十九中上半部所示，這些圖上，我們亦標有直達波之走時，用以推算覆蓋層之速度，經第二節所述之GRM方法，我們即可得圖二十至二十二及二十五至二十九中下半部之覆蓋層厚度圖，及其速度分佈。

今將結果分區討論如下：

1. A區（宿舍區）：（見圖四及圖二十）

本區僅有一條測線，其覆蓋層從0公尺處（即下坡之道路旁）



1.2-48

開始厚度由6公尺往斜坡上方逐漸增厚，至測線180公尺處，其厚度達11.公尺。折射層面變化均勻，其中僅在測線130公尺處（即甲種宿舍區之上方），略見地層不連續，表土層之壓縮波速度約爲四五〇公尺／秒，而折射層之速度爲2200公尺／秒。

2. B區（電廠及溢洪道出水口）：（見圖五及圖二十一）

本區共有三條測線，其中測線B1與B2在上坡之方向（圖五）。測線B1的覆蓋層厚度約爲3.5至4公尺，在測線30公尺附近有破碎帶出現。測線B2係沿等高線方向佈線，其覆蓋層厚度由測線100公尺附近之4公尺增至測線40公尺處之8公尺。在B2測線75公尺附近亦有一地層不連續的跡象出現，此與B1測線30公尺處破碎帶之連線，正好平行於等高線，故地下地層變化程度將不亞於地面地形之變化。測線B3係由溢洪道出水口的中心線向下延伸，在測線30公尺至50公尺間有一極爲明顯的地層不連續，或斷層落差（落差約3公尺）。我們利用不同的XY值做$T_v$函數的速度分析（見圖二），其中可見$T_v$曲線在測點30公尺處，有極大的扭曲，此意味有破碎帶之存在，如圖上箭頭所指處，此破碎帶與測線B1和B2之破碎帶是否有關，有待進一步詳細調查。

3. C區（壩頂）：（見圖六及圖二十二）

本區爲水壩之重要地區，因此探測較爲詳細，期獲得較詳細的資料，全區共有四條約200至300公尺長之測線，交叉成井字形，經由鑽井資料的配合，對地層厚度變化有較佳的控制。探測結果有幾處值得注意：

(1)在東側（菓園部份）地層平穩，僅在測線C1A約80公尺處略見折射層不連續，因折射波速甚爲一致，此不連續可能爲小範圍的破碎帶。

(2)在西側，測線C1和測線C4交會處略見折射層不連續。在測線C4的60公尺至150公尺間地層下陷（地表地層也較低窪），可能是古河道的遺跡，波速在此段以前，即往土石壩方向（0公尺至100公尺之間）折射層之速度很低，僅達1500公尺／秒，而本區其他部份的折射層波速則在2500公尺／秒左右，故測線C4的前半段地層可能有不同之岩性。

(3)在本區我們也做了兩口井的井下速度探測；即DHF 6號井（在C4A 0公尺附近）及DHF 13號井（在C2，0公尺附近），但兩口井均因套管僅達8公尺深，探測儀無法下降至更深，故探測深度亦僅達8公尺深。所得結果見圖二十三及二十四，DHF 6號井的壓縮波速度爲500公尺／秒，剪力波爲300公尺／秒，包生比（Poisson ratio）爲0.2，而DHF 13號井的壓縮波速爲900公尺／秒，剪力波速度爲500公尺／秒，包生比（Poisson ratio）爲0.25。DHF 13號井的壓縮波速度較地表折射震測結果爲高，由折射震測的直達波分析所得波速應在500公尺／秒左右，此差異可能只是DHF 13號井附近的小區域岩性變化而已。由井下速度測量結果發現井下地層的速度沒有明顯的變化，推測其覆蓋層的厚度至少在8公尺以上，此與折射震測結果頗接近。

(4)測線C1與C2施測時，我們曾在離第一個受波器100公尺以外，以50.公斤重錘從5公尺高度自由落下，企圖產生較高之能量，以激發更深層震波之信號，結果見圖十四(a)及圖十四(b)。從圖中可看出自由落錘所得之走時曲線（如C1A之200m，及C1B之0m）與由較近震源所產生者完全平行，此代表他們均由同一折射層而來的。自由落錘產生之震波無法在較深層界面



1.2-50

上有效的折射，此意味較深地震之傳波特性極爲一致，缺乏速度不連續面，或者是地層傾斜太大，折射波無法以初達波型式返回地面。

4. D區（土石壩底部）：（見圖七及圖二十五）

本區因地形限制（在河床上），僅作一條長300公尺的測線，測線方向與壩軸垂直。測線中有兩段跨越河水，無法佈受波器，其資料爲內推值。壩軸即DHF－3井附近，地層甚爲平穩，其覆蓋層厚度約3公尺，在壩軸上游方向，自測線80公尺處岩層已露出地表並一直延伸到100公尺處，從折射剖面看來，此區並無任何構造上的異常顯現。

5. E區（三櫃橋下）：（見圖八及圖二十六）

本區有三條測線，測線E1與測線E2相交。測線E2覆蓋層的厚度較有變化，在測線70公尺處地層的變化極大，兩邊地層高差約4公尺。在測點30公尺至70公尺間之折射層層面起伏變化，看似傾斜地層之側面。測線E2的地層變化較小，僅在測線20公尺處，有一折射層不連續處存在。測線E3的地層大致水平，覆蓋層厚度可能達6公尺。

6. F區（鐵路橋下）：（見圖九及圖二十七）

本區岩石露出在河床上，縱有覆蓋層堆積，厚度不超過3公尺。在測線F1 60公尺處，折射層有很大的變化，有可能是破碎帶，或因地層傾斜之側面折射而來。因其在防砂堤之正下方，值得進一步研究。

7. G區（借土區一）：（見圖十及圖二十八）

此區表現出明顯的雙層結構。若以兩層計算，則魚藤萍砂岩之上厚約15公尺。若以單層計算，則厚度爲6公尺，覆蓋層厚的地方



1-2-51

位於東北方向。折射層速度很低，約在1000公尺／秒左右，代表岩石固結不良。

8. H區（借土區二）：（見圖十一及圖二十九）

此區覆蓋層厚度高達8公尺，比G區爲佳。主要土方集中在東側，即測線H1以東，在西側覆蓋層厚度減薄，覆蓋層下的岩石很堅硬，波速高達2800公尺／秒。

五、結論：

綜合以上的結果與討論，本報告可得結果如下：

1. 電廠預定地有一明顯之破碎帶存在，寬約20公尺，兩邊地層落差達3公尺。
2. 壩頂沿壩軸部分（即測線C4前半段）出現不一樣岩性之折射層，並有可能是古河道的遺跡。結構上在溢洪道下方（即測線C1與C4交叉處），有一較明顯的破碎帶。
3. 土石壩底部構造很平穩。
4. 三櫃橋下覆蓋層很厚，僅一處見折射層不連續。
5. 兩個借土區的覆蓋層厚度都在6公尺以上，不過並非整個測區厚度一致，G區約有三分之一範圍，H區約有一半範圍，其覆蓋層厚度只有3公尺左右而已。

六、參考文獻

Palmer, D., The generalized reciprocal method of seismic refraction interpretation, pp104, Society of Exploration Geophysicists, 1980.

# (2) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 - (民國 81 年 7 月)

# 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告

台灣省水利局

中華民國八十一年七月卅一日

1.2-53

向節理應爲張力作用造成。

(5)岩盤的風化程度和透水性

壩址左右壩座之岩層受風化影響產生頗深的風化帶，在右壩座約達水平距離35公尺，左壩座達水平距離25公尺。其中，中度及高度風化岩盤的深度在右壩座約 5至10公尺，左壩座約3至7公尺。

壩址岩盤的透水性沿河床深度10公尺以內透水度較高，10公尺以下則透水度降至 5Lugeon以下。右岸水平方向深度35公尺以內較透水，35公尺以外則減至 7Lugeon以下。左岸岩盤透水度在15Lugeon以上。

㈣地震評估

台灣爲圍繞西太平洋弧形列島中的一環，也是世界上高度地震帶中的一段。台灣有三個主要地震帶，即東北地震帶、東部的地震帶、和西部地震帶。其中西部地震帶包括雪山山脈及大部西邊的麓山帶，此地震帶震源都很淺，且地震規模都小，鯉魚潭水庫即在西部麓山帶邊緣。

民國二十四年在距離壩址東北方約5公里處發生規模7.1的強烈地震，伴隨此次地震產生的斷層、地裂、山崩、及其後一連串的餘震，造成中部地區人員物資極大的傷亡與損失。鑑於地震對工程構造物在設計和施工方面之影響，水利局於民國七十二年委託中央研究院地球科學研究所辦理「鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究」，以便對壩址附近地震活動、斷層活動性、及評估壩址可能發生之地面尖峰加速度作深入研究，另爲分析及評估壩址地區岩盤之強震特性亦委託該所於壩區裝設強震儀作長期之記錄分析。

A.地震活動

鯉魚潭水庫壩址地區地震活動情形，由地科所(1983)提



1-2-55

出之調查研究報告指出，歷年地震活動之資料可分爲兩類：第一類是儀器觀測前之文獻記載；第二類是利用地震儀觀測所得之地震資料。茲將該所研究結果摘要略述於后：

1.二十世紀以前本地區地震活動情形：

此時期台灣未設置地震觀測儀器，有關地震資料僅能從歷史記載中蒐集整理。其中史學家方豪教授於民國五十七年六月發表之「二十世紀以前台灣地震記錄彙考」一文最爲完備。其所收錄資料時間自明天啓四年(1624年)起至清光緒二十一年(1895年)止，其間台灣所發生之95次地震文獻資料均經蒐集整理。經分析上述資料，地科所推斷此時期發生於壩址地區地震的規模可能爲5或6，甚至更小。

2.1900年至1935年本地區地震活動情形：

台灣使用儀器來觀測地震活動始於1896年，自此可得儀器記錄之地震資料。徐明同教授曾對氣象局地震記錄做過系統的處理分析，他以1935年爲分界線將氣象局測震網所收集之地震資料分成兩時期。前期包括1900年至1935年，後期包括1936年至1973年。而地科所即根據徐博士所整理出來的地震資料做爲探討本地區地震活動之依據。圖5-1-29爲1900年至1935年間台灣地震震央分布情形，其中有一A級地震（有感半徑超過300公里或地震規模大於6.4之地震），規模爲7.1，在1935年4月21日發生於壩址東北方約5公里附近（東經120° 49'，北緯24° 21'），震源深度小於10公里。

3.1936年至1973年本地區地震活動情形：

此期仍以徐明同教授所整理之地震資料爲主。圖5-1-30表示1936年至1973年間台灣地震震央分布情形。

4.1973年至1982年本地區地震活動情形：



1-2-56

1972年中央研究院地球科學研究所的台灣環島自動測震網開始運轉，自此地震定位精度與微小地震之測知能力大爲提高。十年內本地區共計發生250次規模(MD)大於1.8的地震，見圖5-1-31、和圖5-1-32。其間發生兩次規模介於4與5間的地震，一在壩址東北約23公里，一在東南方約6公里卓蘭附近。這段期間內，沒有規模大於5的志震發生。

此項地震活動觀測計畫持續至民國七十八年六月，其後地科所於民國七十九年提出是項地震活動觀測報告。圖5-1-33至圖5-1-35 表示1973年至1989年6月在壩址地區50公里範圍內所有地震震央分布與地震震源投影在南北向和東西向的剖面分布情形。

地科所(1990)綜合1973年至1989年地震活動觀測結果指出，對鯉魚潭壩址地區安全威脅較大的震源區有二：

1.在壩址東北方約20公里處向西南延伸經過壩址附近至西南方約 5公里處，此即三義、屯子腳斷層系列附近，震源區以淺震爲主，震源深度大多在30公里以內，而壩址至此斷層系列之最短距離約 5公里，其中1935年台中、新竹地震即發生在此帶上。

2.在壩址東南方約10公里東勢附近一帶，此即車籠埔、大茅埔斷層系列附近，震源區以淺震爲主，震源深度均在40公里以內。

B.斷層調查與活動性研究

水庫區斷層分布見圖 5-1-2。這些斷層的名稱、位置、及特徵，主要由以往文獻記載得到。爲確定這些斷層的可靠性及活動性，水利局於民國七十一年和七十四年兩次委託地調所進行地質調查工作，並於民國七十二年委託地科所進行



1.2-57

地球物理重力測勘；另爲評估斷層的活動性，亦於民國七十二年委託地科所辦理微震觀測工作。這期間斷層調查結果詳見表5-1-9。

值得注意的是壩址下游後池堰基礎開挖後觀察到一不小於 5公尺寬的破碎帶，破碎帶內白砂岩受擾動而不再連續，且層面位態變化甚大。此破碎帶出現位置即張麗旭(1951)所指稱「在鐵路東側於景山溪北岸，南莊層白砂岩與十六份頁岩分布錯動不連且走向相異」之鯉魚潭斷層所在。

C.壩址地面尖峰加速度評估

由委託地科所(1983)辦理之「鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究」結果，.地科所對鯉魚潭壩址可能發生之地面尖峰加速度(Peak Ground Acceleration)用下列三種方法推估：

1.直接利用地震學者徐明同博士繪製之「台灣地區震度分布圖」訂定本壩址不同回歸週期之震度，繼而推估壩址最大水平地面尖峰加速度爲0.25g至0.40g，回歸週期爲50年及100年者分別爲0.14g及0.25g。

2.地科所自行統計分析歷年地震，按每年極大值及總出現頻率兩法分別推估並繪製本壩址之地面加速度回歸曲線前者如圖5-1-36，得回歸週期爲50年時地面水平尖峰加速度分別爲0.18g與0.16g，100年週期爲0.25g及0.22g。

3.根據 1935 年發生獅潭與屯子腳斷層之新竹、台中烈震資料，分別以日本建設省土木研究所新耐震設計法（案）及Campbell之衰減曲線推算壩址相應之水平地面尖峰加速度爲0.3g與0.44g。

以上三種推估方法以第三種所得之地面尖峰加速度爲最大，約在0.3g與0.44g之間，其再現或然率推估當在200

年左右。綜合上述研究結果，地科所建議壩址採用之最小水平尖峰加速度不宜低於0.25g。

然而最大地表加速度尚有許多經驗公式或衰減曲線來推算，所得結果往往差異甚鉅，Schnabel和Seed於1972年建議－不同地震規模之最大加速度衰減曲線如圖5-1-37，由該圖1935年規模7.1之地震，於壩址之最大加速度爲0.5g～0.6g。

D.壩址地區強震觀測

爲了解壩址地區岩盤之強震特性，水利局於民國七十三年委託地科所於壩址地區裝設加速度強震儀 SMA-1作長期記錄分析，此項工作持續至民國七十八年六月。這段期間壩址地區共收錄到五個地震資料，詳圖5-1-38及表5-1-10。

這五個地震經分析結果，當阻尼比爲0.02時，壩址下方測站之水平方向最大PSA，EQ850403(NOOE）出現在週期0.12秒左右，其值約爲0.15g；EQ860209(NOOE）出現在週期0.16秒左右,其值約爲0.18g；EQ860322(NOOE)出現在週期0.26秒左右，其值約爲0.16g；EQ860327(NOOE）出現在週期0.09秒左右，其值約爲0.055g；EQ861114(NOOE)出現在週期0.31秒左右，其值約爲0.224g。

上述地動反應不大，但除了EQ860322及EQ861114二地震是發生在 100公里以外地區，其餘三個地震均發生於三義、屯子腳斷層系列上，此說明該地區強震活動仍有相當遣潛力。由於地震觀測實屬長期性的工作，僅數年餘的短期觀測資料實不足以代表本地區之強震地動特性，因此往後壩址的強震地動記錄仍有必要繼續收集。



453

1·2－59

表 5－1－9　　鯉魚潭水庫斷層調查結果

| 斷層名稱 | 文　　獻　　記　　載 | 地　　質　　探　　查　　結　　果 | 斷層活動性 |
|---|---|---|---|
| 新開斷層 | 1.張麗旭 1951年報告記載斷層走向北30°東，向西傾斜 70°，爲逆斷層。<br>2.中國石油公司出版之台灣西部地質圖（ 1971），保留新開斷層北段，向南延伸至水庫區則轉變爲向斜軸。 | 水庫淹沒區遷建道路施工時，於新建2號橋上方邊坡開挖後出現向斜軸部。 | — |
| 獅潭斷層與屯子脚斷層 | 潘國樑 1985年報告記載，獅潭斷層走向北 25° 至 35° 東，向西傾斜 70°爲一逆斷層，屯子脚斷層爲一走向 N 60°E 的右移斷層。 | 獅潭斷層與屯子脚斷層爲1935 年台中、新竹地震（M＝7.1）造成之地震斷層，根據壩區附近之地震活動與微震調查研究指出（地科所，1983），在卓蘭西北有一走向東北一西南的地震帶，而此地震帶走向與地質構造走向相近，顯然兩者有所關連。 | 活　動 |
| 三櫃坑斷層 | 1.湯振輝（1969）於苗栗地區航照判釋時，於枕頭山附近標示一可疑斷層，通過三櫃坑附近往北延伸後消失。<br>2.潘國樑1985 年報告認爲屯子脚斷層，跡象較明顯的地方僅枕頭山與十分，其中枕頭山二級台地面間之陡差即爲斷層差，此斷層爲斷面向西傾斜之高角度正斷層。 | 1.根據重力測勘結果（地科所，1983）於壩址三櫃坑附近有一高角度正斷層存在，岩層落差500 公尺，其底部與三叉斷層相交。<br>2.根據地表地質與明溝觀察，地調所 1985年報告計畫：<br>(a)未發現斷層存在之直接證據，重力測勘、航照判釋等均爲間接推定<br>(b)斷層可應經過處出露岩層剖面連續完程。<br>(c)三櫃坑附近之崩塌地及嶺線是"N"字形狀，可能由溪流及岩性等因形成。<br>(d)經明溝觀察結果高階台地之砂質泥岩（基岩）與低階台地的礫石層爲不整合接觸。<br>(e)壩址附近山脊線性經消除覆蓋層觀察，並非斷層，乃岩石受風化較深之弱帶報告結論指出"該二地並無斷層存在"。 | — |
| 鯉魚潭斷層 | 張麗旭 1951年報告提出此斷層，他根據鐵路東側於景山溪北岸，南莊層之白砂岩與十六份砂質頁岩分佈錯動不連且走向相異而推定有一走向東偏北，東南側相對上昇之斷層。 | 根據地調所 1982年與 1985年關於此斷層之調查認爲：<br>(a)南莊層白砂岩與十六份頁岩，延展連續並無錯動變位。<br>(b)本區岩層層面投影圖只有一個中心區域，此表示岩層並無明顯的層位變化，亦即岩層受斷層推動之可能性很小。<br>(c)本區未發現有表示滑動的徵兆，此表示基岩無破碎帶存在，報告結論基於上述理由無法證實鯉魚潭斷層存在。 | — |

資料來源：(1)張麗旭（ 1951 ）　　(4)中興工程顧問社（ 1984 ）
(2)中央地質調查所（ 1982 ）　　(5)中央地質調查所（ 1985 ）
(3)中央研究院地球科學研究所（ 1983 ）　　(6)潘國樑（ 1985 ）

表5－1－10　監測期間所收錄強震記錄之震源基本資料

| 地震 | 發震時間（GMT） | | | | | | 震央 | | 深度（km） | 規模 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 年 | 月 | 日 | 時 | 分 | 秒 | 東經 | 北緯 | | |
| EQ850403 | 1985 | 4 | 3 | 10 | 32 | 38.5 | 120-48.07 | 24-25.53 | 8.2 | 5.3 |
| EQ860209 | 1986 | 2 | 9 | 6 | 45 | 28.4 | 120-44.29 | 24-20.27 | 3.3 | 4.9 |
| EQ860322 | 1986 | 3 | 22 | 4 | 45 | 31.6 | 121-44.19 | 23-21.35 | 24.5 | 6.5 |
| EQ860327 | 1986 | 3 | 27 | 20 | 41 | 37.0 | 120-46.73 | 24-17.34 | 3.2 | 4.1 |
| EQ861114 | 1986 | 11 | 14 | 21 | 20 | 4.5 | 121-49.99 | 23-59.51 | 13.9 | 6.8 |

圖5-1-2 鯉魚潭水庫區域地質圖

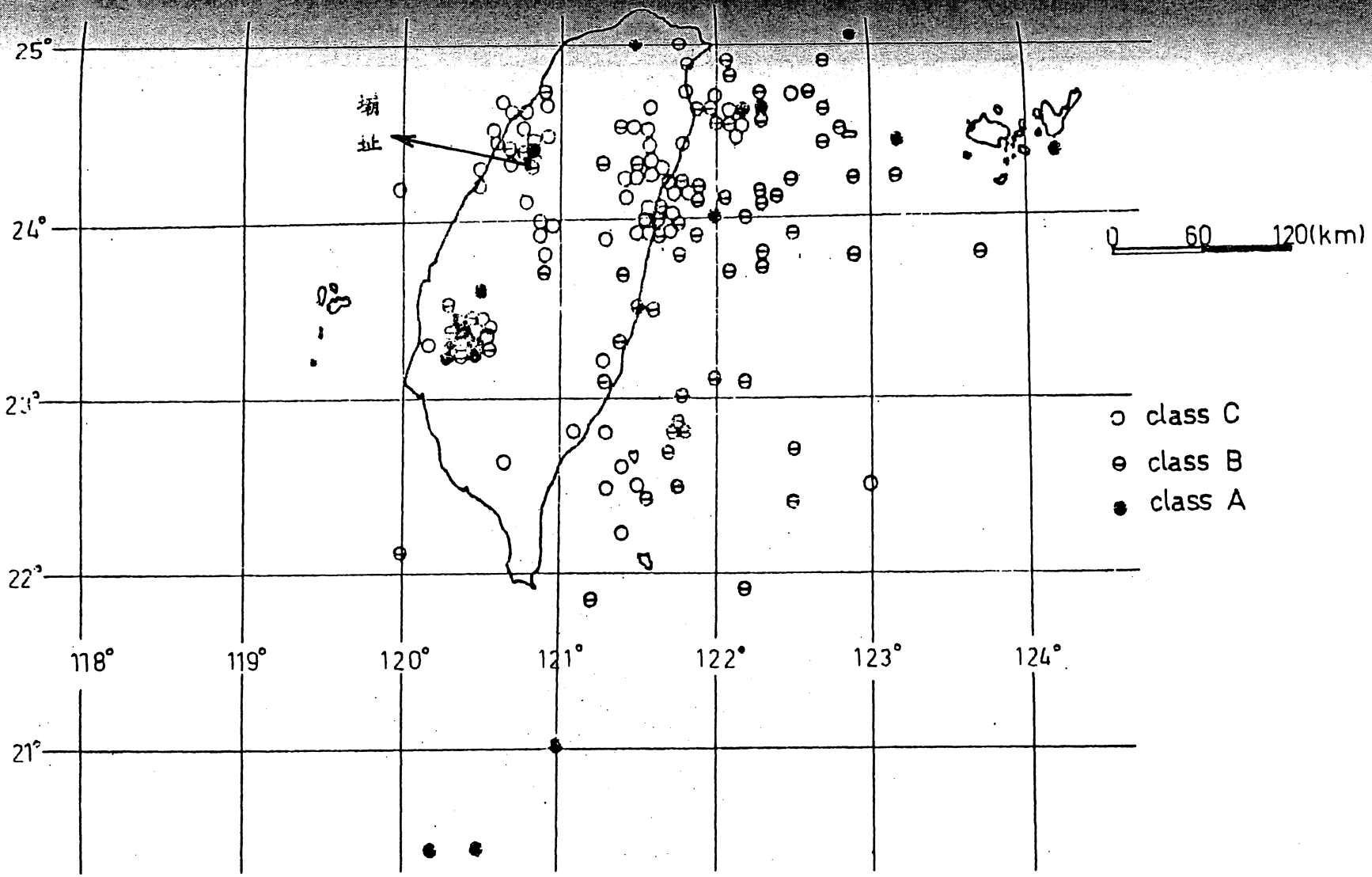



圖5-1-29　1900年至1935年間台灣地區地震震央分佈圖

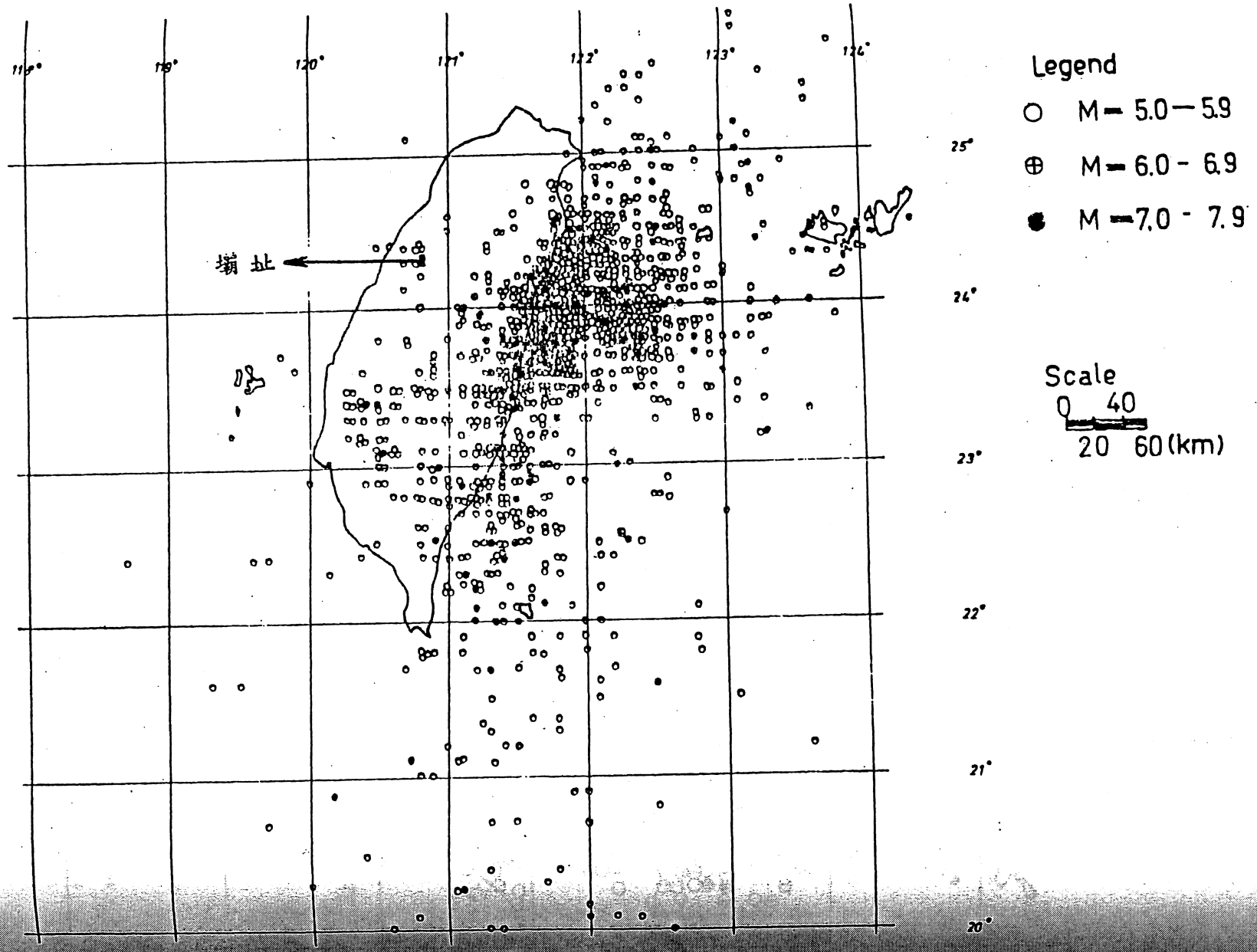



圖5-1-30 1936年至1973年間台灣地區地震震央分佈圖

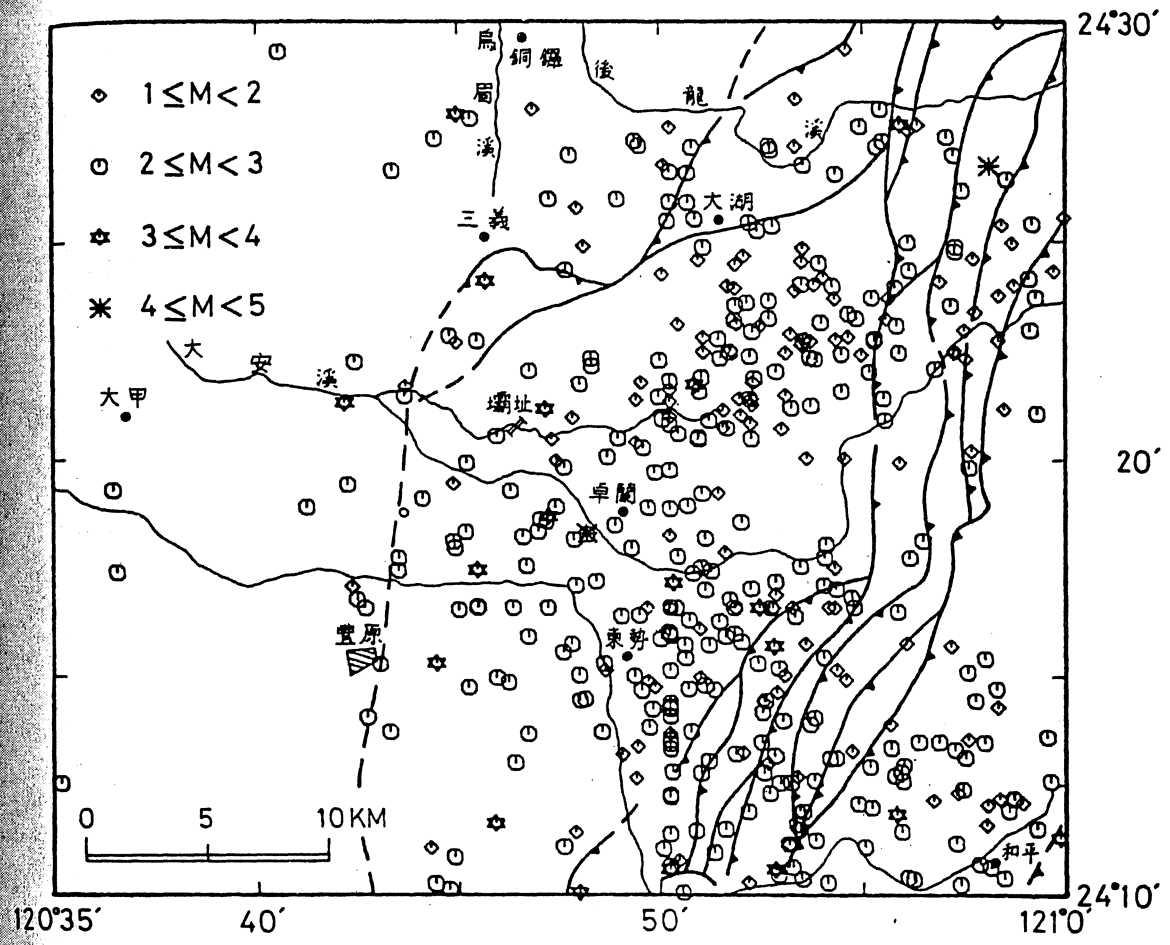



圖5-1-30 1936年至1973年間台灣地區地震震央分佈圖

圖5-1-31 1973年至1982年間本所環島自動測震網所測定鯉魚潭地區地區地震震央分佈與地質斷層位置圖



1·2 -65

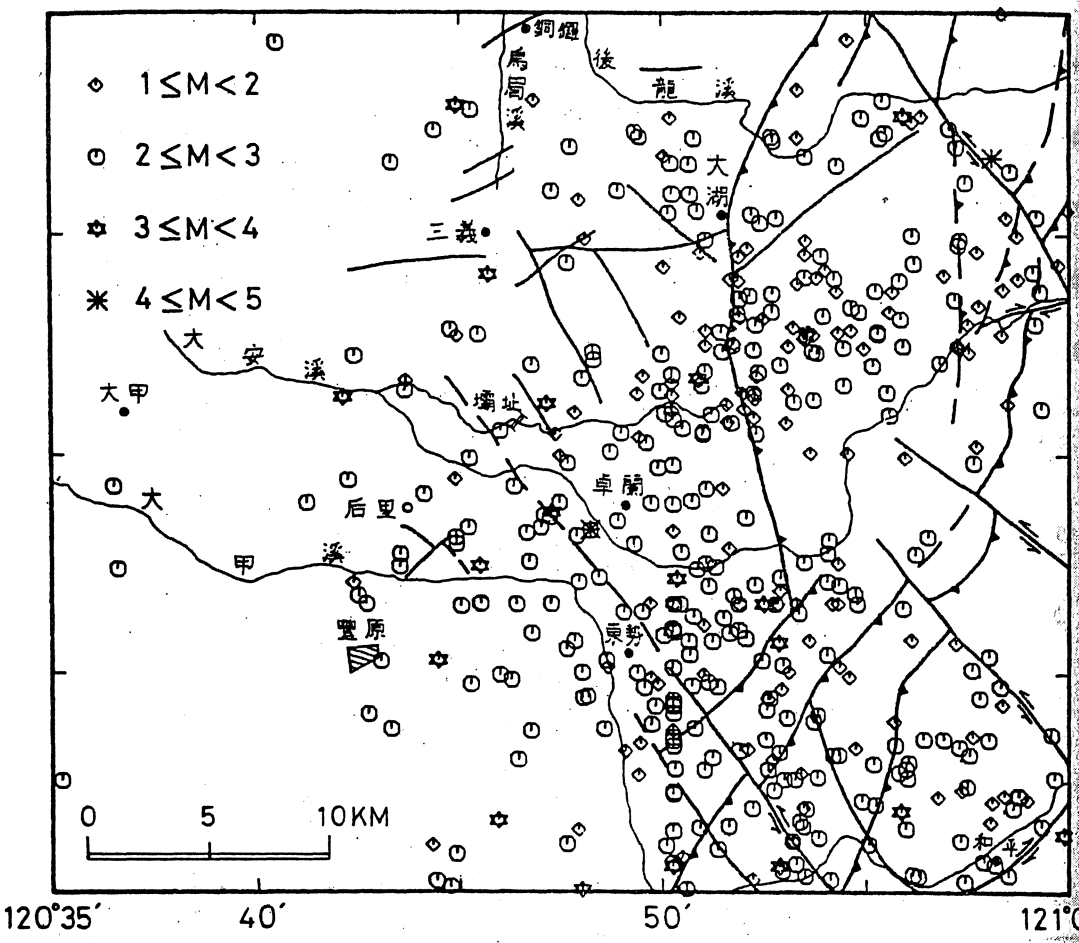
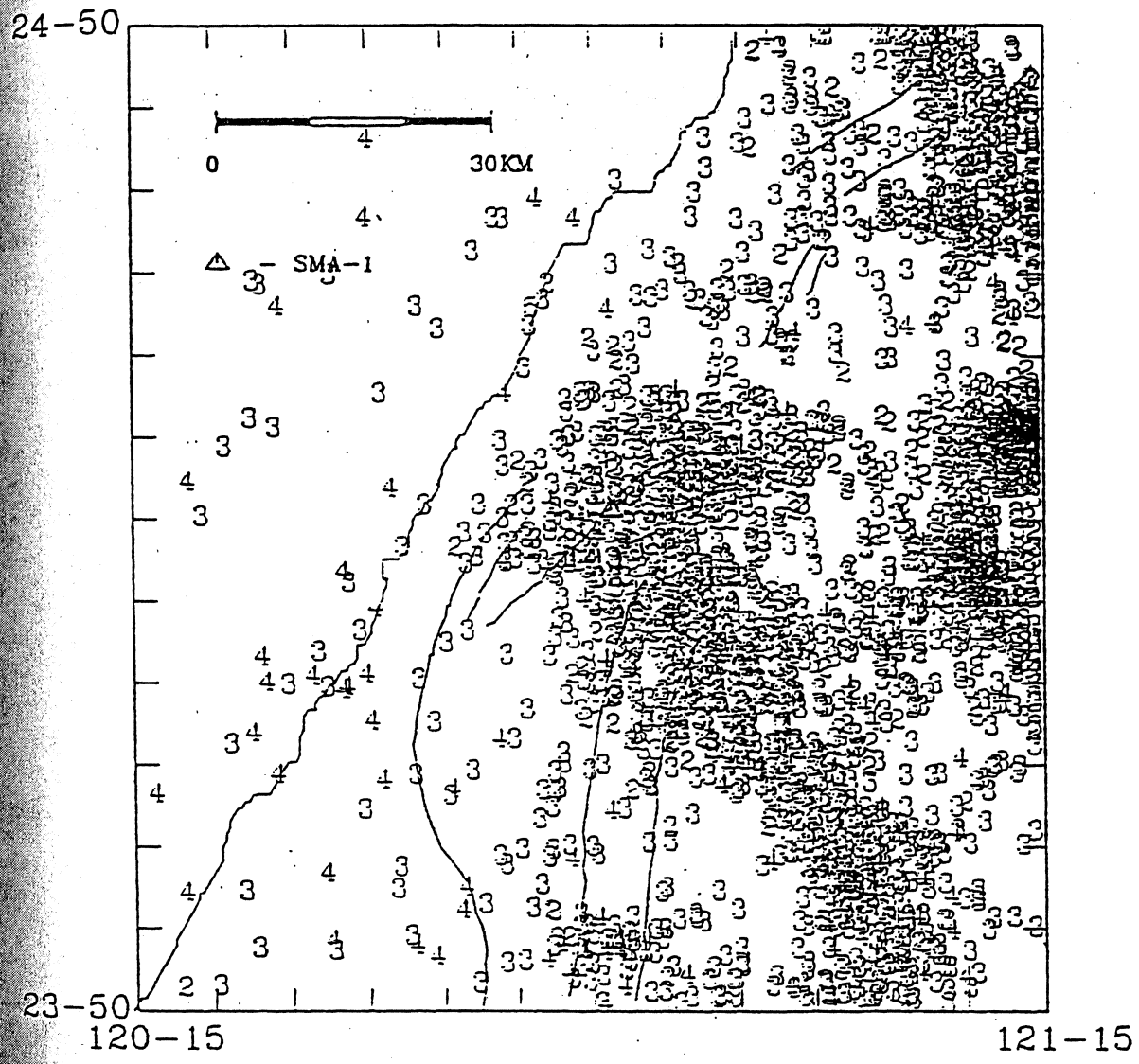



圖5-1-32　1973年至1982年間本所環島自動測震網所測定魚潭地區地區地震震央分佈與側視雷達影像判釋地質構造線分佈圖




測定鯉

像判釋

圖5-1-33　1973年至1989年 6月鯉魚潭水庫大壩壩址週圍50公里地區地震震央分佈情形



1.2-66

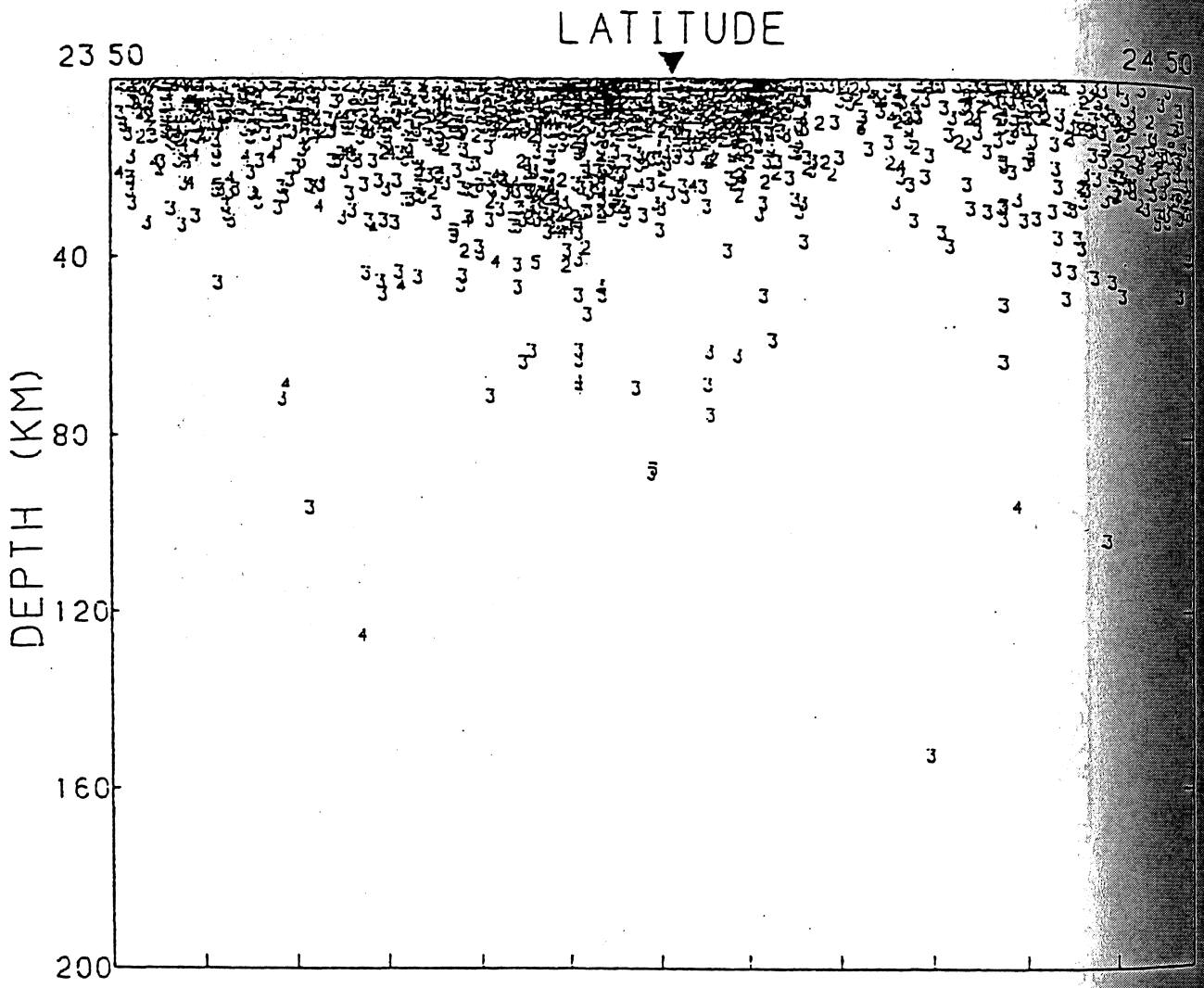



圖5-1-34　1973年至1989年鯉魚潭水庫大壩壩址週圍50公里地區地震震源投影於南北剖面上分佈情形，圖中▼表示壩址所在



1.2-67

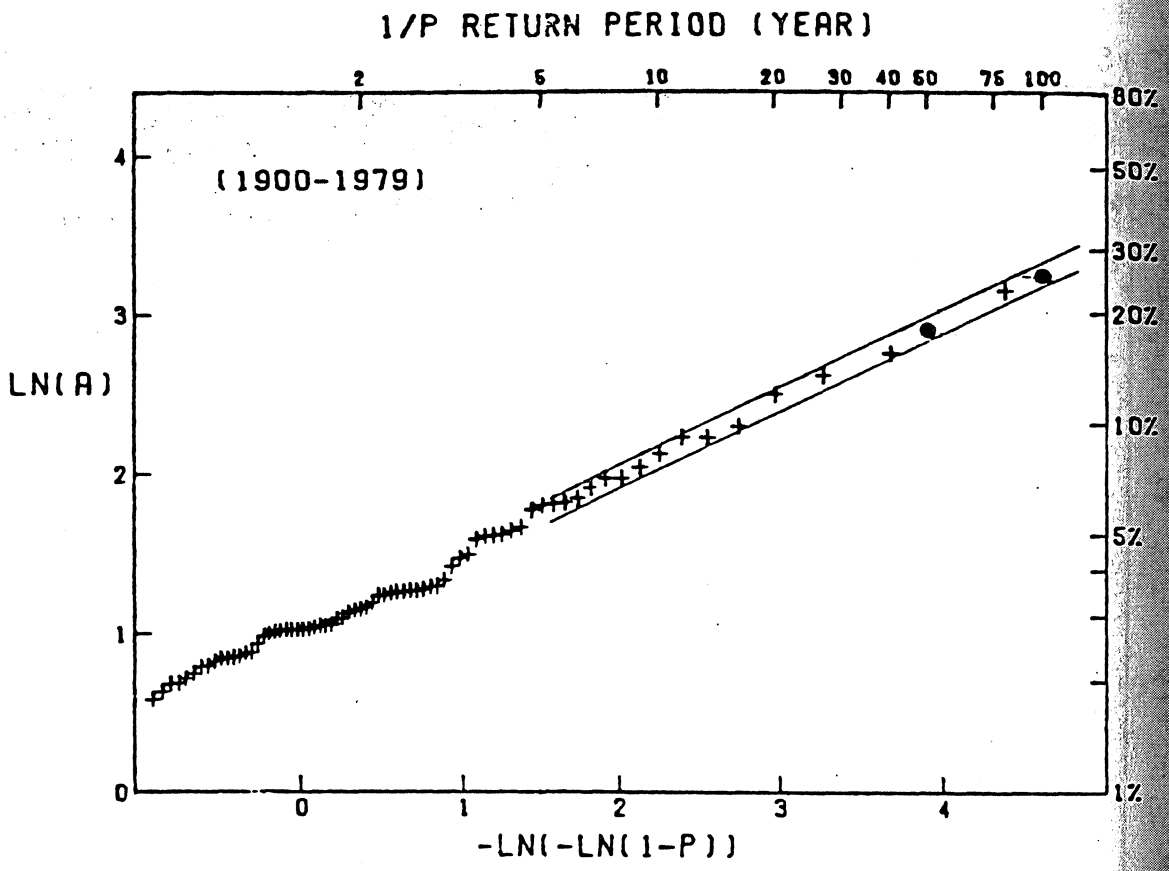



圖5-1-36　鯉魚潭水庫壩址最大水面地震加速度與回復周期之關係圖

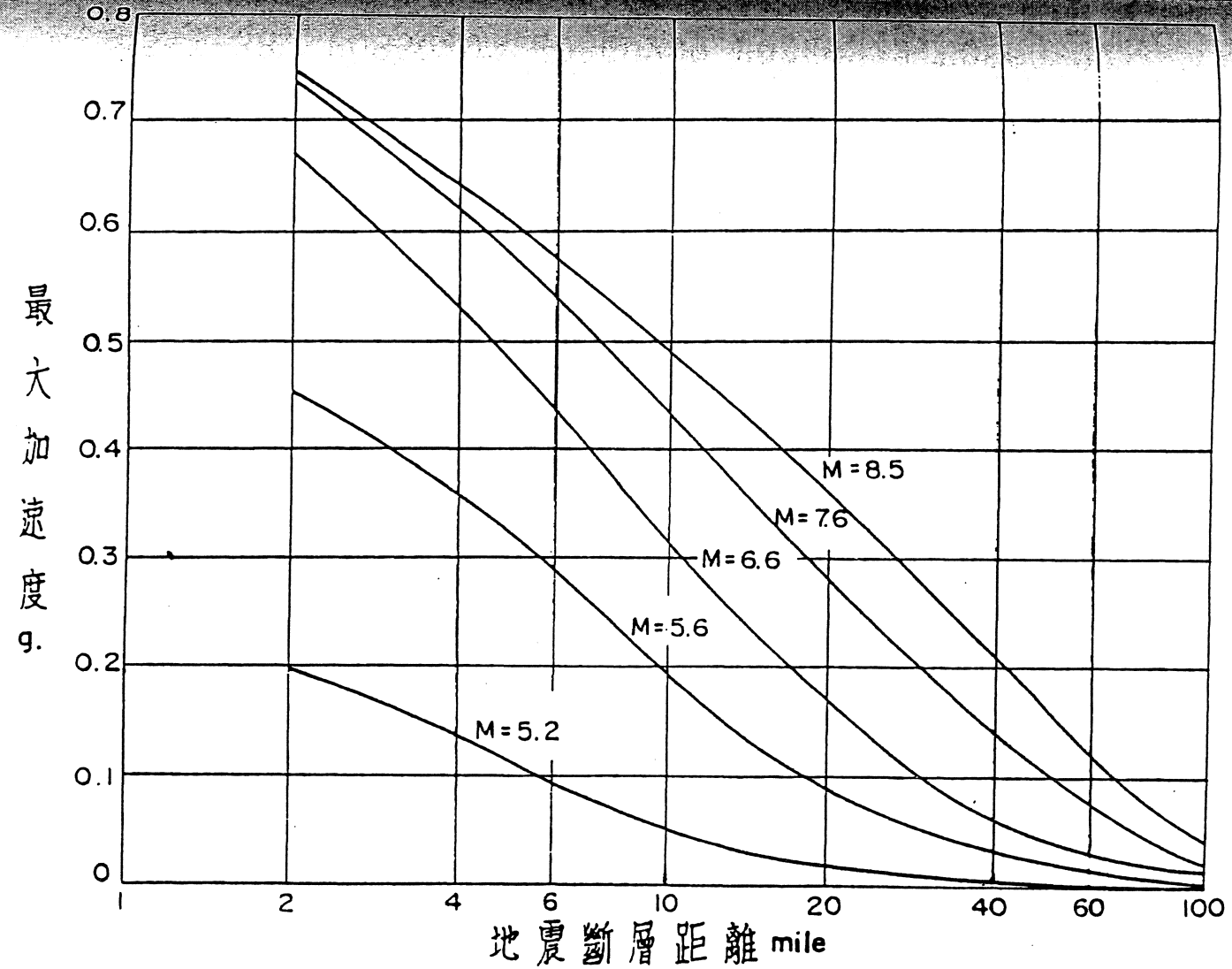



圖5-1-37　不同地震規模之最大加速度衰減曲線（Schnabel and Seed, 1972).

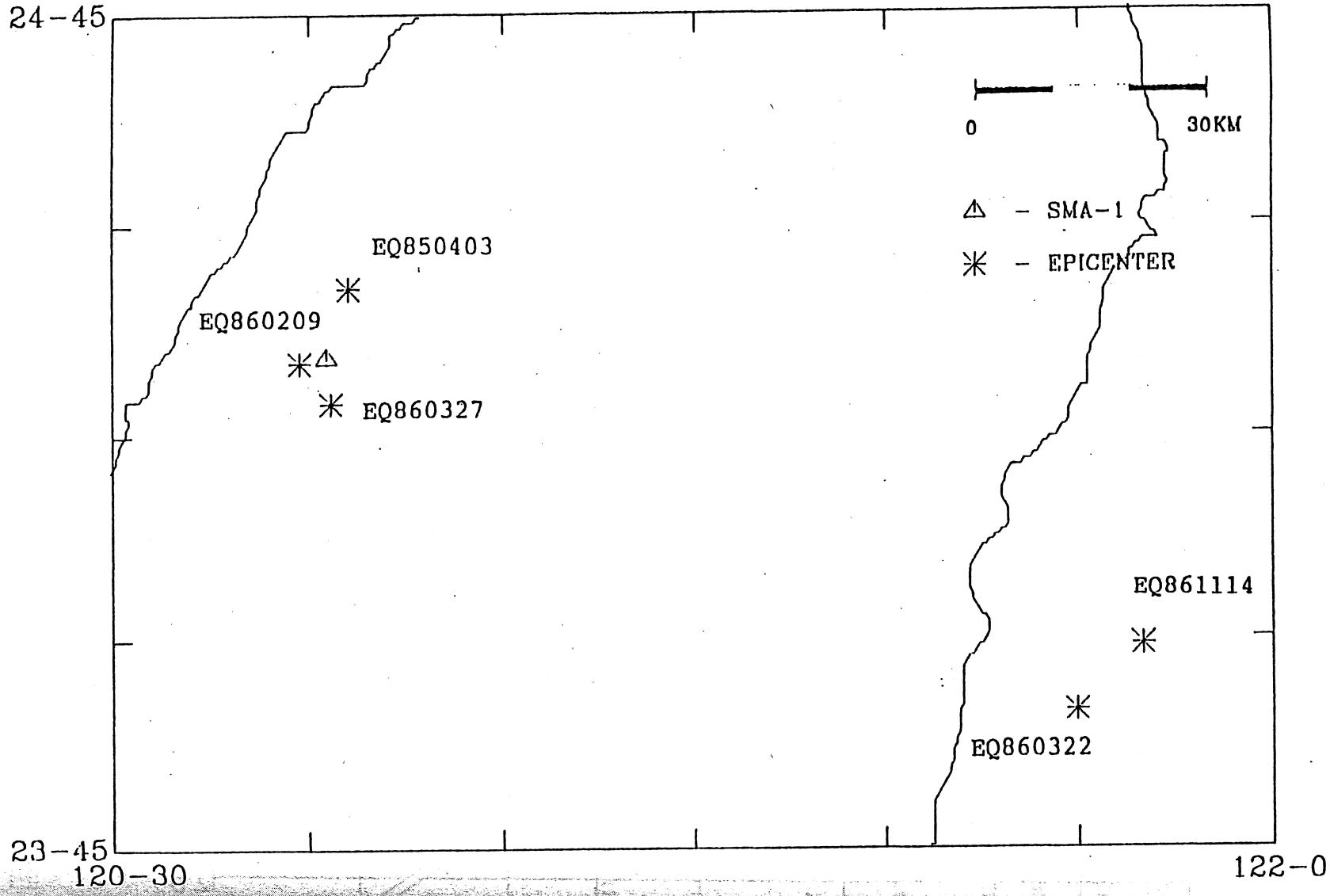



圖5-1-38 EQ850403,EQ860209,EQ860322,EQ860327,
EQ861114五個地震之震央分佈圖

# 1.2-4 竣工及營運階段

# (1) 鯉魚潭水庫竣工報告 - (民國 88 年 6 月)

# 鯉魚潭水庫竣工報告




台灣省中區水資源局

中華民國八十八年六月

1-2-71

曾分別委託經濟部中央地質調查所與中興社辦理岩石力學試驗。試驗結果摘錄於表4-1-4-2。

(4)地質構造

堰區岩層走向北東，傾向東南，河谷兩岸地質位態一致，且岩層連續無斷層、褶皺、或其他破碎帶。規劃設計階段，堰址附近層面與節理調查結果，可參考附錄A有關資料，施工期間堰區層面與節理調查結果見圖4-1-4-10及圖4-1-4-11。

其次，於堰區出現的不連續面，包括一組傾向節理與一組走向節理。其中，傾向節理較常出現，平均約2至3公尺間距出現一條，此節理除與層面略垂直外，也與台灣主要地質構造線垂直，此表示其走向與最大壓力方向一致，故傾向節理應爲張力作用造成。

(5)岩盤的風化程度和透水性

堰址左右堰座之岩層，受風化影響產生頗深的風化帶，在右堰座約達水平距離35公尺，左堰座達水平距離25公尺。其中，中度及高度風化岩盤的深度在右堰座約5至10公尺，左堰座約3至7公尺。

堰址岩盤的透水性，沿河床深度10公尺以內透水度較高，10公尺以下則透水度降至5 Lugeon以下。右岸水平方向深度35公尺以內較透水，35公尺以外則減至7 Lugeon以下。左岸岩盤透水度在15 Lugeon以上。

㈡地震

台灣爲圍繞西太平洋弧形列島中的一環，也是世界上高度地震帶中的一段。台灣有三個主要地震帶，即東北地震帶、東部的地震帶、和西部地震帶。其中西部地震帶包括雪山山脈及大部西邊的麓山帶，此地震帶震源都很淺，且地震規模都小，鯉魚潭水庫即在西部麓山帶邊緣。

民國二十四年在距離堰址東北方約5公里處發生規模7.1的強烈地震，伴隨此次地震產生的斷層、地裂、山崩、及其後一連串的餘震，造成中部地區人員物質極大的傷亡與損失。鑑於地震對工程構造物在設計和施工方面之影響，水利局於民國七十二年委託中央研究院地球科學研究所，辦理「鯉魚潭水庫堰址地區地震及活動斷層調查研究」，以便對堰址附近地震活動、斷層活動性、及評估堰址可能發生之地面尖峰加速度作深入研究，另爲分析及評估堰址地區岩盤之強震特性，亦委託該所於堰區裝設強震儀作長期之記錄分



1-2-73

析。

1.地震活動

鯉魚潭水庫埧址地區地震活動情形，由地科所 (1983) 提出之調查研究報告指出，歷年地震活動之資料可分爲兩類：第一類是儀器觀測前之文獻記載；第二類是利用地震儀觀測所得之地震資料。茲將該所研究結果摘要略述於后：

(1)二十世紀以前本地區地震活動情形：

此時期台灣未設置地震觀測儀器，有關地震資料僅能從歷史記載中蒐集整理。其中史學家方豪教授，於民國五十七年六月發表之「二十世紀以前台灣地震記錄彙考」一文最爲完備。其所收錄資料時間自明朝天啓四年 (1624年) 起，至清光緒二十一年 (1895年) 止，其間台灣所發生之95次地震文獻資料均經蒐集整理。經分析上述資料，地科所推斷此時期發生於埧址地區地震的規模可能爲5或6，甚至更小。

(2)1900年至1935年本地區地震活動情形：

台灣使用儀器來觀測地震活動始於1896年，自此可得儀器記錄之地震資料。徐明同教授曾對氣象局地震記錄做過系統的處理分析，他以1935年爲分界線，將氣象局測震網所收集之地震資料分成兩時期。前期包括1900年至1935年，後期包括1936年至1973年。而地科所即根據徐博士所整理出來的地震資料，做爲探討本地區地震活動之依據。圖4-1-4-12爲1900年至1935年間，台灣地震震央分析情形，其中有一A級地震（有感半徑超過300公里或地震規模大於6.4之地震），規模爲7.1，在1935年4月21日發生於埧址東北方約5公里附近（東經120° 49'，北緯24° 21'），震源深度小於10公里。

(3)1936年至1973年本地區地震活動情形：

此期仍以徐明同教授所整理之地震資料爲主。圖4-4-4-12表示1936年至1973年間台灣地震震央分布情形。

(4)1973年至1982年本地區地震活動情形：

1972年，中央研究院地球科學研究所的台灣環島自動測震網開始運轉，自此地震定位精度與微小地震之測知能力大爲提高。十年內本地區共計發生250次規模 (MD) 大於1.8的地震，見圖4-1-4-13、和圖4-4-4-14。



1-2-74

其間發生兩次規模介於4與5間的地震，一在埧址東北約23公里，一在東南方約6公里卓蘭附近。這段期間內，沒有規模大於5的地震發生。

此項地震活動觀測計畫持續至民國七十八年六月，其後地科所於民國七十九年，提出是項地震活動觀測報告。圖4-1-4-15至圖4-1-4-17表示1973年至1989年6月，在埧址地區50公里範圍內所有地震震央分析與地震震源，投影在南北向和東西向的剖面分布情形。

地科所 (1990) 綜合1973年至1989年地震活動觀測結果指出，對鯉魚潭埧址地區安全威脅較大的震源區有二：

①在埧址東北方向約20公里處，向西南延伸經過埧址附近至西南方約5公里處，此即三義、屯子腳斷層系列附近，震源區以淺震爲主，震源深度大多在30公里以內，而埧址至此斷層系列之最短距離約5公里，其中1935年台中、新竹地震即發生在此帶上。

②在埧址東南方約10公里東勢附近一帶，此即車籠埔、大茅埔斷層系列附近，震源區以淺震爲主，震源深度均在40公里以內。

2. 斷層調查與活動性研究

水庫區斷層分布見圖4-1-4-1。這些斷層的名稱、位置、及特徵，主要由以往文獻記載得到。爲確定這些斷層的可靠性及活動性。水利局於民國七十一年及七十四年兩次委託地調所進行地質調查工作，並於民國七十二年委託地科所進行地球物理重新測勘；另爲評估斷層的活動性，亦於民國七十二年委託地科所辦理微震觀測工作。這期間斷層調查結果詳見表4-1-4-3。

值得注意的是：埧址下游後池堰基礎開挖後，觀察到一不小於5公尺寬的破碎帶，破碎帶內白砂岩受擾動而不再連續，且層面位態變化甚大。此破碎帶出現位置即張麗旭 (1951) 所指稱「在鐵路東側於景山溪北岸，南莊層白砂岩與十六份頁岩分布錯動不連且走向相異」之鯉魚潭斷層所在。

3. 埧址地面尖峰加速度評估

由委託地科所 (1983) 辦理之「鯉魚潭水庫埧址地區地震及活動斷層調查研究」結果，地科所對鯉魚潭埧址可能發生之地面尖峰加速度 (Peak Ground Acceleration)，用下列三種方法推估。

(1)直接利用地震學者徐明同博士繪製之「台灣地區震度分布圖」，訂定本壩址不同回歸周期之震度，繼而推估壩址最大水平地面尖峰加速度爲0.25g至0.40g，回歸週期爲50年及100年者分別爲0.14g及0.25g。

(2)地科所自行統計分析歷年地震，按每年極大值及總出現頻率兩法，分別推估並繪製本壩址之地面加速度回歸曲線，得回歸週期爲50年時，地面水平尖峰加速度分別爲0.18g與0.16g，100年週期爲0.25g及0.22g。

(3)根據1935年發生獅潭與屯子腳斷層之新竹、台中烈震資料，分別以日本建設省土木研究所新耐震設計法案及Campbell之衰減曲線推算壩址相應之水平地面尖峰加速度爲0.3g與0.44g。

以上三種推估方法以第三種所得之地面尖峰加速度爲最大，約在0.3g與0.44g之間，其再現或然率推估當在200年左右。綜合上述研究結果，地科所建議壩址採用之最小水平尖峰加速度，不宜低於0.25g。

然而，最大地表加速度尙有許多經驗公式或衰減曲線來推算，所得結果往往差異甚距，Schnabel和Seed於1972年建議—不同地震模模之最大加速度衰減曲線如圖4-1-4-18，由該圖1935年規模7.1之地震，於壩址之最大加速度爲0.5g～0.6g。

4.壩址地區強震觀測

爲了解壩址地區岩盤之強震特性，水利局於民國七十三年委託地科所於壩址地區裝設加速度強震儀 SMA-1，作長期記錄分析，此項工作持續至民國七十八年六月。這段期間壩址地區共收錄到五個地震資料。這五個地震經分析結果，當阻尼比爲0.02時，壩址下方測站之水平方向最大PSA，EQ850403 (NOOE) 出現在週期0.12秒左右，其值約爲0.15g；EQ860209 (NOOE) 出現在週期0.16秒左右，其值約爲0.18g；EQ860322 (NOOE) 出現在週期0.26秒左右，其值約爲0.16g；EQ860327 (NOOE) 出現在週期0.09秒左右，其值約爲0.055g；EQ861114 (NOOE) 出現在週期0.31秒左右，其值約爲0.224g。

上述地動反應不大，但除了EQ860322及EQ861114二地震是發生在100公里以外地區，其餘三個地震發生於三義、屯子腳斷層系列上，此說明該地區強震活動仍有相當遣潛力。由於地震觀測實屬長期性的工作，僅數年餘的短期觀測資料，實不足以代表本地區之強震地動特性，因此往後壩址的強震地動記錄仍有必要繼續收集。



1-2-76

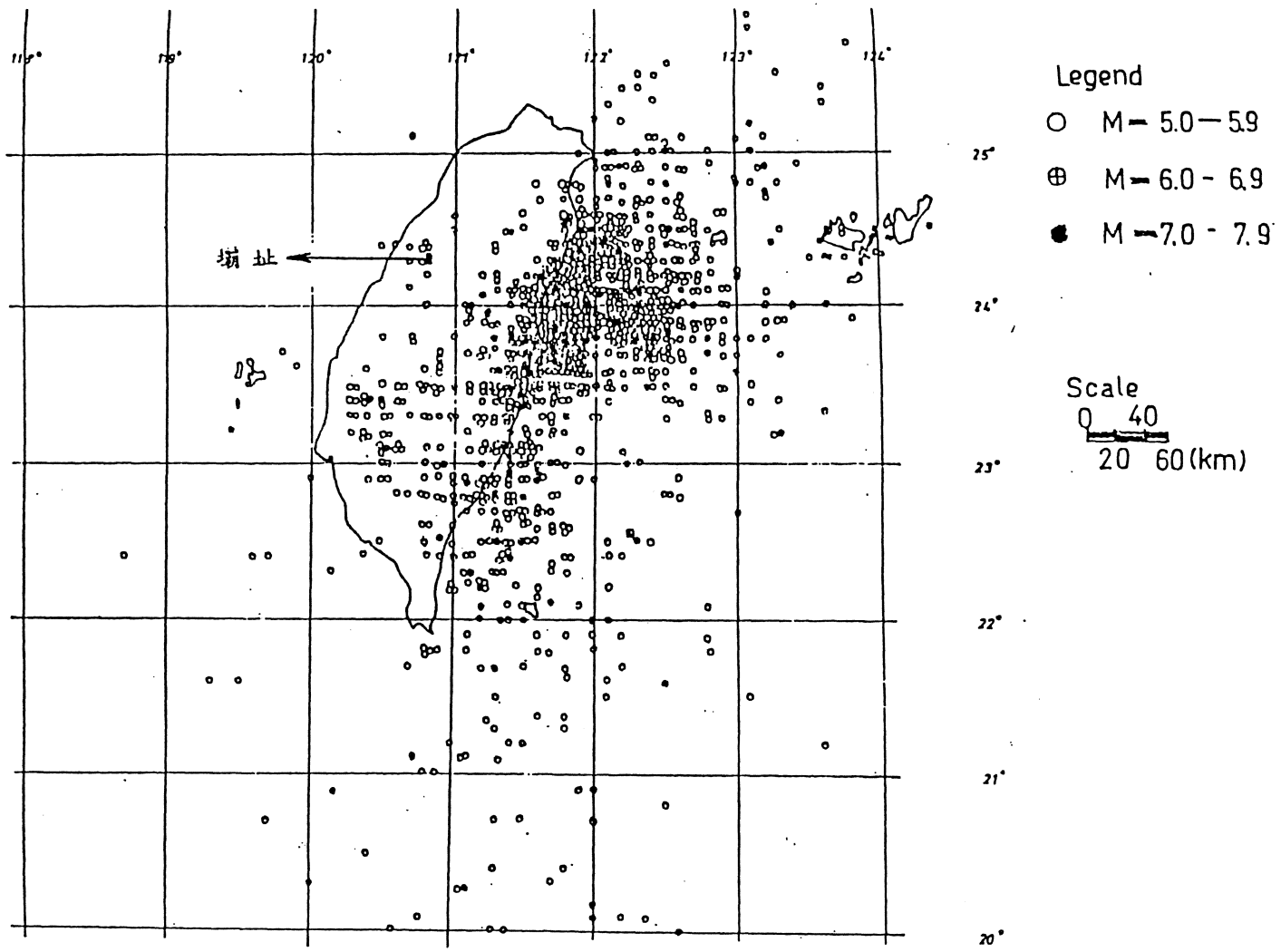



圖 4.1.4-12 1936 年至 1973 年間台灣地區地震震央分佈圖

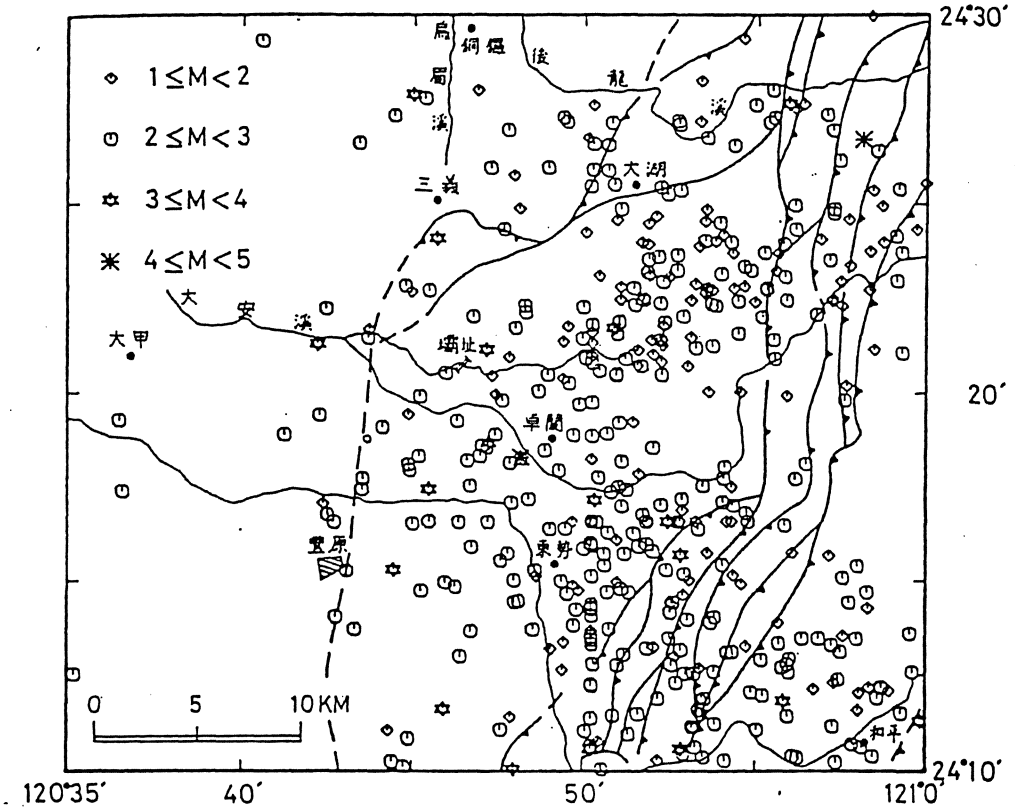



圖 4.1.4-13 1973 年至 1982 年間環島自動測震網所測定鯉魚潭地區地震震央分佈與地質斷層位置圖

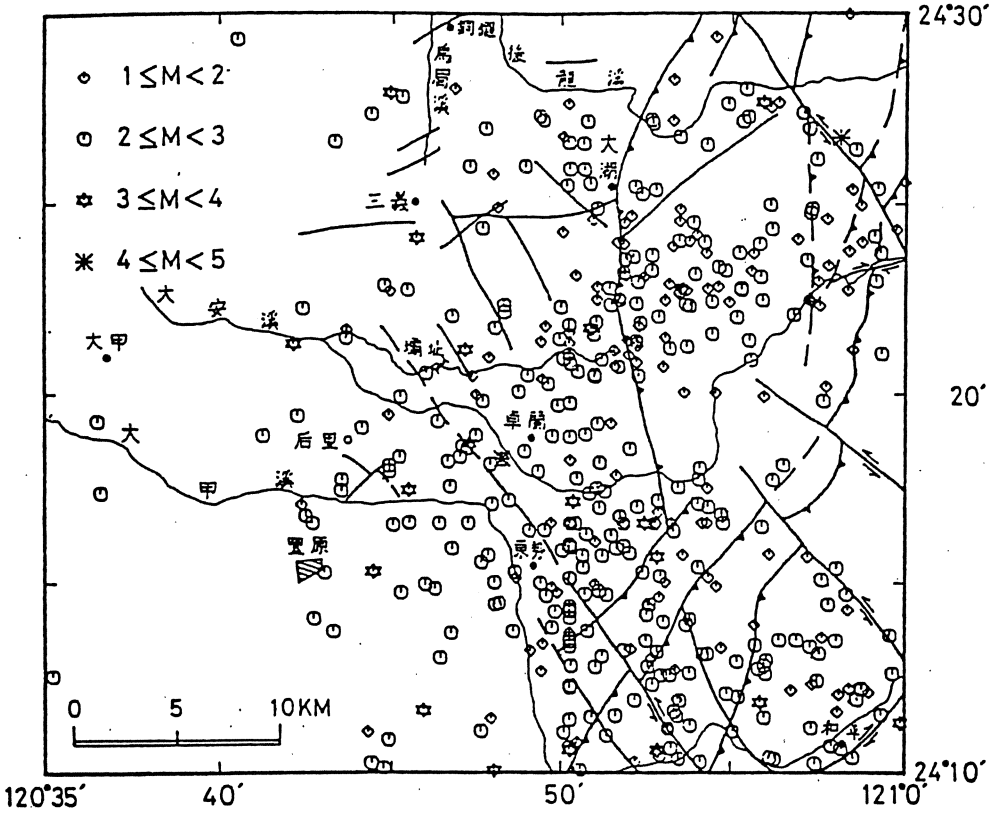



圖 4.1.4-14 1973 年至 1982 年間環島自動測震網所測定鯉魚潭地區地震震央分佈與側視雷達影像判釋地質構造線分佈圖



669

1.2 - 79

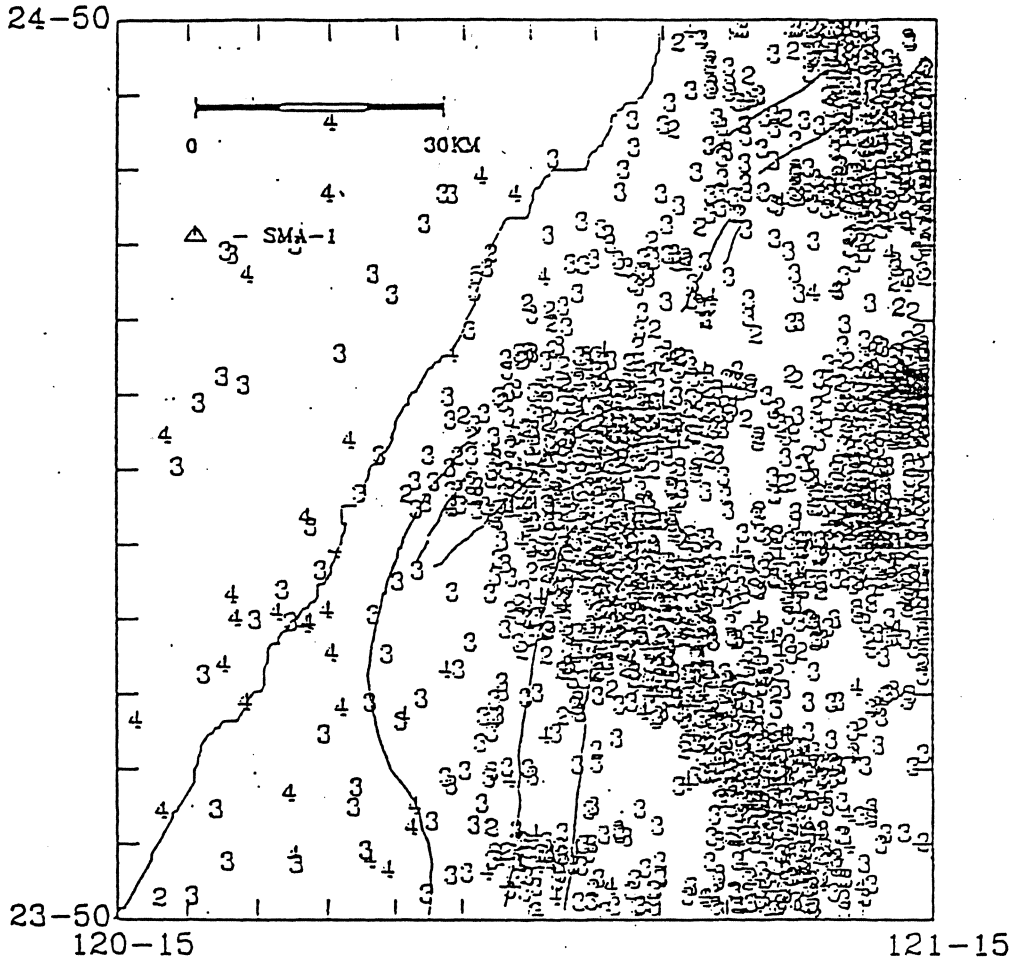



圖 4.1.4-15 1973 年至 1989 年 6 月鯉魚潭水庫大壩壩址週圍 50 公里地區地震　震央分佈情形

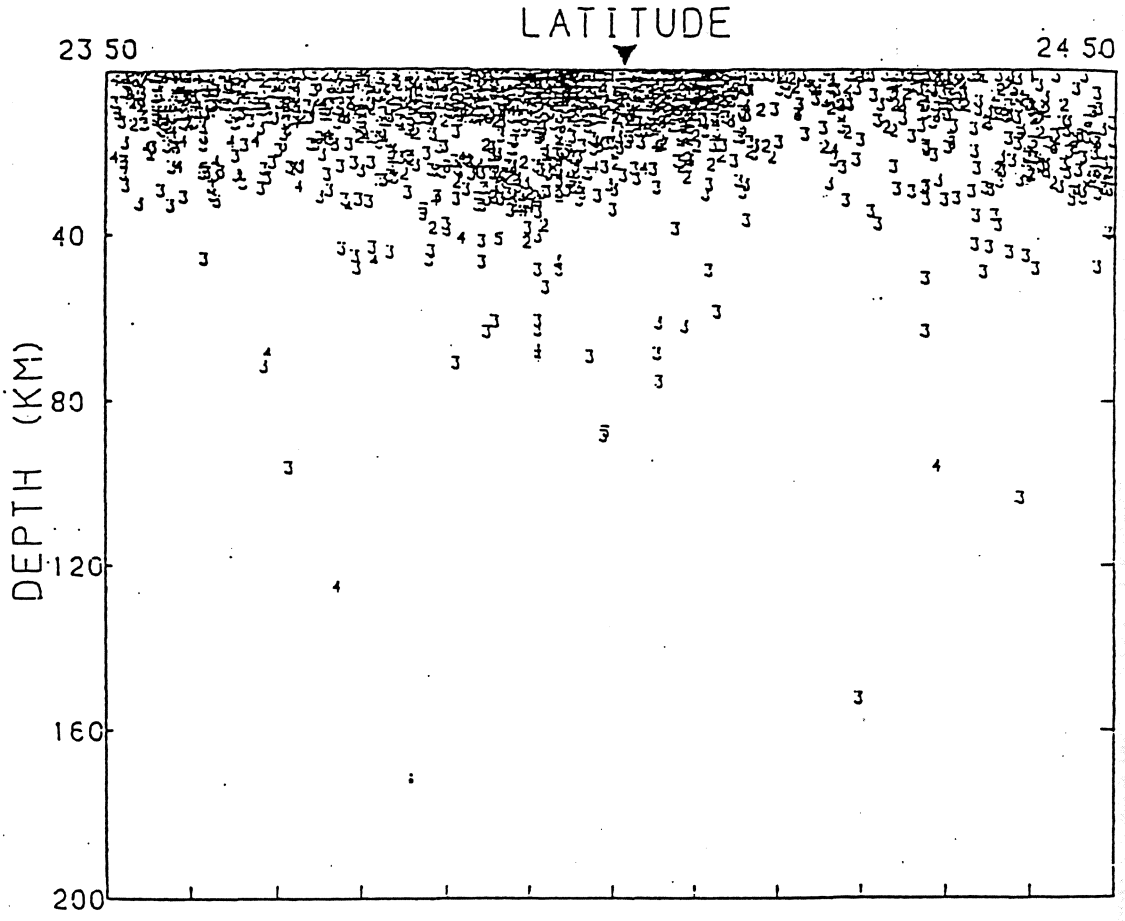



圖 4.1.4-16 1973 年至 1989 年鯉魚潭水庫大壩壩址週圍 50 公里地區地震震源投影於南北剖面上分佈情形，圖中表示壩址所在

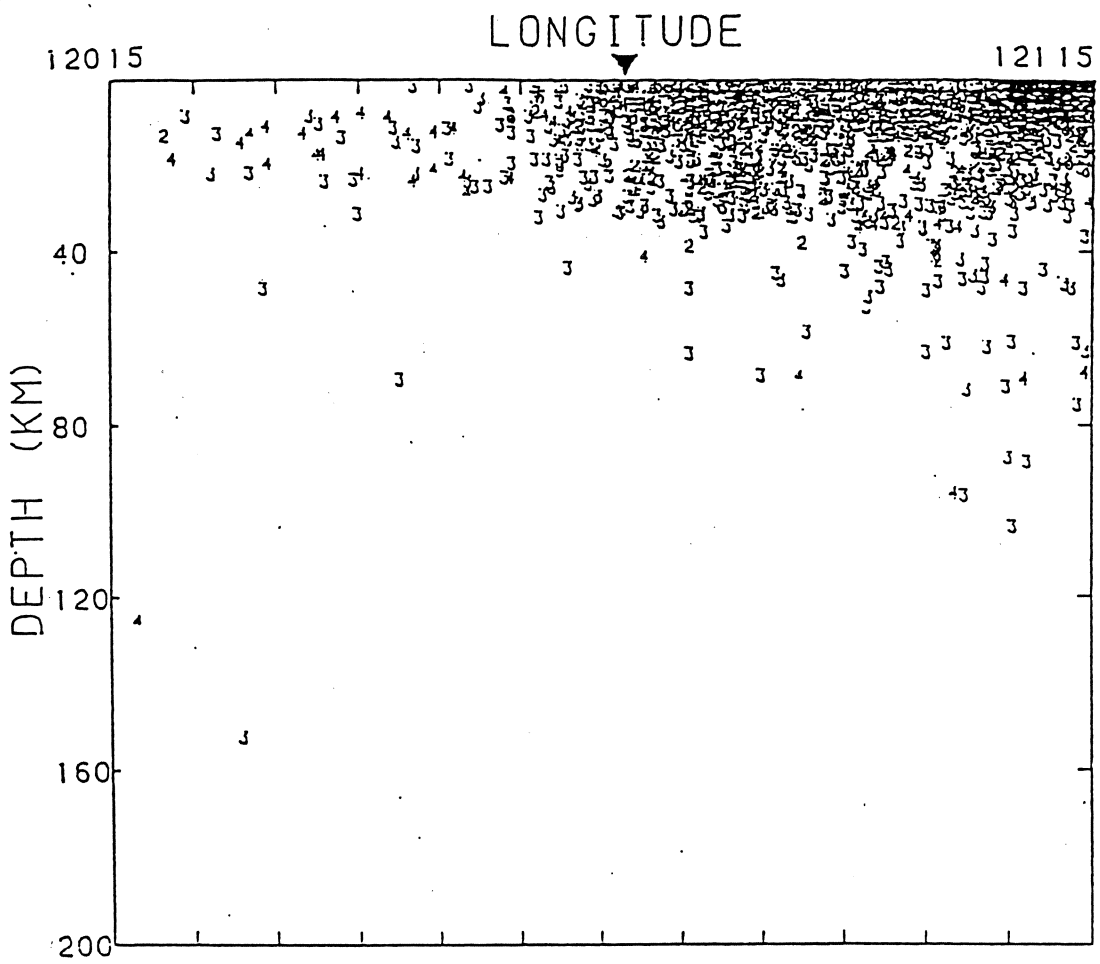



圖 4.1.4-17 1973 年至 1989 年鯉魚潭水庫大壩壩址週圍 50 公里地區地震震源投影於東西剖面上分佈情形，圖中表示壩址所在

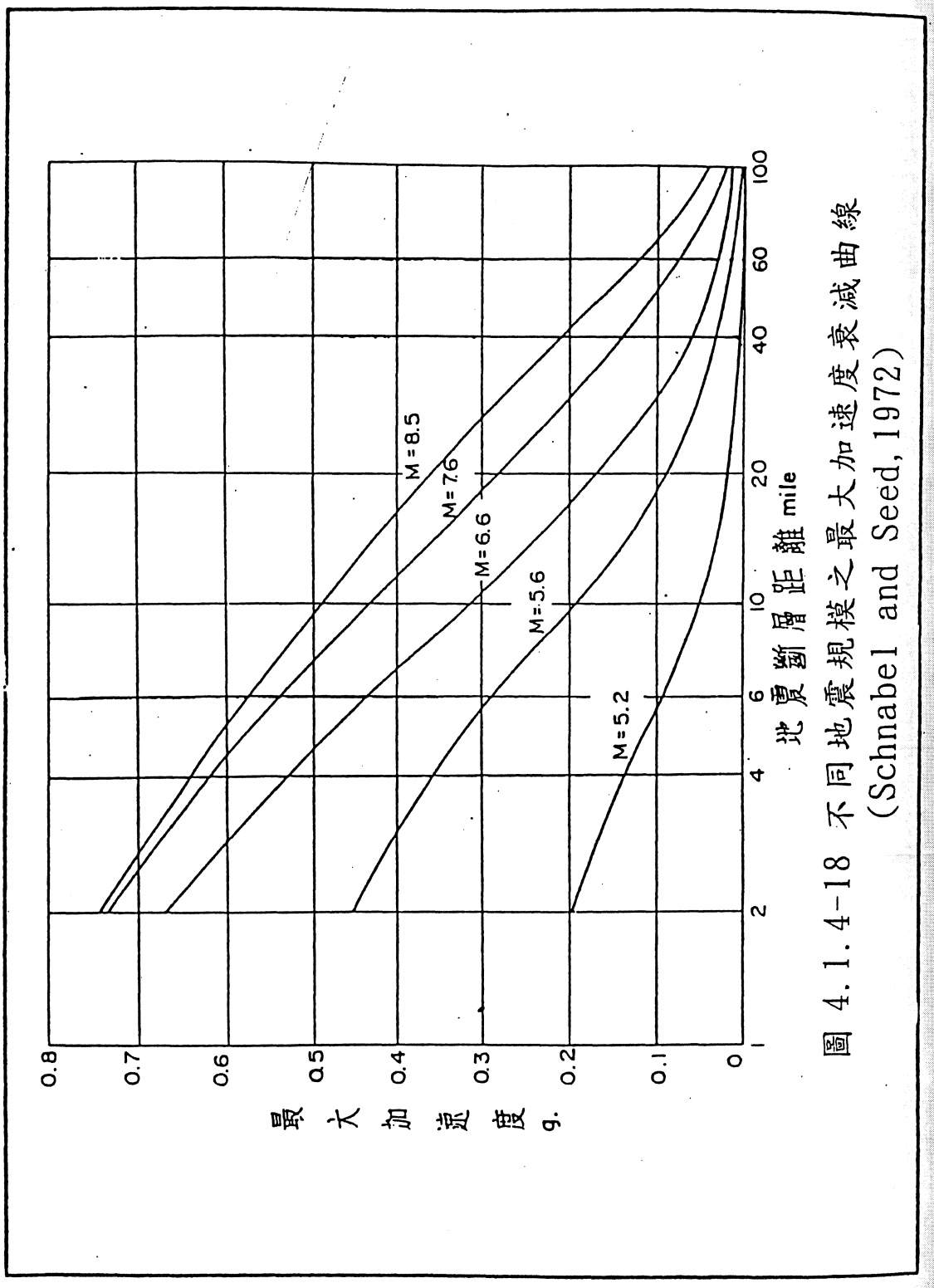



圖 4.1.4-18 不同地震規模之最大加速度衰減曲線
(Schnabel and Seed, 1972)

## 表4-1-4-3　鯉魚潭水庫斷層調查結果

| 斷層名稱 | 文獻記載 | 地質探查結果 | 斷層活動性 |
|---|---|---|---|
| 新開斷層 | 1.張麗旭1951年報告記載斷層走向北30°東，向西傾斜70°，爲逆斷層。<br>2.中國石油公司出版之台灣西部地質圖(1971)，保留新開斷層北段，向南延伸至水庫區則轉變爲向斜軸。 | 水庫淹沒區遷建道路施工時，於新建2號橋上方邊坡開挖後出現向斜軸部。 | — |
| 獅潭斷層與屯子腳斷層 | 潘國樑1985年報告記載，獅潭斷層走向北25°至35°東，向西傾斜70°爲一逆斷層，屯子腳斷層爲一走向N 60°E的右移斷層。 | 獅潭斷層與屯子腳斷層爲1935年台中、新竹地震 (M＝7.1) 造成之地震斷層，根據壩區附近之地震活動與微震調查研究指出（地科所，1983），在卓蘭西北有一走向東北—西南的地震帶，而此地震帶走向與地質構造走向相近，顯然兩者有所關連。 | 活動 |
| 三櫃坑斷層 | 1.湯振輝 (1969) 於苗栗地區航照判釋時，於枕頭山附近標示一可疑斷層，通過三櫃坑附近往北延伸後消失。<br>2.潘國樑1985年報告認爲屯子腳斷層，跡象較明顯的地方僅枕頭山與十分，其中枕頭山二級台地面間之陡差即爲斷層差，此斷層爲斷面向西傾斜之高角度正斷層。 | 1.根據重力測勘結果（地科所，1983）於壩址三櫃坑附近有一高角度正斷層存在，岩層落差500公尺，其底部與三叉斷層相交。<br>2.根據地表地質與明溝觀察，地調所1985年報告計畫：<br>(1)未發現斷層存在之直接證據，重力測勘、航照判釋等均爲間接推定。<br>(2)斷層可應經過處出露岩層剖面連續完程。<br>(3)三櫃坑附近之崩塌地及嶺線是“N”字形狀，可能由溪流及岩性等因形成。<br>(4)經明溝觀察結果高階台地之砂質泥岩（基岩）與低階台地的礫石層爲不整合接觸。<br>(5)壩址附近山脊線性經消除覆蓋層觀察，並非斷層，乃岩石受風化較深之弱帶報告結論指出“該二地並無斷層存在”。 | — |
| 鯉魚潭斷層 | 張麗旭1951年報告提出此斷層，他根據鐵路東側於景山溪北岸，南莊層之白砂岩與十六份砂質頁岩分佈錯動不連且走向相異而推定有一走向東偏北，東南側相對上昇之斷層。 | 根據地調所1982年與1985年關於此斷層之調查認爲：<br>(1)南莊層白砂岩與十六份頁岩，延展連續並無錯動變位。<br>(2)本區岩層層面投影圖只有一個中心區域，此表示岩層並無明顯的層位變化，亦即岩層受斷層推動之可能性很小。<br>(3)本區未發現有表示滑動的徵兆，此表示基岩無破碎帶存在，報告結論基於上述理由無法證實鯉魚潭斷層存在。 | — |

資料來源：(1)張麗旭（1951）　(4)中興工程顧問社（1984）
(2)中央地質調查所（1982）　(5)中央地質調查所（1985）
(3)中央研究院地球科學研究所（1983）　(6)潘國梁（1985）



1.2-84

# (2) 鯉魚潭水庫初次使用安全評估報告 - (民國 91 年 11 月)

經濟部

# 鯉魚潭水庫初次使用

# 安全評估報告

經濟部水利署中區水資源局　編印

1.2-85

# 鯉魚潭水庫初次使用
# 安全評估報告

委託機關：經濟部水利署中區水資源局

受託單位：中興工程顧問股份有限公司

中華民國九十一年十一月

1-2-86

舊崩坍地，已呈穩定狀態，對將來水庫之淤砂未具嚴重影響。

評估：

根據最新之航空照片及現地初步勘查研判，水庫周圍山坡除局部表面淺層坍滑外應無發生大規模崩塌而危害水庫安全之慮。

## 5.3 地震

有關鯉魚潭水庫之地震研究始自規劃階段，其後於設計階段及完工後之定期監測分析工作中均曾重新複核。茲以本次安全評估所蒐集各階段報告中之相關內容進行複核評估。

1.複核：

(1) 「鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究」，中央研究院地球科學研究所，民國 72 年 5 月。

本報告應是針對鯉魚潭水庫進行之首次地震研究，係由當時省水利局委託中研院地球所進行。報告中分析明、清代文字記載之地震史料及日據以來儀器觀測之地震記錄，並回顧西元 1935 年 4 月 21 日發生之新竹-台中烈震，結論為壩址地區地震活動相當頻繁。由微震觀測資料所推算之斷層面解顯示本地區之地震係來自東南-西北方向之壓力造成。重力測勘結果推測三櫃坑附近有一高角度正斷層，可能與 1935 年地震有關。對於壩址水平向地震加速度估計，係綜合不同方法－包括徐明同教授(1975)之兩項研究成果及利用極值法分析壩址 PGA(尖峰地表加速度)，得到壩址處再現周期 50 年之 PGA 值為 0.15~0.18g、再現周期 100 年者為 0.2~0.25g；另以 1935 年地震之規模與距離推估壩址最大可能地震之 PGA 值為 0.25~0.44g，並估計其再現周期約 200 年；設計上則建議最小不宜低於 0.25g。

(2) 「苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告－附錄三地震係數評估」，中興工程顧問社，民國 73 年 8 月。



A5

1.2-87

本報告基本上係摘錄前述地球所之研究成果，故壩址 PGA 值均與該報告相同。另為壩工設計仿靜態耐震分析需要，乃依以往統計資料及日本建設省河川局經驗公式推算鯉魚潭壩之水平向地震係數為 0.18，垂直向為 0.09，合成之相當水平向地震係數為 0.20。

(3) 「鯉魚潭水庫工程基本設計報告」，鯉魚潭水庫工程調查設計隊，民國 75 年 5 月。

本報告除摘錄前述地球所報告之相關成果外，另依 Schnabel & Seed(1972) 衰減公式推算出壩址 (MCE) 之最大加速度為 0.5~0.6g，並建議「對適用於壩址地區岩盤特性之衰減曲線有待長期之地震觀測及研究」。壩體動態分析之設計地動考慮最大可能及設計基準二組地震，前者採用 0.77g，延時 20 秒；後者為 0.4g，延時 15 秒，利用 SIMQKE 程式製作人造地震加速度歷線。壩體仿靜態分析以地表最大水平強度 0.35(g) 按 Seed & Martin(1966)推算壩體各部位之平均水平加速度。至於其他結構物設計用地震係數，係以水平基準設計係數 Kh0.2 及垂直基準設計係數 Kv0.1，對各結構物分別取 0.75~1.5Kh 及 0.6~1.0Kv。

(4) 「鯉魚潭水庫竣工報告」，水利局，民國 86 年 3 月。

本報告中設計地震部份內容同上述基本設計報告，即 MCE 下壩址 PGA 值同 0.3~0.44g，亦提及基本設計報告推算之 0.5~0.6g。仿靜態地震係數亦與基本設計報告相同。動態分析方面，於報告內並未敘述，未見其所採地震參數。

(5) 「鯉魚潭水庫定期監測分析工作總報告」，中興工程顧問公司，86 年 6 月。

本工作包含壩體邊坡仿靜態安定分析。報告內仿靜態地震係數亦與基本設計報告相同，即以地表最大水平強度 0.35(g) 按 Seed & Martin(1966)推算壩體各部位之平均水平加速度。

(6) 「鯉魚潭水庫定期監測分析工作－大壩動態分析報告」，中興工程顧問公司，86 年 7 月。

本報告地震參數決定首先回顧上述諸報告，後以 1935 年地震之規模及發震斷層-屯子腳斷層，採蔡主權(1987)四組衰減公式推算出 MCE 下壩址 PGA 值為 0.28~0.50g，最後取 0.50g 進行耐震動態分析。人造地震加速度歷線仍利用 SIMQKE 程式製作，惟延時則取達 40 秒。

2. 評估：

於民國 72 年完成之鯉魚潭壩址首次地震研究中，僅進行評訂壩址之 PGA 值。依據該報告，其地震評估對於最大可能地震(MCE)採用定值法，以西元 1935 年新竹-台中烈震為設計地震，最後得到之 PGA 值為 0.25~0.44g。此種簡便方法以假設歷史地震重現、並推算其在工址處 PGA 值，一般稱之為 scenario(腳本)法。在其後民國 75 年基本設計報告及 86 年大壩動態分析報告中亦均予沿用，僅改變所採加速度衰減公式。依據目前世界各地對於地震之累積觀測資料及相關研究成果，有些大地震的確會在同一區域內重覆發生，地震研究中稱之為「特性地震(characteristic earthquake)」，惟此種地震代表了震源(如活動斷層)之重覆特性，且並非震源每次都發生於同一位置。因此本次地震評估仍宜由活動斷層與壩址之相對位置來假設設計震源之位置。

民國 75 年基本設計報告中，曾以 MCE 之壩址 PGA 值 0.77g，用於壩體動態分析。惟由報告內無法得知此值係如何推出，而同一報告中壩體仿靜態分析則僅採地表 PGA 值 0.35g 推算壩體平均地震係數，且其後之報告中均未曾再出現。雖然於民國 88 年 921 地震時，氣象局全省測站中曾觀測到較此為高之 PGA 值，惟本次評估將依據重新評估之結果檢視其值之適宜性。

地球所(72 年)報告中，對於設計基準地震(DBE)及運轉基準地震



1.2-89

(OBE)之評估，無論是引用徐明同(1975)之研究成果，或是以 Gumbel 極值法統計分析壩址之 PGA 值，均屬機率法之範疇。對於地震評估之方法，目前主要仍分為定值法及機率法等兩大類。經學者專家之研究比較，兩種方法各有優缺點及適用範圍。目前水庫之地震評估仍以定值法為主，故首次安全評估採用之方法應仍適用於此次地震評析。惟本次評估對 DBE 及 OBE 將採與 MCE 一致之方式，即以定值法計算其壩址 PGA 值。至於 Gumbel 法則僅將用於評估地震規模之用。又，該次評估中並未考慮不同地震構造分區內地震發生之頻率及規模並不相同，可能對工址造成之影響亦異，應予以詳細區分，以免影響評估結果。

至於鯉魚潭水庫仿靜態分析用地震係數之評估，首見於民國 73 年中興社報告，其係綜合採用壩址 MCE 基準 PGA 值直接折減及日本建設省河川局方法之結果，最後訂定水平向地震係數為 0.18，垂直向則取其半。惟民國 75 年基本設計報告中，對於壩體以外之水工結構物，係以水平向 0.2、垂直向 0.1 之基準地震係數決定；而壩體部份則係以 0.35g 之地表 PGA 值，按 Seed & Martin(1966)法推算壩體各部位之平均水平加速度作為其地震係數。對於地震係數之推算，目前並無公認之理論依據可循。經濟部水庫安全評估規範依據 PGA 評估結果及日本建設省河川局規範訂定一推算方法，本次將以此方法重新推算仿靜態分析用地震係數。

## 5.4 結構物水理

### 5.4.1 溢洪道

1. 基本資料依據

(1)台灣省水利局，「鯉魚潭水庫溢洪道修正案水工模型試驗報告」，民國 76 年 7 月。

(2) 台灣省水利局，「鯉魚潭水庫溢洪道水工模型試驗報



1.2 - 90

# 第 八 章　校核分析

## 8.1 概述

本次鯉魚潭水庫第一次安全評估工作中校核分析之項目包括:壩址設計地震評析、設計洪水評析、結構物水理評析、壩體之結構安全評析、附屬結構物評析、壩基座及蓄水庫周邊邊坡安定評析、監測儀器觀測資料評析、蓄水庫淤積評析、排洪設施之排洪能力評析、水工機械評析、現況水庫操作模式及規線檢討等。本次期中報告根據第五章基本資料之複核與評估結果，認為有必要重新校核分析，始能評估其合宜性者，包括壩址設計地震、設計洪水、結構物水理、壩體之結構物安全、附屬結構物安全、壩基座及蓄水庫周邊邊坡安定、監測儀器觀測資料、蓄水庫淤積、排洪設施之排洪能力、壩體出水高度、水工機械及潰壩洪水等。本階段僅就設計地震及設計洪水之校核分析成果與評估分述如后。

## 8.2 設計地震評估

### 8.2.1 概述

台灣地區位於環太平洋地震帶，地震活動頻繁，工程結構之安全性均應考慮地震之可能影響。鯉魚潭水庫完成於民國 81 年底，自規劃階段以至完工後之監測工作中，曾多次訂定地震參數以進行仿靜態法耐震設計及動態分析校核。於民國 88 年發生之 921 地震，壩址處雖曾量測到實測地震記錄，然其並未超過原訂之壩址 MCE 基準 PGA 值。惟先前評估係以西元 1935 年新竹-台中烈震之震源及規模推算壩址處之 PGA 值，與目前所習用以活動斷層為震源之方法相異；且 921 地震後增加之大量地震及斷層資料亦可能對評估結果造成影響，故本次安全評估中乃重新進行設計地震評估。



699

1.2 - 91

本報告將依經濟部「蓄水庫安全評估規範 草案」(1998)之規定，採定值法進行地震評估。首先介紹研究區之地質及地體構造背景，探討地震及斷層之活動情形。其後逐項評估地震規模、可能震源，並據以重新推算壩址 PGA 值及相應之地震係數；另將由 921 實測加速度記錄中篩選出適合者，經調整其峰值後，作為壩體動態分析之地震輸入。

8.2.2 台灣之地體構造與地震

(1) 地體構造與地震

台灣位處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊之交界地帶。據學者研究，台灣島是因呂宋島弧與亞洲大陸碰撞而於上新世以來逐漸擠壓隆起之一個年輕島嶼。台灣本島之中央山脈及其西側之麓山區代表亞洲大陸邊緣受擠壓隆起之部份，而台灣東部之海岸山脈則代表呂宋弧撞上台灣主島之增積部份。目前花蓮與台東間之台東縱谷即是板塊碰撞之縫合線。此種板塊碰撞作用迄今仍然持續進行，台灣地區地震及地質變動頻繁均與此碰撞作用有關。

依目前地體構造之研究，上述兩板塊在台灣地區形成三種不同接觸狀態（圖 8.2-1）：(a)在台灣北部，菲律賓海板塊於琉球列島南側附近開始向下俯衝而隱沒於歐亞大陸板塊之下。(b)在台灣中部，菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊直接相衝撞，兩板塊接觸處即今之台東縱谷。(c)在台灣南部，歐亞大陸板塊向下俯衝而隱沒於菲律賓海板塊之下。

台灣地區地震之發生情形大體上可由上述板塊接觸模式獲得甚佳之解釋。由圖 8.2-2 台灣地震震源三維分佈中可看到，地震主要係發生在板塊接觸地帶及隱沒板塊之內部。發生在此區域之地震，除台灣北部因受沖繩海槽擴張作用影響，部份地震係屬擴張型機制外，主要均屬擠壓型機制。



1.2 -92

700

(2) 地震活動情形

歷史地震之探討可提供分析研究區內地震發生頻率及評估最大可能地震之參考。台灣地區之地震資料來源可分為明清時代之史料記述及儀器觀測以來之實測資料兩個部份。史料記述部份最早可溯自西元 1604 年起，迄今已有近 400 年歷史。以儀器實測地震資料則始自 1897 年底日本總督府氣象台裝設簡單地震儀，此後提供之地震資料較為可靠。

(a) 明清時代之地震活動

於此時期台灣尚無地震觀測設備，因而有關地震資料僅能從前人筆記及地方誌等史料中查考，故僅有少數規模較大並造成災害之地震留下記錄，且多為主觀感受之敘述。根據有關研究之整理（鄭世楠、葉永田，1989），此時期發生之地震可見於史料記載者共有 124 個，其中 33 個已被定出震央位置與地震規模，其分佈如圖 8.2-3。於此 33 個地震中，有 3 個發生於距鯉魚潭水庫壩址 50 公里範圍內，規模 6.0 至 7.1，均發生於 19 世紀。其中西元 1845 年規模 6.0 地震震央距壩址最近，約在壩址南南西方 27 公里；而 1848 年約在前一地震震央西方約 20 公里處發生更大的規模 7.1 地震，震央距壩址約 32 公里。此兩次地震均造成台灣中部地區嚴重之災害，近來有學者研究認為可能與車籠埔斷層及彰化斷層之活動有關。

(b) 有儀器觀測以後之地震活動

儀器裝設後所得之地震記錄較為客觀，資料亦較豐富。按所裝設地震儀之不同，台灣地區儀器觀測後之地震記錄可分為四階段，即：(1)西元 1897 年至 1935 年；(2)西元 1935 年至 1972 年；(3)西元 1973 年至 1991 年；(4)西元 1992 年以後。綜合上述有儀器觀測以來台灣地區之地震震央分佈資料（圖 8.2-4），可清楚觀察到台灣地區地震震央主要集中於菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊交界線附近、菲律賓海板塊之隱沒部份及台灣西南部之嘉南地區。自 1897 年至



1·2-93

701

2000 年間鯉魚潭水庫壩址所處 50 公里範圍內規模 4.0 以上地震發生 285 次，其中 5.0~5.9 者 61 次、6.0~6.9 者 8 次、7.0 以上者 1 次。由圖 8.2.4 中亦可看到自三義延展至埔里有一密集之地震帶，壩址正位於此地震密集帶上。綜合而言，地震發生頗為頻繁。規模最大者為 1935 年壩址東方發生之規模 7.1 地震，即新竹-台中烈震；地震時伴隨屯子腳、獅潭及神卓山等三條斷層活動，造成台灣有史迄今傷亡最慘重之災害；其震央距壩址僅約 5 公里，亦為最接近壩址者。

另根據有中央氣象局 1900 至 1994 年止台灣地區發生之 84 次災害地震震央分佈資料顯示，發生於距鯉魚潭水庫壩址 50 公里範圍內之災害地震共計 10 次，規模在 5.9 至 7.1 之間，為於 1916 年至 1919 年發生於上述三義-埔里地震密集帶上之地震、與前述 1935 年規模 7.1 地震及其餘震。西元 1999 年 9 月 21 日發生之南投集集大地震，主震震央距壩址超過 50 公里，故雖其規模達 7.3，在壩址處之震度並不大。

8.2.3 地震規模分析

(1) 地體構造區劃分

由於不同地體構造區地震發生之機制及其頻率與規模各不相同，而遠震與近震在壩址引起之地動特性亦可能有所差異，故須先將研究區域按不同之地體構造特性加以分區，再分別評估各區之地震特性，最後找出對壩址最具影響之設計地震，提供各項分析之用。

依板塊構造理論，台灣位於歐亞大陸板塊邊緣，菲律賓海板塊於琉球海溝隱沒至歐亞大陸板塊下。本島迄今之地震活動及造山運動，均為菲律賓海板塊向西北擠壓之結果。依目前之板塊構造研究及地質資料，台灣可分為下列 4 個地體構造區（如圖 8.2-5）：

A 區 - 西部平原及山麓區

B 區 - 中央山脈區



1-2-94

102

C 區 - 東部地區

D 區 - 板塊隱沒區

其中 A、B 兩地體構造區位於歐亞大陸板塊上，C 區屬菲律賓海板塊，D 區則位於菲律賓海板塊隱沒至歐亞大陸板塊下之部份。由過去地震記錄顯示，A、B、C 三地體構造區之地震多為淺源地震，震源深度多小於 30 公里；反之 D 區則為中至深源地震。A 區以屈尺斷層及潮州斷層與 B 區為界，構造上為造山帶中之褶皺衝斷帶，斷層及地震活動均多；B 區位於台東縱谷斷層與屈尺、潮州斷層之間，為台灣之脊樑地區，構造上為造山帶中之變質岩核心，目前屬於地震較平靜地區；C 區為台東縱谷斷層以東之海洋板塊，其地殼組成及地體構造背景與 A、B 區截然不同，因地殼變動劇烈，地震極為頻繁；D 區指菲律賓海板塊向北隱沒於歐亞大陸板塊下方之部份，由於隱沒板塊時有中至深源地震發生，且地震特性與淺源地震不盡相同，故單獨劃分為一區。

(2) 設計地震之規模基準

本報告依據經濟部「蓄水庫安全評估規範 草案」，訂定下列三種不同基準評估設計地震：

(a) 最大可能地震（Maximum Credible Earthquake, MCE）

為各地震地體構造區內可能發生之最大地震，其規模之假定必須基於歷史強震記錄，以及地殼錯動之證據。水庫壩體於遭遇最大可能地震時，允許發生有限度之損壞，但不能造成水庫無法控制之出水；水庫在此一地震下應能維持其蓄水功能。

(b) 設計基準地震（Design Basis Earthquake, DBE）

為水庫在經濟壽命年限（economic life）內可能遭遇一次之最大規模地震。水庫壩體於遭受此一地震時，允許發生日後可予修護之損壞，但不能產生重



1-2-95

103

大之變位或變形；壩體上之主要設施須保持操作之功能。本報告以 100 年再現周期之地震作為設計基準地震之規模。

(c) 運轉基準地震（Operating Basis Earthquake, OBE）

為水庫在經濟壽命年限內可能遭遇一次以上之地震。水庫在此地震下，一切重要設施均應保持其功能，不容有任何損壞。運轉基準地震之規模訂為 25 年再現周期之地震。

評估水庫在地震襲擊下之安全性，須先推求各個地體構造區內不同基準之地震規模。

(3) 最大可能地震規模訂定

各地體構造區內最大可能地震，通常係以各區內所有活動斷層之最大地表破裂長度或錯動量分別推求地震規模，再評選出對工址最具影響力者。然而台灣地區之斷層研究由於野外調查基本資料不足，大多僅能達成定性之結論；至於定量之結果則多出於推論，而較少有野外資料之實證。目前為止，僅有車籠埔斷層因在 921 地震中活動，受大眾矚目而有廣泛深入之研究，其餘斷層之研究則多仍待起步。另近年來之研究結果顯示較長斷層之活動性並非整條一致，可能某些段落（segment）具活動性，而其餘則否。因此更需確定斷層之活動段落長度，才能利用「地震規模－斷層長度關係」求出地震規模。本評估中採用各區內歷史上曾經發生過之最大地震規模，加 0.1 之保守增量，作為該區之最大可能地震規模。若以區內距離工址最近之活動斷層作為震源位置，同時假設最大可能地震發生於此，則對工址造成之影響將較採先前所述方法得到之結果為大。易言之，此方法之評估結果將較保守。於目前無法獲得確實斷層長度與錯動量之現況下，本方法應可作為適當之替代方法。

本報告將歷史地震資料重新加以整理並將地震規模以



1-2-96

104

近震規模（local magnitude,即芮氏規模）表示，得到各地體構造區內曾發生之最大規模地震，列於表 8.2-1。至於所加之增量大小，各學者並無一致之意見，有以 0.2、0.6 甚至 1.2 作為增量，亦有以歷史最大記錄值之倒數為增量者。本研究依據對各區地震地體構造上之了解，決定保守增量值取為 0.1。評估結果，各區之 MCE 規模為 7.4(A 區)、6.9(B 區)、8.1(C 區)及 7.9(D 區)。

(4) 設計及運轉基準地震之規模分析

DBE 與 OBE 之規模應經由對各區內活斷層詳密之野外調查及對古地震學（Paleoseismology）之研究，推求每一斷層產生各地震規模之發生周期，再由各基準地震之再現周期推求其對應之規模。惟如前述原因，使此方法無法被採行。本評估以統計方法求出各基準地震規模，即推求各地體構造區內之地震規模－發生機率關係。本報告採用甘保氏極值法（Gumbel extreme value methed）進行此項分析。

分析中地震資料之來源採自中央氣象局之地震目錄。選取各區內發生於西元 1900 至 2000 年間，震央距離壩址 150 公里半徑範圍內且規模等於或大於 5.0 之地震，分別以甘保氏極值法進行分析。資料之選擇，於時間上之考慮係基於 1900 年以後之地震記錄較為可靠；而震央距離及規模之考慮則基於此範圍及規模內之地震才有工程上之意義。分析所得各區之年最大地震再現機率示如圖 8.2-6~圖 8.2-9。由於參與分析之地震取樣僅 100 年，不能將線性迴歸所得直線無限延伸，或以外插法求取超出取樣年限之再現周期所對應之規模。根據回彈理論，地震之發生乃因斷層上之應力超過斷層之剪力強度，致地盤回彈剪裂所致，斷層之強度有其一定之上限，地震之最大規模亦有一定限制，故可利用前述 MCE 規模作為規模之上限。各區之 DBE 及 OBE 之規模，即以此種方式得到如表 8.2-2 之結果。

8.2.4 候選設計地震

(1) 地震與斷層活動



1-2-97

705

地震係由於地殼內部某一區域之能量突然釋放所造成，而斷層之產生與錯動經常伴隨地震發生。例如著名之西元 1906 年嘉義梅山地震及 1935 年新竹－台中烈震均曾伴隨產生地震斷層。由於斷層成因與地震有密切之關係，因此進行工址之設計地震評估時，常將活動斷層作為未來地震假想之震源。評估斷層未來之活動性即是判斷斷層是否再次活動造成地震，其評估主要係以斷層以往之活動性為根據。

(2) 活動斷層之界定

活動斷層（active fault）係指一斷層在現有之地體構造中近期曾活動，且未來仍有可能再活動者。

判斷斷層活動與否牽涉到所採用之認定準則，即究竟斷層曾於過去多久活動過就可認為其未來仍可能活動。認定準則主要係依據斷層活動之現象(如地震)或遺跡(如地表錯動)判斷其活動距今之時間；至於斷層距今多久以前曾活動即應判定為具活動性則各準則間並不一致。基於工程之安全，水庫安全評估中一向採嚴謹之核電廠所用準則(詳下)認定斷層活動性，而此亦為經濟部「水庫安全評估地質與地震規範(草案)」(1996)中所規定之認定標準，其與經濟部中央地質調查所(以下簡稱地調所)編撰「台灣活動斷層概論-台灣活動斷層分布圖」(1998、2000)所採之認定準則並不完全一致。不可否認者，採用地調所準則將較易為大眾接受。然而該書亦特別說明「由於地下地質之資料相當欠缺，加上文獻資料中地形證據的說明模糊而不易確認，使目前對活動斷層認定與分類仍無法週全」，故其「屬資料性(informative)圖件，而非行政性(administrative)圖件」。

本次評估仍暫按水庫安全地質與地震評估規範之活動斷層認定標準，即參照 USAEC(1973)「可能活動斷層(capable fault)」之定義，符合下述任何一項準則以上者即為活動斷層：(1)以往 35,000 年內曾經有過一次接近地表錯移之斷層；(2)以往 500,000 年內曾有多次接近地表斷層活動之斷層；(3)與上述準則認定之活動斷層有構造



1.2-98

上的關聯，且能推測為可能會發生錯移之斷層。不具上述條件者均屬不活動斷層。惟據悉目前修正中之水庫安全評估規範中，已傾向明訂將依照地調所之活動斷層認定標準及結果。

(3) 壩址附近活動斷層

距鯉魚潭水庫壩址 5 公里之屯子腳斷層係地震斷層，其活動性無庸置疑。又，距壩址 5 公里範圍內僅包括地震構造分區中之 A 區。而依據地震規模分析結果 A 區各基準之地震規模均較 B 區為大，至於 C、D 兩區之地震規模雖大，然其可能震源距壩址均甚遠，經初步計算其造成之壩址尖峰地表加速度值皆小於 A 區。故僅需考慮距壩址 5 公里範圍內是否存在其他可能震源即可。基於此理由，本次地震評估中並未按一般水庫地震評估規範要求，取至距壩址 50 公里範圍。至於其餘各區之候選設計地震震源則係依據壩址鄰近區域內其他水庫，如德基、霧社及日月潭等水庫之安全評估結果決定之。

依據地調所第二版「台灣活動斷層分布圖」(圖 8.2-10)，鯉魚潭水庫壩址附近區域中有屯子腳、車籠埔等兩條第一類活動斷層，及三義、大甲及鐵砧山等三條第二類活動斷層，另有大茅埔-雙冬及清水等兩條存疑性活動斷層。然由上述水庫安全評估地質與地震規範所採活動斷層認定標準，僅屯子腳斷層及車籠埔斷層因分別曾於 1935 年新竹-台中烈震及 1999 年 921 地震中活動，故可確認屬活動斷層外，其餘諸斷層活動性應再檢討。

其中三義斷層(距壩址僅約 4 公里)較屯子腳斷層(距壩址 5 公里)及車籠埔斷層(距壩址 6 公里)等兩條活動斷層更接近壩址，故特別探討其活動性。地調所判定三義斷層屬第二類活動斷層，即「更新世晚期(距今約 100,000 年內)以來曾經發生錯移之斷層」、或「錯移階地堆積物或台地堆積層之斷層」。其主要依據為部份地區曾發現斷層活動在「紅土地形面形成後仍持續作用，紅土台地面受傾動並衝斷」。而按地質學界相關研究指出，本地區紅土台地形成於距今 200,000 年前。因此按前述認定標準，三義斷層在距今 200,000 年以



107

1.2-99

來仍「持續」活動，故應認定為活動斷層。

(3) 候選設計地震震源

依據前節敘述，各區之候選設計地震震源如下：

(a) A 區具活動性之斷層以三義斷層距離鯉魚潭水庫壩址最近，故為本區最具影響性之斷層，可假定地震震源位於斷層距壩址最近之點；

(b) B 區中以梨山斷層距壩址最近，可選擇為設計地震震源；

(c) C 區中，位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊界線之台東縱谷斷層，地震活動頻繁，故可選其與宜蘭斷層之延伸線交點為本區之地震震源。

(d) D 區為板塊隱沒區，深源地震頻繁，假定設計地震震源位於該區邊緣與壩址最近處。

(4) 各區候選設計地震

綜合前述地震規模分析及震源決定，可訂出各地體構造區內之候選設計地震。其震源位置及地震規模如圖 8.2-11 及表 8.2-3。表 8.2-3 內最短距離係考慮斷層面傾角後與壩址之最近距離。

8.2.5 壩址尖峰地表加速度

(1) 加速度衰減公式

地震發生時，工址隨著與震源距離增加，所受到之加速度往往有遞減之情形。影響此衰減因素有地震之規模、距離、震波傳遞路徑上之地殼性質及工址被覆土層之性質等。世界各國地震研究學者曾提出各種不同之地震加速度衰減律經驗公式，應用時可按研究地區地質特性選擇適當之經驗公式加以計算。

按研究者對地震震波衰減模式之假設不同，加速度衰減公式中之距離代表不同之義意，例如有場址-震央距離(震央距離)、場



1-2-100

108

址-震源距離(震源距離)、場址-斷層(地表)線距離、場址-斷層面高應力區距離及場址-斷層面距離(最短距離)等。過去地震評估中常用者為震源距離，近年來之研究則顯示採場址-斷層面高應力區距離之衰減公式最能準確估算場址 PGA 值，惟高應力區出現於斷層面上之位置則難以事前預估，目前國外之實務上多採用最短距離之衰減公式。

本次評估選用國家地震工程研究中心(1997)年建議之加速度衰減公式，即

$$a=0.0278e^{1.2M}(R+0.1413e^{0.6918M})^{-1.7347} \qquad \sigma_{lna}=0.5391$$

，其中 a 為 PGA 值、R 為最短距離、M 為地震規模。此衰減公式雖完成於 921 地震之前，各係數分析時並未包含 921 地震之實測值，惟經比較顯示本公式大致上可符合 921 地震之實測值，故仍適用於台灣地區。

(2) 壩址設計地震與尖峰地表加速度

依上述衰減公式可計算各區候選設計地震於鯉魚潭水庫壩址之尖峰地表加速度值。表 8.2-4 中列出各區候選設計地震之地震規模、最短距離及計算所得結果，表中最後一行為「中值加一標準差」值，採用值則為中值。

由表 8.2-4 中各地體構造區內之候選設計地震於鯉魚潭水庫壩址造成之 PGA 值比較，MCE、DBE 及 OBE 均以源自 A 區距壩址 4 公里之三義斷層之地震所可能引致者最大，故可選為鯉魚潭水庫壩址之設計地震震源。其在壩址對應 MCE、DBE 及 OBE 之 PGA 值各為 0.69g、0.65g 及 0.58g。

表 8.2.5 列出鯉魚潭水庫設計地震之壩址 PGA 值。其中垂直向加速度值採用水平向值之 2/3，較一般取 1/3 至 1/2 間(田堯彰，1988)為保守。惟近年來世界上一些地區發生規模較大之災害地震，如西元 1994 年美國加州北嶺地震、1995 年日本阪神地震及我國 1999 年 921 地震，由這些地震之觀察中發現在近震源處垂直向分量較以往

所知者為高，故適當提高垂直／水平向地震力分量比值已漸成耐震分析之趨勢。921 地震後建築物耐震設計規範之修正中，亦規定於「地震甲區」中垂直向地震力係數應取水平向值 2/3，較「地震乙區」之取 1/2 為大。

與先前數次評估結果之比較可知，就 MCE 而言，鯉魚潭水庫本次壩址 PGA 評估結果(0.69g)與先前(0.25~0.44g、0.5~0.6g 及 0.77g)大致上差異不大；而 DBE 及 OBE 基準則是本次評估結果較大。

探究其原因，鯉魚潭水庫先前評估時 MCE 之設計地震震源均直接取為 1935 年地震之震源，而本次評估中則以三義斷層為震源，距離上略有差異。而影響更大者殆為衰減公式之改變。至於 DBE 及 OBE 之兩次評估結果相異之原因，則除衰減公式之更迭外，尚有評估方法不同所造成。民國 72 年地球所報告之評估係以各次地震經衰減公式計算之壩址 PGA 平均值，採 Gumbel 極值法求出對應 DBE 及 OBE 之壩址 PGA 值；而本次評估則先以 Gumbel 極值法求出各區對應相同基準之地震規模，再依定值法計算壩址之 PGA 平均值。近年來由於強震觀測站大量增加，台灣地區地震資料累積迅速，因此較新之衰減公式應能得到較準確之預測值。

8.2.6 地震係數

地震尖峰地表加速度為加速度歷線中之瞬時最大值，在以仿靜態法(Pseudo-Static Methed)進行結構耐震分析時，不宜直接採用作為靜外力值而須酌予折減。仿靜態法中採用之地震力為一靜外力，其大小與結構重量成正比；其比例常數稱為地震係數(seismic coefficient)。地震係數與理論無關，僅從經驗而來(岡本舜三，1973)。一般研究及工程實務中，常將尖峰地表加速度值折減 1/3 至 1/2 作為地震係數。本報告中則採經濟部「蓄水庫安全評估規範 草案」(1998)訂定之方法推估壩體仿靜態分析用之地震係數。



110

1.2-102

其方法中以壩址 PGA 值直接折減作為壩址之地表地震係數；再依據日本建設省河川局(1977)之建議，按壩型而決定壩體地震係數。經評估，以鯉魚潭水庫壩址 PGA 值折減 1/2 得到其地表地震係數。鯉魚潭水庫為一土石壩，其壩體地震係數放大比例為 1.4。表 8.2-6 列出其計算結果。

由於壩址 PGA 值甚大之故，即使以規範允許之折減比例下限推算，地表地震係數仍達 0.29(OBE)以上；若再考慮壩體放大效應，則地震係數將高至 0.406(OBE)以上。如此高之地震係數下，壩體及大部份附屬結構物之耐震分析可能都將出現嚴重損壞之結果。

地震係數與 PGA 之關係究應如何，目前迄無定論。日本壩工耐震設計之規範所訂地震係數迄今仍少有超過 0.3 者，即使在 1995 年阪神地震後之檢討中亦未作修正。其所持之理由為，日本之諸水庫既已歷經多次大地震之侵襲而少有失敗者，可證明目前所採之地震評估方法仍然適用。此即上述地震係數由經驗而來之精神。我國「蓄水庫安全評估規範 草案」（1998）中，將地震係數完全依壩址 PGA 值決定之方法，可反映兩者之正相關關係；然面對 921 地震後設計地震值大幅提高之現實，此方法將造成已歷大地震考驗而存活之結構物面臨「不安全」之耐震分析結果。因此，在目前分析方法下，應考慮修改地震係數之決定方法，使分析結果不致造成困擾。

8.2.7 結論

(1) 根據對歷史地震之回顧，鯉魚潭水庫壩址所處之台灣中部地震發生頗為頻繁，間亦有規模甚大之災害地震發生。有儀器記錄以來歷史上有 10 次災害地震發生於壩址 50 公里範圍內，因此本地區未來發生大規模災害地震之可能性並不能排除。

(2) 距鯉魚潭水庫壩址最近之活動斷層為三義斷層，位於地體構造分區中之A區。另梨山斷層及台東縱谷斷層則分別為B區及C區之候選設計地震震源。



1-2-103

711

(3) 評估結果，MCE 設計地震之震源可假設於地體構造A區中之三義斷層上，距壩址約 4 公里(最短距離 2.6 公里)；其地震規模為 7.4，於壩址造成之 PGA 值為 0.69g。至於 DBE 及 OBE 之規模分別為 6.9 及 6.3、壩址 PGA 值各為 0.65g 及 0.58g。

(4) 依據經濟部「水庫安全評估地質與地震規範(草案)」（1996）規定之方法推估壩體仿靜態分析用之地震係數，列於表 8.2-6，可供仿靜態分析之用。

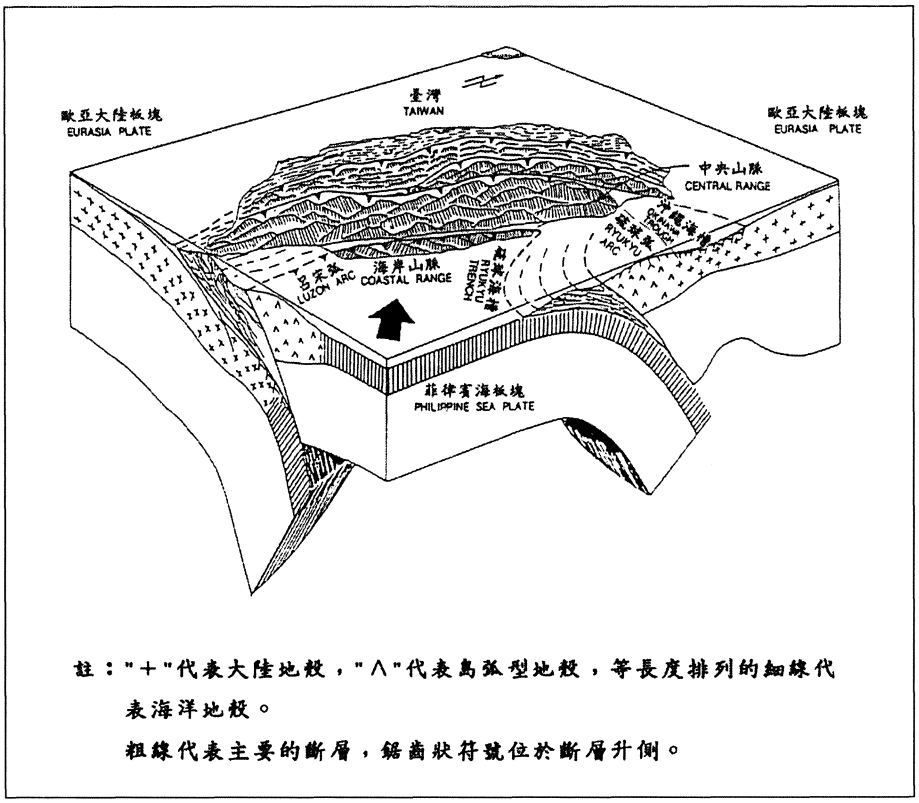
(5) 地震係數與 PGA 之關係究應如何，目前迄無定論。「蓄水庫安全評估規範 草案」（1998）中，將地震係數完全依壩址 PGA 值決定之方法，可反映兩者之正相關關係；然面對 921 地震後設計地震值大幅提高之現實，此方法將造成已歷大地震考驗而存活之結構物面臨「不安全」之耐震分析結果。因此，在目前分析方法下，應考慮修改地震係數之決定方法，使分析結果不致造成困擾。

## 8.3 設計洪水評析

### 1. 概述

鯉魚潭水庫位於大安溪支流景山溪的下游，在山線縱貫鐵路上游約 5 公里處，流域面積約 53.45 平方公里，當初規劃設計時採用之設計洪水為為可能最大洪水 3,020 秒立方公尺。現階段就蒐集所得之最新氣象水文資料，包括民國 85 年之賀伯颱風，民國 90 年之桃芝颱風及納莉颱風，以較常用之方法重新推估鯉魚潭水庫之設計洪水，俾與原設計洪水評估比較。

設計洪水之推估目前較常使用之方法有颱風模式法、暴雨移位與露點調整法、世界氣象組織(WMO)統計法等，上述方法均係推估可能最大降雨，再經由降雨逕流模式推估可能最大洪水，其中颱風模式法較適用於大集水區之水庫，如國內翡翠水庫(集水面積 303km$^2$)、石門水庫(集水面積 763.4km$^2$)及曾文水庫(集水面積 481km$^2$)等大型




註："＋"代表大陸地殼，"∧"代表島弧型地殼，等長度排列的細線代表海洋地殼。

粗線代表主要的斷層，鋸齒狀符號位於斷層升側。

圖 8.2-1 台灣地區地體構造架構圖

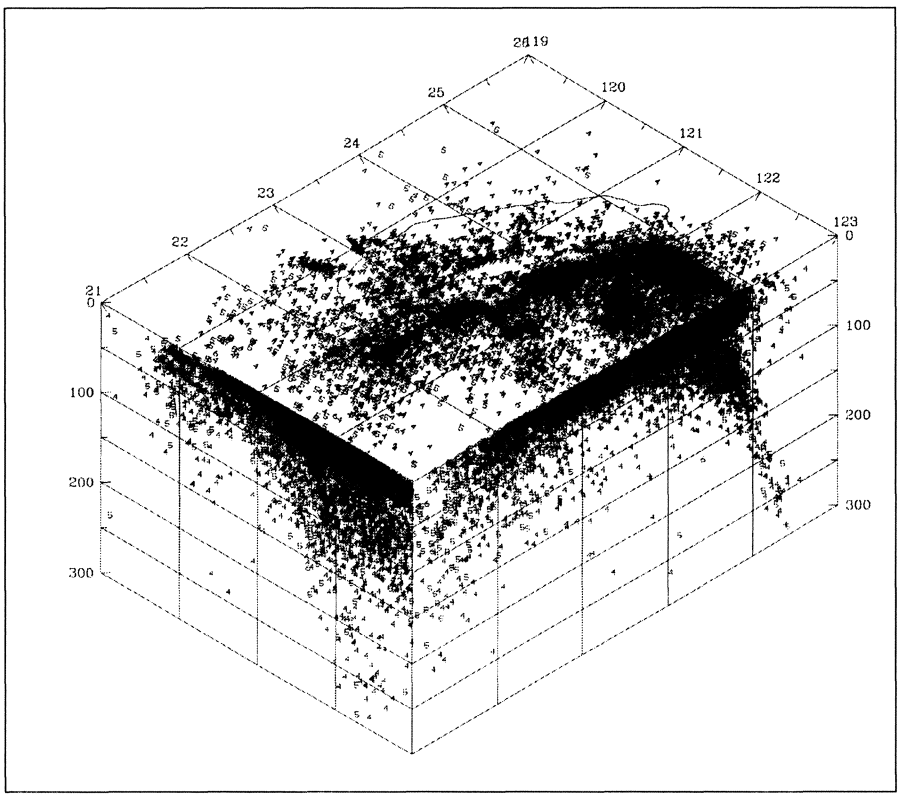



圖 8.2-2 西元 1973 年至 1989 年台灣地區地震震源立體分佈圖

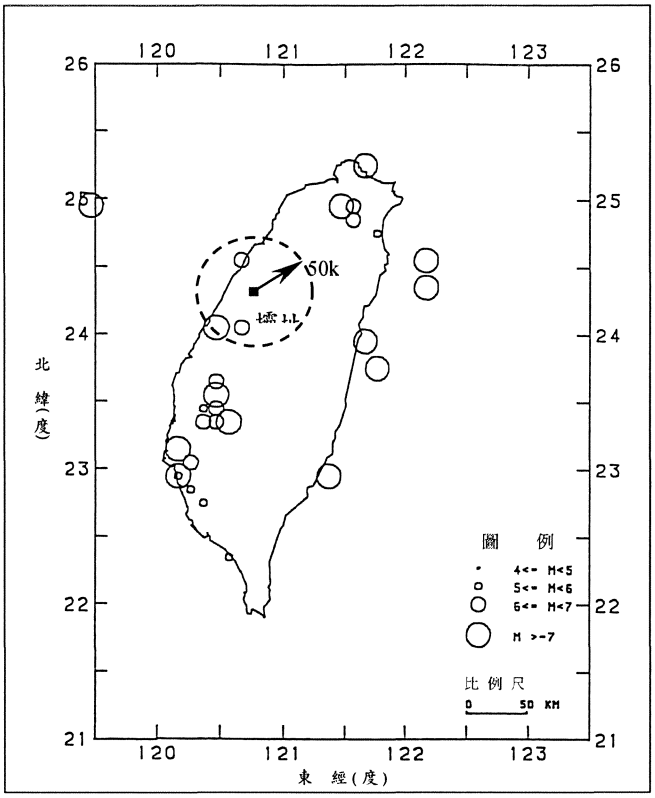



圖 8.2-3 明清時代(1604～1897 年)破壞性大地震分佈圖

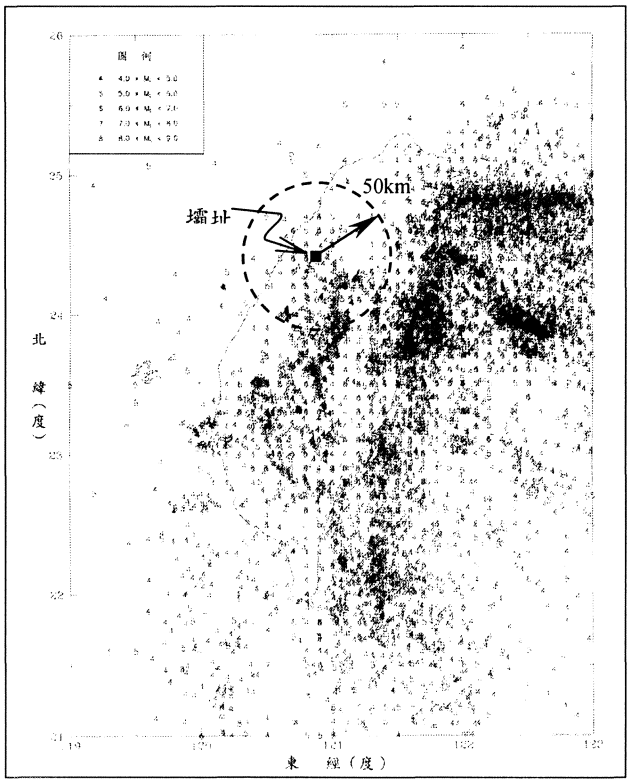



圖 8.2-4 西元 1897 年至 2000 年間台灣地區地震震央分佈圖



1-2-106

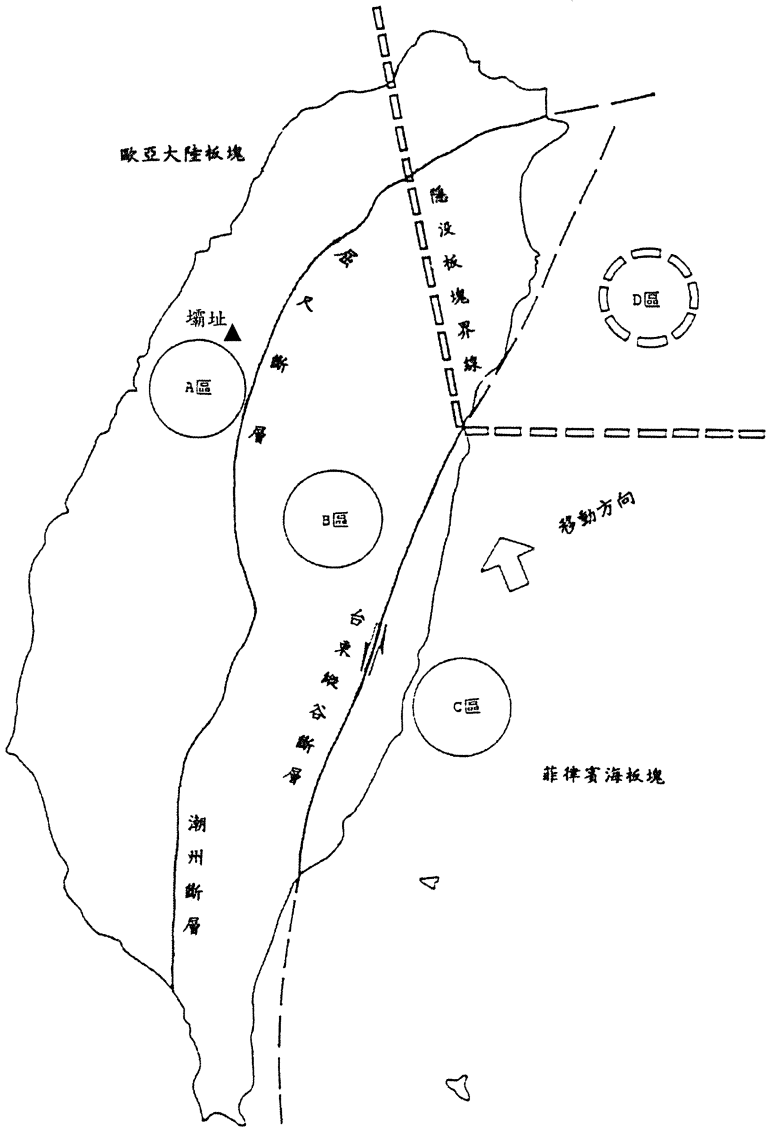



圖 8.2-5 台灣地區地體構造分區圖



1.2-107

115

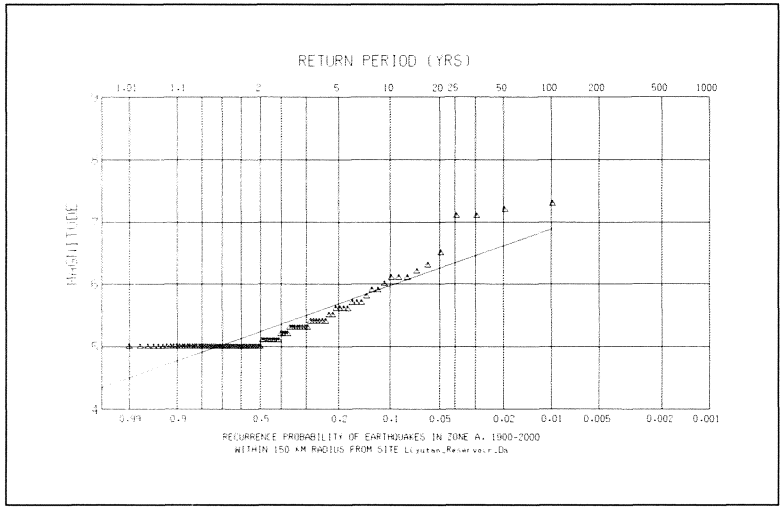



圖 8.2-6　A 區規模分析結果

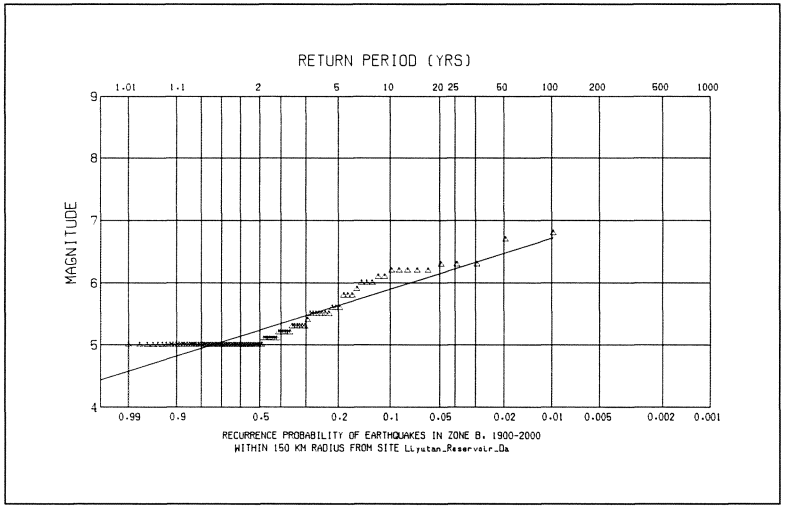



圖 8.2-7　B 區規模分析結果

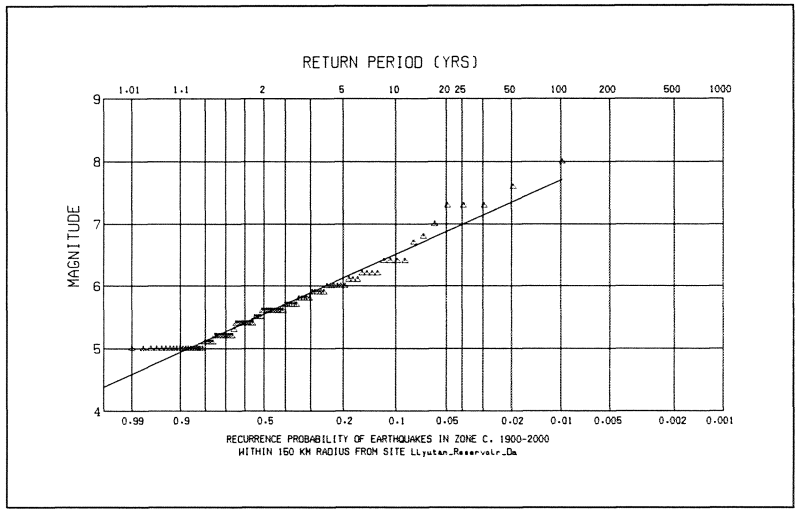



圖 8.2-8　C 區規模分析結果

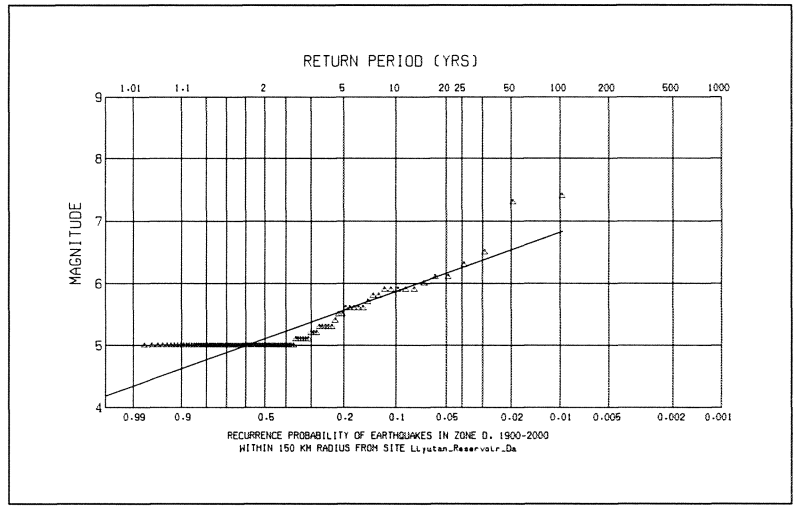



圖 8.2-9　D 區規模分析結果圖

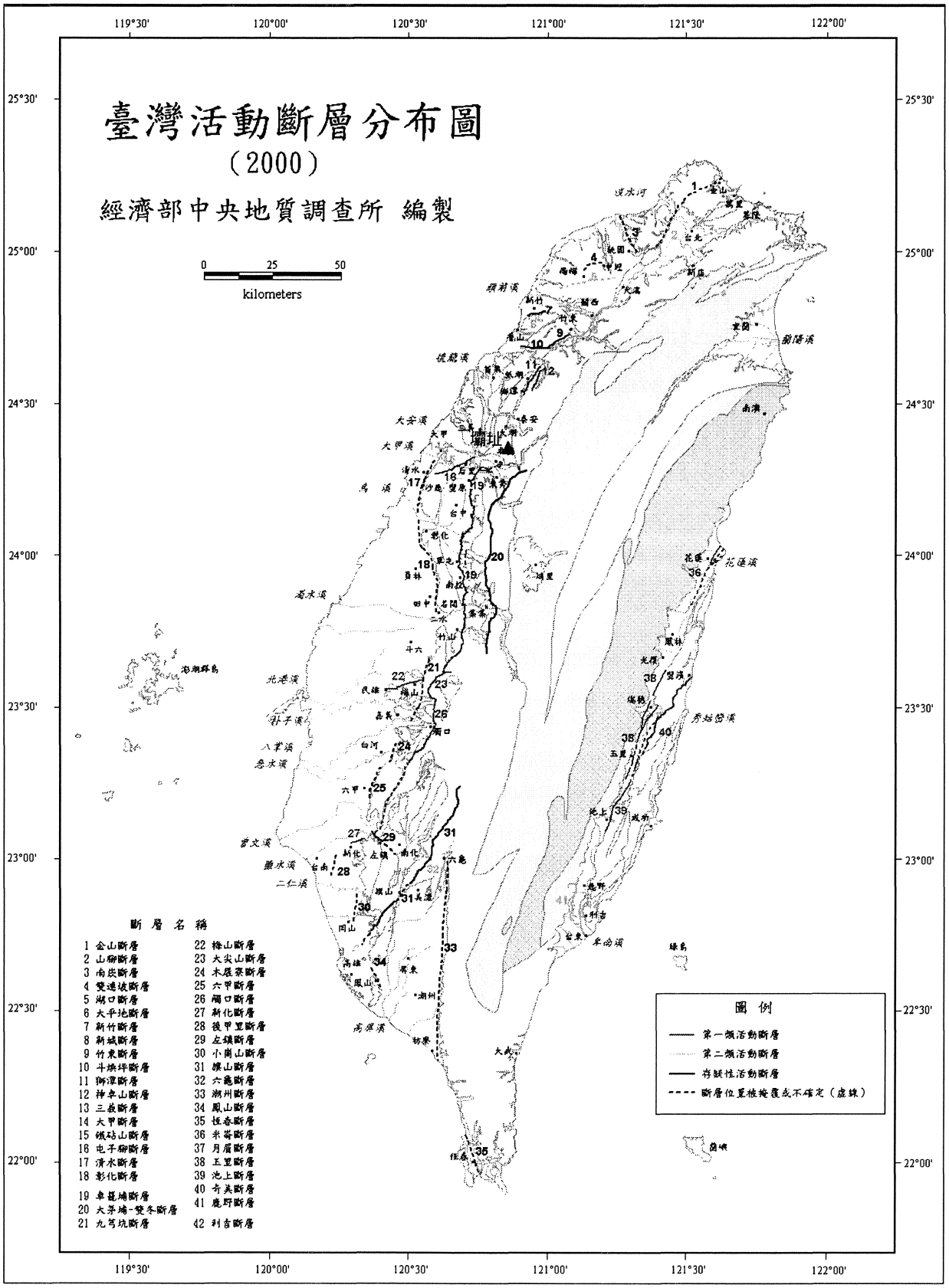



圖 8.2-10　地調所 2000 版活動斷層分佈圖



717

1·2-109·

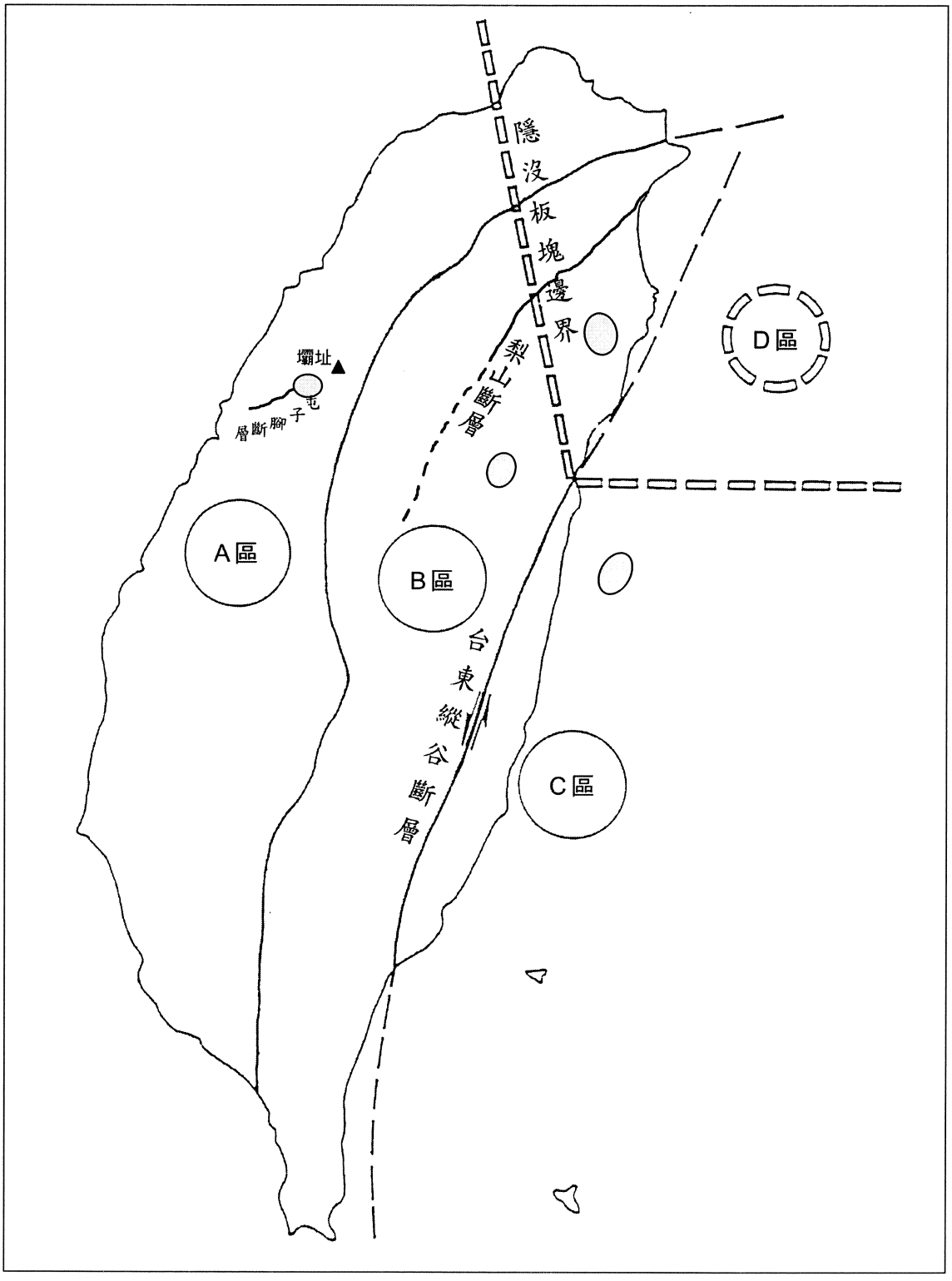



圖 8.2-11　鯉魚潭水庫壩址各區候選設計地震震源位置圖



1.2-110

718

表 8.2-1　台灣地區過去曾發生之最大地震

| 分區 | 規模 | 日　　期 | 震央位置 | 經緯度 | 深　　度 |
|---|---|---|---|---|---|
| A區 | 7.3 | 1999/09/21 | 南投集集 | 23.85°N,120.82°E | 8 公里 |
| B區 | 6.8 | 1999/09/22 | 大尖山附近 | 23.84°N,121.04°E | 7.5 公里 |
| C區 | 8.0 | 1920/06/05 | 花蓮外海 | 24.0°N,122.0°E | 20 公里 |
| D區 | 7.8 | 1910/04/12 | 宜蘭外海 | 25.1°N,122.9°E | 200 公里 |

表 8.2-2　鯉魚潭水庫壩址各區地震規模分析結果

| 地震基準 | 地體構造分區 | | | |
|---|---|---|---|---|
| | A | B | C | D |
| 最大可能地震（MCE） | 7.4 | 6.9 | 8.1 | 7.9 |
| 設計基準地震（DBE） | 6.9 | 6.7 | 7.7 | 6.8 |
| 運轉基準地震（OBE） | 6.3 | 6.2 | 7.0 | 6.3 |

表 8.2-3　鯉魚潭水庫壩址候選設計地震

| 地體構造分區 | 地震規模 | | | 震源位置 | 最短距離(公里) |
|---|---|---|---|---|---|
| | MCE | DBE | OBE | | |
| 西部平原及山麓區(A) | 7.4 | 6.9 | 6.3 | 三義斷層 | 2.6 |
| 中央山脈區(B) | 6.9 | 6.7 | 6.2 | 梨山斷層 | 45 |
| 東部地區(C) | 8.1 | 7.7 | 7.0 | 台東縱谷斷層 | 90 |
| 板塊隱沒區(C) | 7.9 | 6.8 | 6.3 | 隱沒板塊邊界 | 65 |

表 8.2-4　鯉魚潭水庫壩址尖峰地表加速度

| 地體構造分區 | 地震規模基準 | | 最短距離(公里) | 尖峰地表加速度值(g) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 中值 (median) | 中值加一標準差 (median+1 std.) |
| A | MCE | 7.4 | 2.6 | 0.69 | 1.18 |
| | DBE | 6.9 | | 0.65 | 1.11 |
| | OBE | 6.3 | | 0.58 | 0.99 |
| B | MCE | 6.9 | 45 | 0.09 | 0.15 |
| | DBE | 6.7 | | 0.07 | 0.12 |
| | OBE | 6.2 | | 0.04 | 0.07 |
| C | MCE | 8.1 | 90 | 0.10 | 0.17 |
| | DBE | 7.7 | | 0.07 | 0.12 |
| | OBE | 7.0 | | 0.04 | 0.07 |
| D | MCE | 7.9 | 65 | 0.13 | 0.22 |
| | DBE | 6.8 | | 0.05 | 0.09 |
| | OBE | 6.3 | | 0.03 | 0.05 |

表 8.2-5　鯉魚潭水庫壩址設計尖峰地表加速度

| 設計地震基準 | 尖峰地表加速度 | |
|---|---|---|
| | 水平向 | 垂直向 |
| 最大可能地震(MCE) | 0.69g | 0.46g |
| 設計基準地震(DBE) | 0.65g | 0.43g |
| 運轉基準地震(OBE) | 0.58g | 0.39g |

表 8.2-6　鯉魚潭水庫仿靜態分析用地震係數

| 設計地震基準 | 地震係數 | |
|---|---|---|
| | 地表 | 壩體 |
| 最大可能地震（MCE） | 0.345 | 0.483 |
| 設計基準地震（DBE） | 0.325 | 0.455 |
| 運轉基準地震（OBE） | 0.290 | 0.406 |



1.2-112

(3) 鯉魚潭水庫第一次安全評估報告 -(民國 96 年 10 月)

# 第八章　校核分析與評估

## 8.1 設計地震評估

### 8.1.1 概述

原規劃設計階段，民國 72 年完成之鯉魚潭壩址首次地震研究中(鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究，中央研究院地球科學研究所，民國 72 年)，以西元 1935 年新竹-台中烈震為設計地震，最後得到壩址最大可能地震(MCE)之 PGA 值為 0.25~0.44g。基本設計報告中(鯉魚潭水庫工程基本設計報告，鯉魚潭水庫工程調查設計隊，民國 75 年)，另依 Schnabel & Seed(1972)衰減公式推算出壩址 MCE 之 PGA 值為 0.5~0.6g，並以壩址 MCE 之 PGA 值 0.77g，用於壩體動態分析。水庫營運後，「鯉魚潭水庫定期監測分析工作－大壩動態分析報告」中(中興工程顧問公司，86 年)，取 0.50g 進行耐震動態分析。民國 91 年完成之「鯉魚潭水庫初次使用安全評估報告」，其評估之壩址水平向設計 PGA 值為 0.69g(MCE)、0.65g(DBE)及 0.58g(OBE)。

前次安全評估迄今已逾 5 年，5 年來台灣地區已累積增加許多地震資料，因此重新評估壩址設計地震，實有必要。本次安評將採用台灣地區 400 年來的地震資料及近年來發表的地動加速度衰減公式，依據蓄水庫安全評估規範(1998，試行)及研訂中之「水利建造物檢查及安全評估技術規範」，執行設計地震評估工作。

本計畫評估之設計地震參數包括：控制設計地震震源及其 MCE 規模、壩址設計 PGA 值、供仿靜態分析用之地震係數及供壩體動態分析用之加速度歷時曲線。以往評估大壩設計 PGA 值大多採用定值法(deterministic method)，鑑於近年來機率法(probabilistic method)日益受到青睞，本次評估除了採用定值法計算 MCE 設計 PGA 值外，將以機率法計算 DBE 及 OBE 之設計 PGA 值。以下首先介紹鯉魚潭壩附近之地質及地體構造背景，探討地震及斷層之活動情形。其後逐項評估控



1.2-113

另由臺灣中部地區新期構造運動的研究中，顯示壩址所在之中部地區的地殼相當活躍(李錦發，1994)，地震的活動亦相當頻繁。從地震資料空間分佈中均顯示此一條西北－東南向地震密集帶的分佈，約略經過通霄、三義、豐原、東勢及埔里等地，故被稱之為「三義－東勢－埔里地震帶」(李錦發等，1996)，其詳細特性將於後面章節中詳細說明。

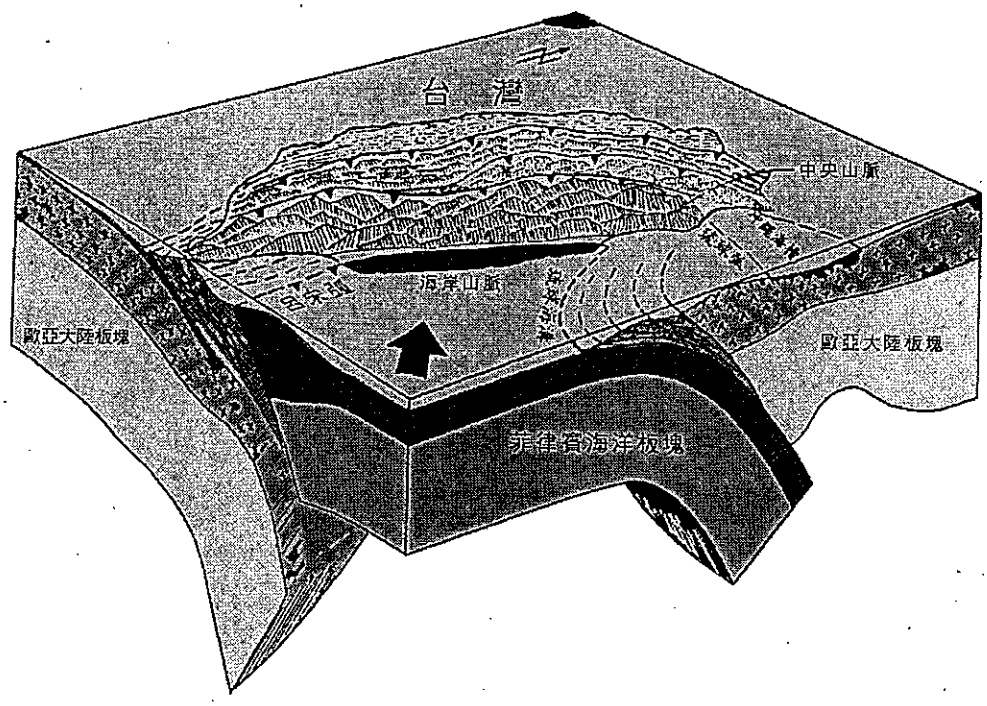



圖 8.1.2-1　台灣地區地體構造圖(Angilier，1986)



1.2-11

辭之影響很大。其後之地震學家根據這些記載判定各地之震度，進而推求地震震央位置及地震規模，誤差可能很大，故僅能供定性之參考。

有儀器觀測前之地震資料，以方豪(1968)與徐泓(1983)整理之報告最詳盡。另外，中國大陸方面亦曾整理出相當完整之「中國歷史地震資料」彙編共五卷(見王會安與聞黎明，1983；謝毓壽與蔡美彪，1983、1985a、1985b、1986、1987)，其中有關台灣地區之歷史地震資料可追溯至明萬曆 32 年(西元 1604 年)發生在台灣海峽北段的大地震。徐明同(1983)與蔡義本(1978、1986)曾利用方豪(1968)與徐泓(1983)之資料推求震央位置與地震規模。Lee et al.(1976)曾利用大陸地震學家整理之歷史地震資料重新訂定地震震央與規模。鄭世楠與葉永田(1989)整合上述結果，並定出 33 個 1604~1896 年間破壞性大地震之震央位置與規模大小，詳圖 8.1.3-1。

2.西元 1898 年至 1935 年

西元 1897 年台灣總督府氣象台(光復後稱為台灣省氣象所，後改稱台灣省氣象局，1970 年改成現在之交通部中央氣象局)在台北測候所裝設第一部格雷－米爾恩(Gnay-Milne)式地震儀，開啟台灣地區科學化觀測地震之紀元。其後陸續在澎湖、台南及台東測候所裝設同型式地震儀，並加設大森(Omori)式地震儀及強震儀。西元 1897 年至 1935 年間台灣地震震央之分佈示如圖 8.1.3-2。

3.西元 1936 年至 1972 年

民國 24 年(1935 年)4 月 21 日新竹－台中地區發生規模 7.1 的強烈地震，造成空前災害。鑑於此次大震災，並為加強台灣地震觀測研究，1936 年以後中央氣象局陸續添購新式測震儀器，並增設測站，因此地震定位準確度大幅提高。西元 1936 至 1972 年台灣地區近震規模大於 4.0 的地震，其震央分佈見圖 8.1.3-3。此時期地震定位解析度僅能達 0.1 度，因此震央分佈呈網格狀之現象。

4.西元 1973 年至 2007 年

動情形。而在 1973 年後本地區共發生 22,669 次地震(至 2007 年 4 月)，惟大多屬規模小於 3 之微震，平均年地震次數為 648 次，其中地震最頻繁為西元 2000 年，本地區共發生約 4,695 次地震。

另前次安全評估後(2001~2005 年)，鯉魚潭水庫強震觀測系統共記錄 74 次地震，合計 415 筆地動記錄，其中最大 PGA 值為 163.24 gal，其為 2002 年 1 月 9 日地震於壩頂 T2 測站所收錄。此地震震央位於壩址東南方 15.3 km，規模($M_L$)為 5.0。

6.壩址附近災害地震

根據台灣 400 年之歷史地震資料，台灣地區裝設地震儀器前(西元 1604~1897 年)，鯉魚潭壩址 50 km 範圍內之災害地震共有 3 次，包括：1845 年彰化地區地震($M$=6.5)，1848 年彰化地區地震($M$=7.1)及 1881 年新竹苗栗地震($M$=6.2)。西元 1897 年底日本據台總督府氣象台裝設全台第一部地震儀，台灣地區自此才有以儀器觀測之地震資料。根據有儀器觀測以來(1898~2007)，台灣地區發生之 136 次災害地震震央分佈資料顯示，發生於距鯉魚潭壩址 50 km 範圍內之災害地震共有 12 次(表 8.1.3-1)，其中與壩址最近者為 1939 年地震，規模 5.6，震源深度 10 km，震央距離約 6.7 km。而災情最慘重的是 1935 年 4 月 21 日新竹－台中地區發生 $M_L$ 為 7.1 的強烈地震，其為台灣地區有史以來的死亡人數最多之地震。震源深度 5 km，震央距離約 7.2 km。在新竹州與台中州釀成空前未有的大災害，造成 3,279 人死亡、2,723 人重傷、9,396 人輕傷，住家全倒 17,927 戶、半倒 11,446 戶、大破 9,836 戶、破損 15,583 戶，非住家屋全倒 2,855 棟、半倒 1,240 棟、大破 1,250 棟、破損 1,545 棟。

此外近年來台灣地區發生重大災害地震，包括：2002 年 331 花蓮外海地震($M_L$=6.8)、2003 年 1210 台東成功地震($M_L$=6.4)及 2006 年 1226 屏東地震($M_L$=7.0)，其震央距離分別為 147.9、158.0 及 267.4 km，對鯉魚潭壩毫無影響。

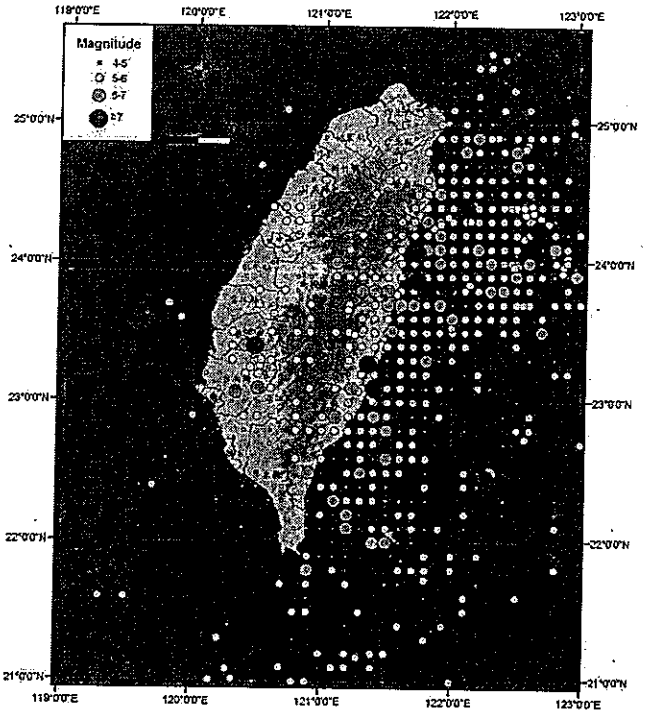



圖 8.1.3-3　1936～1972 年台灣地區地震震央分佈圖

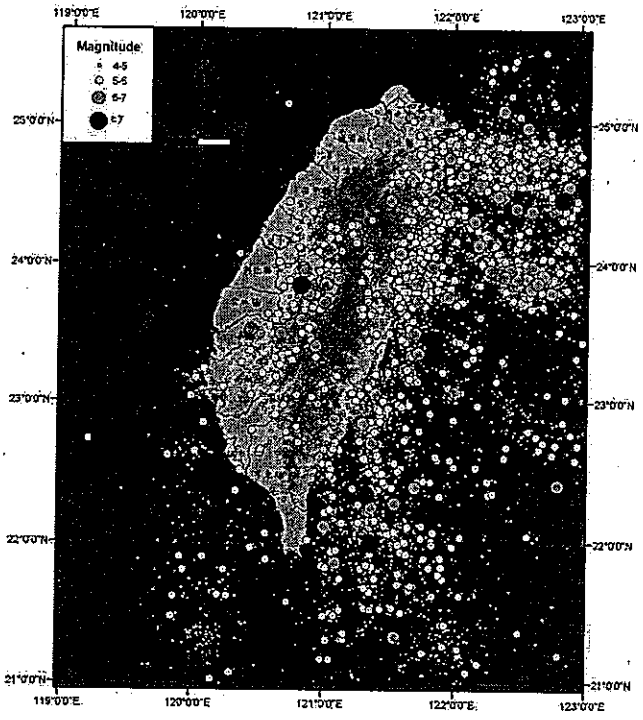



圖 8.1.3-4　1973～2007 年台灣地區地震震央分佈圖($M_L \geq 4$)



1,2-117

表 8.1.3-1 儀器觀測以來(西元 1898~2007 年)，鯉魚潭壩址 50 km範圍內災害地震(1/2)

| 發震時間 (台灣時間) 年月日時分 | 震央位置 | | | 規模 ($M_L$) | 震央距離 (km) | 震源深度 (km) | 人員傷亡 | | 房屋損毀 | | 備註 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 地名 | (北緯) | (東經) | | | | 死 | 傷 | 全倒 | 破損 | |
| 1909 05 23 18:44 | 埔里附近 | 24-00.00 | 120-54.00 | 6.1 | 42.8 | 20.0 | | 6 | 10 | 32 | 南端以外，全島有感 |
| 1916 08 28 15:27 | 日月潭附近 | 24-00.00 | 121-01.50 | 6.8 | 48.7 | 45.0 | 16 | 159 | 628 | 4,885 | 全島III級以上有感，山崩埋沒14戶(南投地震) |
| 1916 11 15 06:31 | 台中市附近 | 24-06.00 | 120-52.50 | 6.2 | 31.5 | 3.0 | 1 | 20 | 97 | 972 | 南端以外，全島有感 |
| 1917 01 05 00:50 | 埔里附近 | 24-00.00 | 120-58.50 | 6.2 | 46.0 | – | 54 | 85 | 130 | 625 | 餘震39次(至1月9日)(埔里地震) |
| 1935 04 21 06:02 | 苗栗卓蘭附近 | 24-21.00 | 120-49.20 | 7.1 | 7.2 | 5.0 | 3,276 | 12,053 | 17,907 | 36,781 | 全島有感，山崩、地裂、噴泥、噴水、地鳴，伴隨獅潭、屯子腳、神卓山斷層發生(新竹台中地震) |
| 1935 04 21 06:26 | 苗栗頭份附近 | 24-42.00 | 120-54.00 | 5.8 | 40.7 | 2.0 | | | | | |
| 1935 05 05 07:22 | 苗栗公館附近 | 24-30.00 | 120-48.00 | 5.8 | 16.3 | 10.0 | | 38 | 28 | 571 | 崖崩(新竹台中地震之餘震) |



1.2-118

### 8.1.4 壩址附近活動斷層分佈

1.活動斷層認定準則

採用美國核能法規委員會(USNRC，1975)地震評估之活動斷層準則，其準則如下：

(1)過去 35,000 年內曾有一次地表移動者；

(2)過去 500,000 年內曾經不止一次地表移動者；

(3)缺乏絕對時間根據下，曾有斷層移動之地形痕跡；

(4)經儀器定位，確有地震發生之斷層；

(5)與根據上述標準判定之活動斷層有關聯之斷層，且可合理推測，當關聯斷層之一移動時，亦引起另一斷層移動者。

具備上述五項條件中任何一項者均視為活動斷層。

2.壩址附近之活動斷層分佈

本次安全評估依據中央地質調查所出版之「台灣活動斷層概論」第二版(2000)及 USNRC 活動斷層認定準則，評估壩址 50 km 半徑範圍內共計有大平地、新城、竹東、斗煥坪、獅潭、神卓山、三義、大甲、鐵砧山、屯子腳、清水、彰化、車籠埔及大茅埔－雙冬等 14 條活動斷層，其中除了屯子腳斷層為橫移斷層之外，其餘 13 條活動斷層均為逆斷層，位置詳圖 8.1.4-1。

### 8.1.5 設計地震震源之評估與研選

前節所述之活動斷層，其活動引發地震均可能對鯉魚潭壩造成影響，因此均列為「候選設計地震震源」。茲將上述候選設計地震震源於鯉魚潭壩可能引致之最大地表加速度(PGA)值計算如下：

1.候選設計地震震源之最大可能地震(MCE)規模



1.2－11

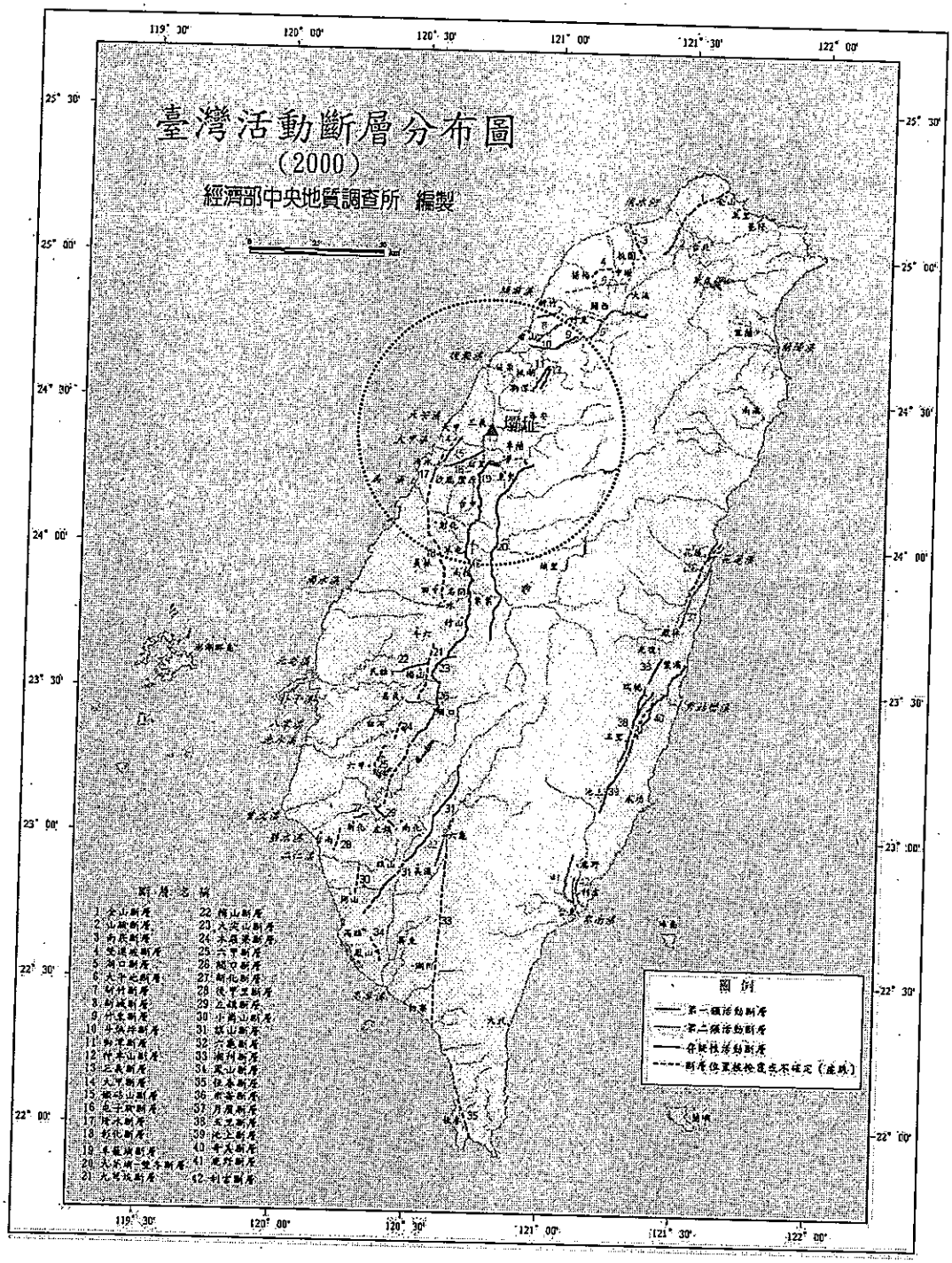



圖 8.1.4-1 壩址 50 km 範圍內活動斷層分佈圖



1.2-120

魚潭水庫依表 8.1.6-1 屬大型水庫；其潰壩淹水地區居住人口多於10,000 人，潰壩淹水地區經濟損失極高，依表 8.1.6-2 屬重度災害潛勢水庫；因此由表 8.1.6-3，鯉魚潭壩之 MDE 應採用最大可能地震(Maximum Credible Earthquake，MCE)之地動值。

表 8.1.6-1 蓄水庫大小等級(摘自蓄水庫安全評估規範，1998)

| 蓄水庫大小等級 | 蓄水庫總容量，S<br>(百萬立方 m) | 壩高，H(m) |
|---|---|---|
| 小型 | 0.02<S<1 | 3<H<15 |
| 中型 | 1≤S<10 | 15≤S<60 |
| 大型 | S≥10 | H≥60 |

蓄水庫總容量(S)與壩高(H)大小等級不一致時，採用較高等級。

表 8.1.6-2 蓄水庫災害潛勢等級(摘自蓄水庫安全評估規範，1998)

| 災害潛勢等級 | 潰壩淹水地區<br>居住人口，P(人) | 潰壩淹水地區<br>經濟損失 |
|---|---|---|
| 輕度 | $0<P<10^3$ | 輕微之經濟損失 |
| 中度 | $10^3\leq P<10^4$ | 可觀之經濟損失 |
| 重度 | $S\geq 10^4$ | 極高之經濟損失 |

居住人口(P)與經濟損失等級不一致時，採用較高等級。

表 8.1.6-3 蓄水庫最大設計地震訂定原則(摘自蓄水庫安全評估規範，1998)

| 蓄水庫大小等級 | 災害潛勢分級 | 最大設計地震採用值 |
|---|---|---|
| 大型 | 重度 | MCE |
| 中型 | | MCE |
| 小型 | | MCE~DBE 間之地動值 |
| 大型 | 中度 | MCE |
| 中型 | | MCE~DBE 間之地動值 |
| 小型 | | DBE~OBE 間之地動值 |
| 大型 | 輕度 | MCE~DBE 間之地動值 |
| 中型 | | DBE~OBE 間之地動值 |
| 小型 | | DBE~OBE 間之地動值 |



1.2-12

本計畫以定值法計算壩址 MCE 之設計 PGA 值。定值法由於直接且簡明，為地震評估方法中較早被使用之方法。其基本假設為同樣規模之地震會重覆發生、可能震源(可為活動斷層或震源集中區)內每一點均可能發生地震及地動(如：速度或加速度等)之衰減為一固定關係式。其優點為評估過程透明，對評估過程中每一項目均可單獨檢驗其正確性；另一優點為評估結果之敘述對使用者而言簡明且易瞭解。定值法之主要工作即辨別出對工址有影響之所有震源區及其地震規模、計算各震源區至工址之距離、選擇地動衰減關係式並計算各震源－規模組合於工址產生之地動值，其最大者即該工址之設計地震。

a. MCE 規模

由 8.1.5 節得知，鯉魚潭壩之控制設計地震震源為三義斷層，斷層長度 19km，距離壩址 3.5km。首先由斷層長度可求算三義斷層活動時可能發生之 MCE 規模，為求完備，本報告採用兩種經驗公式計算，一為 Wells and Coppersmith(1994)之斷層長度與震矩規模($M_W$)經驗公式，詳公式(8-1)，其乃以全世界地震斷層之長度及震矩規模迴歸而得之經驗公式，該研究分別迴歸正斷層、逆斷層及橫移斷層之斷層破裂長度與震矩規模之經驗公式，三義斷層為逆斷層，故採用適用於逆斷層之迴歸公式。另者為 Tsai et al.(1987)以台灣地區地震斷層破裂長度及近震規模(local magnitude，$M_L$)迴歸而得之經驗公式，其式如下：

$$L = \exp(1.006\ M_L - 3.232) \qquad \sigma_{\ln(L)} = 0.422 \qquad (8\text{-}5)$$

上述兩種經驗公式差異在於 Wells and Coppersmith(1994)公式採用震矩規模($M_W$)，而 Tsai et al.(1987)則採用近震規模($M_L$)。$M_L$ 雖然是目前使用最普遍的地震規模，惟大地震時存在的飽和現象，使其在工程應用方面容易產生失真。而 $M_W$ 恰可補足此缺點，其優點在於不存在飽和問題，因此適合於工程實務應用。以式(8-1)及式(8-5)計算之三義斷層可能發生之 MCE 規模取中值分別為 6.14($M_L$)及 6.56($M_W$)。中值加 1 個標準偏差(median + 1$\sigma$)分別為 6.56($M_L$)及 6.84($M_W$)。惟考量 1935



1.2-12

前述地動加速度衰減公式均採用測站到斷層破裂面最短距離，最短距離(R)之計算方式為：當工址位於震源斷層上盤時，最短距離為工址至斷層面之最短距離；當工址位於震源斷層下盤時，最短距離為工址至斷層地表破裂線之最短距離，如圖 8.1.6-1 所示。

鯉魚潭壩位於控制設計地震震源(三義斷層)上盤，地表距離為 3.5 km。由以往關於三義斷層傾角研究文獻，包括：三義斷層斷層面向東傾斜 20°之低角度逆掩斷層(邱華燈，1962)；用重力梯度推算傾角向東 40~70°(胡錦城，1970)；以重力方法求出傾角向東 40°(葉義雄，1983)等。故本計畫將三義斷層傾角訂為 50°，由此計算得到壩址與三義斷層之最短距離為 2.7 km。

表 8.1.6-4 列出按前述兩種 MCE 規模、兩種地動加速度衰減公式及採用最短距離計算得到之鯉魚潭壩 MCE 水平向 PGA 值，其結果顯示以國家地震工程中心(1997)衰減公式計算所得之 MCE 水平向 PGA 值取中值(median)為 0.66g，中值加 1 個標準偏差(median + 1$\sigma$)為 1.13g。以李錫堤等(2002)衰減公式則取中值為 0.69g，中值加 1 個標準偏差為 1.23g，兩者結果相近。本計畫選取中值，並將兩者平均之值(0.68g)，作為 MCE 水平向設計 PGA 值，MCE 垂直向設計 PGA 值取為水平向之 2/3，為 0.45g。

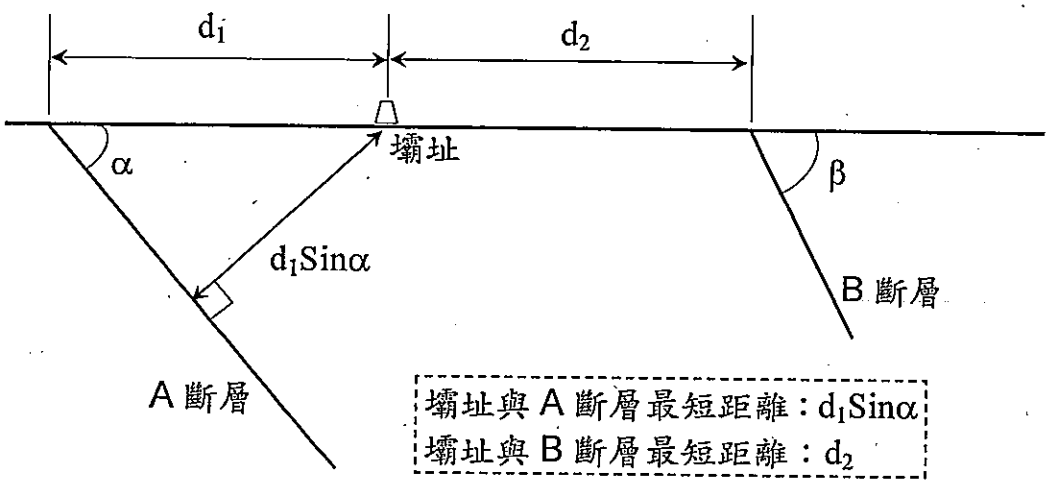



圖 8.1.6-1　壩址與斷層之最短距離示意圖



1.2-123

C.分析各震源區之震源參數，包括 a、b 值及規模上下限等；

D.推算各震源區之規模密度機率函數及震源(震央)距離分佈；

E.選擇地動衰減公式及偏差值；

F.計算各震源區於工址產生某一地動值之年超越機率及平均年發生次數；

G.累計所有震源區對應工址前述地動值之年超越機率與平均年發生次數之乘積，即得工址發生超越該地動值之期望年發生率；

H.重覆 F、G 步驟以計算工址對應不同超越地動值之期望年發生率，即可作出該工址之地震危害度曲線；

I.由地震危害度曲線內插即可得到設計再現周期下之地動值。

此方法之優點顯而易見，由於各項參數均可事先決定，配合電腦程式化後，可迅速對不同工址進行分析。因此目前耐震設計規範中之地震分區即依據此方法之分析結果。同時，一旦得到工址地震危害度曲線，則可依據計畫重要性或可承受之風險決定其設計地動值。

本報告經比較後選擇以點震源模式假設震源分佈、以包生過程為地震發生之統計模式、地震規模大小之分佈則假設符合 Gutenberg-Richter 關係。

震源區劃分方面，本評估曾分別選用蔡主權等(Tsai *et al.*，1987)、羅俊雄與簡文郁(1993)及羅俊雄等(1994)之劃分方式，並依據最新之地震目錄重新分析各震源區之 a、b 值。至於每一震源區之地震規模上限則以能量累積法(energy accumulation method)重新計算。規模下限 4.5 則係依據一般研究選取。至於衰減公式，本評估曾考慮蔡主權等(1987)4 組、黃正耀(1995)、國震中心(1997)、國立台灣大學地震工程研究中心(1998)等多組衰減公式。經試算後，最後震源區選用羅俊雄等(1994)之劃分方式、衰減公式則採用國震中心(1997)公式進行分析。最後選用之震源區劃分方式及相關參數見圖 8.1.6-2，衰減公式詳見公式 8-6。



1.2-12

本計畫計算所得之壩址危害度曲線(hazard curve)見圖 8.1.6-3，對應特定再現周期之 PGA 值列於表 8.1.6-5，DBE 及 OBE 之設計 PGA 值為 0.37 g 及 0.30 g，垂直向 PGA 值取為水平向之 2/3，詳表 8.1.6-6。

(3)MDE 之設計 PGA 值

依據蓄水庫安全評估規範(1998)之規定，大壩壩體耐震分析採用之最大設計地動值應依蓄水庫大小等級及災害潛勢等級決定。鯉魚潭水庫依屬大型水庫；其潰壩淹水地區居住人口多於 10,000 人，潰壩淹水地區經濟損失極高，屬重度災害潛勢水庫，因此鯉魚潭壩之 MDE 設計 PGA 值採用 MCE 之設計 PGA 值。根據上述說明，鯉魚潭壩 MDE 之設計 PGA 值詳表 8.1.6-6，其中垂直向 PGA 值取為水平向之 2/3。

4.本次安全評估與前期結果比較

本次設計地震評估所得之水平向設計PGA值與規劃設計階段及初次使用安全評估之結果比較見表 8.1.6-7。本次評估中採用之公式、參數之定義及觀念方面與以往有下列差異：

(1)完全依照蓄水庫安全評估規範(1998，試行)及水利建造物檢查及安全評估技術規範之評估步驟及方法；

(2)使用之地震資料已增補至 2007 年 4 月；

(3)採用近年來之地動加速度衰減公式文獻；

(4)採用機率法計算 DBE 及 OBE 之設計 PGA 值；

(5)增加 MDE 設計地震參數；

(6)增加動態分析用之加速度歷時曲線。

本次評估求算之大壩設計地震參數，應可充分滿足大壩相關構造物耐震分析校核之需求。



1.2-12

表 8.1.6-5　機率法分析計算所得對應特定再現週期之PGA值

| 再現周期(年) | 年超越機率 | 工址 PGA 值(g) |
|---|---|---|
| 25 | 0.040000 | 0.09 |
| 72 | 0.013863 | 0.15 |
| 100 | 0.010000 | 0.17 |
| 237 | 0.004214 | 0.23 |
| 475 | 0.002107 | 0.30 |
| 950 | 0.001054 | 0.37 |
| 2,500 | 0.000400 | 0.48 |
| 10,000 | 0.000100 | 0.76 |
| 12,500 | 0.000080 | 0.80 |

表 8.1.6-6　鯉魚潭壩設計PGA值

| 設計地震基準 | 設計 PGA 值(g) | |
|---|---|---|
| | 水平向 | 垂直向 |
| 最大可能地震(MCE) | 0.68 | 0.45 |
| 設計基準地震(DBE) | 0.37 | 0.25 |
| 運轉基準地震(OBE) | 0.30 | 0.20 |
| 最大設計地震(MDE) | 0.68 | 0.45 |

表 8.1.6-7 鯉魚潭壩各階段評估之水平向設計PGA值比較表

| 設計地震基準 | 水平向設計 PGA 值(g) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 規劃階段 (1983) | 基本設計 (1986) | 大壩動態分析 (1997) | 初次使用安全評估 | 本次評估 |
| 最大可能地震(MCE) | 0.25~0.44 | 0.77 | 0.50 | 0.69 | 0.68 |
| 設計基準地震(DBE) | — | — | — | 0.65 | 0.37 |
| 運轉基準地震(OBE) | — | — | — | 0.58 | 0.30 |
| 最大設計地震(MDE) | — | — | — | — | 0.68 |



12-12

### 8.1.8 加速度歷時曲線

加速度歷時曲線係指地震發生時，地震記錄之加速度值隨時間變化之情形。在結構物耐震分析中，可用為動態分析中之外力輸入。理論上壩址強震儀所收錄之強度足以代表壩址在強地動下之行為表現的實測加速度歷時曲線，作為動態分析中之外力輸入最為理想。因此本次安評採用 921 地震中鯉魚潭大壩 T4 測站(位於基礎廊道)之實測加速度地動記錄，作為加速度歷時曲線，其延時為 48 秒，時間間隔為 0.005 秒，其波形圖詳圖 8.1.8-1。調整 PGA 值為壩址 MCE 之設計 PGA 值後，可據以在時間域從事鯉魚潭壩體動態分析。

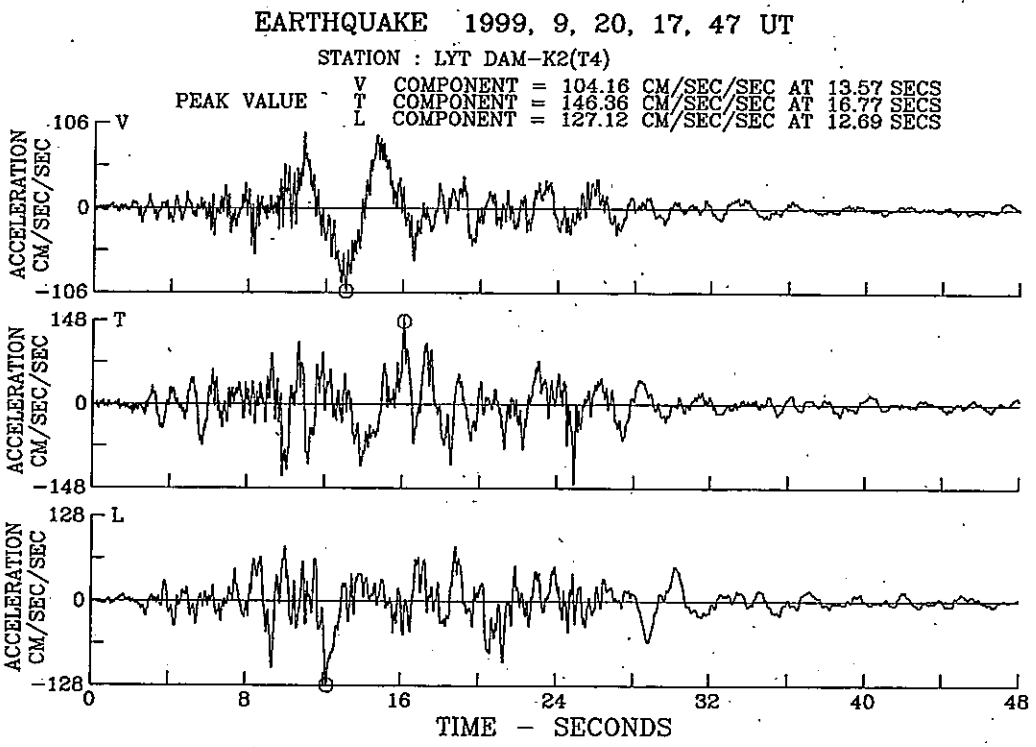



圖 8.1.8-1 鯉魚潭壩動態分析採用之加速度歷時曲線

# 1.2-4（4）鯉魚潭水庫第二次安全評估報告-（民國 104 年 2 月）

# 第五章 校核分析與評估

## 5.1 設計地震評估

鯉魚潭水庫於規劃設計階段(民國72年)完成之鯉魚潭壩址首次地震研究中(鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究，中央研究院地球科學研究所，民國72年)，以西元1935年新竹-台中烈震為設計地震，最後得到壩址最大可能地震(MCE)之PGA值為0.25~0.44g。基本設計報告中(鯉魚潭水庫工程基本設計報告，鯉魚潭水庫工程調查設計隊，民國75年)，另依Schnabel & Seed(1972)衰減公式推算出壩址MCE之PGA值為0.5~0.6g，並以壩址MCE之PGA值0.77g，用於壩體動態分析。水庫營運後，「鯉魚潭水庫定期監測分析工作－大壩動態分析報告」中(中興工程顧問公司，86年)，取0.50g進行耐震動態分析。民國91年完成之「鯉魚潭水庫初次使用安全評估報告」，其評估之壩址水平向設計PGA值為0.69g(MCE)、0.65g(DBE)及0.58g(OBE)。民國95年完成之「鯉魚潭水庫第一次定期安全評估報告」，即針對新的斷層及地震資料重新評估，建議之壩址水平向設計PGA值為0.68g(MCE)、0.37g(DBE)及0.30g(OBE)。

前次安全評估迄今已逾6年，6年來台灣地區已累積增加許多地震資料，因此重新評估壩址設計地震，實有必要。本次安評將採用台灣地區400年來的地震資料及近年來發表的地動加速度衰減公式，依據「水利建造物檢查及安全評估技術規範－蓄水與引水篇」(2008)之規定以及經濟部中央地質調查所公布之台灣活動斷層分布圖(2010)，執行設計地震評估工作。

此次地震評估將採用機率法(Probabilistic Seismic Hazard Analysis，PSHA)以及定值法(Deterministic Seismic Hazard Analysis，DSHA)計算MDE下要求之壩址尖峰地表加速度值。依據機率法評估結果建構壩址設計反應譜，並參考實測強地動記錄，製作一組加速度歷時曲線。以下首先介紹鯉魚潭水庫附近之歷史地震資料，探討地震及斷層之活動情形。其後逐項評估壩址設計PGA值(MDE)、控制設計地震震源及其規模、供仿靜態分析用之地震係數、壩址設計反應譜以及供壩體動態分析用之人造加速度歷時曲線。由於鯉魚潭壩體強地動觀測系統於1999年921地震中，收錄完整之實測強地動記錄，本次評估將利用鯉魚潭實測強地動記錄配合設計反應譜製作人造加速度歷時曲線。



1.2+28

### 5.1.1 歷史地震探討

歷史地震之探討，可提供研究區內地震發生頻率及評估最大可能地震之參考。歷年地震活動情形的資料又可分為兩類；第一類是台灣未設置地震觀測儀器以前之史料，即史書中有關地震的文字記載。此類資料雖不完全且不夠精確，但頗具參考價值；第二類是始自 1897 年底日本總督府氣象台裝設簡單地震儀後，地震儀觀測到之地震資料。此類資料較完整可靠，惟歷年所使用之儀器不同，地震資料品質並不一致，因此又將此儀器觀測之台灣地震資料再分成三個時期，分別討論。此三個時期分別是 1897 年至 1935 年、1936 年至 1972 年及 1973 年至 2012 年。

1. 西元 1604 年至 1896 年

此時期台灣尚無地震觀測儀器，因此有關地震之資料僅能從各種歷史書籍及文獻中找尋，如地方誌、奏摺及碑文等。這些文獻對於地震之規模及災害之敘述均屬零星或片段，且缺乏客觀標準，因此地震震度及其涵蓋範圍之判定，受人口分布、被調查個人之感受及作者用辭之影響很大。其後之地震學家根據這些記載判定各地之震度，進而推求地震震央位置及地震規模，誤差可能很大，故僅能供定性之參考。

有儀器觀測前之地震資料，以方豪(1968)與徐泓(1983)整理之報告最詳盡。另外，中國大陸方面亦曾整理出相當完整之「中國歷史地震資料」彙編共五卷(王會安與聞黎明(1983)；謝毓壽與蔡美彪(1983)、(1985a)、(1985b)、(1986)、(1987))，其中有關台灣地區之歷史地震資料可追溯至明萬曆 32 年(西元 1604 年)發生在台灣海峽北段的大地震。徐明同(1983)與蔡義本((1978)、(1986))曾利用方豪(1968)與徐泓(1983)之資料推求震央位置與地震規模。Lee et al.(1976)曾利用大陸地震學家整理之歷史地震資料重新訂定地震震央與規模。鄭世楠與葉永田(1989)整合上述結果，並定出 33 個 1604~1896 年間破壞性大地震之震央位置與規模大小，詳圖 5.1-1。



1.2-129

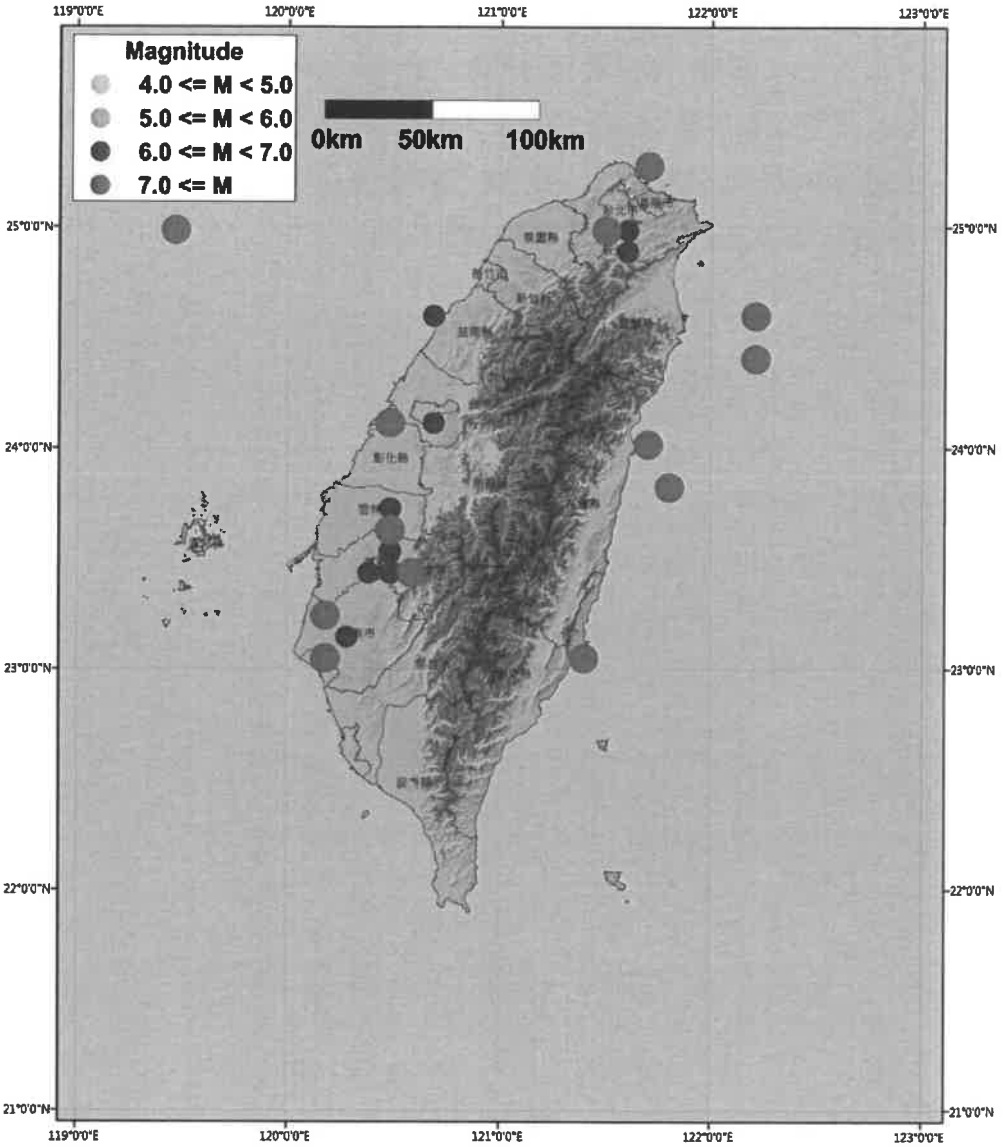



**圖 5.1-1 西元 1604 年~1896 年破壞性大地震分布圖**

2. 西元 1897 年至 1935 年

西元 1897 年台灣總督府氣象台(光復後稱為台灣省氣象所，後改稱台灣省氣象局，1970 年改成現在之交通部中央氣象局)在台北測候所裝設第一部格雷－米爾恩(Gnay-Milne)式地震儀，開啟台灣地區科學化觀測地震之紀元。其後陸續在澎湖、台南及台東測候所裝設同型式地震儀，並加設大森(Omori)式地震儀及強震儀。西元 1897 年~1935 年間台灣地震震央之分布示如圖 5.1-2，其中 1935 年 4 月 21 日新竹－



1.2-130

台中大地震，規模達 7.1($M_L$)，距鯉魚潭壩址約 4 公里，造成 3,279 人死亡、2,723 人重傷、9,396 人輕傷，住家全倒 17,927 戶、半倒 11,446 戶、大破 9,836 戶、破損 15,583 戶，非住家屋全倒 2,855 棟、半倒 1,240 棟、大破 1,250 棟、破損 1,545 棟。在農、工、商業、交通與建物財產損失金額超過 3,700 萬圓(當時幣值)。

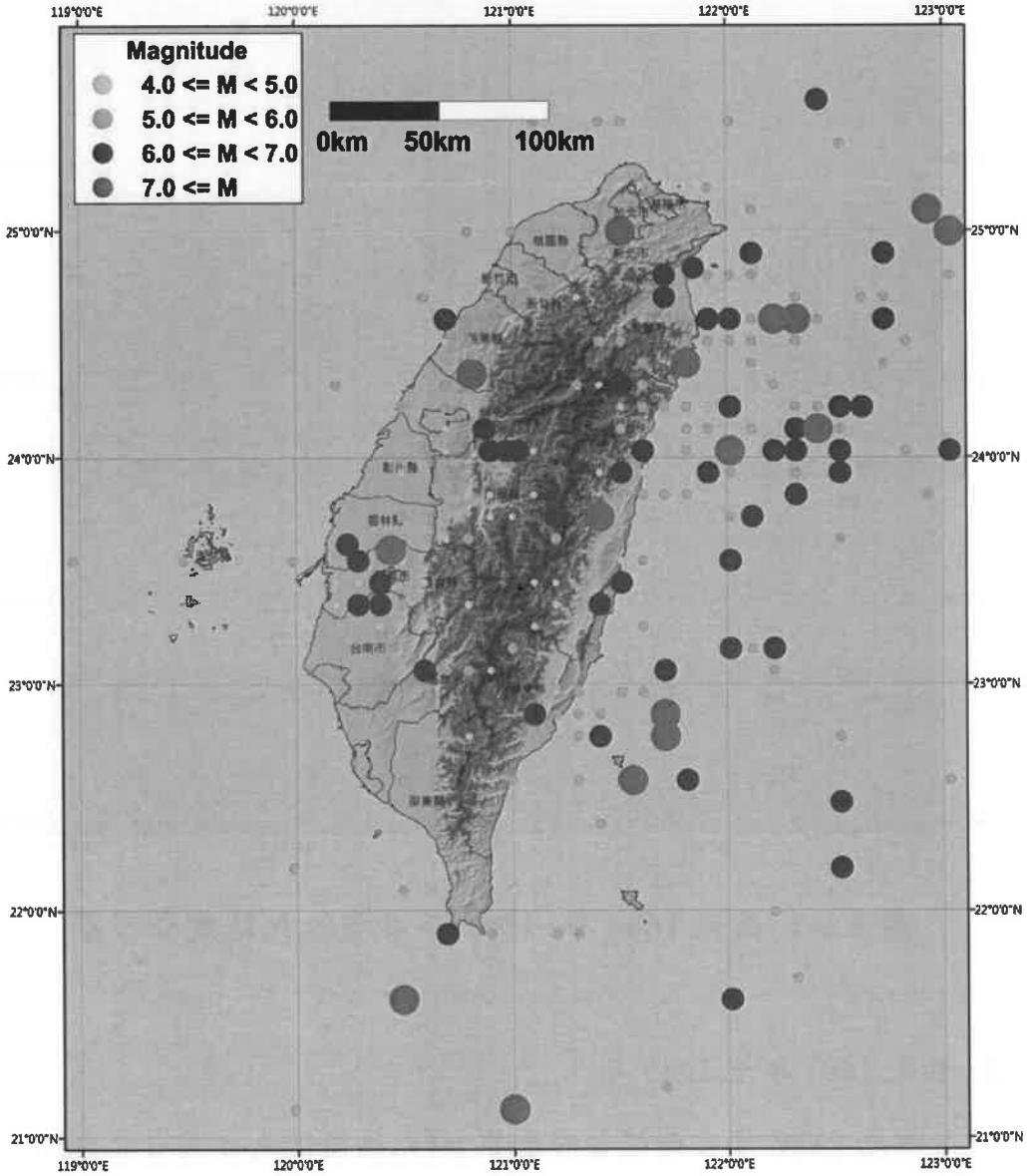



**圖 5.1-2 西元 1897 年~1935 年間台灣地區地震震央分布圖**

1.2-B1

3. 西元 1936 年至 1972 年

民國 24 年(1935 年)4 月 21 日新竹－台中地區發生規模 7.1 的強烈地震，造成空前災害。鑑於此次大震災，並為加強台灣地震觀測研究，1936 年以後中央氣象局陸續添購新式測震儀器，並增設測站，因此地震定位準確度大幅提高。西元 1936~1972 年台灣地區近震規模大於 4.0 的地震，其震央分布見圖 5.1-3。此時期地震定位解析度僅能達 0.1 度，因此震央分布呈網格狀之現象。

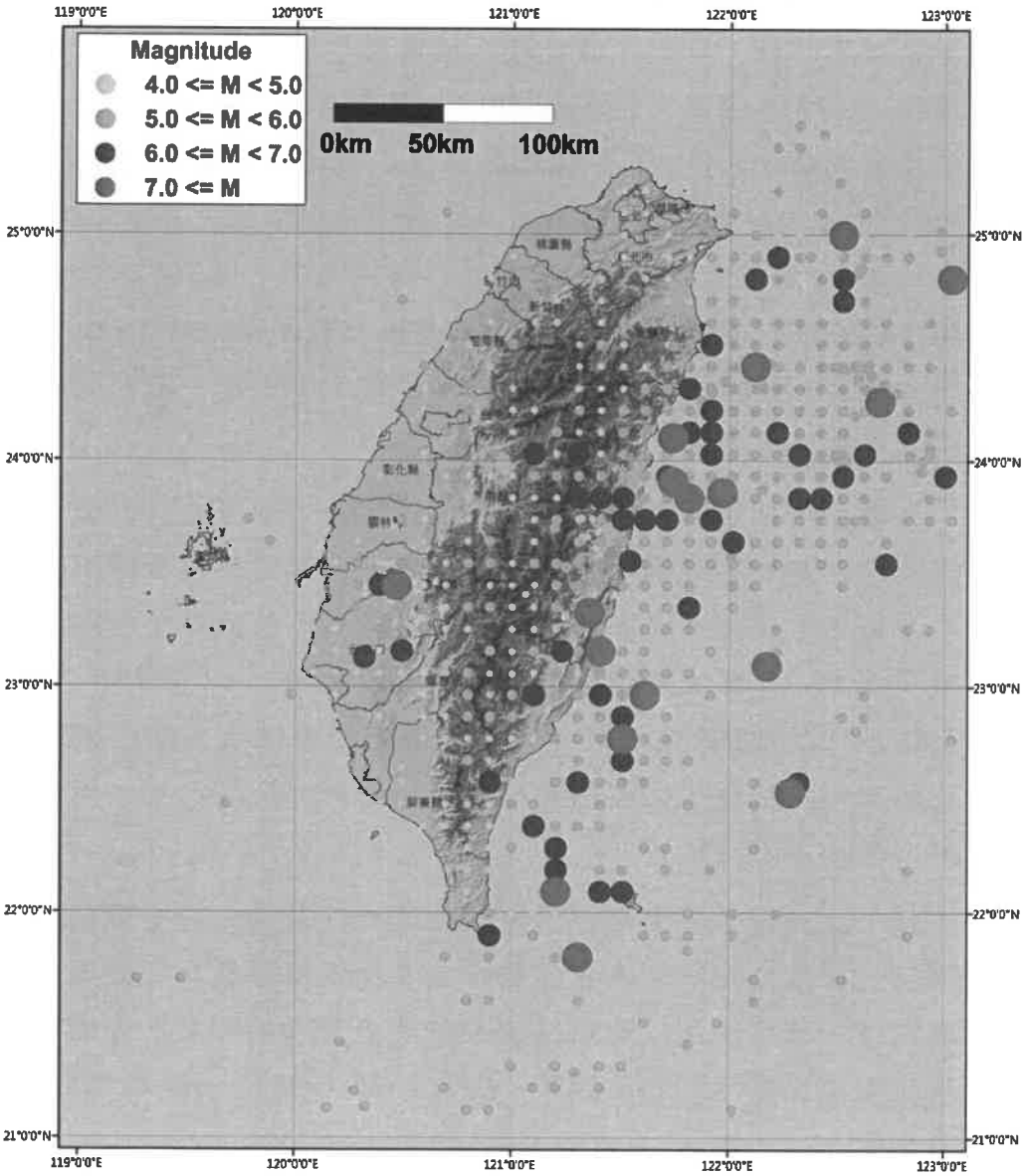



**圖 5.1-3 西元 1936 年~1972 年間台灣地區地震震央分布圖**



12-132

4. 西元 1973 年至 2012 年

民國 61 年(1972 年)行政院國家科學委員會為積極推動地震研究，成立地震研究小組(中央研究院地球科學研究所前身)，並建立一套新式之自動化遙記式地震觀測網(Taiwan Telemetered Seismographic Network，TTSN)，使台灣地區之地震觀測進入新紀元。隨測站數目之增加，地震偵測能力大幅提高，地震活動資料更加充實。西元 1991 年 3 月起地球所將 TTSN 轉交由中央氣象局管理，納入「中央氣象局強地動觀測網(CWBSN)」，管理單位改為氣象局地震測報中心。由於儀器更新及增加，因此不僅記錄之地震數量增加，且定位之品質與精確度較過去更為提高。1973~2009 年台灣地區近震規模($M_L$)大於 4.0 之地震震央分布見圖 5.1-4，此時期地震定位之解析度已可達 0.01 度，其中發生於 1999 年 9 月 21 日之 921 地震，規模達 7.3($M_L$)，距鯉魚潭壩址約 55 公里，造成 2,444 人死亡，48 人失蹤，11,305 人受傷，房屋全倒 49,592 間，半倒 44,251 間，人員傷亡數字僅次於 1935 年新竹－台中大地震，而財物損失估計超過新台幣 3,000 億，為台灣有史以來經濟損失最慘重之天然災害。

自氣象局地震測報中心接手管理台灣地區地震資料以來，另一項重大改變則為地震規模之重新評定。於過去不同地震目錄中，地震規模之描述不盡相同。過去所用之地震目錄主要係地球所整理並轉換為近震規模($M_L$)。自地震測報中心接手地震觀測後，CWBSN 係依據辛在勤(1993)的轉換式訂定近震規模，並對過去地震目錄轉換而得到與其一致之規模標準。比較兩者可發現，對同一地震而言，新的近震規模有向下修正之趨勢。

綜合上述有儀器觀測以來台灣地區之地震震央分布資料，可清楚觀察到台灣地區地震震央主要集中於菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊交界線附近、菲律賓海板塊之隱沒部份及台灣西南部之嘉南地區；鯉魚潭壩址附近地震活動亦屬頻繁，然除 1935 年新竹－台中大地震外，多為小地震。



1.2-133

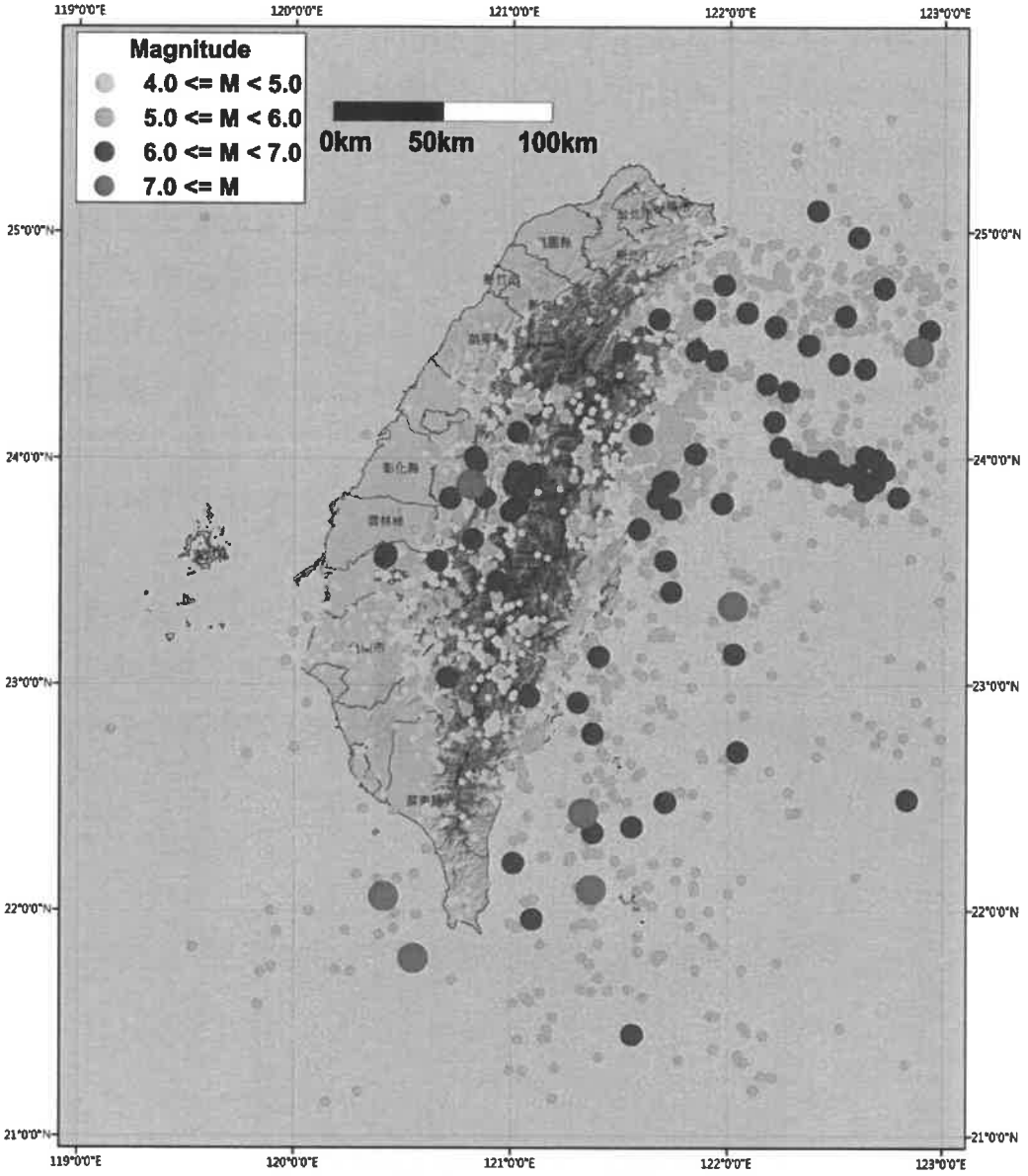



**圖 5.1-4 西元 1973 年~2012 年間台灣地區地震震央分布圖($M_L \geq 4$)**

### 5.1.2 壩址附近地震活動分析

1. 壩址附近地震之空間及時間分析

圖 5.1-5 為有地震儀器觀測(西元 1897 年)以來發生於鯉魚潭壩址半徑 50 公里內地震震央位置圖($M_L \geq 3$)。從地震空間分佈來說，壩址東南方位於花蓮一帶之地震活動為眾所周知，為菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊直接衝撞而造成。而壩址東南方約 20~40 公里處有一地震呈現



12-134

東南－西北向之地震密集帶，稱為「三義－東勢－埔里地震帶」(李錦發等，1996)，甚至續往東南方穿越雪山山脈、中央山脈後仍隱約可見此地震帶之延伸與分佈。1935 年新竹－台中大地震，其主震與餘震亦分佈於此地震帶中。

就時間分佈而言，由於西元 1973 年前台灣地區地震觀測儀器功能及數量之限制，無法偵測小地震之活動，因此難以窺知壩址附近地震活動情形。但從文獻資料得知，在 1935 年壩址西北方約 21km 處，發生新竹－台中大地震(規模 7.1)，同年壩址附近亦發生數次規模較大之新竹－台中大地震餘震，此外 1939 年 11 月於苗栗三義附近發生規模 5.6 地震。而在 1973 年後，1973~2012 年間本區共發生 30,850 次地震，平均每年發生 791 次，惟地震規模大多屬規模($M_L$)小於 3 之微震，其中地震最頻繁為 1999 年，當年共發生約 5,600 次地震。總計自有地震儀器觀測(西元 1897-2012 年)以來壩址 50 公里內發生 74 次規模 5 以上地震，平均約 1.6 年發生一次；規模大於 6 的地震 10 次，平均約 11.5 年發生一次。

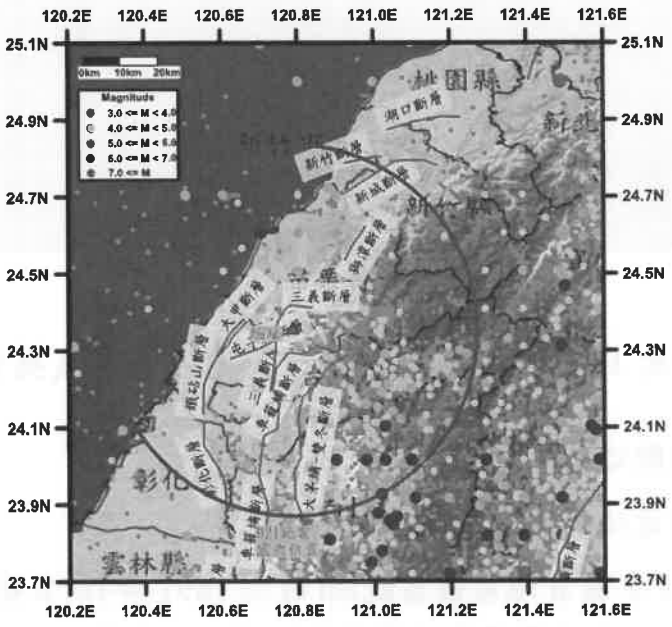



**圖 5.1-5 壩址 50 公里內活動斷層及 1897~2012 年地震分布圖($M_L$≧3)**



1.2-135

2. 壩址附近災害地震探討

根據中央氣象局資料，台灣地區自 1900 年至 2012 年共發生 139 次災害性地震，震央分布資料顯示，發生於鯉魚潭壩址 50 公里左右範圍內之災害性地震共有 15 次，詳見表 5.1-1。災情嚴重者分別為 1935 年 4 月 21 日新竹台中地震與其餘震，以及 1999 年 921 集集大地震。近年來台灣地區發生重大災害地震，包括：1999 年 921 集集大地震($M_L$=7.3)、2002 年 331 花蓮外海地震($M_L$=6.8)、2003 年 1210 台東成功地震($M_L$=6.6)、2006 年 1226 屏東地震($M_L$=7.0)及 2010 年 0304 高雄甲仙地震($M_L$=6:4)，其震央距離鯉魚潭壩址分別為 55、145、155、270 及 153km，除 921 大地震外其餘地震對鯉魚潭壩址影響甚小。鯉魚潭大壩之 T4 測站(位於基礎廊道)，於 921 地震中亦收錄實測加速度地動記錄，實測之 PGA 值為(東西向)146gal、(南北向)127gal 及(垂直向)104gal，即約為 0.15g、0.13g 及 0.11g。



12-136

# 表 5.1-1 台灣地區設置地震儀後(1897~2012 年)，鯉魚潭壩址 50 公里範圍內災害性地震

| 發震時間 (120°E) 年 月 日時分 | 震央位置 地名 | (北緯) | (東經) | 震央距離 (Km) | 震源深度 (Km) | 地震規模 ($M_L$) | 人員傷亡 死 | 傷 | 房屋損毀 全倒 | 破損 | 備註 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1909 05 23 18:44 | 埔里附近 | 24-00.00 | 120-54.00 | 40 | 20 | 6.1 | | 6 | 10 | 32 | 南端以外，全島有感 |
| 1916 08 28 15:27 | 日月潭附近 | 24-00.00 | 121-01.50 | 45 | 45 | 6.8 | 16 | 159 | 628 | 4,885 | 全島 III 級以上有感，山崩埋沒 14 戶(南投地震) |
| 1916 11 15 06:31 | 台中市附近 | 24-06.00 | 120-52.50 | 29 | 3 | 6.2 | 1 | 20 | 97 | 972 | 南端以外，全島有感 |
| 1917 01 05 00:50 | 埔里附近 | 24-00.00 | 120-58.50 | 43 | -- | 6.2 | 54 | 85 | 130 | 625 | 餘震 39 次(至 1 月 9 日)(埔里地震) |
| 1917 01 07 02:08 | 埔里附近 | 23-57.00 | 120-58.50 | 48 | -- | 5.5 | | 21 | 187 | 498 | 埔里地震之餘震 |
| 1935 04 21 06:02 | 苗栗卓蘭附近 | 24-21.00 | 120-49.20 | 4 | 5 | 7.1 | 3,276 | 12,053 | 17,907 | 36,781 | 全島有感，山崩、地裂、噴泥、噴水、地鳴，伴隨獅潭、屯子腳、神卓山斷層發生(新竹台中地震) |
| 1935 04 21 06:26 | 苗栗頭份附近 | 24-42.00 | 120-54.00 | 41 | 2 | 5.8 | | | | | |
| 1935 05 05 07:22 | 苗栗公館附近 | 24-30.00 | 120-48.00 | 17 | 10 | 5.8 | | 38 | 28 | 571 | 崖崩(新竹台中地震之餘震) |
| 1935 05 30 03:43 | 台中大橫屏山附近 | 24-06.00 | 120-48.00 | 27 | 20 | 5.4 | | | 2 | 24 | 南投及草屯有異常光之觀測(新竹台中地震之餘震) |
| 1935 06 07 10:51 | 台中梧棲附近 | 24-12.00 | 120-30.00 | 33 | 20 | 5.5 | | 2 | 5 | 190 | 新竹台中地震之餘震 |
| 1935 07 17 00:19 | 後龍溪口附近 | 24-36.00 | 120-42.00 | 30 | 30 | 6 | 44 | 391 | 1,734 | 5,887 | 山崩、噴泥(新竹台中地震之最大餘震) |
| 1938 11 21 14:40 | 合歡山南方 | 24-06.00 | 121-12.00 | 50 | 20 | 5.9 | | | | 小損害 | 全島有感，花蓮港輕微損害 |
| 1939 11 07 11:53 | 苗栗三義附近 | 24-24.00 | 120-48.00 | 6 | 10 | 5.6 | | | 4 | 20 | 台東、高雄以北有感 |
| 1999 09 21 01:47 | 集集附近 | 23-51.15 | 120-48.93 | 55 | 8 | 7.3 | 2,444 | 11,305 | 49,592 | 44,251 | 全島有感，山崩、地裂、噴泥、噴水、地鳴，車籠埔斷層活動 |
| 2000 05 17 11:25 | 台中谷關 | 24-11.58 | 121-05.85 | 36 | 9.7 | 5.5 | 4 | 9 | | | 中橫公路谷關至德基水庫間嚴重坍方 |

12-127

### 5.1.3 壩址附近地震活動分析

1. 壩址附近之斷層活動性評估

依據經濟部中央地質調查所公布之台灣活動斷層分布圖(2010)，鯉魚潭壩址半徑 50 公里範圍內之活動斷層共計 10 條，由距離遠至近有新竹斷層(距壩址最近距離約 41.1 公里)、新城斷層(距壩址最近距離約 39.3 公里)、彰化斷層(距壩址最近距離約 27.9 公里)、獅潭斷層(距壩址最近距離約 25.2 公里)、大茅埔-雙冬斷層(距壩址最近距離約 14.6 公里)、大甲斷層(距壩址最近距離約 10.1 公里)、鐵砧山斷層(距壩址最近距離約 8.8 公里)、屯子腳斷層(距壩址最近距離約 6.8 公里)、車籠埔斷層(距壩址最近距離約 5.0 公里)以及三義斷層(距壩址最近距離約 2.7 公里)。除屯子腳斷層為平移斷層(右移)外，均為逆斷層，位置詳圖 5.1-6。



12-138




**圖 5.1-6 台灣地區活斷層分佈圖**



1.2-139

### 5.1.4 地震危害度評估

地震危害度評估之目的為評估工址可能遭受地震所產生之 PGA 值大小，其方法主要區分為機率法(Probabilistic Seismic Hazard Analysis，PSHA)以及定值法(Deterministic Seismic Hazard Analysis，DSHA)等兩類，本計畫將同時採用兩種方法。本項地震危害度評估成果，可得到壩址設計地震參數，包括：設計地震震源、設計地震規模、設計 PGA 值及地震係數等，可供未來壩址結構物校核分析之用。

1. 水庫分級(最大設計地動值採用原則)

依據水利建造物檢查及安全評估技術規範(2008)之規定，大壩壩體耐震分析採用之最大設計地震(maximum design earthquake，MDE)值應依蓄水庫大小等級及災害潛勢等級決定，依據規範內容，鯉魚潭水庫屬大型嚴重災害潛勢水庫；因此由表 5.1-2，鯉魚潭壩址之 MDE 應採用 MCE 之地動值。

**表 5.1-2 蓄水庫 MDE 訂定原則(水利建造物檢查及安全評估技術規範，2008)**

| 蓄水庫大小等級 | 災害潛勢分級 | 最大設計地震採用值 |
|---|---|---|
| 大型 | 重度 | MCE |
| 中型 | | MCE |
| 小型 | | MCE~DBE 間之地動值 |
| 大型 | 中度 | MCE |
| 中型 | | MCE~DBE 間之地動值 |
| 小型 | | DBE~OBE 間之地動值 |
| 大型 | 輕度 | MCE~DBE 間之地動值 |
| 中型 | | DBE~OBE 間之地動值 |
| 小型 | | DBE~OBE 間之地動值 |

2. 設計地震基準

依據「水利建造物檢查及安全評估技術規範－蓄水與引水篇」(2008)，設計地震有下列不同基準：

(1) 最大可能地震(Maximum Credible Earthquake，MCE)

為各孕震構造區(seismogenic zone)內及活動斷層(active fault)能於壩址產生最大地動值之地震，水庫壩體於遭遇最大可能地震時，允許發生有限度之損壞，但不能造成水庫無法控制之出水，水庫主要設施在此一地震下應能維持運轉。採用定值法分析，其地震規模必須基於歷史強震記錄、或依地殼錯動證據、或其它方法訂定之。採用機率法分析訂為 10,000 年再現周期之地動值。

(2) 設計基準地震(Design Basis Earthquake，DBE)

訂為 950 年再現周期(100 年內超越機率 10%)之地動值。水庫壩體於遭受此一地動時，允許發生日後可予修護之損壞，但不能產生重大之變位或變形；壩體上之主要設施須保持操作之功能。

(3) 運轉基準地震(Operating Basis Earthquake，OBE)

訂為 475 年再現周期(100 年內超越機率 20%)之地動值。水庫在此地震下，一切重要設施均應保持其功能，不容有任何損壞。

(4) 最大設計地震(Maximum Design Earthquake，MDE)

為大壩壩體耐震校核分析採用之地動值，其值之決定係基於蓄水庫之大小及災害潛勢，依表 5.1-2 訂定之。

3. 機率法地震危害度分析

本次地震評估將採用機率式地震危害度分析進行設計地震下(OBE、DBE 及 MCE)地動值之分析，機率法地震評估原泛指所有涉及機率推演之方法，然目前為學術界及工程實務中最廣為運用並被接受之機率法則專指「地震危害度分析」法。該方法之基本理論及分析程序最早由 Cornell(1968)提出，其主要係假設地震之發生符合包生過程(poisson process)之統計模式、地震規模大小之分佈符合 Gutenberg-Richter 關係、而地震震源分佈則為點震源均勻分佈。於上述假設下，配合地動衰減公式及其機率分佈，在以年為單位之分析時即可計算出年發生率，其倒數即一般所稱之再現周期。自 Cornell 提出地震危害度分析法以來，學術界先後對其假設作過許多修改，然整體架構仍然維持。

機率法之優點為可將地震之不確定性及隨機性反映於分析內，



1.2-141

並經由包生過程之統計模式將所得之年超越機率與一般所熟知之危害程度(例如:50 年內超越機率 10%)結合，因此其評估結果較容易讓使用者了解其代表意義。

進行地震危害度分析時，必須將可能影響到工址之所有震源之特性詳加統計分析，求取其各項所需參數。以台灣地區之幅員而言，一般之地震危害度分析均將全島及鄰近海域納入可能影響工址之震源範圍；以經緯度而言，大致上以北緯 21~26 度、東經 119~123 度所涵蓋之區域進行分析。目前已知台灣之地質構造主要係由菲律賓海洋板塊與歐亞大陸板塊相互作用所形成，菲律賓海洋板塊於北緯 24 度附近開始向北隱沒於歐亞大陸板塊之下；在南方高屏附近則係歐亞大陸板塊向東隱沒於菲律賓海洋板塊之下。本評估採用鄭錦桐(2002)之研究結果將震源劃分為(1)區域震源，(2)斷層震源，(3)隱沒帶震源。

地震危害度分析中，工址至震源(site-to-source)距離為一重要參數，而此距離則與震源模式有關。一般研究中將地震震源簡單劃分為點震源(point source)、線震源(line source)及面震源(planar source)。由於地震之發生主要與斷層活動有關，故採用線震源或面震源為較好之方式；惟深層地震之震源距離較大，且因定位誤差關係，以點震源模式模擬較佳。此外 Der Kiureghian & Ang (1977)所提出之斷層開裂模式(fault-rupture model)將斷層分為 Type I(方向及位置均已知)、Type II(方向已知及位置不確定)以及 Type III(方向及位置均不確定)。

本評估各震源之模式，將根據各震源之實際狀況以及簡化分析之假設選取震源模式進行地震評估。以下為各震源所採用之震源模式(1)區域震源分布採用點震源模式，(2) 斷層震源分布採用 Type I 模式，(3)隱沒帶震源分布採用 Type III 模式。本評估之地震發生統計模式，假設地震之發生在時間上符合包生過程。地震規模大小之分佈則假設符合 Gutenberg-Richter 關係。

至於衰減公式，本評估採用林柏伸等人(2008、2011)之研究結果，將衰減公式分類成地殼內部震源公式(依照上盤、下盤與堅硬地盤、



12-142

軟弱地盤分類)與隱沒帶震源公式(依照板塊介面型、版塊內部型與堅硬地盤、軟弱地盤分類)。此衰減公式可推估不同周期之反應譜加速度值。

4. 定值法地震危害度分析

定值法由於直接且簡明,為地震評估方法中較早被使用之方法。其基本假設為同樣規模之地震(最大可能地震 Mu)會重複發生、可能震源(可為活動斷層或震源集中區)內每一點均可能發生地震、及地動(如速度或加速度等)之衰減為一固定關係式。上述假設與由自然界觀測之結果大致相符。定值法之主要工作即辨別出(對工址有影響之)所有可能震源區及其地震規模、計算各震源區至工址之(可能)最近距離、選擇地動衰減關係式並計算各震源－規模組合於工址產生之地動值,其最大者即該工址之設計地震。定值法評估結果之典型敘述方式為:「S 工址之設計地震為 F 斷層(或震源區)距工址 D 處發生規模 M 地震,產生工址地動值 A」。

定值法之主要優點為評估過程透明,對評估過程中每一項目均可單獨檢驗其正確性;另一優點為評估結果之敘述對使用者而言簡明且易瞭解。然而定值法未能將地震之不確定性及隨機性完全反映於分析內,因此其評估結果可能會誤導使用者。例如,相較於地質時間,人類在地球上活動之時間甚短,而其中有完整歷史記錄之時間更短。因此可預期隨著觀測地震之時間增長,將可能發現較過去記錄更大之地震規模或地動值。對於此種因資料不完整產生之不確定性,有經驗的分析者係以較保守之假設涵蓋;然而對於不確定性及應保守之程度則隨分析者而異。另一方面,兩條活動斷層可能產生相同規模之地震,其發生之機率卻可能截然不同;而對工址最終控制之設計地震,其震源－規模組合發生於結構物設計使用年限內之機率可能遠低於考慮之範圍,定值法分析卻無法將此種機率反映於評估結果中。

5. 地震危害度分析結果

本評估利用 EZ-FRISK 地震危害度分析程式,依據機率法推估 OBE、DBE 之最大地表反應譜加速度(PGA);MCE 之 PGA 則採用定



A.2-143

值法以及機率法中之 PGA 較大值為設計基準。本項地震危害度評估成果，可得到壩址設計地震參數供壩址相關結構物校核分析之用。

本評估依據機率法推估之再現周期 10,000 年最大地表反應譜加速度(PGA)為 0.68g，壩址地震危害度曲線如表 5.1-3 以及圖 5.1.7 所示。另針對最接近壩址之三義斷層進行定值法之分析，採用林柏伸等人(2011)所提出之地殼地震反應譜衰減式推估 PGA 值。三義斷層之最大可能地震規模考量 1935 年壩址附近曾發生 $M_L$ 為 7.1 地震(新竹－台中大地震)，因此本計畫三義斷層 MCE 規模採用 Mw = 7.1，壩址距離斷層最近之距離為 2.7 公里，壩址處於斷層之上盤，地質條件為堅硬地盤，由衰減式可得PGA之中值(0.65g)，小於機率法之PGA值(0.68g)，因此本次評估 MCE 值保守採用機率法之 PGA 值。

**表 5.1-3 地震危害度評估結果**

| 壩址<br>PGA 值(g) | 年超越<br>機率 | 再現周期<br>(年) |
|---|---|---|
| 0.10 | 6.34E-02 | 16 |
| 0.20 | 1.78E-02 | 56 |
| 0.25 | 9.91E-03 | 101 |
| 0.30 | 5.64E-03 | 177 |
| 0.35 | 3.33E-03 | 300 |
| **0.40** | **2.12E-03** | **475** |
| **0.50** | **1.00E-03** | **950** |
| 0.62 | 4.00E-04 | 2500 |
| **0.68** | **1.00E-04** | **10000** |
| 0.85 | 1.00E-05 | 100000 |



1.2-144

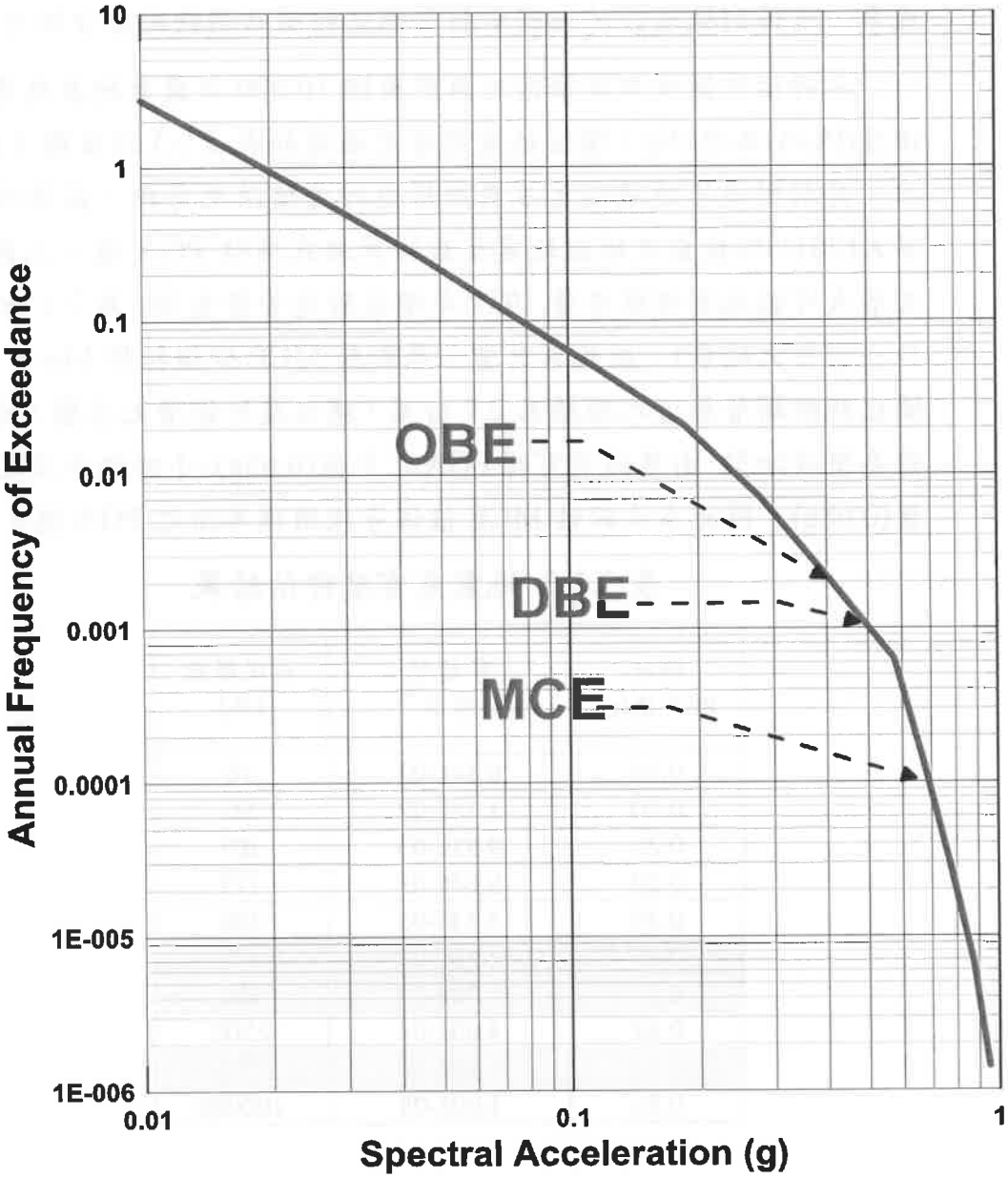



**圖 5.1-7 壩址地震危害度曲線**

6. 地震係數

當以仿靜態法(pseudo-static method)進行結構耐震分析時，不宜直接採用 PGA 值做為仿靜態法分析之地震係數，應採用折減之 PGA 值做為分析之地震係數，其理由如下：

(1) PGA 值歷時甚短，就地震能量而言其所佔比例甚小，不足以成為結構安全之控制因素。

1.2-145

(2) 水庫蓄積之龐大水量，能吸收大量之地震能量。

結構仿靜態耐震分析為一傳統之分析方法，其採用之地震力為一靜外力，其大小與結構重量成正比；而其比例常數稱為地震係數(seismic coefficient)。地震係數與理論無關，僅從經驗而來(岡本舜三，1973)。「水利建造物檢查及安全評估技術規範－蓄水與引水篇」(2008)係參考日本兵庫縣南部地震後之公路土工(earthwork)準則訂定地震係數方式，由不同之水平向設計尖峰地表加速度值區間對應之地震係數區間求算，地震係數最後採用值可由對應之各區間內插得到。

本評估採用「水利建造物檢查及安全評估技術規範－蓄水與引水篇」(2008)，由水平向設計 PGA 值區間對應之地震係數區間求算水平向地震係數(Kh)，採用值可由對應之各區間內插得到，詳表 5.1-4，垂直向之地震係數(Kv)取為水平向之 2/3，鯉魚潭壩址之設計地震 PGA 值以及地震係數見表 5.1-5。

**表 5.1-4 水利建造物檢查及安全評估技術規範規定之地震係數表**

| 水平向設計 PGA 值 | 對應水平向地震係數($K_h$) |
|---|---|
| <0.12 g | 0.10 |
| 0.12~0.18 g | 0.10~0.12 |
| 0.18~0.50 g | 0.12~0.16 |
| 0.50~0.80 g | 0.16~0.24 |
| >0.80 g | 0.24 |

**表 5.1-5 鯉魚潭壩址設計地震 PGA 值以及地震係數**

| 設計地震基準 | 設計 PGA 值 | | 地震係數 | |
|---|---|---|---|---|
| | 水平向 | 垂直向* | 水平向($K_h$) | 垂直向($K_v$)* |
| OBE | 0.40 g | 0.26 g | 0.148 | 0.098 |
| DBE | 0.50 g | 0.33 g | 0.160 | 0.110 |
| MCE | 0.68 g | 0.45 g | 0.208 | 0.139 |
| MDE | 0.68 g | 0.45 g | 0.208 | 0.139 |

*垂直向設計PGA以及地震係數取2/3水平向值。



1.2-146

### 5.1.5 設計反應譜及人造加速度歷時曲線

反應譜(response spectrum)係指單自由度結構系統(single-degree-of-freedom system)對一特定地震之動態反應，最早提出反應譜觀念者為 Housner(1941)與 Biot(1942)；之後 Housner(1959)及 Newmark and Hall(1969)等的推廣，反應譜廣泛應用於工程實務中，已成為結構物耐震設計的重要依據。本評估依據機率法所得之反應譜加速度值，建構鯉魚潭壩址之設計反應譜(阻尼比=5%)，如圖 5.1-8 所示。

大壩壩體耐震分析所採用之人造加速度歷時曲線，將選用 921 地震中鯉魚潭大壩 T4 測站(位於基礎廊道)之實測加速度地動記錄，利用 EZ-FRISK 程式中之反應譜調整法並配合設計反應譜求得。合成之加速度歷時曲線，如圖 5.1-9 所示。選用鯉魚潭大壩 T4 測站(位於基礎廊道)之實測加速度地動記錄，可充分反映鯉魚潭水庫附近土層受強地動作用下之動態行為。

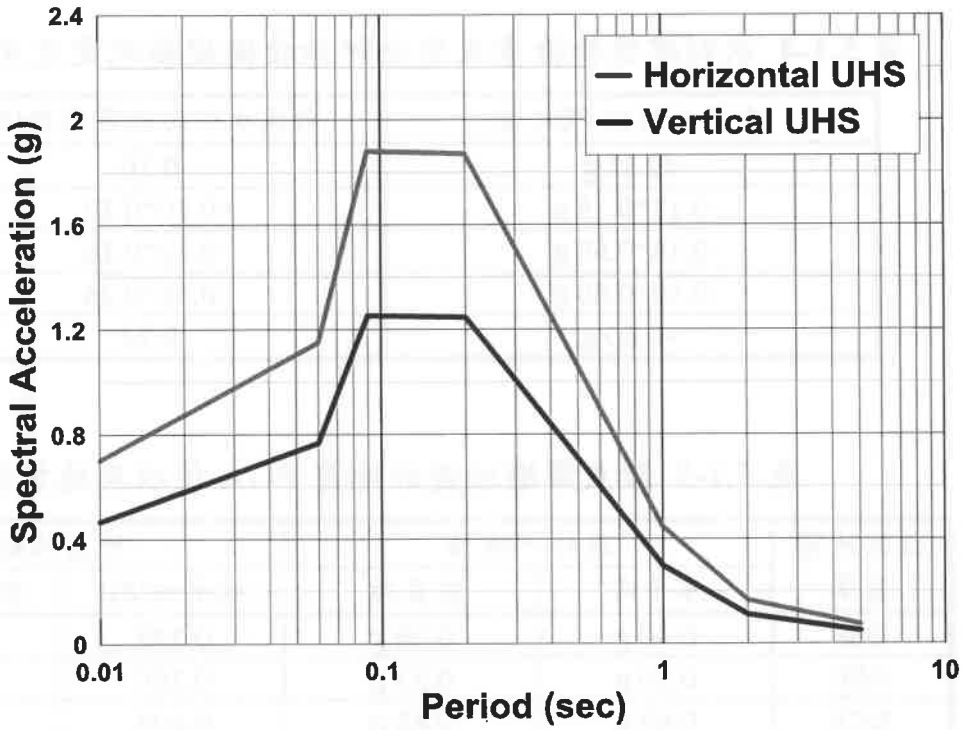



圖 5.1-8 設計反應譜(阻尼比=5%)



1.2-147

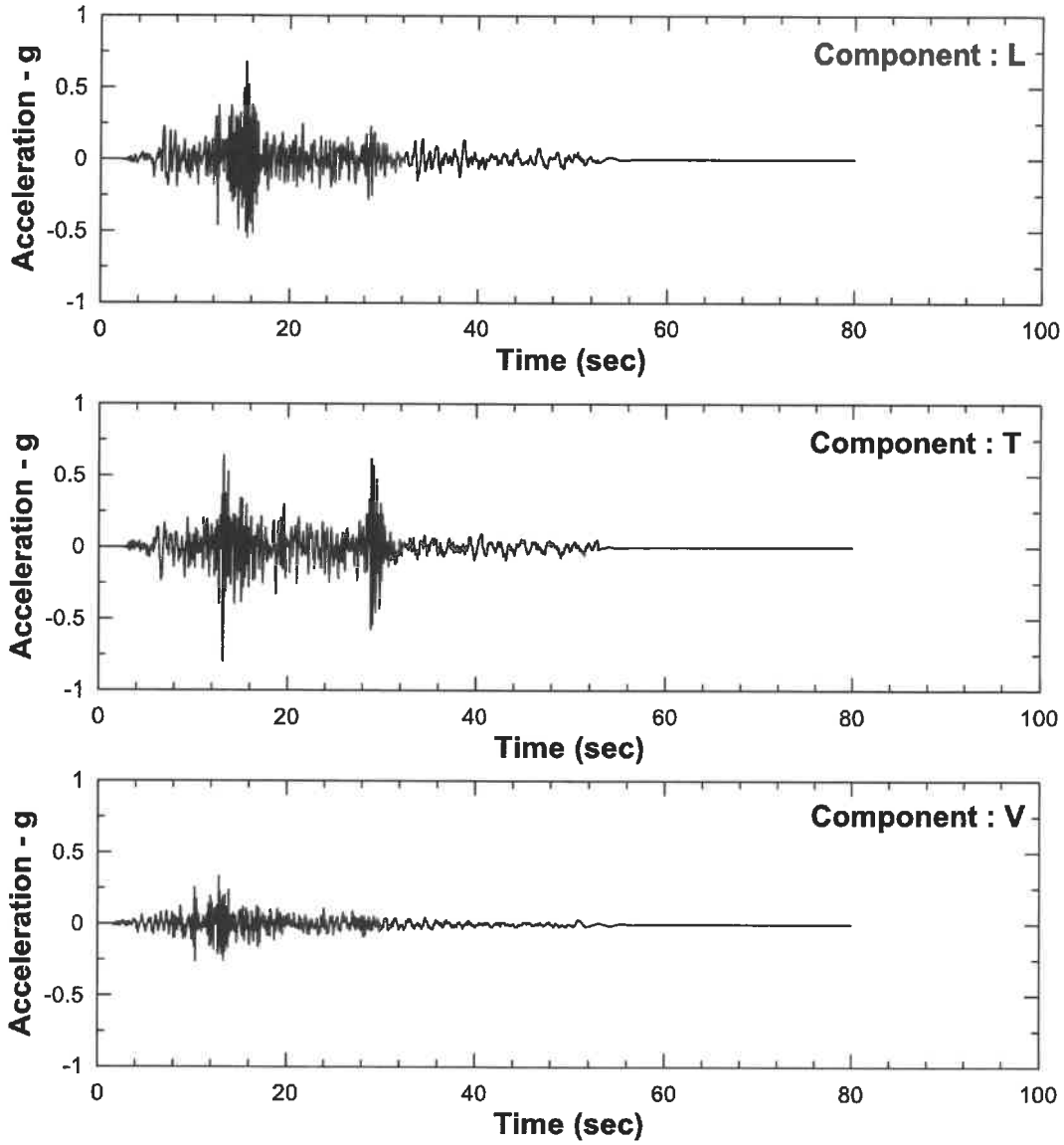


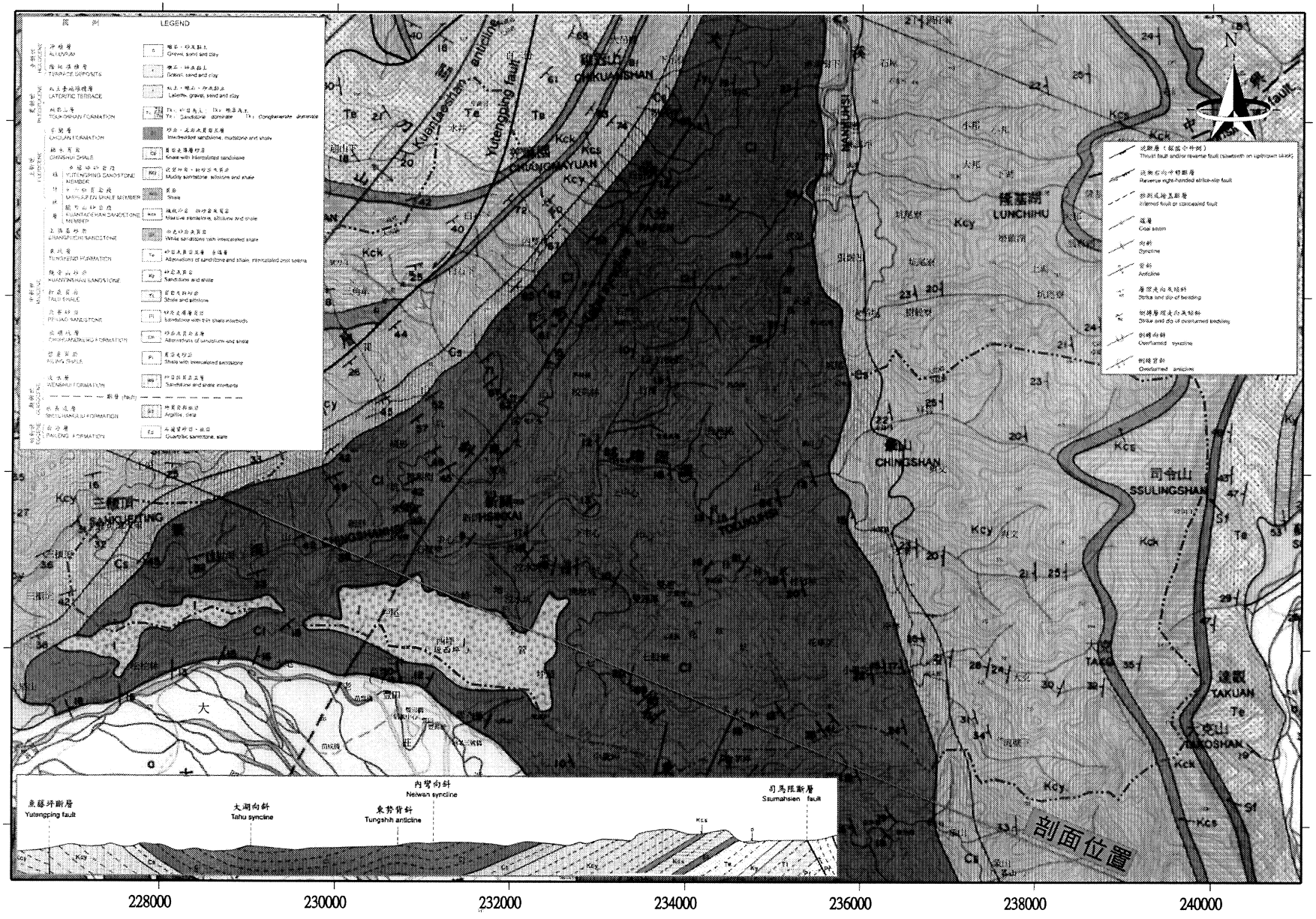

圖 5.1-9 人工合成之加速度歷時曲線



1.2-148

# 1.3 鯉魚潭水庫鄰近地區地形及地質構造示意圖

# (1) 鯉魚潭水庫集水區治理工程調查規劃設計報告 - (民國 94 年 3 月)




鯉魚潭水庫集水區地質分佈圖

1-3-3

1.3-4

66

# 第二章　重要結構物地質

# 2.1　導水隧道

# 2.1-1 規劃階段

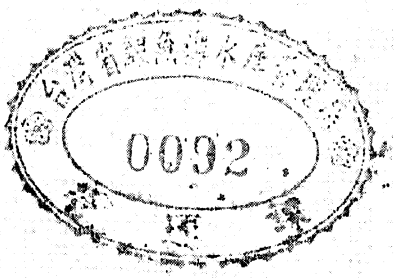
(1) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告
二、工程專題
1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估
附錄 - (民國 73 年 8 月)

# 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告

## 二、工程專題

### 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估

## 附　　錄




主辦機關：台灣省水利局

執行機關：財團法人中興工程顧問社

中華民國七十三年八月

3. 導水隧道

導水隧道中心線方向大致與此區地層走向呈50 度之交角，而與傾向節理呈約 47 度之交角，隧道開挖問題不大。隧道下游出口位處逆傾坡，地質條件上，亦為有利之佈置。至隧道上游進口位處順向坡厚層頁岩上，洞口設計應避免深開挖為原則。

由於軟弱易蝕之淨砂岩亦可能存在於導水隧道開挖面，故隧道開挖後立即以噴漿支撐，防止砂岩強度劣化，隨後再以混凝土襯砌應屬必要。

4. 左山脊處理

根據鑽探結果，左山脊頂部礫石層及風化岩深度頗不規則。鑽孔 DHF-10 處礫石層且深達 20 公尺，即達標高 292 公尺左右，較之水庫滿水位尚低 8 公尺。鑽孔 DHF-6處覆蓋層連同高度風化岩深達 20公尺，即標高 290公尺左右，亦較水庫滿水位為低。鑽孔 DHF-7，DHF-8 發現地形上之線狀構造，可能有弱帶存在（見圖III— 9 ）。此外，山脊內可能尚有局部較深之古河道深槽或局部較深之風化岩，甚或尚未發現之弱帶存在，凡此皆有待設計階段繼續探查加以澄清處理。

若能在主工程施工前沿山脊線挖掘一大型槽溝直至岩

2-1-3

# 2.1-2 基本設計階段

# (1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 - (民國 75 年 5 月)

627.8024
Wc.2

# 鯉魚潭水庫工程基本設計報告

中興工程顧問社
圖書館
0010993

主辦機關：台灣省水利局

執行機關：鯉魚潭水庫工程調查設計隊

中華民國七十五年五月

010993

5-1-5

溢洪道爲左山脊上主要結構物之一，其地質剖面圖見圖 2—2—22。由於地層走向平行於左山脊線，基本上左山脊地層及構造與左壩座出露者相似，地層走向及傾斜均無明顯變異。根據鑽探結果，左山脊頂部礫石層及風化岩深度頗不規則，山脊因可能有局部較深之古河道深槽或局部較深之風化岩，甚或尚未發現之弱帶存在。山脊上之覆蓋層厚度平均約 5 至 7 公尺，中至高度風化約至標高 295 公尺，局部可能深達標高 290 公尺，甚至更低。溢洪道中心線與地層走向約呈 42° 相交，岩性以粉砂岩，泥質砂岩，潔淨砂岩及砂岩夾薄泥紋爲主。

根據節理發展情形研判，溢洪道左側開挖邊坡穩定情形較佳。右側開挖坡可能有局部由層由層面與傾向節理構成之不穩定岩楔出現，宜以挖除或加固處理。

溢洪道鋸齒堰位於左山脊地形線狀構造通過之處，可能有弱帶存在，應連同左山脊頂部截水處理一併考慮處理。

㈢導水隧道

導水隧道亦位於左山脊，其佈置約略與溢洪道平行。隧道中心線方向與地層走向在上游入口段呈 40° 交角，下游出口段呈 55° 交角，而與傾向節理則約呈 47° 交角。由於位處左山脊，且距溢洪道僅百米左右，故導水隧道所經之地質條件，如地層位態、岩性及構造等與溢洪道均極相似（如圖 2—2—23 ）。惟導水隧道是由左山脊下部穿過，地表明顯的傾向節理及部份開口節理，其延伸與密度至隧道開挖處，應會有相當程度之減少。

由目前正進行中之導水隧道中心線水平鑽探所得岩心研判，導水隧道沿線地質情形應屬良好，隧道開挖問題不大。隧道下游出口位處逆傾坡，地質條件上，亦爲有利之佈置；至於隧道上游進口，位處順向坡之厚層頁岩上，洞口設計應避免深開挖爲原則。

此外，在隧道入口 150 公尺以後，軟弱易蝕之潔淨砂岩及膠結極

差的泥質砂岩，在隧道開挖後應即以噴漿支撐，防止砂岩強度劣化，隨後再以混凝土襯砌應屬必要。

## 2·3 地　　震

### 2·3·1 概述

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海洋板塊穩沒擠壓帶上，地殼運動蓬勃有力，地震激烈頻繁。尤其於民國二十四年在距離壩址東北方約五公里處曾發生過規模爲 7.1 的強烈地震，因此地震對於工程設計施工上之影響應深入研究。

因爲地震與斷層息息相關，故於民國七十二年曾委託地科所辦理鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層之調查，對壩址附近地震活動及壩址可能發生之地面尖峯加速度作深入之研究，另爲分析及評估壩址地區岩盤之強震特性亦委託該所於壩址地區裝設強震儀作長期之記錄分析，至今已收錄到一個以上之記錄，且有初步分析結果。

### 2·3·2 地震活動

鯉魚潭水庫壩址地區之地震活動情形，由民國七十二年地科所提出之調查研究報告指出，歷年地震活動情形可分兩大類，一爲儀器觀測前之文獻記載，一爲儀器觀測時期，此期又分成三個階段討論，茲將不同時期與階段之地震活動情形略述如后：

㈠二十世紀以前本地區之地震活動情形

本壩址在此時期尚無地震觀測儀器設備，有關地震資料僅能從歷史記載中蒐集整理，其中以史學家方豪教授於民國五十七年六月所發表「二十世紀以前台灣地震記錄彙考」一文最爲完備，依地科所之推斷，此時期發生於壩址地區之地震其規模可能爲 5 或 6 左右，甚至更小。因此本地區於二十世紀以前可能沒有強烈地震發生過。

㈡ 1900 至 1935 年間本地區之地震活動情形



2-1-8

註：表中括號內之數值表平均值。

表 2—2—5　　鯉魚潭導水隧道出口段（200 m）水平鑽探岩心試驗結果

| specimen | 含水率（%） | 乾密度 | 應力強度 K3/cm² | 破裂角 | 比　重 | 孔隙率（%） | 備　　註 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 52.00～52.25 | 5.08 | 2.28 | – | – | 2.67 | 14.61 | muddy sandstone |
| 52.25～52.50 | – | – | 172.6 | 70° | – | – | muddy sandstone |
| 89.40～89.61 | 5.08 | 2.28 | – | – | 2.68 | 14.93 | muddy sandstone |
| 89.61～89.81 | – | – | 159.5 | 74° | – | – | muddy sandstone |
| 89.91～90.00 | – | – | 82.1 | 78° | – | – | muddy sandstone |
| 102.00～102.24 | – | – | – | 84° | – | – | clean sandstone |
| 102.24～102.45 | – | – | 215.3 | 70° | – | – | clean sandstone |
| 102.45～102.69 | 9.68 | 2.04 | – | – | 2.67 | 23.60 | clean sandstone |
| 112.15～112.35 | 8.35 | 2.14 | – | – | 2.66 | 19.55 | 樣品不足、超音波試驗室始做 UA. |
| 139.35～139.55 | – | – | 301.2 | 60° | – | – | muddy sandstone |
| 139.55～139.76 | – | – | 270.5 | 70° | – | – | muddy sandstone |
| 139.76～140.00 | 2.26 | 2.38 | – | – | 2.66 | 10.53 | muddy sandstone |
| 174.10～174.40 | 2.32 | 2.29 | 114.6 | 60° | 2.65 | 14.23 | clean sandstone |

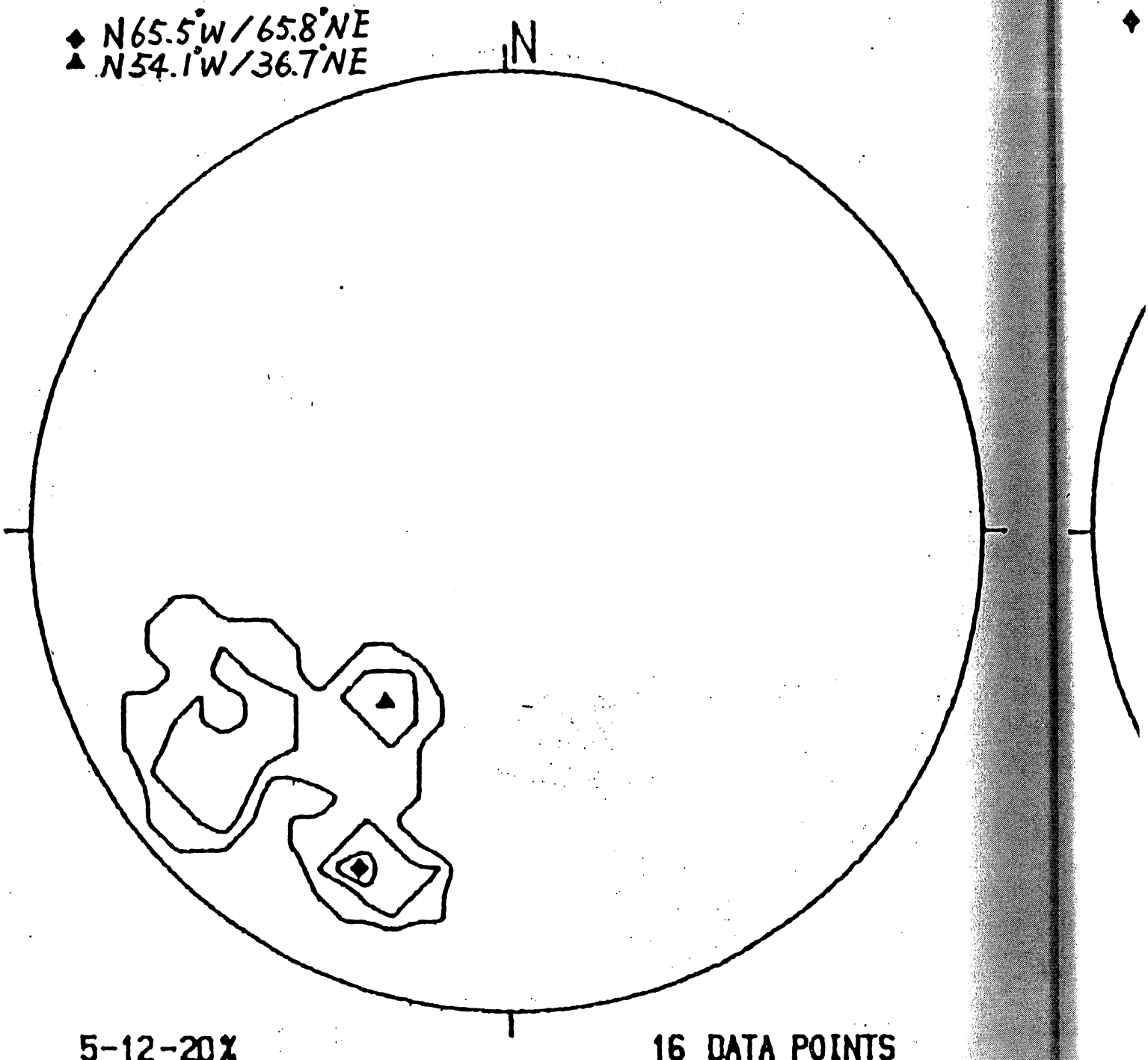
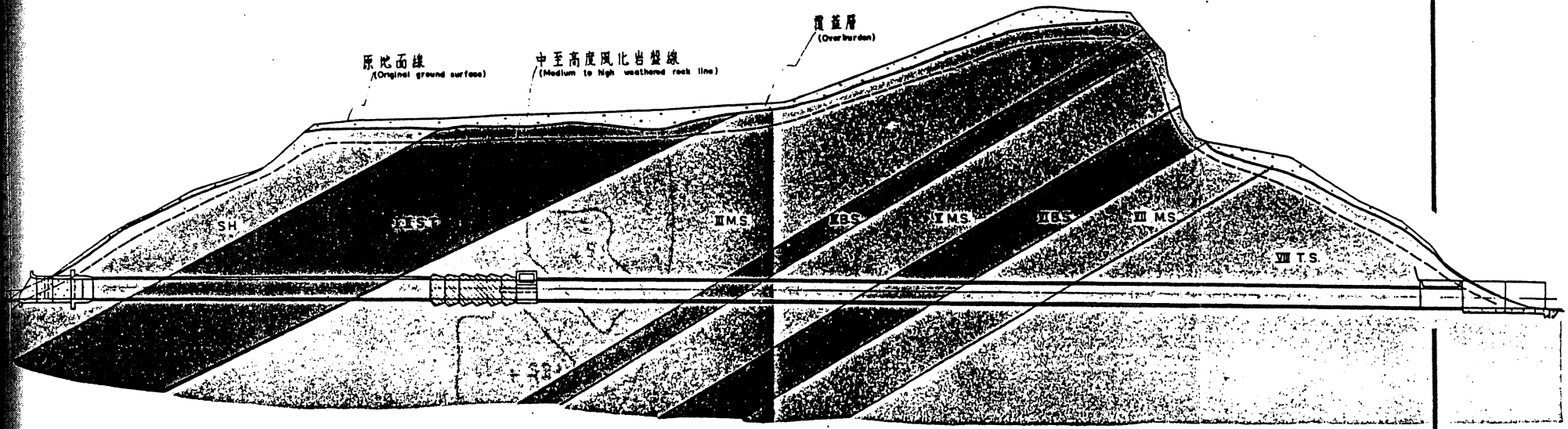



圖 2-2-8　　導水隧道出口附近不連續面極點圖

20 導水隧道中心線地質剖面圖




導水隧道中心線地質剖面圖(D－D)

(Geologic profile along central line of diversion tunnel D－D)




導水隧道進口段200公尺水平鑽探岩心柱狀圖

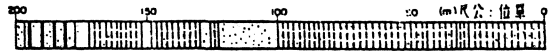
(Rock core column of horizontal drilling hole from the inlet of diversion tunnel, 200m in length)

| 圖 | 例 |
|---|---|
| SH | 頁岩 (Shale) |
| I S.T | 砂岩及粉砂岩 (Sandstone & siltstone) |
| III M.S | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| IV B.S | 層狀砂岩 (Bedded sandstone) |
| V M.S | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| VI B.S | 層狀砂岩 (Bedded sandstone) |
| VII M.S | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| VIII T.S | 厚層狀砂岩 (Thick bedded sandstone) |
| ～·～ | 岩層界線 (Bedding boundary line) |

比例尺

Scale = 1 : 1000

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100M




導水隧道出口段200公尺水平鑽探岩心柱狀圖

(Rock core column of horizontal drilling hole from the outlet of diversion tunnel, 200m in length)

| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 鯉魚潭水庫工程 | | |
| 圖名 | 導水隧道地質剖面圖 | | |
| 設計 | 江煥[illegible] | 長官 | |
| 製圖 | 許[illegible]杰 | 審查 | |
| 描圖 | 黃[illegible]明 | 核定 | |
| 日期 | 75 3 | 圖號 | 2－2－23 |

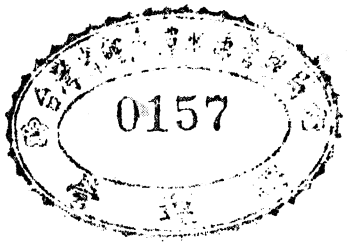
# 2.1-3 詳細設計及施工階段

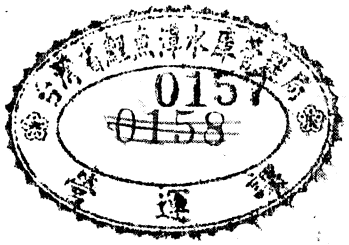
(1) 鯉魚潭水庫工程設計報告
施工導水隧道工程
- (民國 75 年 7 月)

# 鯉魚潭水庫工程設計報告

## 施工導水隧道工程




主辦機關：臺　灣　省　水　利　局

執行機關：鯉魚潭水庫臨時工程處

中華民國七十五年七月

2-1-13

## 一、概　述

導水工程爲整個水庫計劃之先驅，亦爲工程施工之要徑（Critical path），在大壩施工前須先將河流改道。導水工程主要爲導水隧道和上游擋水壩。

導水隧道位於左岸山脊台地下距左壩墩約 350 公尺，爲一直徑九公尺，長 659 公尺之圓形隧道，隧道坡度 1／70（垂直比水平），進口底板標高爲 218 公尺，上游擋水壩設計於導水隧道進口端稍下游處，爲土石壩之一部份，其壩頂標高 250 公尺，土方量 724,000 立方公尺，可於一枯水期內施工完成。

## 二、基本數據

### 1. 地質

隧道中心線方向與此區地層走向上游呈 40 度，下游段呈 55 度之交角，而與傾向節理各呈 43 度與 58 度之交角。隧道中心線地質向上游傾斜，上、下游段各爲 27°與 25°，隧道開挖問題不大。隧道出口位處逆向坡，地質條件上有利明挖，而隧道進口位處順向坡厚層頁岩上，洞口設計應避免深開挖爲原則，並應調查頁岩厚度，以決定進口段開挖方法。

隧道沿線計通過厚層頁岩，砂岩及粉砂岩互層，層狀砂岩和厚層砂岩等岩石強度堅硬，軟弱不一，單軸壓縮強度由高達 878.7 Kg／$cm^2$ 之泥質砂岩至 6.62Kg／$cm^2$ 之含

泥質紋層砂岩，基岩之物理特性如附表２－１－１所示。根據地質調查，岩盤主要不連續面爲層面裂理（Parting）及層縫（bedding seam），次要弱面爲一組傾向節理。其中傾向節理較爲常見，由地表露頭觀察，平均約２至３公尺間出現一條。但由左岸壩墩所開挖之１，２，５，６號橫坑地質觀之，主要節理間距在３公尺以上，除左壩墩橫坑內發現數條呈開口狀之解壓節理外，大部份之節理呈閉口狀。

依據岩石單位強度及地質構造將岩盤分爲三類，並依照常用之挪威ＮＧＩ之 Barton 等人（1974）之岩體分類法計算岩體之Ｑ値，並估計岩石壓力，作爲支保工設計之依據。隧道沿線縱、橫斷面及地質構造情形詳如附圖２－１－１。

2. 水文

鯉魚潭壩址位於大安溪支流景山溪上，壩址以上流域之物理特性如表２－２－１所示。壩址附近流量站於民國66.年1.月起始改爲自記，由於實測流量記錄年限不夠長，不能直接據以流量頻率分析。經於民國73.年規劃階段，以流域內所發生三次暴雨之新開雨量站自記雨量記錄，及壩址實測洪水歷線演繹出壩址處單位歷線。而頻率雨量則利用卓蘭站之長期資料修正爲本流域之暴雨頻率，再以壩址之單位流量過程線推求各頻率之洪峯流量，其結果如附圖２－２－１。壩址洪峯流量頻率如附表２－２－２。

# 2.1-4 竣工及營運階段

# (1) 鯉魚潭水庫竣工報告
# - (民國 88 年 6 月)

# 鯉魚潭水庫竣工報告




台灣省中區水資源局

中華民國八十八年六月

## 4-2 導水隧道工程

導水工程爲整個水庫計劃之先驅，亦爲工程施工之要徑 (Critical path)，在大埧施工前須先將河流改道。導水工程主要爲導水隧道和上游擋水埧。

導水隧道位於左岸山脊台地下距左埧墩約350公尺，爲一直徑九公尺，長659公尺之圓形隧道，隧道坡度1/70（垂直比水平），進口底版標高爲218公尺，上游擋水埧設計於導水隧道進口端稍下游處，爲土石埧之一部份，其埧頂標高爲250公尺，土方量724,000立方公尺，可於一枯水期內施工完成。

㈠地質

隧道中心線方向，與地區地層走向上游呈40度，下游段呈55度之交角，而與傾向節理各呈43度與58度之交角。隧道中心線地質向上游傾斜，上、下游段各爲27° 與25° ，隧道開挖問題不大。隧道出口位處逆向坡，地質條件上有利明挖，而隧道進口位處順向坡厚層頁岩上，洞口設計應避免深開挖爲原則，並應調查頁岩厚度，以決定進口段開挖方法。

隧道沿線計通過厚層頁岩，砂岩及粉砂岩互層，層狀砂岩和厚層砂岩等。

岩石強度堅硬，軟弱不一，單軸壓縮強度，由高達878.7 kg/cm$^2$之泥質砂岩至6.62 kg/cm$^2$之含泥質紋層砂岩。根據地質調查，岩盤主要不連續面爲層面節理 (Parting) 及層縫 (bedding seam)，次要弱面爲一組傾向節理。其中傾向節理較爲常見，由地表露頭觀察，平均約2至3公尺間出現一條。但由左岸埧墩所開挖之1, 2, 5, 6號橫坑地質觀之，主要節理間距在3公尺以上，除左埧墩橫坑內發現數條呈開口狀之解壓節理外，大部份之節理呈閉口狀。

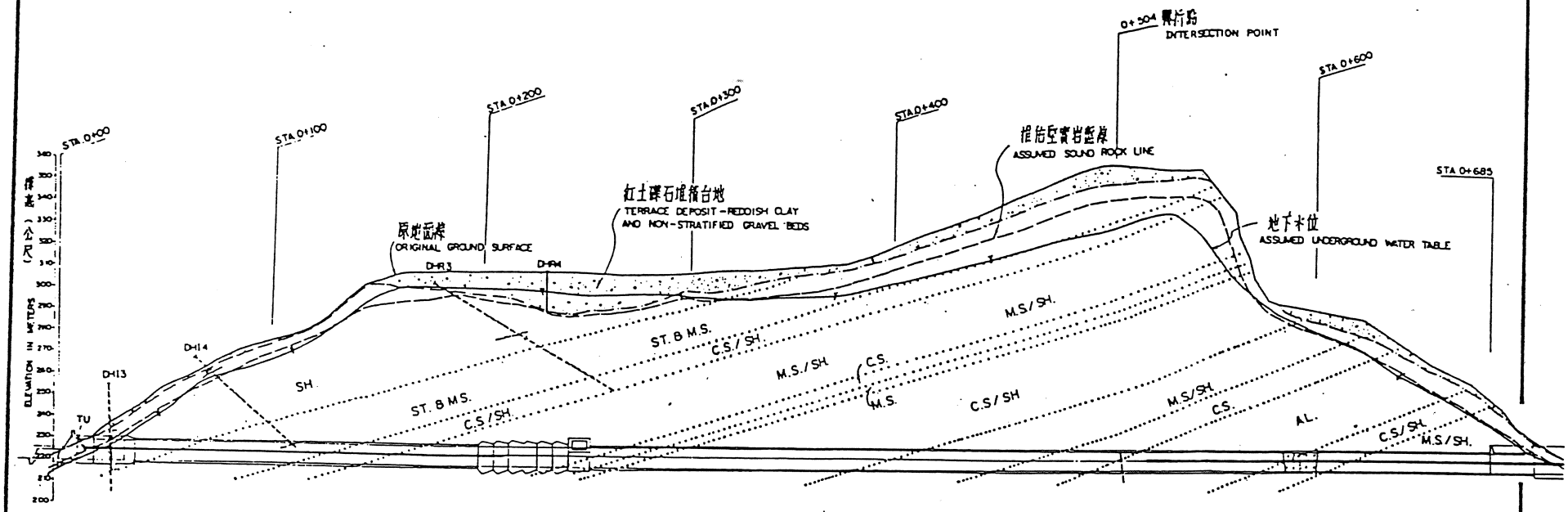
依據岩石單位強度及地質構造將岩盤分爲三類，並依照常用之挪威NGI之Barton等人 (1974) 之岩體分類法計算岩體之Q值，並估計岩石壓力，作爲支保工設計之依據。隧道沿線縱、橫斷面及地質構造情形詳如附圖4-1-4-8。

㈡水文

鯉魚潭埧址位於大安溪支流景山溪上，埧址附近流量站，於民國66年1月起始改爲自記，由於實測流量記錄年限不夠長，不能直接據以流量頻率分析。經於民國73年規劃階段，以流域內所發生三次暴雨之新開雨量站自記雨量記錄，及埧址實測洪水歷線演算出埧址處單位歷線。而頻率雨量則利用卓



2-1-19




導水隧道中心線地質剖面 M-M'

GEOLOGICAL PROFILE ALONG CENTER LINE OF DIVERSION TUNNEL

圖例 LEGEND

| | | |
|---|---|---|
| | 台地堆積 | TERRACE DEPOSITS |
| SH | 頁岩 | SHALE |
| STBMS | 粉砂岩與泥質砂岩 | SILTSTONE AND MUDDY SANDSTONE |
| MS | 泥質砂岩 | MUDDY SANDSTONE |
| CS | 潔淨砂岩 | CLEAN SANDSTONE |
| MS/SH | 泥質砂岩偶夾頁岩 | MUDDY SANDSTONE / SHALE |
| CS/SH | 潔淨砂岩偶夾頁岩 | CLEAN SANDSTONE / SHALE |
| AL | 砂頁岩互層 | ALTERNATION OF SANDSTONE AND SHALE |
| | 斷層-破碎擾動 | FAULT ZONE, FRACTURED AND DISTURBED |
| --- | 層縫 | BEDDING SEAM |
| ····· | 岩層界線 | ROCK UNIT BOUNDARY |
| | 鑽孔 | DRILLHOLE |

附註:
NOTES:

1. 剖面位置見圖 1G-C-02
FOR LOCATION OF SECTION, SEE DRAWING 1G-C-02

2. 圖示鑽孔位置係依岩層走向投影.
DRILLHOLES ARE PROJECTED ALONG STRIKE OF BEDDING.

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100M 公尺
比例尺 SCALE 1:1000

| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 鯉魚潭水庫工程 | | |
| 圖名 | 導水隧道地質剖面圖 DIVERSION TUNNEL-GEOLOGICAL PROFILE | | |
| 設計 | | 校核 | |
| 製圖 | | 審查 | |
| 描圖 | 王[illegible] | 核定 | |
| 日期 | | 圖號 | 2G-C-01 |

圖 4.1.4-8 導水隧道地質剖面圖

# 2.2 大 壩

# 2.2-1 規劃階段

# (1) 鯉魚潭水庫地質及構造調查報告 (No.0176)

a. GEOLOGICAL AND CONSTRUVTION MATERIALS MEMORANDUN NO. 7

- (民國 55 年 5 月 30 日 Allen N. Nicol)

**b.** Geologic Report on of the Reservoir Site of the Liyutan Project

- (民國 58 年 8 月 Chang Shih-Chiao)

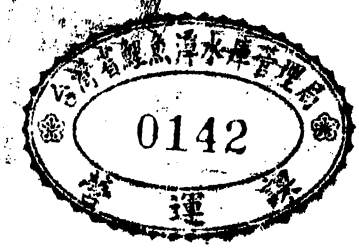
c. Geologic Inspection of the Liyutan Reservoir and Dam Site

- (民國 59 年 4 月 10 日 Brandt D. Jorgensen UNTA)

0142

No 0176

# 鯉魚潭水庫地質構造調查報告




No 0176

2-2-3

Taipei, Taiwan
30 May 1966

GEOLOGICAL AND CONSTRUCTION MATERIALS MEMORANDUN NO. 7

TO : Mr. H. N. Walker, Project Manager

FROM : Allen N. Nicol

SUBJECT : RESERVOIR PROJECTS, YUAN-LI-MIAOLI AREA

The writer was invited by the Provincial Water Conservancy Bureau to examine sites in the Yuan-li and Miaoli area of northwest Taiwan. An inspection trip was made on 24 to 26 May, 1966, during which, period four damistes and an intake site were visited. The writer was accompanied in the field by Mr. H.M. Wan, Mr. R.Y. Wu and Mr. P.L. Lee of the PWCB, Mr. C. C. Kuo, Chairman, and Mr. C.W. Huang, Chief Engineer of the Yuan-li Irrigation Association, and by Mr. T.H. Yen, Chairman, and Mr. K.T. Yeh, Chief Engineer of the Miaoli Irrigation Association.

Lee Yue Tang Damsite

The site is located on the To-lu-ku Chi, a main tributary of the Tean River, approximately 24 km south of Miaoli. A dam with a height of 93 m and a crest length of 210 m is considered here. The effective storage capacity is estimated to be 65 million $m^3$, with a reservoir area covering approximately 250 hectares.

The topographic conditions here look very favorable for a damsite. Geologic conditions also appear favorable, but this opinion is based solely on superficial observation of bedrock exposures along the banks and channel. Sandstone is a prominent type, with gray sandy shale (and possible clay shale) interbeds, which dip upstream about 35° and strike nearly parallel with the axis of the dam. The sandstone is fairly firm and some beds are 2 m or more in thickness, but [illegible]

2-2-5

formation was noted. Joints in the thick sandstone beds are widely spaced and somestrike parallel with stream flow. The channel is narrow at the axis and for a considerable distance downstream; overburden may be relatively thin, but some potholes may be encountered.

In the writer's opinion, this sites locks suitable for the construction of a concrete dam. The favorable upstream dip will minimize leakage, and the bearing capacity of the sandstone appears entirely adequate. Some of the gray beds, however, are questionable, and their bedavoir in water requires further study; a few-types may break down in water or may otherwise have low strength. Since the foundation of the dam will undoubtedly rest on some of these gray beds, their strength and stability in water must be determined, and the weaker ones, if present, may have to be bridged,

or removed and backfilled with concrete.

Dense vegetation conceals both banks above high water level. Overburden conditions are not known, but because of the steep slopes it is surmised that overburden and slope wash are relatively thin at both abutments. A first step in exploration should be the clearing of vegetation.

The right bank of the reservoir was examined for about 8 km. upstream of the axis. Minor folding occurs, and the banks expose a complex sequence of alternating sandstone and gray shale or clay shale beds. Minor slippages have occurred down the bedding planes of steeply dipping beds. Although not too common, conditions can be aggravated to a greater extent after the reservoir is filled, and minor slides can be expected. The landslide history of the valley is unknown to the writer, so the possibility of a major landslide is a matter for consideration and further field study. An effective method of doing this is along the lines of a field study made by Taiwan Power Company in their report "Investigation Report on Slope Stability on Both Banks of Tachien Reservoir After Impounding". No. TT-5-67, Tachien Project Office, June 1964.

The construction material situation looks very good for aggregates for concrete. The supply does not appear adequate at the site, but an abundant volume is available approximately 4 km. downstream at the Taan River.

Some thought was given to the possibility of arch dam construction at this site. The topographic features would favor it, but there is considerable doubt in the writer's mind about the strength of the abutment rocks to withstand the great pressure of the arch action against them. It would be necessary to make an extensive series of in-place tests in adits to determine shearing strength and modulus of elasticity. These tests would have to be oriented with respect to the direction of arch thrust in the abutments, and values obtained therefrom being made in a dry state would probably be higher than the rock would have in a saturated condition. A considerable amount

2.2-7

arch dam.

## Conclusions

1. The Lee-Yue-Tang site appears suitable from a topographic and a geologic standpoint for the construction of a concrete gravity dam.

2. The foundation conditions appear good but will require study, particularly some of the gray beds.

3. The upstream dip is favorable with respect to retarding leakage.

4. An ample supply of concrete aggregates is available 4 km downstream in the Taan River.

8-2-4



D. Aoyama,

5. Minor landslides may occur in the reservoir area after impounding but these should not seriously impair the effective storage. The possibility of a major landslide is worthy of study.

6. A concrete dam will climinate the need for a side channel spillway which would, for an embankment dam at this site, be an expensive undertaking.

7. Exploration at this site by borings and adits are not regarded very expensive in view of the abundant exposures and clear geological conditions, and the program set forth under the following section in "Recommendations" might even prove adequate for final design purposes.

## Recommendations

The following recommendations are given here regarding essential steps to take in the exploration of the site.

1. Clearing of vegetation at both abutments from river level to top of key zones.

2. Geological mapping at a scale of 1:50 of the site area, and to include locations of possible quarry sites and the preferred site for a spillway in case an embankment dam is later considered.

3. Geophysical studies by means of seismic refraction equipment, of overburden in channel and slopes of abutment zones.

4. Seven core borings, size NX, aggregating approximately 300 lineal meters, at the locations shown on attached sketch map. The four channel borings should be pressure tested and should penetrate 5 to 10 m into bedrock. The other borings may go deeper to overlap the elevations of the adits. Vertical borings can be made in the channel, but inclined borings, if

2-2-4

possible, for No. DH 3, 5, 6 and 7 will provide more information for less depth if they penetrate perpendicular to the dip.

5. Four adits with cross cuts totaling about 350 lineal meters, at the approximate locations shown on the map, It will be noted that some offsetting is provided between the adits at each bank in order to provide additional data.

6. In the event an embankment dam is considered investigation should be made to locate a deposit of impervious core material.

7. Test data should, ifpossible, be obtained on the quality and character of the aggregates used for the concrete highway bridge across the Taan River.

# Geological Report on the Reservoir Site of the Liyutan Project

By

Chang Shih-Chiao

August 1969

2-2-11

# Geological Report on the Reservoir Site of the Liyutan Project

Contents


1. Introduction
2. The reservoir site
3. Damsite
4. Geological structures
5. Evaluation of foundation rocks


- - - - - - - - - - - - - - - - - -

## 1. Introduction

The dam and reservoir sites of the Liyutan project have been studied by Mr. T. L. Hsu of the Geological Survey of Taiwan in February of 1966. Mr. Allen Nickol, an expert of the United Nations made another visit to the sites in May of the same year. As subsurface exploration progressed these sites were studied by Mr. Wan Hsien-Ming of the Bureau of Water Conservancy in April 1968. Results of these studies were given in their reports.

The purpose of the present study is to prepare needed geological data for reference in primary design during the planning stage of the project. Works completed include a geological map, 1:1000, and profiles of the damsite. For the reservoir area a geological map of 1: 10,000 has been prepared. The geological feature of the sites which has been given in previous reports will not be repeated here unless



22-12

where is of necessity. The base maps used for this studies were provided by the Bureau of Water Conservancy.

## 2. The Reservoir Site

The area occupied by the planned reservoir has been dissected by incised meandering of the Tolokochi and its tributaries. An oxbow lake formed by shifting of river channel was found near Wang Ying. Topographically, this area with wide-open valleys is naturally a site favorable for a reservoir. The gorge downstream which has a narrow cross section is also good for the location of a dam.

The reservoir area is mainly distributed by the Chinshui Shale and the Cholan Formation, all being consisted of sedimentary rocks rich in clayey material. The Chinshui Shale is composed of shale and silty sandstone while the Cholan Formation is made of intercalated sandstone and shale, and with beds of thick sandstone. Since these formations are young in age (Pliocene), rocks of which are poorly consolidated except some calcareous sandstone occasionally found in the formations The formations in the projected area have not been suffered from vigorously tectonic movements, the strata largely remain intact and rarely cut by weak zones. Except some local slides developed along the bedding of shale, most part of the strata seems stable. Leakage is likely not to occur in the reservoir area.

The Hsinkai fault being the major one of its kind in the area studied is in connection with the Tahu Fault which extends to the axial part of a syncline in the reservoir area. This fault has done little harm to the soundness and integrity of formations on either



2-2-13

side of the fault line. The displacement of the fault gradually disminishes as it approaches to the marginal area of the reservoir. There is nothing unfavorable to the water tightness of the planned reservoir.

The stability of side slopes and the possibility of leakage after filling of the reservoir will be the chief items to be considered. Five grades of side-slope stability for the reservoir area have been distinguished and showns in table 1. The geological map of the reservoir area is made based upon the stability (1) side-slopes and the lithology (2) of foundation. This map being made in this way and instead of the conventional classification of formations is mainly for the purpose of better presentation from the view point of engineering geology.

In general speaking, the stability of side-slopes is in close relation with lithology and attitudes of strata (strike and dip of formation) in the area concerned. For example, an alternation of shale and sandstone is usually more stable than shale formation alone or interbeds of thin sandstone and shale. On the other hand, slides are usually more developed on a dip slope (i.e. a slope coincides with the dip of formation) than on a cliff formed by abrupt change of elevation. For this reason, sliding is common on the dip slope area where

shale is developed. The right bank where dip sloped has been suffered much from serious slides, whereas the left bank of cliffs appears more stable and rich in vegetation.

Shales being low in permeability is easily attacked by erosion superficially, especially that the lower part of slope is removed by erosion. Major slides developed along the bedding plane of shale. Sliding will be halted where stable beds are met with in the way of its development. Seasonal fluctuation of water level in the reservoir will affect the stability of side slopes, especially where shale is abundant in the bedrocks. Fortunately, the amount of shale in the reservoir area is not much and the volume of silt derived from sliding of shale would not reduce very much the life of the ~~reservo~~ reservoir.

### 3. Damsite

The abutments of the Liyutan damsite is located in gorge formed by sandstone and shale of the Cholan Formation. The Tolokochi flows entering the gorge with a sharp turn of 90 degrees and turning left again at right angle like the letter "U". Two gullies resulted from erosion are on up-and down-stream sides of the right abutment. Stream water from which joint the river in corresponding places. The cross section of the valley where the dam is located is generally



2-2-15

of "V" shape. It is 35-45 m wide at the channel level and being 170-250 m between two walls valley of the near the planned dam crest. About 50 m downstream the width the river section remains unchanged but the width of the valley at corresponded elevation becomes wider. It is apparently that the width of the valley is gradually wider toward downstream.

An old terrace covered with 2 m of reddish clay and gravel deposits is on top of the left abutment. It is a steep slope formed of bedrocks on the river side, some talus occur at the lower part of the bank. Reddish clay and gravel are developped in the right abutment above elevation 300 m. The overburden is less than 1 m thick as shown in DH11, but being 3 m and even thicker in some localities seen in the field. The topography of the valley wall of the right abutment appears more complex than that of the left one. Massive sandstone being the principal type of rock forming the abutment ridge of the right bank, forms the cliff downstream of the dam axis at elevation above 270 m. The trending of this sandstone intercepts the dam axis at approximate 45 degrees. It becomes gentle in appearance in places lower than the cliff where two gullies are seen at the up-and down-stream sides. The right abutment is universally covered with talus and weathered rocks. Based upon data of bore holes Nos. 16, 17, 18 the thicksess of overburden is around

10 m. The depth of weathering in this area is mostly over 10 m, and that shown in DH15 is as much as 22 m. Rocks exposed in the damsite area may be distinguished into 6 types, given as follows:

A. Clean sandstone

The chief mineral composition of the clean sandstone is quartz, the grains of which being fine to medium in size. The sandstone appears clean and free from clayey material. As observed under microscope the amount of quartz sand is found over 95 %. It appears good sphericity but poor in cementation. The core taken from this bed can be broken with hammer in two strikes, but that only one strike is enough for the section having acted with groundwater. The strength of compression is between 29.8 and 192.2 kg/cm$^2$. The thickness of each sandstone bed ranges from 2-3 m to 30-40 cm. If shale and thin sandstone is present it may by classified as "sandstone and thin shale" of type E in this report. Coaly matter considered as a characteristic, occurs frequently in the clean sandstone.

B. Muddy sandstone

Indefinite amount of mud is consisted in the muddy sandstone, part of which still remains clean. It is overall mottled, so it



2-2-17

may also be called as mottle sandstone. This sandstone occurred as massive or thick beds has been well consolidated. Under microscope, angular grains of quartz are seen cemented with lime and clay.

Owing to its excellent consolidation, the muddy sandstone may be claimed as the strongest rock among others in the damsite area. The core cracks only after striking with hammer from 4 to 5 times. The strength of compression is 55.2-331 kg/cm$^2$.

C. Sandy mudstone

The sandy mudstone resembles the muddy sandstone in composition but the former is rich in clayey material. Owing to the abundance of clay the rock appears greenish gray in color. Because of the composition of the rock is between the muddy sandstone and siltstone. it is hardly to distinguish them by net eyes. It is known that the muddy sandstone and siltstone have cemented with calcareous material and consisted of shells and foraminifers. Three fossil znes known as key beds in the damsite area are from the muddy sandstone and siltstone. The strength of resisting compression is between 98.2 and 162 kg/cm$^2$.

D. Siltstone and shale

The siltstone being embedded with thin shale is usually 1-2 m



2-2-18

thick in each bed. Viewed under microscope the foraminifers bearing siltsoone is composed of very fine grains of angular quartz and cemented with muddy and calcareous material. The sandstone and shale which are quite homogenous in lithology have moderate to strong compression strength. It may be broken by hammering from three to five times. The strength in general is around 260 kg/cm$^2$.

E. Sandstone and thin shale

This member generally consists beds of clean sandstone and thin shale, the former attains 30-40 cm thick in each bed. This bed is generally low in strength because of poor cementation. The core taken from this beds can be broken with hemmer after striking 2 times. Compression strength is around 55.5 kg/cm$^2$.

F. Closed alternation of sandstone and shale

This bed sometimes appear in bundle texture and low in strength of compression. Layers of shale can be separated easily. The core taken from this bed may be broken after hammering one or two times. Its strength of resisting compression is around 62 kg/cm$^2$.

The ability of resisting weathering of these six types of rock given above is different one another. Fox example, the



2-2-19

sandstone and shale are easily to be suffered from weathering often forming hollow or concave parts on the abutment walls whereas the clean sandstone, muddy sandstone and sandy shale showing protruding rock mass. The weathering of sedimentary rocks is usually in close relation with the degrees of consolidation of bedrocks and the activities of ground water. The clean sandstone in the damsite area has been suffered from weathering more vigorous than other rocks owing to its poorness of consolidation, higher porosity and permeability. According to DH16 a core section at depth 20.2-55.53 m, has been disintegrated to loose sands, probably due to the presence of main joints which have intensified weathering. On the other hand, the muddy sandstone and sandy mudstone having fine texture and rich in muddy material are impervious and capable to resist weathering very well.

## 4. Geological Structure

In the damsite area the strata dip upstream approximately 30 degrees. The trending of the strata intercepts the planned dam axis at angles approximately 8 degrees. So far neither minor folding nor major faulting has been found between two abutments as tracing is made following the key beds. The occurrence of transverse valley in the damsite area is believed the result of erosion along dip joints



2-2-20

which are well developed in two abutments. A tear fault with a horizontal displacement of 20 cm was found in a location upstream of the damsite, its orientation coincides with the orientation of the channel. Several minor faults with a maximum vertical displacement of 60 cm were seen in tributaries of the right abutment, their strikes are parallel to the main joints. Since the area affected by thase joints are not extensive and it is unlikely to reduce much of the stability of the foundation rocks. Besides what mentioned above traces of minor movements were occasionally seen in the damsite area.

A rose diagram of joint (Fig. 4) showing the attitude and frequency of joints has been made according to statistical studies in the damsite and downstream area. The character of jointing is given as follows:

Joints are well developed in two abutments, mostly normal to the strike of strata and dipping usually steeper than 70°. It occurs quite regular in the left abutment, striking N50W, and with a spacing of more than 1 meter. It is more developed and closer in spacing in the right abutment. The attitude of beds changes greatly in downstream of the damsite, those joints within

a spacing of 15 cm are developedm in various directions. As a result of weakening by weathering the bedrocks often slide down easily. Recently, several slides have occurred along the access road. The formations here being not very far from the regional fault have been suffered from intense disturbances.

Weathering has taken place deeply in the thick sandstone through the clean joints. Cores taken from DHs 6,7,8,9 show that the weathered beds occur alternately with the fresh ones. This phenomenon is probably due to the difference of permeability among the beds. On the other hand, weathering enhanced by action of air and ground water [illegible] through the openings of joints extending deeply into the bedrocks. Fragmentary and disintegrated rocks are quite common in depth and even being worst than those of shallow bedrocks. Besides treatment for weathered zones, Othersmade for bedding openings that often cause sliding in the left abutment are also suggested. Afer examination with X-ray the clayey beds are known composed of illite, chlorite and quartz, but lack of expandable minerals.

## 5. Evaluation of Foundation Rocks

The nature of the foundation rock changes according to the intensity of weathering it has suffered and also depends the occurrence and magnitude of some structural features as joints, clay seams,



2-2-22

fracture zones and faults. The physical condition of foundation rocks will be considered significantly during designing the dam structure. The soundness, permeability and deformation of the foundation will be affected by various geological structures of which the location, trending, and depths are all of importance. Geological aspects regarding the foundation are further discussed as follows:

1. The width of the river section between two abutments is 35-45 and that the width of the valley at crestal elevation is 170-250 m, being wider towrd downstream. In consideration of building an arch or other types of concrete dams of considerable height, the abutments are thought too thin to support the structure that should stand against the pressure from the reservoir.

2. The planned dam axis trends approximately parallel to the strike of strata, but normal to that of the main joints (Fig.3). Such structural attitude of damsite would reduce much the shearing strength of the bedrocks. Furthermore, the openings of joints are naturally the access alleys for air and groundwater that could accelerate the process of chemical weathering. For this reason, weathering and fragmentation of bedrocks may take place in depth. Since the joints trend across the abutments the rate of seepage percolation will be accordingly increased. In general speaking,



2-2-23

the coefficient of permeability of bedrocks near the surface is approximately $K=10^{-4}$cm/sec. According to data of some boreholes, the average coefficient of permeability is still lower, being $10^{-4}$ to $10^{-5}$ cm/sec. In spite of this the water loss in depth of most holes is still serious.

Owing to limited thickness of the abutments, the permeability of bedrocks will increase when the reservoir is filled. As the gradient of groundwater table will be built up following the rising of water level, greater seepage will be resulted. Considering the permeability of the foundation rocks the topographical factor should not be overlooked. Because of possible leakage and its effect to the stability of the foundation the joints in two abutments, especially the left one, should be properly treated.

3. Although compression and triaxial tests have been performed but the actual strength of the foundation which has been more or less modified by various structural attitudes of strata such as joints and c:aueu sed,s are sro:: imlmpwm. It is therefore suggested that in-place tests of shearing strength and deformation of the bedrocks to be made.

4. Besides the influence of geological structure, rocktypes and



2-2-24

lithological character, the intensity of weathering depends upon the topographic features of the site. Because of complexity in topography the right abutment has been deeper in weathering than the left one, and it will need greater amount of excavation. The needed depths of excavation may be referred to the geological profile attached.

5. Viewed from points given above the type and height of dam should be decided according to the geological and topographical features of the damsite area.



2-2-25

GEOLOGICAL MEMORANDUM No.7

Restricted
10 April 1970

To : Mr. C.H. Wang, Chairman
Water Resources Planning Commission

From : Brandt D. Jorgensen UNTA
Engineering Geologist

Subject : Geologic Inspection of the Liyutan Reservoir and Dam Site

1. At the request of the Provincial Water Conservation Bureau the Liyutan Reservoir and Dam Site was inspected briefly on 27 February 1970, by the incumbent and the following members of the inspection party. Messrs L.P. Wu, Senior Engineer, J. C. R. R.; Y. H. Hsieh, Senior Engineer, PWCB; C. C. Chen, Senior Engineer PWCB; Tung Yuan Wu, Senior Engineer, PWCB; Chung Chuan Wu, Associate Engineer, Head of Boring Team, PWCB; and C. H. Kuo, Deputy Chief, Kaoping Basin Planning Office, WRPC.

2. The purpose of the visist was to view the surface topographic and geologic conditions and examine subsurface conditions in adits and in cores from borings. The PWCB was desirous as a result of this brief study that the incumbent express an opinion as to the suitability of the site for construction of a concrete dam. Because of the limited time allowed in the scheduled visit to the site and to examine the cores; adits Nos 3 and 4 at the dam site and cores from borings DH15 and 28, which were stored at Miao-Li, 25 kilometers north of the dam

2-2-26

site, were the only ones studied.

3. The general topographic features and geologic descriptions of the subject site are sufficiently covered in reports by others and will not be repeated herein. These reports are by Mr. Allen N. Nicol, "Geological Memorandum No.7", 30 May 1966; and by Chang Shih-Chiao, "Geological Report of the Reservoir Site of the Liyutan Project, August 1969.

4. Geologic Conditions in the Adits.

Adits No.3 and No.4 in the right abutment were excavated principally in moderately hard and hard sandstone, with a few relatively thin interbeds of shale which occurs intercolated between the various sandstone strata. The hardness characteristics of the sandstone strata for both the adits and cores was determined by the resistance of the rock to scratching with a knife point. The soft sandstone produced a deep furrow. Moderatly hard a shallow furrow and hard sandstone a shallow scratch or mark.

a. Adit No.3, with a bearing of N47°E at portal elevation 238 m was excavated for about 6 m, then curved left about 80° and excavated another 44 m where the adit opened to day light at elevation 242 m. The adit was excavated in soft weathered

sandstone for about 5 m, partly weathered moderately soft sandstone to 12 m, moderately hard and hard sandstone to 32 m, and moderately hard to soft sandstone to 44 m. A wet mud seam, about 8 inches thick, with a dip of 35° SE, was encountered from the portal face to a depth of 16 m.

b. Adit No.4, bearing about N47°E at portal elevation 268 m, was excavated for about 8 m, then curved left about 90° and excavated another 28 m. The adit was excavated in soft, weathered sandstone 5.5 m, partly weathered moderately soft sandstone to 11 m, and moderately hard to hard sandstone with a few interbeds of shale to 28 m. A seepage zone along a shale layer was encountered at 12 m. The shale layer was 20 to 30 cm thick on the left side and only 5 cm thick on the rightside of the rightside of the adit. The shale layer has a strike of N-S and dips about 30°SE. A bedding plane with a few meters of fault gauge was encountered at 27 m. The bedding plane has a strike of N45°E and dips 22°SE.

5. Geologic conditions in the core borings

Examination of the cores obtained from subsurface drilling was limited to bore holes DH15 and DH28. DH15 was selected as it represented the rock strate between the top of the left abutment near the edge of the east slope, elevation 313.2 m, and the bottom of



2-2-28

the boring at elevation 233.17 m, which is about 23 m above streambed.

a. DH15 encountered weathered soil and residual soil to a depth of 2 m; weathered to slightly weathered sandstone 2 to 10.2 m; interbedded sandstone and shale 10.2 to 13.7 m; moderately hard sandstone 14.36 to 23.0 m; moderately hard sandstone interbedded with shale, the shale composed with thin lamina of gray sandstone 23.5 to 33.5 m; saft to modera tely hard sandstone and shale, the shale with thin lamina of sandstone 39 to 43.33. Fault zone from 13.7 to 14.36 m. Fossil stratum 31.5 to 31.65 m.

b. DH28 encountered Terrace deposit, soil, cobbles and boulders from ground surface, elevation 313.2 m to depth of 5.6 m; weathered, light brown, soft sandstone 5.6 to 11.1 m; weathered, light brown and gray, soft to moderately hard sandstone 11.1 to 28.7 m; gray sand stone alternated with shale 28.7 to 34.6, soft to moderately hard gray sandstone 34.6 to 49.7 m; gray sandstone, interbedded with hard, dark gray shale, the shale with thin lamina of gray sandstones 49.7 to 69.3 m; and hard sandstone 69.3 to 80.3.

Fault zones with breccia at 36.8 to 37.2 m, 60.0 to 61.47 m and 78.6 to 78.8 m.

Very soft, friable gray sandsone, with no core

bed.

ed

recovered, first sand particles 69.2 to 70.2 m.

6. Core Recovery from core borings

a. Core recovery in DH15 was almost 100% except for a 50% recovery in the depth imterval 11.1 to 14.36 m and 39% (BX Core) in part from 39.0 to 43.33 m bottom of hole.

b. Core recovery in DH28 was generally poor. From 11 to 15.5 m about 40%; 23.2 to 29.7 m about 50%; No core 36.8 to 45 M. N No core (partly BX) from 58.3 to 61.5 m. In most of the other intervals core recovery was from 85% to 98%. Total was 65 to 70%.

7. Water Percolation Tests in Boring Holes

a. Percolation tests in DH15 show an average water loss of 8.5 LPM for a depth interval of 3.2 m inder maximum pressures of 130 psi which is a loss of about 2.34 LPM per m of depth. Tests were not conducted in the depth intervals of 5.06 to 8.26 m; 11.16 to 14.36 m; and 20.31 to 23.51 m because the packer would not seal off the interval being tested. The degree of water tightness of the intervals tested appear not to be influenced by the type of f formation or the contact between formations being tested.

b. Percolation tests in DH28 show an average loss of 6.77 LPM for depth interval of 3.2 m under maximum pressures of 120 psi,

which is about 2.11 LPM per m of depth. Tests were not conducted in the depth intervals of 23.15 to 26.35 m and 25.28 to 28.48 m and no explanations were shown on the logs. Tests were not conducted from 36.87 to 40.07 m; 39.92 to 43.12 m; 42.97 to 46.17; 58.27 to 61.47 m; 61.32 to 64.52 m; 63.15 to 66.35 m and 66.20 to 69.40 m. However the log shows that the packer would not seal off these intervals being tested. The degree of water tightness of the intervals successfully tested shows a greater loss when the test interval spaned a fault zone. In the other intervals the degree of water tightness is comparable to that in DH15.

c. A study and review of the geologic mpas and logs of the borings, DH1 through DH28, was performed by the incumbent in the office of WRPC after receiving this information from PWCB. Naturally this type of study is not as helpful as a study conducted in the field with all the geologic data at hand, particularly the rock cores of the borings. However, it is sufficient to say, that data on the cores of DH15 of the right abutment and DH28 of the left abutment, along with field inspection notes of adits No . 3 and 4 excavated in the left abutment, obtained by the incumbent, during the field test, was a very necessary part in the formulation of the following paragraphs.

## 8. Conclusions and Recommendations

a. In the opinion of the incumbent, although the topographical conditions appear favorable, the geologic conditions of the Liyutan Damsite are not suitable for the construction of a concrete type of dam. However the conditions are more favorable for construction of either a rock fill or earth dam.

b. The geological conditions at the subject site are considerably complicated. These unfavorable conditions are particularly more complex in the left abutment but there are infavorable conditions in the right abutment and in the stream bed.

c. Soft, easily eroded sandstone strata with very erratic water percolation test results occur in both the left and right abutments and these formations extend into the stream bed, about where part of the concrete structure would be founded.

Another bed of soft sand stone intersects the stream bed about where the spillway discharge would fall from the concrete dam.

In addition to these very soft layers, the other sandstone strata are not as desirable as needed for foundation rock for a concrete dam.

d. Wet seepage conditions occur in the shale strata interbedded between the sandstone members of the left aboutment, and very

deep weathering of the sandstone probably along bedding planes and joints also occurs. The source of this seepage is from the north west slope of the abutment ridge. This great depth of weathering of the formations is also shown for the right abutment.

e. All of these unfavorable conditions could probably be overcome with a rockfill or earth embankment type dam. The spillway outlet could be tunneled through the left abutment.

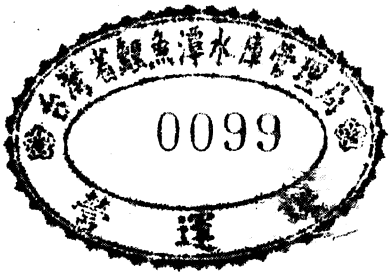
f. Additional subsurface exploration for the dam foundation should be conducted in the left abutment. This would consist mainly of core borings to be performed at the locations indicated in the following subparagraphs. The borings should be drilled to obtain large diameter cores and as near as possible 100% core recovery. Borings should penetrate a depth of about 30 m in order to reach below the elevation of the stream bed channel. Percolation tests should be conducted in the bedrock of all holes and at all intervals of depth.

These should be at least three borings made along the base of the left abutment at about elevation 236-240 m. The boring on the upstream nose of the abutment; one boring near reference line A-B and one boring located about 100 m downstream of line A-B.

(2) 鯉魚潭水庫規劃調查報告三、壩址及大安溪攔河堰地質鑽探調查 - (民國 57)

# 鯉魚潭水庫規劃調查報告三.
# 壩址及大安溪攔河堰地質鉆探調查

台灣省鯉魚潭水庫管理局
0099
營運



台灣省水利局第三規劃調查隊 1968

2-2-37

# 鯉魚潭水庫壩址地質調查及探查報告

## (一)計劃概要：

苗栗地區通霄，白沙屯一帶約有4,600公頃土地，因限於水源迄未獲得灌溉，又大安溪流域已有灌區約10,600公頃，因水源枯豐流量懸殊，常發生缺水與用水糾紛，本局有鑒於此，乃於五十五年度進行苗栗地區小型水庫規劃調查以及大安溪水源運用分配調查研究工作，據初步調查研究結果，以鯉魚潭水庫較具經濟價值，遂邀請聯合國地質專家聶克氏及地質調查所徐技正鐵良，分別查勘該壩址地質。咸認該壩址地質尚適合建壩蓄水，並於民國五十五年八、九月間曾沿壩軸線鑽探5孔，壩軸上下流各鑽1孔計7孔，總深度305公尺經請地質調查所徐技正鐵良研討鑽探資料結果後，為明瞭左翼台地及右山脊鞍部之地質構造，風化深度以及漏水情形，指定在左翼台地鑽探3孔，右山脊鞍部鑽1孔計4孔，總深度230公尺，於民國五十七年間完成，惟有關壩高之研究，壩型之決定，因地質資料有限未能作深入之研究，故對規劃工作影響頗距。五

聶克

良

專家

2-2-34

十八年一月經成功大學張教授石角，農復會吳技正瑯白；本局謝組長毅雄及王技正有中等再度勘查壩址及其地質料決定繼續於河床左翼台地，右翼台地，溢洪道等處再於鑽探１７孔，總深度1、０２０公尺，並沿壩中心線左右岸座開挖橫坑五座其深2、60公尺，以供規劃及設計之需。

㈡鑽探及開挖橫坑經過

本工程位於山區與三義鄉鯉魚村鄰接，搬運工作均須開闢搬運道路，而機件亦須拆開方可搬運，因此頗費時日，又左翼台地及溢洪道區距水源高度在１１０公尺以上，必須兩部高壓抽水機送水，致增加工作上不少困難，幸同仁盡力克服終能順利照計劃完成。

開挖橫坑工程係沿壩軸線左岸座開挖　　三座，右岸座開挖　　二座。其斷面頂寬0、8公尺；底寬1、2公尺，高度1、8公尺。工程進行均使用炸藥以人工開挖，並按計劃如期完成。

本次鑽探岩心以NX口徑爲準，各孔岩心提取率如表，

附表1

附表 1. 鯉魚潭水庫壩址質鑽探成果表

| 孔號 | 深度 | 孔口標高 | 地下水位 | 覆蓋層厚度 | 開始日期 | 完成日期 | 岩心提取率 | 座標 縱座標 | 座標 橫座標 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DH 1 | 30.00 | 209.80 | 自噴泉 | 0.69 | 55. 8. 9 | 55. 8.11 | 89.6 | +22.044.50 | +10.082.20 |
| DH 2 | 30.00 | 208.05 | 〃 | 1.98 | 55. 8.12 | 55. 8.15 | 90.6 | +22.005.00 | +10.115.80 |
| DH 3 | 35.00 | 211.60 | 210.60 | 1.12 | 555. 8.21 | 55. 8.23 | 90.5 | +22.018.00 | +10.124.00 |
| DH 4 | 30.00 | 209.20 | 自噴泉 | 3.65 | 55. 8.26 | 55. 8.29 | 78.5 | +21.979.00 | +10.184.40 |
| DH 5 | 50.10 | 231.25 | 227.10 | 2.10 | 55. 9. 2 | 55. 9. 6 | 90.5 | +22.051.30 | +10.143.80 |
| DH 6 | 60.00 | 303.15 | 255.61 | 2200 | 55. 9.11 | 55. 9.15 | 72.7 | +22.111.20 | +10.185.80 |
| DH 7 | 70.00 | 311.40 | 278.10 | 3.94 | 55. 9.22 | 55.10. 3 | 65.0 | +21.927.00 | +10.066.40 |
| DH 8 | 50.00 | 311.37 | 285.62 | 2.31 | 57. 1. 7 | 57. 1.12 | 84.5 | +21.875.75 | +10.009.60 |
| DH 9 | 50.00 | 306.88 | 291.18 | 4.12 | 56.12.30 | 57. 1. 4 | 74.0 | +21.804.34 | +10.006.51 |
| DH10 | 50.00 | 308.27 | 290.17 | 1.83 | 56.12.22 | 56.12.27 | 80.0 | +21.747.07 | +10.024.18 |
| DH11 | 80.00 | 342.54 | 304.14 | 0.50 | 57. 1.18 | 57. 1.28 | 90.0 | +22.301.67 | +10.310.82 |
| DH12 | 51.15 | 212.11 | 202.01 | 1.90 | 58. 5.26 | 58. 6. 1 | 78.0 | +21.955.75 | +10.234.39 |
| DH13 | 60.11 | 214.12 | 自噴泉 | 0 | 58. 6. 5 | 58. 6.11 | 82.0 | +21.986.95 | +10.219.66 |
| DH14 | 80.08 | 254.72 | 232.12 | 2.50 | 58. 6.14 | 58. 6.21 | 78.0 | +22.042.86 | +10 170.75 |
| DH15 | 43.33 | 273.58 | 245.78 | 2.00 | 58. 6.24 | 58. 6.27 | 76.3 | +22.087.00 | +10.167.82 |
| DH16 | 70.00 | 328.03 | 295.43 | 8.26 | 58. 7. 8 | 58. 7.14 | 70.00 | +22.169.33 | +10.220.62 |
| DH17 | 41.81 | 256. | 243.54 | 9.70 | 58. 7.17 | 58. 7.21 | 88.0 | +22.146.96 | +10.164.85 |
| DH18 | 50.08 | 259.45 | 249.45 | 9.70 | 58. 7.24 | 58. 7.28 | 66.0 | +22.207.05 | +10.069.07 |
| DH19 | 40.28 | 273.53 | 250.93 | 4.50 | 58. 8. 1 | 58. 7. 4 | 84.3 | +22.198.88 | +10.101.54 |
| DH20 | 40.28 | 246.65 | 238.15 | 8.60 | 58. 8. 7 | 58. 8.10 | 64.5 | +22.181.70 | +10.061.62 |
| DH21 | 50.08 | 247.05 | 236.15 | 2.90 | 58. 8.12 | 58. 8.16 | 73.0 | +22.165.33 | +10.125.54 |
| DH22 | 60.11 | 229.04 | 219.84 | 5.60 | 58. 8.18 | 58. 8.23 | 74.0 | +22.091.54 | +10.095.89 |
| DH23 | 60.16 | 313.26 | 292.06 | 6.18 | 58. 8.24 | 58. 9. 2 | 43.0 | +21.927.54 | +10.037.44 |
| DH24 | 58.63 | 312.14 | 289.79 | 8.50 | 58. 9. 4 | 58. 9.10 | 45.6 | +21.930.92 | +10.001.14 |
| DH25 | 80.08 | 304.52 | 291.32 | 2.62 | 58.12.11 | 58.12.16 | 94.7 | +21.804.00 | + 9.932.00 |
| DH26 | 70.00 | 313.65 | 303.45 | 6.62 | 58.12.18 | 58.12.23 | 97.0 | +21.792.38 | + 9.864.50 |
| DH27 | 90.07 | 293.01 | 279.01 | 3.10 | 58.12.24 | 58.12.30 | 96.8 | +21.769.46 | + 9.792.00 |
| DH28 | 80.03 | 313.20 | 288.20 | 5.62 | 58.11.30 | 58.12. 9 | 70.0 | +21.940.21 | +10.040.92 |

2-2-41

## 鯉魚潭水庫壩址橫坑開挖成果表

NO.6

| 孔口 | 長度(公尺) | 孔口標高 | 覆蓋層厚度 | 支保長度 | 完成日期 | 座標 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 縱座標 | 橫座標 |
| AD 1 | 50 | 242.15 | 1.0 | 2.0 | 58.10.31 | +21.974.07 | +10.077.09 |
| AD 2 | 65 | 218.77 | 2.0 | 7.5 | 58.12.31 | +22.002.72 | +10.095.92 |
| AD 3 | 50 | 231.56 | 0 | 9.0 | 58.10.31 | +22.054.70 | +10.141.05 |
| AD 4 | 65 | 272.66 | 1.0 | 11.0 | 58.12.31 | +22.086.45 | +10.164.00 |
| AD 5 | 30 | 262.40 | 1.0 | 5.0 | 58.12.31 | +21.962.42 | +10.076.39 |
| AD.6 | 260 | | | | | | |
| AD7 | | | | | | | |
| | | | | | | | |

(三)滲漏試驗

滲漏試驗採用單栓式水壓法，間距 3.20 公尺，分五段加壓試驗，以低壓、中壓、高壓，然後回至中壓、低壓、以測定岩層在各種不同壓力下之滲漏情形，每段壓力試驗時距均爲五分鐘，試驗結果除溢洪道機孔外其餘基岩仍有全漏或封不住現象，其平均透水係數約 $2.5\times10^{-5}$ CM/sec.（請參閱附表二：各孔透水係數一覽表及附圖八：鑽孔地質柱狀剖面圖）

透水係數之計算公式：

$$K=\frac{Q}{2\pi LH}\sin h^{-1}\frac{L}{2r}\text{ 或 }K=\alpha P\frac{Q}{H}$$

其中：K ＝透水係數（ $^{ft}/_{year}$ ）

Q ＝進孔固定流率（G. P. M ）

L ＝試驗間距（ ft ）

H ＝水頭差 （ ft ）

r ＝試孔半徑（ ft ）

$Sinh^{-1}$ ＝反雙面線正弦

CP＝試驗間距與孔徑之係數

(四)鑽孔概述

DHI. DH2. DH3. DH4. DH12 位於河床卵石層約1～5公尺，基岩大致由砂岩所構成，部份夾有薄層頁岩，並 DH1. DH2. DH4. DH13 分別由4.6公尺，5.90公尺，35.50公尺深處湧水，流水量爲0.3～1.6 L/min 。

左岸 DH7.DH8.DH9.DH10.DH25.DH23.DH24.DH28. 覆蓋層自1.83～8.50公尺爲黃色砂土及卵石，基岩爲砂質泥砂，潔淨砂岩風化層達標高290公尺處，砂岩固結較差，破碎，岩心提取率較差，並有幾次經透漏試驗，有全漏現象，（請參照鑽孔柱狀剖面圖）。

右岸 DH5.DH6.DH11.DH14.DH15.DH16 位於壩軸中心線附近，覆蓋層自0.5～5.0公尺，爲黃色土與風化岩塊

岩層爲潔淨砂岩，砂質泥岩，砂頁岩互層所構成，風化岩層深達10～15公尺，其中砂頁岩互層垂直裂隙發達，岩心破碎，但岩心提取率仍有80%。

右岸壩基及下流台北DH17.DH18.DH19.DH20.DH21.DH22. 鑽孔，覆蓋層除DH19. DH21較淺外其餘均厚達9公尺左右，爲黃色土與風化岩塊，岩層爲泥質砂岩，潔淨砂岩，砂岩夾薄層頁岩所構成，其中DH18 深30.30m.（標高 229.15m）及DH21 深39.00（標高197.15）處有小斷層通過，砂頁岩互層岩心極易順頁岩層裂開故岩心破碎，岩心提取較困難，因使用雙管岩心管之緣故，平均岩心提取率仍有83%，左翼台地溢洪道DH25.DH26.DH27 鑽孔，覆蓋層自2.62～6.62公尺爲棕色表土及卵石、岩塊、岩層爲潔淨砂岩，砂質泥岩，砂頁岩互層，頁岩所構成，岩層除上層少部份風化外中下層均良好，岩心提取率高達96%。

(五) 岩心試驗

本壩址基岩，根據岩性及其工程性質有A，潔淨砂岩，B泥質砂岩，C砂質泥岩，D粉砂岩及頁

岩，E砂岩夾薄層頁岩，F砂頁岩薄互層，岩心試驗之試料取每一種具有代表性者，加以封臘包裝，委託省立成功大學試驗岩心尺寸均爲NX。試驗項目包括抗壓試驗及三軸壓縮試驗，試驗結果請參閱試驗報告。

## 二、鯉魚潭水庫地質調查報告

### (一)前言

鯉魚潭水庫及壩址之地質，先後經地質調查所徐技正鐵良（55.年2.月）；聯合國地質專家聶克氏（Allen Nickol 55.年5.月）；水利局地質師萬獻銘（57.年4.月）以及成功大學張副教授石角等勘查（58.年8.月），並均有報告問世。

### (二)水庫地質

水庫區域地形開濶猶如盆地，乃一良好蓄水之地區，其區域地層爲富於泥質之頁岩、粉砂岩、砂頁岩密互層及部份夾厚層砂岩而成，此等地層年代較新（上新世），岩石膠結尚不甚堅固，但因岩層整齊，透水性不大，且未曾受到激烈褶曲與斷裂之影響，故除部份頁岩地區有沿層發生小規模崩落而外一般岩層頗爲完整穩定，將來水庫蓄水後可無漏水之虞。查新開斷層爲本水庫區域最大斷層，但因該項構造在水庫邊緣即行癒合，對兩側岩石之强度及地層之完整性並無大影響，故對水庫蓄水之性能，尚無大的妨害。

本水庫區域內頁岩透水極低，但易於風化，表

面冲蝕嚴重，一但水庫之工程完成，蓄水面之高度將發生週節性之昇降，其處於高低水位間之頁岩地層在乾濕交替中易於鬆散崩落，將增加淤沙之產量，所幸本水庫內頁岩分佈不廣，即使崩塌發育，其所產之淤沙量，想不致影響水庫之壽命。

(三)壩址地質

鯉魚潭壩址兩岸座基岩迫向河床，造成天然良好築壩蓄水之狹谷，左岸座頂部為一浸蝕台地，覆蓋著紅土礫石層，其向狹谷之一側為陡峻斜坡，除有自岩壁崩落之岩屑部份堆積於坡脚外，餘皆為露頭良好之基岩；右岸座標高約３００公尺以上之地表亦全為紅土、礫石所覆蓋，但向狹谷面之地形較左岸廠為複雜，在壩軸下游標高２７０公尺以上為一塊狀砂岩構成之絕壁，其地形走向與壩軸約成四十五度交角，絕壁下地貌平緩，並具有兩條刻蝕水溝，自絕壁崩落之岩屑和風化之土壤幾將全部平緩地區予以覆蓋，因絕壁逐漸向內退縮，故地形向下游亦逐漸展開。

出露於本壩址之岩層可分爲下列六大類：

1. 潔淨砂岩層：本岩層主要成份爲細粒至中粒石英砂，外表潔淨，所含泥質甚微，石英粒圓度甚佳，膠結情況不甚良好，故容易斷裂，每層厚者可達2－3公尺，薄者僅30－40公分，本岩層常夾有煤綫爲其特徵之一。一般抗壓强度在298－192.2 $Kg/cm^2$之間。

2. 泥質砂岩層：此岩層所含泥質成份多寡不一，但仍有部份甚爲潔淨，整體呈現斑色，本岩層多爲厚層或塊狀岩體，膠結堅固，其中石英粒多具稜角，膠結物質主爲石灰質及泥質，一般抗壓强度在55.2－331 $Kg/cm^2$之間，乃本壩址各類岩石中之最優者。

3. 砂質泥岩層：本岩層與泥質砂岩極相仿，惟所含泥質較多。由於泥質含量較高，顏色略成青灰，用肉眼觀察，砂質泥岩、泥質砂岩或粉砂岩頗難區別，但在本壩址區域內之泥質砂岩與粉砂岩中多含有石灰質膠結物，並含有貝類及有孔虫化石，可予以區分，關於砂質泥岩一般抗壓强度約在98.2－162 $Kg/cm^2$之間。

4. 粉砂岩及頁岩層：本區域內粉砂岩層厚約1—2公尺；頁岩則以薄層夾於粉砂岩層之中，粉砂岩係以極細粒有稜角之石英粒與泥質物均勻組成，且有石灰質膠結物，故抗壓強度尚佳，其一般抗壓強度在260 $Kg/cm^2$左右。

5. 砂岩夾薄層頁岩層：此岩層一般爲厚30—40公分之潔淨砂岩夾薄層頁岩，因潔淨砂岩膠結不甚堅實，易於離散，故強度頗低，一般抗壓壓強度僅在55.5 $Kg/cm^2$左右。

6. 砂頁岩密互層：本岩層中之砂岩有時發生縞狀組織，其抗壓強度極低，固其易於沿頁岩層裂開，致接受風化機會較多，一般抗壓強度在62 $Kg/cm^2$左右。

以上六種岩層對風化作用各具不同之抵抗力，在壩址岩壁上之粉砂岩及頁岩，因最易被侵蝕、風化，故其岩層均呈現凹溝構造；潔淨砂岩，泥質砂岩及砂質泥岩區則岩壁整齊或凸出，本壩址潔淨砂岩因膠結不良，空隙甚多，易於透水，故在地表下數十公尺深處仍有因風化而崩散爲砂粒。（DH 16 29.2—55.53公尺一段岩心可資

證明）；泥質砂岩與砂質泥岩則因組織緻密，膠結物泥質較多，且不易透水，故對風化作用抵抗力較其他岩層爲强。

本壩址地層一般向上游傾斜約三十度，與所擬壩軸中心綫相交約爲八度。現壩址地區之岩層尚未發現有小型褶曲作用擾亂情況，經調查岸座間之狹谷亦未發現有重要斷層存在，惟基岩中傾斜節理頗爲發達，一般約略垂直於地層走向，左岸座中之節理頗具規模，以N 58 W左右者出現頻度最高，其間距多在一公尺以上；右岸座中之節理較左岸座爲發達，且密度亦大。兩岸座中節理面之傾角一般在70度以上，經調查厚層砂岩中之節理面居多乾淨，且達於深處，在壩址上游約200公尺處有水平位移約二十公分之小斷層一條，其延長方向適於壩址河道方向一致。而壩址下游之右岸小溪內亦發現有數條小斷層，量其垂直落差最大者爲六十公分，其走向與壩址主節理一致。此外範圍不大之小型滑動面亦偶有發現，但對基盤之安定性似不致有危害之虞。

左岸座右盤出露良好之地帶，曾看到部份地層

2-2-50

之岩層面上似經發生過滑動情形，且部份地層間有開口裂隙在，基礎岩盤有此情形，施工時應加以處理。

壩址地區內粘土層業經X一光分析，其所含主要礦物爲伊萊石（illite）綠泥石（chlorite）及石英（quartz），並未發現有吸水澎脹之礦物存在。

㈣結論

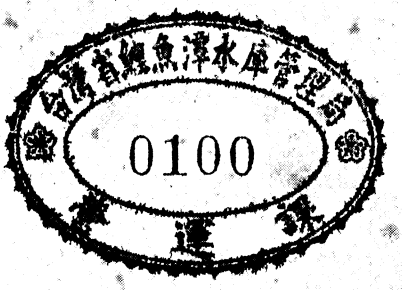
本水庫計劃之壩址狹谷頗合理想，唯擬定壩址處兩岸座岩層厚度不大，承受工程力量之肩部不够雄厚，壩軸中心線與岩層走向既近平行，而最發達之主節理方向又恰好幾乎垂直於壩軸，且其發育較深，此等地形與地質構造頗影響岩層在受力方向之剪切强度。而本壩址區域內各種岩石强度度變化既多（29－33／$Kg/cm^2$），且有部份岩石於基礎深處有較烈風化，將減弱基礎穩固性的力量。故關於本計劃壩高及壩型之設計似應以不超過九十公尺之土石壩或土壩較爲適宜。

# (3) 鯉魚潭水庫拱壩方案節理調查及橫坑探查報告書 - (民國 61 年 5 月)

0120

# 鯉魚潭水庫拱壩方案節理調查及橫坑探查報告書




水利局第一地質鑽探隊

中華民國六十一年五月

2-2-55

# 鯉魚潭水庫拱堰方案節理調查及橫坑探查報告目錄

一、計劃概要：

二、橫坑探查：

三、節理調查：（附鯉魚潭堰址節理之統計研究，張石角著）

四、岩心試驗：

五、附錄：(Statistical study of joints in Liyutan Damsite. by S.C. Chang. Feb. 1972.)

六、附圖：

1. 鯉魚潭堰址節理分佈圖， S=1/2,500

2. 節理方位密度等密度圖，

3. 節理走向頻度圖，

4. 地質構造要素與拱堰之力作用方向關係圖，

5. 鯉魚潭堰址第六號橫坑地質圖，

6. 鯉魚潭堰址第七號橫坑地質圖，

7. 三軸剪力試驗解析圖（AD - 0701）

8. 三軸剪力試驗解析圖（AD - 0702）

七、附表

1. 岩心試驗成果表，

2-2-57

# 鯉魚潭水庫拱堰方案地質調查及橫坑探查報告書

## 一、計劃概要：

鯉魚潭水庫規劃工作，於六十年十月告一段落。根據美籍地質專家Mr. Jack D. Carter 之建議，于原擬土堰堰址上游約七十公尺處，擬定拱堰堰址。為明瞭拱堰堰址之可行性，決定於標高２３５公尺兩岸堰墩各開挖長２０公尺之橫坑，（如附圖１，AD6，AD7 ）。以探查基岩之性質及其風化程度，並在橫坑內採取岩石樣品作物理性試驗。另調查堰址附近節理分佈情形，以及可能影響拱堰安全之程度，提供設計之參考。

## 二、橫坑探查：

橫坑開挖工程於６０年１１月初旬開工，工程進行中數度邀請成功大學地球科學系徐主任鐵良及張教授石角，蒞臨工地查勘橫坑地質，至１２月２８日再度邀請徐主任鐵良前往工地勘查右岸座 A.D.7 橫坑地質，認為 A.D.7 橫坑基岩已極度風化，其深度達１２公尺，建議該橫坑有追加深度之必要。經簽報核准，A.D.7 橫坑追加１０公尺，合計３０公尺，左岸座 A.D.6橫坑按原預定深度開挖２０公尺，總計開挖５０公尺。開挖橫坑（包括採取試品）工程於元月中旬完工。成果請參閱圖5. 6.橫坑地質圖。

## 三、節理調查：

本調查工作委託成功大學地球科學系張教授石角辦理，於６０年



2-2-58

12月初開始調查，同月底結束。茲將調查研究報告附錄于後：

鯉魚潭壩址節理之統計研究　　張石角

1.引言：

本節理統計分析之目的，乃在以數字表示本壩址節理組之方位與密度，藉以評估此等節理對於基礎岩層之工程力學性質之影響程度。由於岩層中之節理有削弱岩層強度之效果，尤其當節理方位趨近剪力破壞方向時爲然，故節理之統計調查乃壩址調查不可或缺之項目。質是之故，在工程設計即將進行之前，預先究明本壩址之節理情形乃屬必要。

2.分析方法：

在本研究中，節理之方位量自壩址之露頭及新近完成之第六和第七號橫坑。總共量得136個節理；其主要者之位置則標明於圖1.（鯉魚潭壩址節理分佈圖）。而其統計結果則分別以等密綫圖與走向頻度圖表示於圖2與圖3。在等密綫圖中，百分率數字表示在圖中百分之一面積中有該百分率數字所表示之節理密度。露頭中一節理組之平均間距係測量相鄰兩節理之距離而平均之；橫坑中者則繪間隔一公尺之數條垂直於節理組之平行綫，而以此等平行綫與節理之交點數目除平行綫總長得知，必要時再作其他之校正。

3.結果：

(1)從圖中可見本壩址最主要之節理組爲走向N60°W傾角甚陡之



2-2-59

一組。因本節理組約略垂直於地層走向，故可稱爲「傾斜節理」( Dip joint.)

(2)左岸座平均節理間距約爲一公尺。在本岸座之橫坑，新鮮並岩性堅固之基岩開始出現於距坑口三公尺處，而中亦少有顯著之破裂面，（請參閱附圖5，第六號橫坑地質圖。）但順層面發生之裂隙則可見於堰址沿岸數處露頭。此等「層面節理」（Bedding Joint. ）爲地下水之自由通路。

(3)右岸座之地形遠較左岸座者爲複雜，地表之大部份爲表土，殘積土，老河床堆積物等所掩蔽；露頭僅見於河岸及懸崖。儘管露頭如此有限，五分之三之節理却量自右岸座，可見其密度比左岸者爲高。相同的現象亦見於此邊新開鑿之橫坑中（參閱附圖6，第七號橫坑地質圖）。此橫坑深三十公尺，而自坑口至廿八公尺處間之岩層滿佈節理及破裂面，其平均間距僅 10 cm 或更小。沿數破裂面並有湧水及滲透水。其中較大之一湧水之出水量，經測量結果，每分鐘約爲 0.16 加侖。由於橫坑所穿過之岩盤爲透水度甚低之泥質岩，且層理亦不發達，故地下水之流通應全在裂隙組之控制下。

(4)十分坑爲右岸之一支流，其流路切過右岸座之西部，並受本區岩層之走向及主節理組之控制，多懸崖及深谷。此處不僅節理發達，且有小規模之斷層和褶曲現象。



2-2-60

(5)壩址可見有數個裂口寬大之節理，其成因可能與此地區所受張力作用有關，此將於下節再論。

(6)壩址下游之東向山坡之岩層受強烈之斷裂及風化作用之影響，反映於地貌及高度開墾之狀態。

4.節理組之成因試解：

在地質構造上，本壩址似位於一主要斷層之東側，距該斷層約有一公里之遙。岩層破碎程度有向此主斷層處增強之趨勢。然而，由於構成壩址處之岩層層態尚頗爲規則，故推知其當未曾受此主斷層之不良影響。

壩址處之地層之一般層態爲 N 25°E 30°S 。推想此種構造態勢當係受到來自西北－東南向之壓力所造成；而因此壓力之消除方向與地層之走向一致（即張力之作用方向），故可能乃爲本區「傾斜節理」發達之主因。此一悉因解釋亦可爲本區所見數個類似張力節理（ Tensile Joint ）之裂口節理下一註腳。

剪切節理在本壩址似不發達。

5.結論：

本研究之結果顯示本壩址之右岸座的節理密度遠較左岸座爲高。此高密度之節理顯然與右岸座複雜之地形與深度之表土和風化層有因果之關係。

因爲岩層之節理可削弱基岩之剪切強度，故設計時，對右岸

座之節理發達情形應特加予注意，尤其當節理之方位與基盤所承受之剪力方向趨於一致時爲然。本壩址之地質構造與擬議中拱壩之作用力（ Thrust ）方向的關係表示於圖四。圖中拱壩之作用力方向係根據有關單位附送之參考圖計算而得。

另一與節理有關之現象爲風化之深度。根據橫坑及鑽孔之地質資料，右岸岩石之工程性質不甚良好。此因密集之節理使風化作用易於深入之故也。從此觀點而言，左岸座之條件較爲優越。

壩址之泥質岩所佔之比率相當之高。此類岩石之極易風化崩解，已證之於野外之實地觀察。此爲另一不良之工程性質，其在工程設計上之意義須再加研討。

四岩石試驗：

1.試品之採取：

本工程利用橫坑開挖之便，於橫坑側壁採取不攪亂試體，採取地點 A.D.6爲距坑口 $10^m$, $15^m$, $20^m$ 各取二件， A.D.7 於距坑口 $20^m$, $25^m$, $30^m$ ，各取二件，試體之採取則垂直於層面，以手截切整修爲 l'xl'xl' 之一立方呎試體。並以粗棉布貼於試體後塗擦溫臘，再加二層粗棉布及溫臘後，裝置於木箱，木箱與試體之間以木屑填充，以防輸送途中，試體受震盪攪亂。

2.岩石試驗：

本試驗工作委由成功大學地球科學系辦理，試驗成果如下；並



2-2-62

請參閱附表1.及附圖7.8。

RESULTS OF LABORATORY TESTS ON PHYSICAL PROPERTIES OF ROCK SPECIMENS FROM ADITS 6 & 7 OF LEEYUTANG DAMSITE

Explanation:

(1) The test specimens were all taken from siltstone beds in the adits concerned. Because siltstone is the most predominant rock type which forms more than 80 per cent of the bedrock into which the two adits were driven.

(2) Three oriented Block samples of about 9 cubic inches in size were cut from the floor of each of the two adits with an interval of 5 meters between the sampling points.

(3) The tests were conducted in the laboratory on Nx cores that were prepared from the sample blocks by drilling. The axis of the core tested was perpendicular to the bedding plane of the bedrock. Because of some difficulties in drilling cores from the sample blocks, only samples Ad-0701 and Ad-0702 were succeeded in producing enough cores for triaxizl test.

(4) The results of the laboratory tests are shown in the table and figures attached. These results are fairly in agreement with the conclusions reached from field investigation in regard to the soundness of bedrocks in the abutments. That is, the rock on the left abutment(Ad-0601-03) is physically much stronger than those on the right(Ad-0701-03).

It is also noted from the table that the unconfined compressive strength of all the test specimens fall in the category of "weak rock" following the generally accopted standard of classification in engineering geology.

五附錄

# STATISTICAL STUDY OF JOINTS IN LIYUTAN DAMSITE

by

S.C.Chang
Feb. 1972

## INTRODUCTION

This statistical analysis of joint patterns present in the rock at the damsite in question was made to produce quantitative data for the orientation and concentration of the joints and therewith to evaluate their effect on the geomechical properties of the rock foundation. This sort of analysis is considered to be of great consequence in damsite investigation because presence of joints may reduce the apprarent strength of a rock mass as compared with strength tests conducted on a small scale, particularly if the joint orientation is close to the direction of shear failure. For this reason it is desirable to know the joint pattern in a district where engineering work is imminent.

## METHODS APPLIED IN THE ANALYSIS

The orientation of joint sets was measured from outcrops accessible and inoboth the new adits just finished recently. ( A.D6 & 7). Altogether 136 joints were mapped in the area concerned and the major ones are shown in figure 1 while the statistical data are presented in the forms of contour diagram and strike frequency diagram, as shown in figures 2 and 3. In the contour diagram, the percentage figures indicate that in an area equivalent to 1 % of the diagram area, there is that percentage of the total joints.

The average spacing within a joint set in the outcrops was calculated by measuring the distance between the adjacent joints belonging to the same set, while that in the exploration tunnels was determined by drawing parallel lines spaced one meter apart, normal to the average apparent dip of the joint set. The intersections of joints in that set with the parallel line series were then counted. By dividing the number of i intersections into the total length of parallel lines, the average apparent spacing of joint was found. The true average



2-2-64

great proportion of clyey material, and the stratification is also not well developed, the groundwater is therefore is mostly under the contril of fractures in the rock.

(4) Shih-fem-keng is a tributary of To-lo-chi the mainstream on which the structure is to be located. Its course cuts the western side of the right abutment, and creates a series of precipices. The course of this stream evidently is comtrolled by the attitude of the bed rocks and the major joint set as well. There are several cascades on its way and a deep and narrow gorge formed by the stream cutting along one of the major joint, whose orientation is the same as that of the damsite proper. The bed rock in this part of the study area is not only crowded with dip joints and sheeted joints but also disturbed locally by minor foldings and faultings. Displacements of scores of centimeters were seen to take place along two major joints in the valley near the influx.

(5) Many big open joints occur in the rock of the study area. Although their original characteristics have been obscured by subsequent erosion, that would have enlarged the cracks to some extent, yet some of them may be the result of tensile forces. Discussion will be made with regard to their origin in the following section.

(6) The bulk of the rock forming the hillslope facing the escarpments of the abutments are seriously fractured and badly weathered. This is reflected not only on the landform but also on the high degree of reclamation of the slope.

## GENETICAL INTERPRETATION OF THE JOINT SETS

The damsite investigated is structurally situated at flank of a major fault which passes about 1 Km west of the damsite in a N-S direction, according to a geological map published recently by Chinese Petroleum Corporation. The strata that underly the region between this fault and the damsite seem to have been affected to some extent by the faulting because the dip of the strata was found to become steeper and the rock more seriously fractured westward from the damsite. However, the rock making up the damsite obviously was not influenced very much by this fault, as their attitude remains quite regular throughout the damsite.

The gemeral attitude of the strata in the damsite is N25°E 30°S. It is a result of NW-SE compressive force with the easiest relidf parallel to the general strike of the strata. As a result,



2-2-65

the dip joints which is the most predominant set of joints in this area may be regarded as 'relief joints', resulted from the tensional release of load during the erosion of the gorges. This may account for the fact that joints seemed to be especially well developed near the stream.

Shear joints are not distinct in the damsite.

## CONCLUSION

The results of the present investigation reveals that the rock making up the right abutment has a higher frequency of joint concentration in comparison with the left one. This high concentration of fractures may have been responsible for the irregularities of the landform on this side of the stream, as it is supposed that the thick eluvial deposits covering most part of the slope beneath the highly standing cliffs were the end product of those blocks that collapsed intermittently from the cliffs along joints.

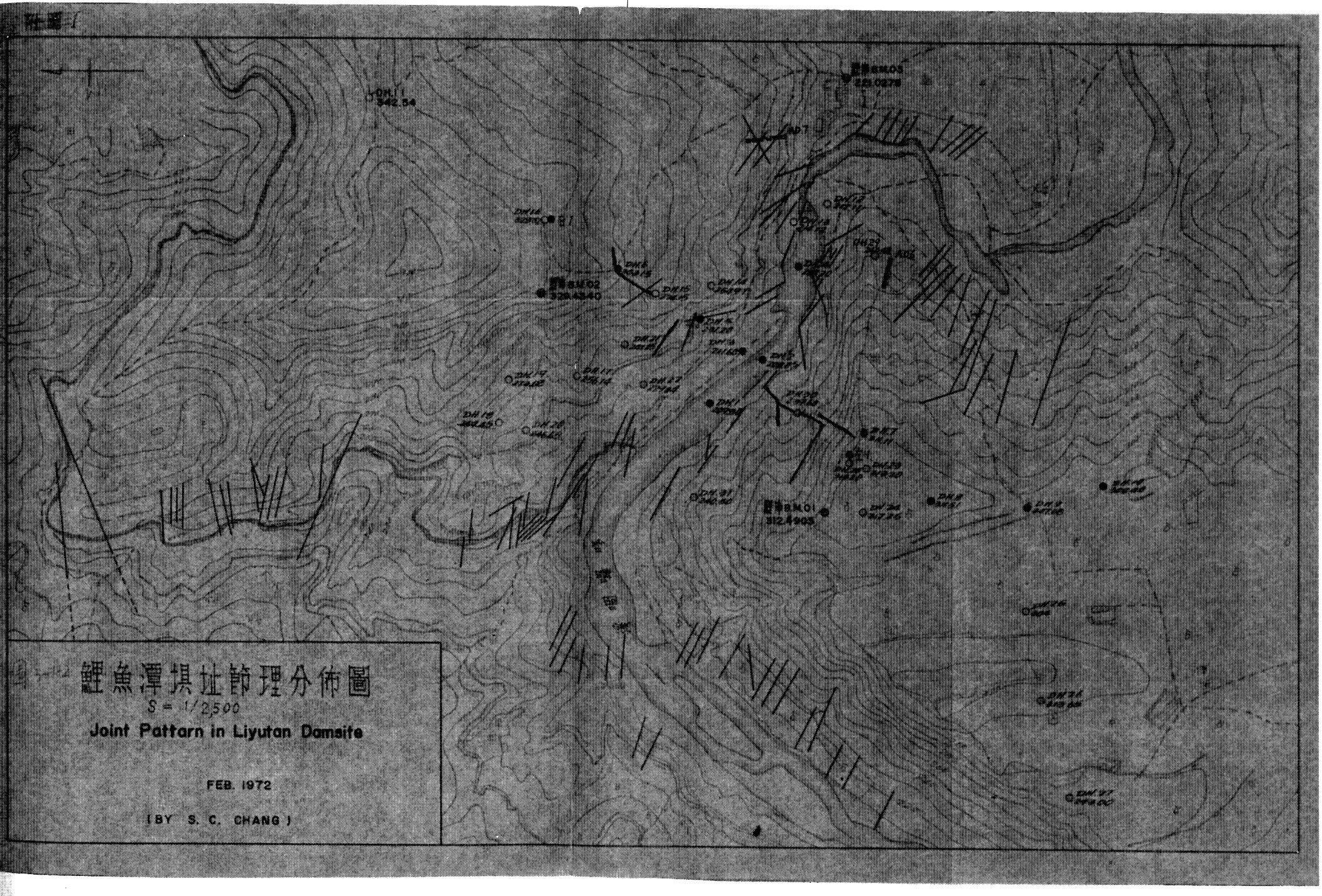
Because jointing of bed rock may largely reduce the shear strength of the rock in which the jointing takes place, special attention should be given to it in design. This point cannot be overemphasized when the orientation of the joints is close to the direction of the shear failure of the foundation. In the present case, the relationship between the geological structural elements and the thrusts of the proposed arch dam is shown in figure 4. In the figure the directions of the thrusts transmitted to the abutments by arch action were measured from the curvature of the arch shown on a reference map given to the writer by the authorities concerned.

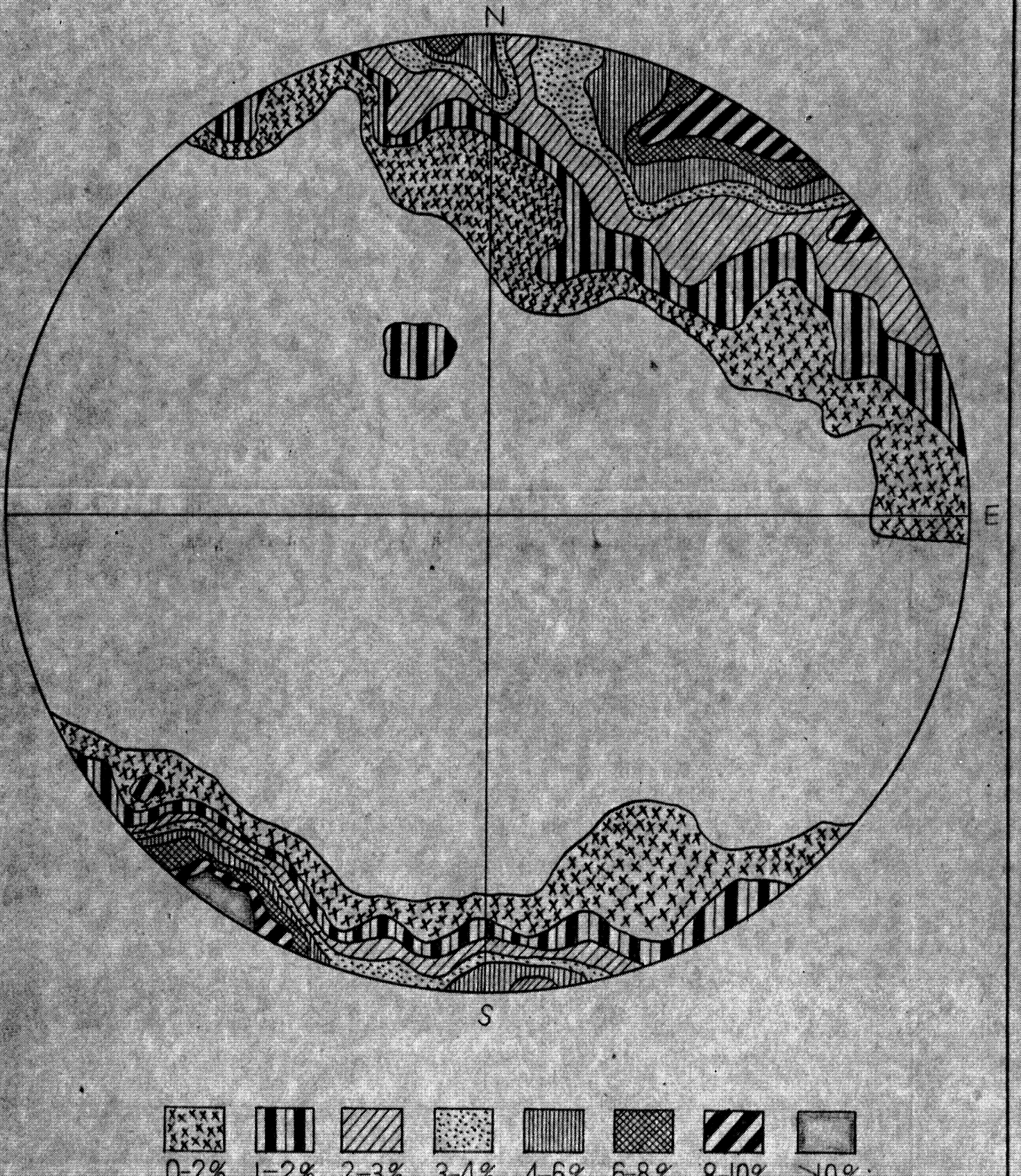
Another aspect which has close connexion with jointing of the rock is the weathering cindition of the foundation rock and the depth to which it has penetrated. According to the geological conditions of the adits and the logs of rock cores available as well, the rock in the right abutment is not very favourable from the vieqpoint of engineering geology. It is because the fractures well developed in the rock render passageways for the air and water to penetrate deep in the rock and thus bring about weathering thereabout. With regard to this aspect, the condition in the left abutment is much more favourable.

Clayey rocks, including mudstone and muddy siltstone and muddy sandstone, have a high proportion in the damsite strata. It has been noticed in the field that these rocks disintegrated



2-2-66


鯉魚潭壩址節理分佈圖
S = 1/2,500
Joint Pattern in Liyutan Damsite
FEB. 1972
(BY S. C. CHANG)




Figiure 2. Contour diagram showing the joint attitude concentration

節理方位密度等密度圖

D.2-68

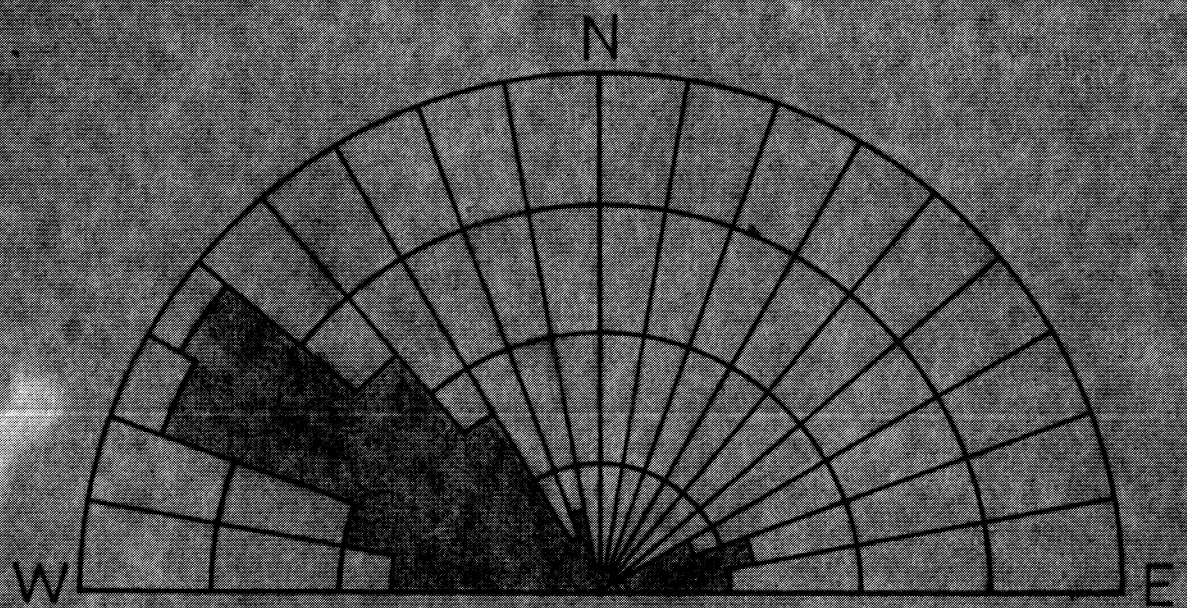



Figure 3. Strike frequency diagram.

節理走向頻度圖

2-2-69

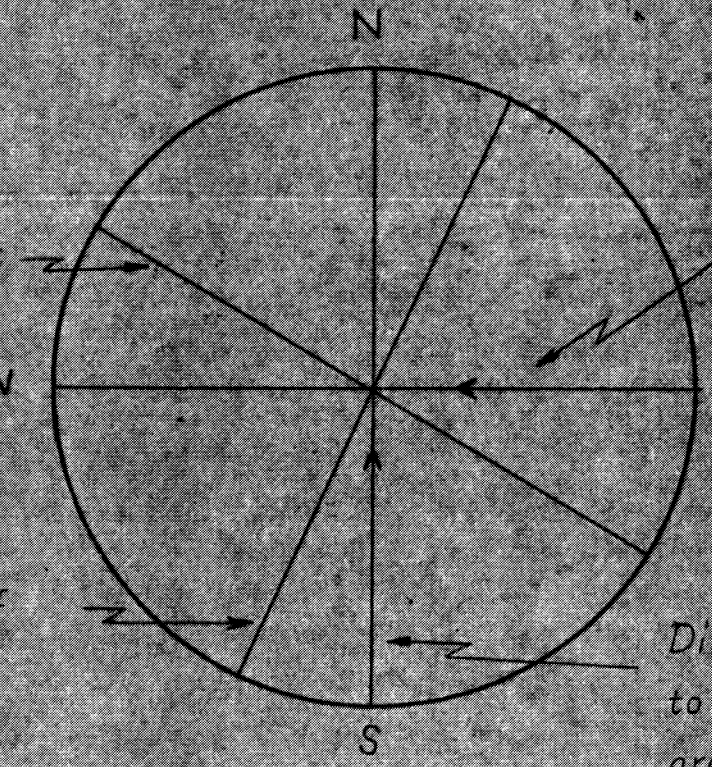


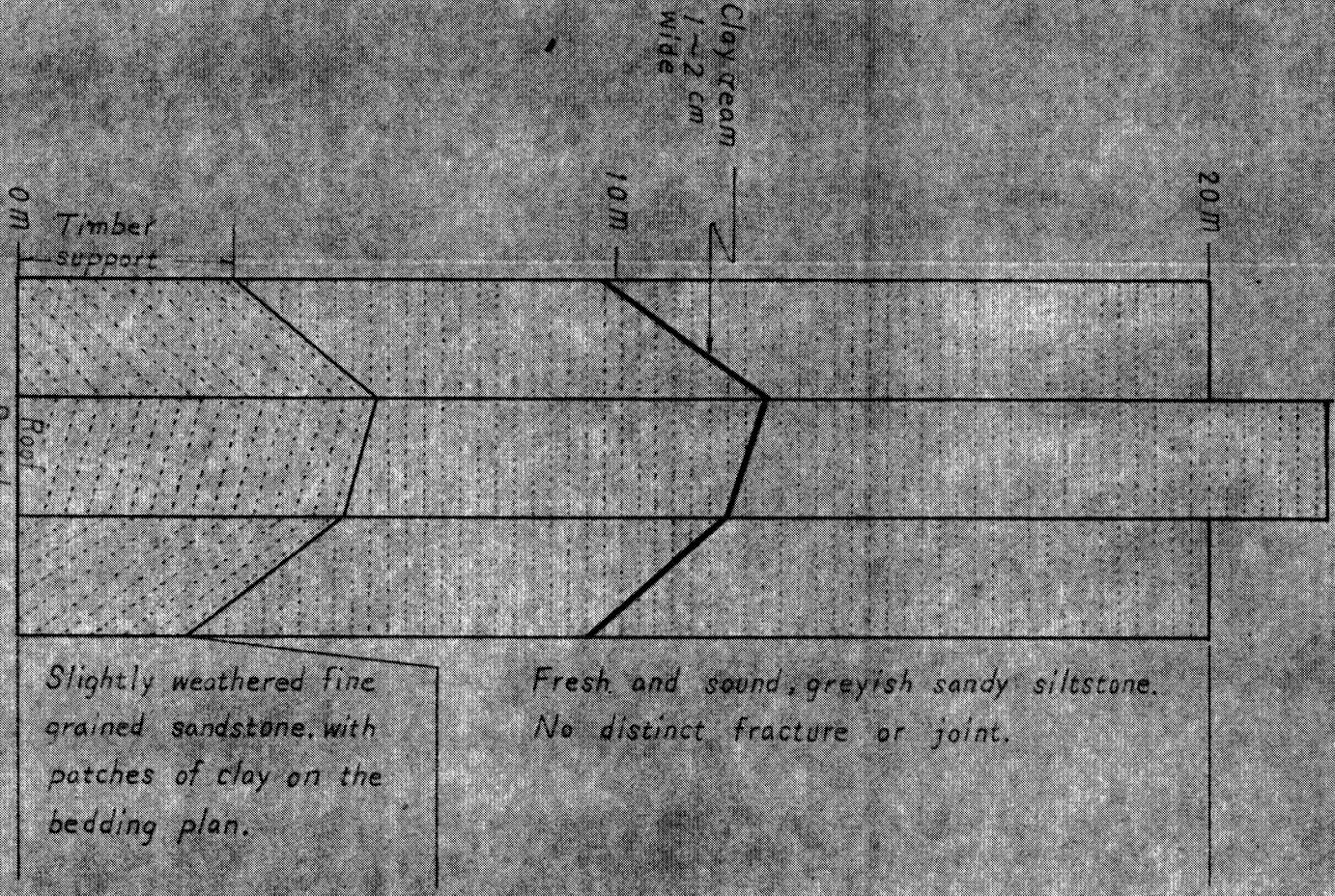

*Fig. 4. The relationship between the structural elements and the directions of thrusts of the proposed arch dam.*

地質構造要素與拱壩之力作用方向關係圖

附圖 5

# 鯉魚潭堰址第六號橫坑地質圖

Scale : 1/100



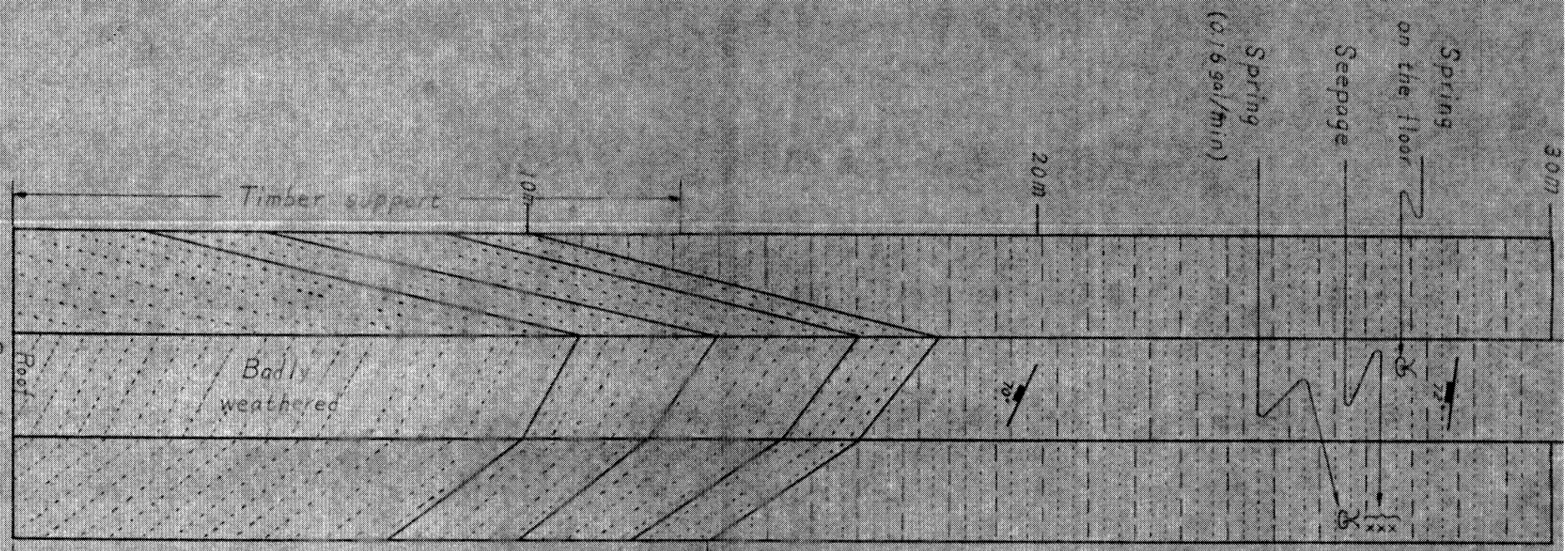

| 第六號橫坑 | |
|---|---|
| 位置 | 左岸壁 |
| 標高 | 235.00 m |
| 方位 | N 70° W |
| 長度 | 20 m |
| 表土厚 | |
| 風化帶 | 2.8m |
| 斷層 | 無 |
| 節理 | 不發達 |
| 湧水 | 無 |

P.2-41

附圖 6

# 鯉魚潭壩址第七號橫坑地質圖

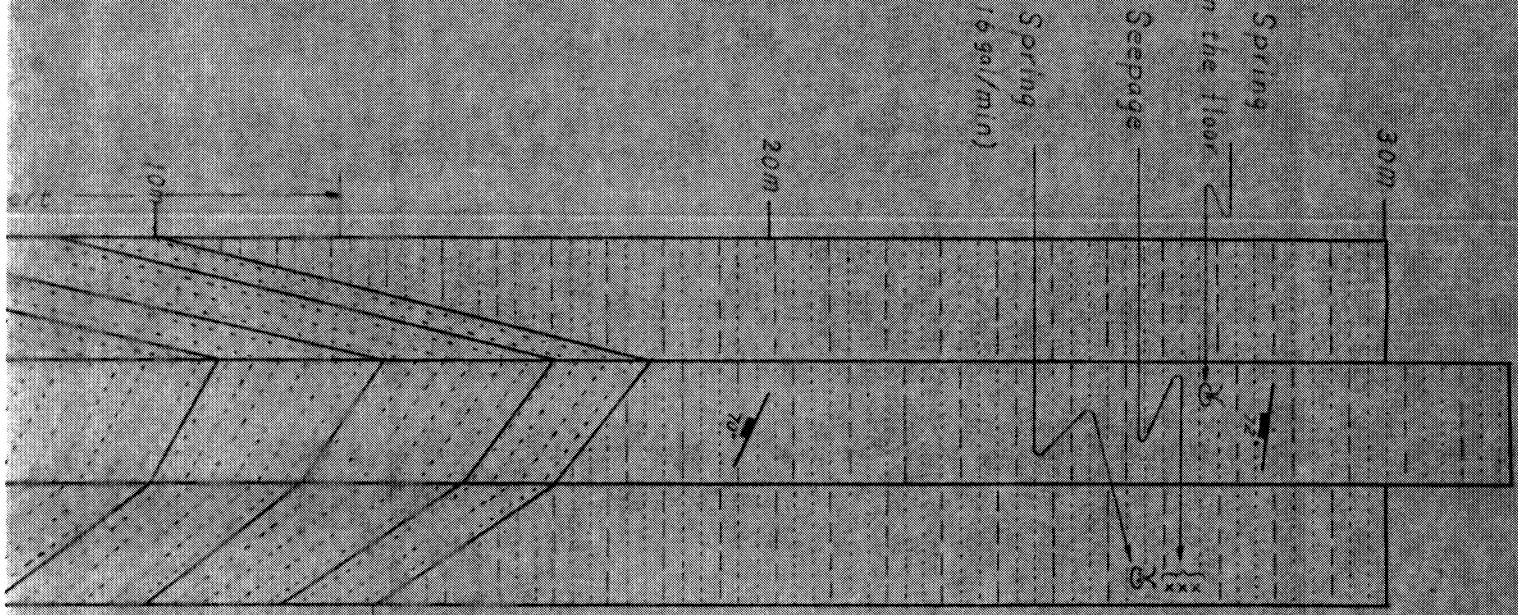
Scale : 1/100




72-2-2

# 龍鳳壩壩址第七號橫坑地質圖

Scale : 1/100




| 第七號橫坑 | |
|---|---|
| 位置 | 右岸壁 |
| 標高 | 2350 m |
| 方向 | 正北 |
| 長度 | 30 m |
| 表土層 | |
| 風化帶 | 15 m |
| 斷層 | 無 |
| 節理 | 發達 (0~26m) |
| 備考 | (26~28m) |

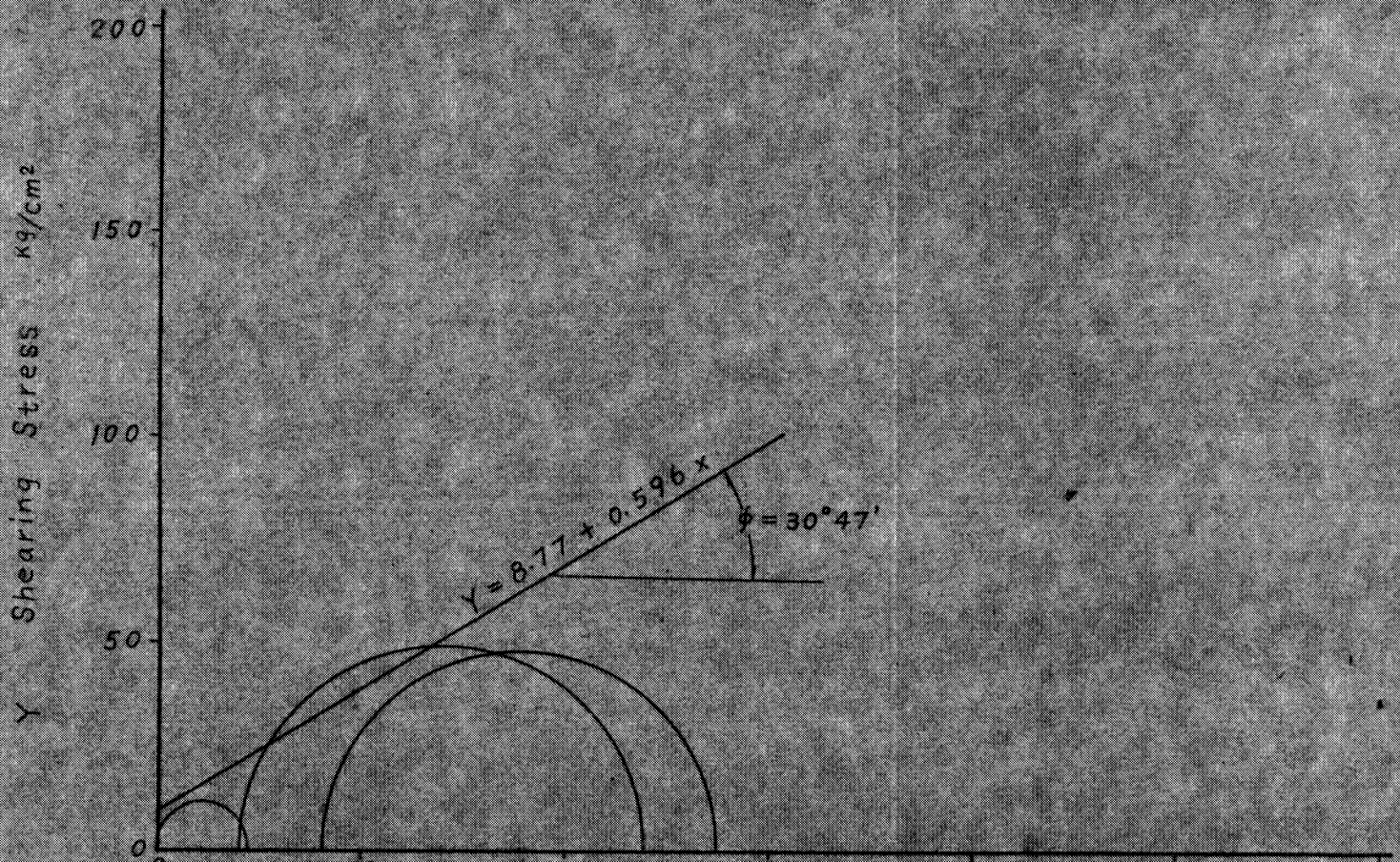
stone, with clay seams
ly to slightly weather-

Muddy siltstone, massive. Rocks between 24~26m and around 28m are slightly weathered; sound rock is encountered at 27m, while in the rest joint and fracture are well developed. On the left wall between 22~23m the average joint spacing is about 10 cm. while on the right wall between 25~26m, it is about 6 cm.

N 72° W

附圖 7

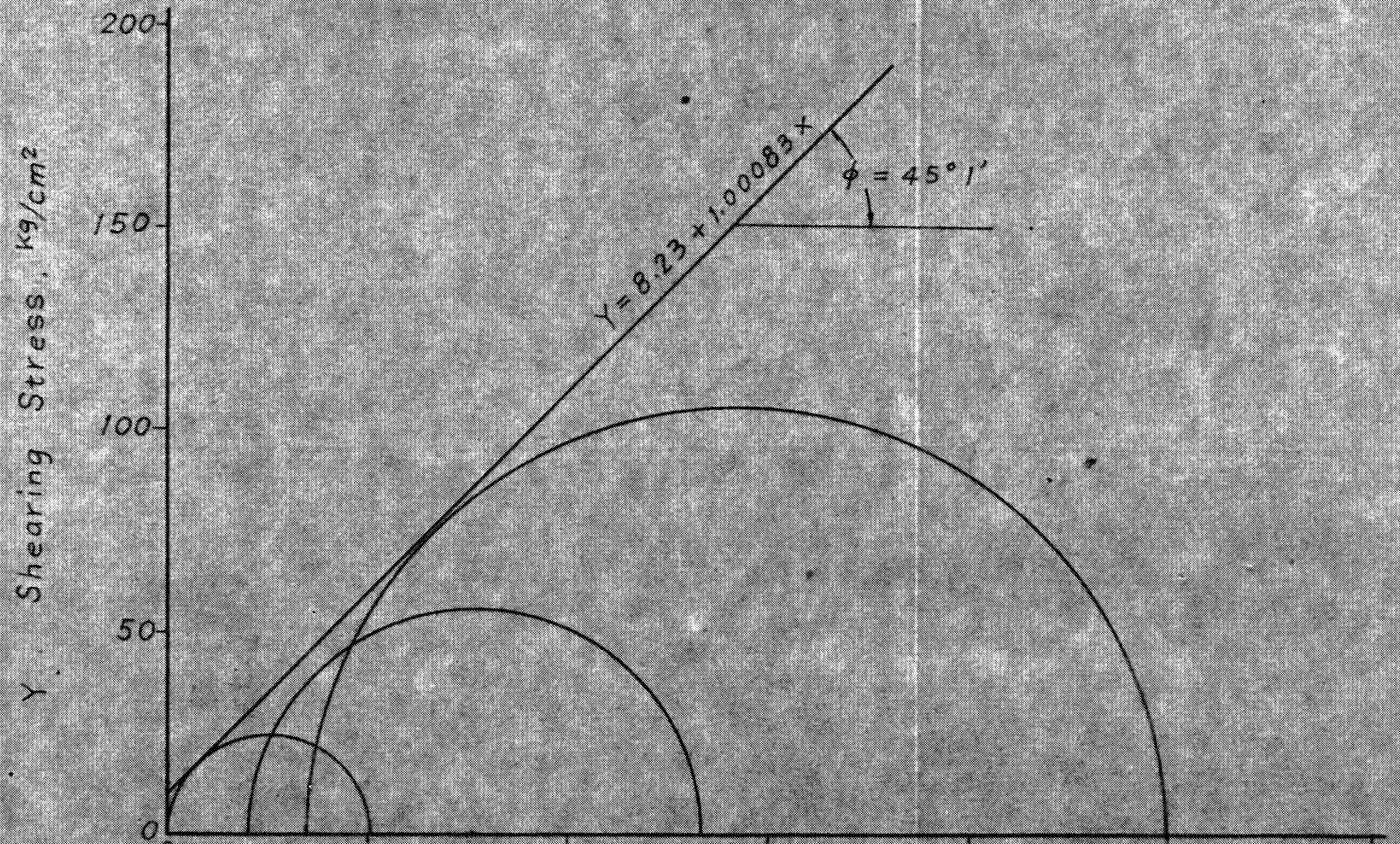
AD-0701




4-2-2

附圖 8

AD-0702




St-2-2

附表 1.

| Test No. | Apparent Specific Gravity | Absorption % | Natural Dry Density T/M³ | Unconfine | | Triaxial | | | Remarks |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Water Content % | Strength Kg/cm² | Water Content % | Shearing C. Kg/cm² | Shearing φ. ° | |
| AD-0601 | 2.628 | 7.0 | 2.22 | 5.1 | 78.5 | | | | |
| AD-0602 | 2.646 | 7.5 | 2.21 | 4.0 | 88.2 | | | | |
| AD-0603 | 2.625 | 5.0 | 2.32 | 4.4 | 74.4 | 5.3 | | | |
| AD-0701 | 2.645 | 6.0 | 2.31 | 6.8 | 22.1 | 5.5 | 8.77 | 30°47′ | |
| AD-0702 | 2.663 | 5.5 | 2.32 | 5.1 | 51.2 | 5.1 | 8.23 | 45°01′ | |
| AD-0703 | 2.712 | 6.0 | 2.39 | 5.2 | 48.3 | 4.7 | | | |

# (4) 苗栗縣鯉魚潭水庫工程規劃不同常水位壩工方案比較研究報告 - (民國 69 年 6 月)

2-2-77

2-2-78

壩工叢刊之 42

# 苗栗縣鯉魚潭水庫工程規劃

## 不同常水位壩工方案比較研究報告

037

00037

台灣省水利局壩工工程調查設計隊

中華民國六十九年六月

00037

2-2-79

2-2-80

## 三　水庫與壩址之地質

### (一)　調查經過：

本壩址地質鑽探工作曾於五十五年八月根據聯合國地質專家聶克先生之建議，沿壩軸鑽探5孔壩軸上下游各鑽1孔，計7孔，總深度305公尺，據鑽探結果，左右壩墩兩鑽孔及右山腹之鑽孔均發現嚴重之漏水，為進一步明瞭地層構造，風化深度及滲漏情形，指定在左翼台地鑽探3孔各深50.公尺，右山脊鞍部鑽1孔，深80公尺計4孔，深230公尺。

本鑽探工作復於五十七年一、二月間於河床左翼台地，右翼台地，溢洪道等處再鑽17.孔，總深度1,020公尺，並沿壩中心線左右岸座開挖橫坑5座（AD1～AD5）總深260公尺。

詳細請參閱鯉魚潭水庫壩址及大安溪攔河堰地質鑽探調查及鯉魚潭水庫壩址地質調查及探查報告書。

水庫規劃工作原於六十年十月告一段落。復根據美籍地質專家Mr Jack D Carter之建議，于原擬土壩壩址上游約70.公尺處，擬定拱壩壩址，為明瞭拱壩壩址之可行性於標高235公尺兩岸壩墩開挖橫坑AD6，AD7各長20.公尺及30.公尺。以探查基岩之性質及其風化程度，並在橫坑內採取岩石樣品作物理性試驗。另調查壩址附近節理分佈情形，以及可能影響安全之程度，提供設計之參考。有關過去所作鑽孔及橫坑位置請參閱附圖3—1—1　壩址鑽孔位置圖,與五十八年合計共開挖橫坑七座（AD1～7）總深度計310公尺。並辦理本區詳細之節理分佈調查分析。如附圖3—1—2（壩址節理分佈圖）詳細請參閱鯉魚潭水庫拱壩方案節理調查及橫坑探查報告。



2-2-81

# 鯉魚潭水庫壩址鑽孔位置圖

比例尺 1：5,000

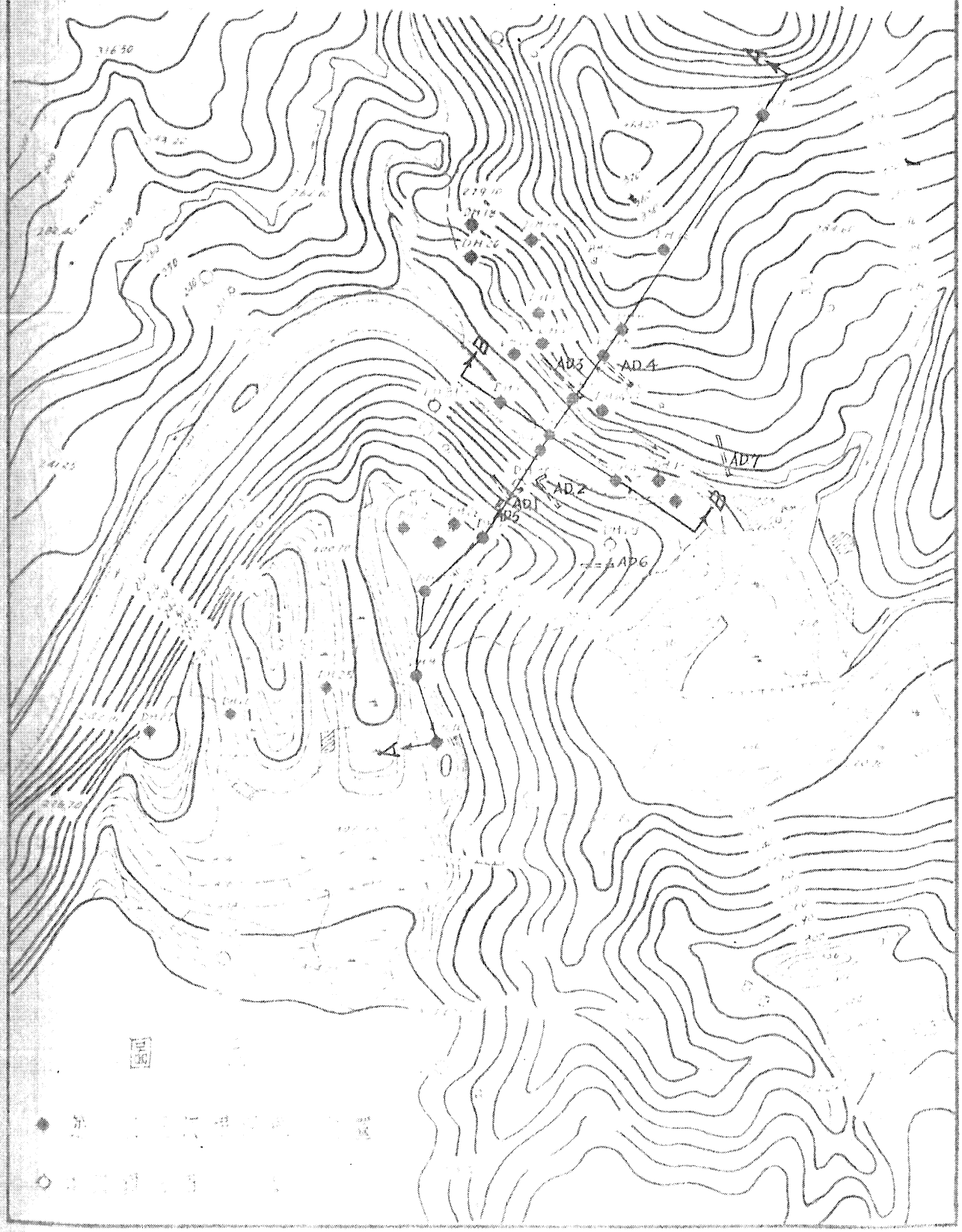
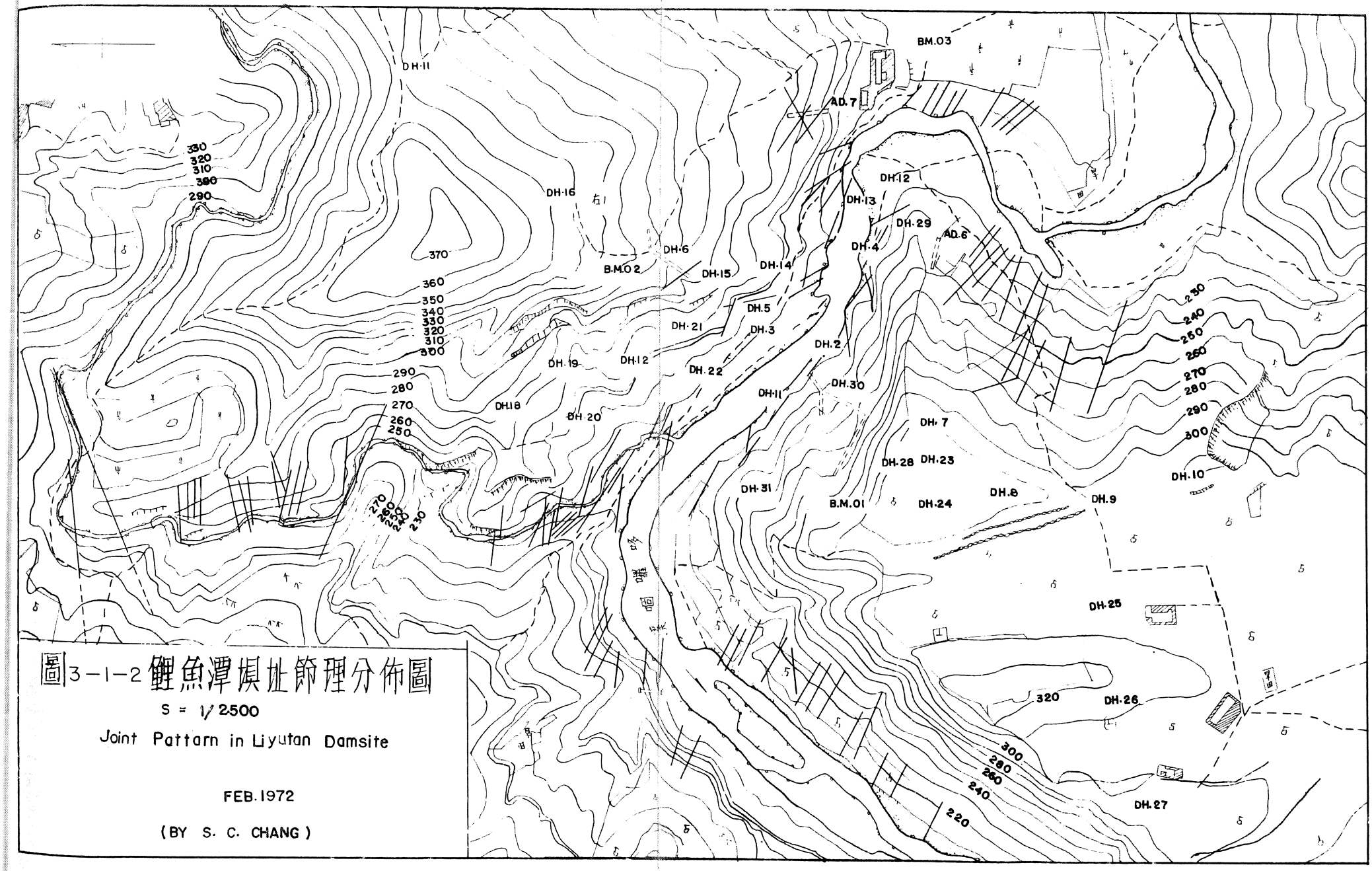



圖 3—1—1



9-2-82




# 圖3-1-2 鯉魚潭壩址節理分佈圖

S = 1/2500

Joint Pattarn in Liyutan Damsite

FEB. 1972

(BY S. C. CHANG)



D-2-83

表 3—1—1　　鯉魚潭水庫壩址地質鑽探成果表

| 孔號 | 深度 | 孔口標高 | 地下水位 | 覆蓋層厚度 | 開始期 | 完成期 | 岩心提取率 | 座標 縱座標 | 座標 橫座標 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DH 1 | 30.00 | 209.80 | 自噴泉 | 0.69 | 55. 8. 9 | 55. 8.11 | 89.6 | +22.044.50 | +10.052.20 |
| DH 2 | 30.00 | 208.05 | 自噴泉 | 1.98 | 55. 8.12 | 55. 8.15 | 90.6 | +22.005.00 | +10.115.30 |
| DH 3 | 35.00 | 211.60 | 210.60 | 1.12 | 55. 8.21 | 55. 8.23 | 90.5 | +22.018.00 | +10.124.00 |
| DH 4 | 30.00 | 209.20 | 自噴泉 | 3.65 | 55. 8.26 | 55. 8.29 | 73.5 | +21.979.00 | +10.134.40 |
| DH 5 | 50.10 | 231.25 | 227.10 | 2.10 | 55. 9. 2 | 55. 9. 6 | 90.5 | +22.051.30 | +10.143.30 |
| DH 6 | 60.00 | 303.15 | 255.61 | 2.00 | 55. 9.11 | 55. 9.15 | 72.7 | +22.111.20 | +10.185.30 |
| DH 7 | 70.00 | 311.10 | 273.10 | 3.94 | 55. 9.22 | 55.10. 3 | 65.0 | +21.927.00 | +10.066.40 |
| DH 8 | 50.00 | 311.37 | 286.62 | 2.31 | 57. 1. 7 | 57. 1.12 | 84.5 | +21.875.75 | +10.009.60 |
| DH 9 | 50.00 | 306.88 | 291.18 | 4.12 | 56.12.30 | 57. 1. 4 | 74.0 | +21.804.34 | +10.006.51 |
| DH10 | 50.00 | 308.27 | 290.17 | 1.83 | 56.12.22 | 56.12.27 | 80.0 | +21.747.07 | +10.024.18 |
| DH11 | 80.00 | 342.54 | 304.14 | 0.50 | 57. 1.18 | 57. 1.28 | 90.0 | +22.301.67 | +10.310.82 |
| DH12 | 51.15 | 212.11 | 202.01 | 1.90 | 58. 5.26 | 58. 6. 1 | 78.0 | +21.955.75 | +10.234.39 |
| DH13 | 60.11 | 214.12 | 自噴泉 | 0 | 58. 6. 5 | 58. 6.11 | 82.0 | +21.986.95 | +10.219.66 |
| DH14 | 80.08 | 254.72 | 232.12 | 2.60 | 58. 6.14 | 58. 6.21 | 78.0 | +22.042.86 | +10.170.75 |
| DH15 | 43.33 | 273.58 | 245.78 | 2.00 | 58. 6.24 | 58. 6.27 | 76.3 | +22.087.00 | +10.167.32 |
| DH17 | 41.81 | 256.74 | 243.54 | 9.70 | 58. 7.17 | 58. 7.21 | 88.0 | +22.146.96 | +10.104.35 |
| DH18 | 50.08 | 259.45 | 249.45 | 9.70 | 58. 7.24 | 58. 7.28 | 66.0 | +22.207.05 | +10.069.07 |
| DH19 | 40.28 | 273.53 | 250.93 | 4.50 | 58. 8. 1 | 58. 7. 4 | 84.3 | +22.198.88 | +10.101.54 |
| DH20 | 40.28 | 246.65 | 238.15 | 8.60 | 58. 8. 7 | 58. 8.10 | 64.5 | +22.131.70 | +10.061.62 |
| DH21 | 50.08 | 247.05 | 236.15 | 2.90 | 58. 8.12 | 58. 8.16 | 73.0 | +22.105.33 | +10.125.54 |
| DH22 | 60.11 | 229.04 | 219.84 | 5.60 | 58. 8.18 | 58. 8.23 | 74.0 | +22.091.54 | +10.095.39 |
| DH23 | 60.16 | 313.26 | 292.06 | 6.18 | 58. 3.24 | 58. 9. 2 | 43.0 | +21.927.54 | +10.037.44 |
| DH24 | 53.63 | 312.14 | 289.79 | 8.50 | 58. 9. 4 | 58. 9.10 | 45.6 | +21.930.92 | +10.061.14 |
| DH25 | 80.08 | 304.52 | 291.32 | 2.62 | 58.12.11 | 58.12.16 | 94.7 | +21.804.00 | + 9.932.00 |
| DH26 | 70.00 | 313.65 | 303.45 | 6.62 | 58.12.18 | 58.12.23 | 97.0 | +21.792.38 | + 9.864.50 |
| DH27 | 90.07 | 293.01 | 279.01 | 3.10 | 58.12.24 | 58.12.30 | 96.0 | +21.769.46 | + 9.792.00 |
| DH28 | 80.03 | 313.20 | 283.20 | 5.62 | 58.11.30 | 58.12. 9 | 70.0 | +21.940.21 | +10.040.92 |



2-2-84

茲將本水庫壩址地質鑽探成果和橫坑開挖成果，摘附如表3—1—1，3—1—2，3—1—3。

表3—1—2　　鯉魚潭水庫壩址橫坑開挖成果表

NO·6

| 孔口 | 長度(公尺) | 孔口標高 | 覆蓋層厚度 | 支保長度 | 完成日期 | 座標 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 縱座標 | 橫座標 |
| AD 1 | 50 | 242.15 | 1.0 | 2.0 | 58.10.31 | +21.974.07 | +10.077.09 |
| AD22 | 65 | 218.77 | 2.0 | 7.5 | 58.12.31 | +22.002.72 | +10.095.92 |
| AD 3 | 50 | 231.56 | 0 | 9.0 | 58.10.31 | +22.054.70 | +10.141.05 |
| AD 4 | 65 | 272.66 | 1.0 | 11.0 | 58.12.31 | +22.086.45 | +10.164.00 |
| AD 5 | 30 | 262.40 | 1.0 | 5.0 | 58.12.31 | +21.962.42 | +10.076.39 |
| 計 | 260 | | | | | | |

表3—1—3　鯉魚潭水庫壩址橫坑AD6，AD7開挖成果表

| 孔口 | 長度(M) | 孔口標高 | 方位 | 風化帶 | 斷層 | 節理 | 湧水 | 位置 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AD 6 | 20 | 235.00M | N70°W | 2.8m | 無 | 不發達 | 無 | 左岸座 |
| AD 7 | 30 | 235.00M | 正北 | 15 m | 無 | 發達 0-26 | 26-28 | 右岸座 |
| 計 | 50 | | | | | | | |



2-2-85

## (二) 水庫與壩址地質構造

壩址位於大安溪下游支流之哆囉固溪上，距縱貫鐵路（山線）橋約2公里之山谷U字轉彎處，水庫所在地之哆囉固溪地質係屬刻蝕河床，縱坡甚緩，河床標高比相隔一公里寬山脊之大安溪河床約低70公尺，故對水庫漏水可不必太多之顧慮。在地形上於新開草寮（景山）附近形成廣大開濶之低位河階，猶如盆地，而至壩址附近兩岸基岩迫使河床，造成左凸右凹天然之陜谷其在標高210公尺河床之底寬約為35公尺，標高310公尺之寬度約為230公尺，左岸坡度約為1比0·83，而右岸為1比1，地形上為一良好壩址。

根據過去地質調查資料指出，出露於壩址附近之基岩，有固結良好頗為堅實而緻密之岩石層，基岩類別，概可分為中粒潔淨沙岩，細粒及略含泥質沙岩及含薄層頁岩之沙岩互層；中粒潔淨沙岩由次等稜角狀之石英粒所組成粒徑自0·15～0·2mm，粒間微含少數之高嶺土及中度風化之長石，固結度稍欠堅實稍具空隙，故有時可成為地下水滲漏通路；細粒沙岩新鮮時呈灰色，含有泥質頗為緻密，夾有薄層頁岩與沙岩成互層狀，對于與走向垂直之水份滲透有延阻作用。

壩址基岩走向與壩軸頗近平行且地層向上游成35°之傾斜，基層性質及構造形態上，在壩址附近頗有攔阻地下水外滲之效。

沙岩層之位於地下水升降水位之間者則易招致風化，但河床部份之中粒沙岩，經常在飽和狀態下者則仍能保持新鮮狀態，基岩除兩翼部份有風化層外，大部份仍屬新鮮，風化



2·2-86

沙岩之風化者大部份仍頗堅實。有關壩址地質情形，請參閱附圖 3—2—1，3—2—3，3—2—4，橫坑地質剖面圖請參閱附圖 3—2—5～11。

在地質構造上，本壩址附近之主要斷層在上游東北方約3公里有新開斷層，位於水庫區域內如附圖 3—2—2 水庫地質圖；壩址下游西北方約 400 公尺處，有一鯉魚潭斷層；又民國24年（西元 1935年）台中、新竹大地震之震央位於壩址東北方約 4、5 公里之關刀山附近，〔徐明同地震學〕該次地震所造成之獅潭斷層與屯子脚斷層之連線及裂隙分佈約略通過本壩址，復於59年2月辦理之鯉魚潭水庫壩址地質調查及探查報告書所述『在壩址上游約200公尺處有水平位移約二十公分之小斷層一條，其延長方向適與壩址河道方向一致。而壩址下游之右岸內亦發現有數條小斷層，量其垂直落差最大者為六十公分』，根據以上資料之研判，壩址似位於斷層群上。壩址附近之斷層與24年新竹、台中地震之地震機制（earthquake mechanism）是否有關，及與鯉魚潭斷層，新開斷層間之關係必須作進一步調查研究。

壩址附近之節理大致呈 N60°W 之走向與地層走向近乎垂直故又叫傾斜節理（dip joint），根據過去調查結果壩址附近之小斷層亦與節理方向略同，且右壩墩岩體較為破碎，節理密度有至10公分一條者，左壩墩則較完整，其節理密度約1公尺一條，由此可知壩址之岩石雖然堅硬，但是極為破碎風化。



2-2-87

2-2-88

# (5) 苗栗縣鯉魚潭水庫工程檢討報告 - (民國 70 年 6 月)

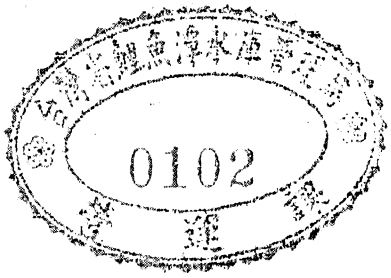
2-2-89

2-2-90

0122

# 苗栗縣鯉魚潭水庫工程檢討報告




台灣省水利局規劃總隊

中華民國七十年六月

D-2-91

2-2-92

## 3.3 地 質：

### 3.3.1 水庫環境地質：

有關本計畫水庫堰址地質調查及探查工作曾編撰專題報告（1，6）。民國七十年二月二日並洽請美籍工程地質專家Dr. Gardner 前來勘查，就堰址地質，溢洪道上游山坡及陡槽地質，右岸堰墩地質及水庫邊緣地滑等問題加以勘查指導。其結果並由中國農業工程學會於民國七十年三月間編輯刊印報告一種（17）。綜合以往調查結果，鯉魚潭水庫之堰址選於大安溪支流景山溪上游，距山線鐵路橋約2公里之山谷U字形轉彎處。水庫所在地之哆囉嘓溪地質係屬刻蝕河床，縱坡甚緩，河床標高比相隔一公里寬山脊之大安溪河床尚低 70 公尺，故對水庫漏水可不必太多顧慮。在地形上於新開，景山附近形成廣大開闊之低位河階，猶如盆地。水庫淹沒區一般地質構造爲沙岩，間有灰色沙質頁岩等。

水庫附近爲本省兩大地震中心之一，請參閱附圖 3-3-1。尤其很接近 1935 年地震之震央（規模爲 7.1 級），因此地震對本計畫之影響宜予重視。堰工設計時尤其應深加檢討。詳請參閱參考資料 17 。在地質構造上，離堰址約 3 公里上游東北方有一所謂新開斷層，位於水庫區域內。離堰址西北方約400公尺處另有一鯉魚潭斷層。因此有關本計畫工程設計之耐震強度應特別予以考慮。

### 3.3.2 堰 址：

堰址附近，由於兩岸基岩之耐蝕，迫使河床形成左凸右凹之天然狹谷，標高210公尺之河床，寬度僅約 35 公尺，標高310公尺處之河寬約爲230公尺，左岸坡度約爲，1：0.83，而右岸却爲1：1，地形上爲一良好堰址。

根據過去地質調查資料指出，露出於堰址附近之基岩，有固結良好頗爲堅實緻密者，其類別概可分爲中粒潔淨沙岩，細粒及略含泥質之沙岩及含薄層頁岩之沙岩互層。中粒潔淨沙岩由次等稜角狀之石英粒所組成，粒徑自 0.15～0.2 公厘。粒間微含少量之高嶺土及中度風化之長石，固結度稍欠堅實而略有空隙，故有時可成爲地下水滲漏之通路。細粒沙岩新鮮時呈灰色，含有泥質，頗爲緻密，夾有薄層頁岩與沙岩成互層狀，對於與走向垂直之水份滲透有延阻作用。堰址基岩走向與堰軸頗近平行，而且地層向上游成35°之傾斜，基層性質及構造形態上，在堰址附近頗有攔阻地下水外滲之效。

堰址附近之節理大致呈N 60° W之走向，與地層走向近乎垂直故又叫傾斜節理（Dipip joint），根據過去調查結果，堰址附近之小斷層亦與節理方向略同，且右堰墩岩體較爲破碎，節理密度有至10 公分一條者。左堰墩則較爲完整，其節裡密度約一公尺一條，由此可知堰址之岩石雖然堅硬，但是極爲破碎風化（1，6，16，17）。

### 3.3.3 溢洪道址：

溢洪道將布置於左岸平台，該平台之表層爲老河道之冲積層。溢洪道位置之地質，經鑽探三孔，其深度分別爲 80 公尺、70公尺及90公尺（6）。覆蓋層自 2.62 公尺～6.62 公尺，爲棕色表土，卵石及岩塊，岩層爲潔淨砂岩、砂質泥岩、砂頁岩互層及頁岩所構成，岩層除上層少部份風化外，中下層均良好，岩心提取率高達 96％，可見其固結及硬度均佳。



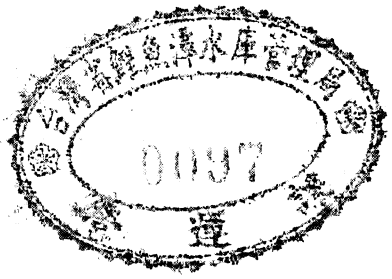
9-2-93

# (6) 鯉魚潭水庫壩址地質調查報告 - (民國 71 年 8 月)

2-2-96

# 鯉魚潭水庫壩址地質調查報告

22
097




主辦機關：台灣省水利局
執行機關：經濟部中央地質調查所

中華民國七十一年八月

2-2-97
85

# 鯉魚潭水庫壩址地質調查報告

胡賢能、劉桓吉、何信昌、陳福將
陳居賀、詹超雄

經濟部中央地質調查所

中華民國七十一年八月

2-2-98

86

# 一、前　言

鯉魚潭水庫規劃工作於民國五十六年開始，到現在已經有十五年了。在這段期間內，曾經過多個階段的地質調查、鑽探、及橫坑開挖，對於整個區域的地質情況已具備相當程度的了解。雖然如此，水庫及其附近地區却仍存在著若干地質問題，有待於作進一步詳細的地質調查；如鯉魚潭斷層之存在與否及確實位置，壩墩附近岩層是否受到大地震（1935 年新竹、台中大地震）的影響等等。本次調查除了針對這些問題外，還著重於本區之岩性、地質構造、和工程地質特性的分析與研究，以提供水庫壩址規劃及工程單位之參考。

本次地質調查以壩址爲中心，範圍涵蓋其東西長約 4 公里、南北寬約 2 公里，面積約 8 平方公里之區域（見附圖）。



2.2-9P

87

## 二、地　形

鯉魚潭水庫地區地形起伏不大，大部份區域拔海標高在500公尺以下，屬於台灣西部麓山帶丘陵地地形。哆囉嗩溪是本區之主要水系，水庫即利用此溪中游良好之峽谷地形爲壩址，攔閘上游河段儲蓄水源。

哆囉嗩溪發源於本調查區域東方之司令山（海拔1193公尺），於鯉魚潭注入大安溪，流路全長僅20公里。此溪從上游草寮至出口鯉魚潭間，流路大致呈東西向，與近乎南北走向的地層直交，係一標準之橫谷。由本區分佈廣泛之赭土台地面看，此溪原爲高位階地或赭土緩起伏面上之順向河，因爲地殼的抬升而切入基盤岩層中，掘鑿而成曲流。

外雙溪是哆囉嗩溪之北側支流，曲流發育於新開斷層線上，係一標準之斷層線谷。

本區之地形面可區分爲兩種：赭土礫石台地面和河岸階地面。赭土礫石台地面可依其高度分爲三階，拔海標高分別爲460、400和310公尺左右。河岸階地面也有數階，因高差太小，較難分辨。

綜觀本區地形現況，顯示其經過相當長時期的地形發育。赭土礫石台地面爲本區之主要地形期，其成因是更新世晚期之河流自東側帶下大量的砂石（其中包含白冷層粗粒變質砂岩），堆積成廣泛之礫石層，後因地殼的抬升，使此礫石層變成現今之紅土礫石層。目前河道內充滿了粗粒石英砂岩，其來源可能由礫石層



2.2-100

冲刷而來。河岸階地面亦代表本區地形發育史上之一段地形期，其形成亦是由河流的下切，遺留下之堆積層而成。



2-2-101

## 三地層與岩性

本區岩層走向大致呈北東方向，傾斜向東南，因此出露於西側的岩層較老，往東漸漸變新；層序依次爲中新世晚期的南莊層和桂竹林層及上新世錦水頁岩和卓蘭層。未固結岩層不整合覆蓋於上述岩層之上，有赭土礫石層，階地堆積層和河床冲積物等。

### 南　莊　層

南莊層分佈於本調查區的西側，未全部露出，僅上部數十公尺的岩層露頭可供觀察研究。此層岩石以厚層泥質砂岩、砂岩與頁岩互層爲主，夾有零星分佈的白砂岩和礫石帶，有時可看到薄劣的煤線，岩性較爲特殊，比較容易辨認，在岩層追踪及對比上相當有用。

### 桂竹林層

桂竹林層在本調查區內的分佈相當廣。此層整合覆蓋於南莊層之上，層厚達900公尺左右。依其岩性特徵可再劃分爲三段；下段爲關刀山砂岩，中段爲十六份頁岩，上段是魚藤坪砂岩。

關山刀砂岩段以厚層灰色至淡青灰色細粒砂岩爲主，間夾淘選較佳之灰白色砂岩條帶及薄層深灰色頁岩，全厚大約250公尺。砂岩內常有泥粒、炭粒和貝殼化石存在。在泥質砂岩內常可見到生物擾動痕跡，層理面也因此而變爲不太明顯。

十六份頁岩段主要由深灰色頁岩所組成。由於頁岩之岩性較



2-2-102

軟弱，容易受風化侵蝕而成低凹地區，岩盤露頭非常差，估計其厚度不到一百公尺。

魚藤坪砂岩段分佈於本區之中央地帶，水庫即利用其上部砂岩作爲壩墩，因此其岩性對水庫基礎來說是相當重要的。此段以細粒泥質砂岩爲主，含多量粉砂岩和頁岩夾層。於壩址處有數層明顯的化石帶及淘選較佳的淡灰色細粒砂岩出現。全厚約600公尺。

新鮮的泥質砂岩常呈灰色或淡灰色，受風化後變爲黃褐色。泥質砂岩內常含有煤屑、貝殼和泥粒，也常可見到各種沈積構造如交錯層、波痕、紋層、動物孔痕等等。在粉砂岩或頁岩內也常見到灰白色石灰質結核，由上述種種現象顯示此區岩層是在一濱海環境下沈積的。

## 錦水頁岩

錦水頁岩整合覆蓋於魚藤坪砂岩段之上，全層厚度約280公尺。此層岩性以深灰色頁岩爲主，夾少許泥質砂岩及粉砂岩層。在本區此層之岩性較爲特殊，可作爲岩層對比及追踪之指準層。

頁岩膠結很差，在水裏易因浸泡而崩解，水庫蓄水後可能導致此類岩石發生鬆碎現象，坡脚易受侵蝕流失，引起崩塌而增加水庫的淤積。泥質砂岩和粉砂岩層的底部常含有貝類化石及動物孔痕，也夾有冲刷下來的植物碎片，顯示此層可能是靠近陸棚相之沈積物。



2.2-103

## 卓蘭層

在本區卓蘭層只露出其底部一部份岩層。其與錦水頁岩爲整合關係，與錦水頁岩的區別爲其已開始有厚層砂岩出現。基本上本層岩性以往上漸漸變粗（ coarsening upward ）之岩序交互出現，也就是說每一岩序之底部爲頁岩，往上漸漸變爲砂頁岩互層，再往上則變爲厚層砂岩，如此重複出現。每一岩序厚度在10～30公尺之間。

因爲頁岩易受風化侵蝕，而覆蓋於其上的砂岩則相當耐侵蝕，加上岩層以30度之角度向東南傾斜，因此本區在地形上常形成標準的豚脊嶺地形。

## 未固結岩層

未固結岩層以不整合覆蓋於上述岩層之上。其組成物質主要爲砂石、泥土及卵石，膠結非常疏鬆。赭土礫石層的表層因長期受雨水淋蝕風化形成一厚達數公尺的紅土層。

在壩墩台地上之礫石層厚度特別列爲調查重點之一，因其對擬定之壩高及水庫滲漏有相當的關係，經野外詳細調查與參考鑽探岩心資料，推測其厚度一般在10公尺以內。

## 岩石薄片觀察研究

岩石之粒度、組成礦物、孔隙率、填充物及膠結情形與岩石



2.2-104

本身之強度、透水性和耐濡磨性質有極密切之關係。故將野外所採集之樣品製作成薄片，在顯微鏡下觀察，以明瞭各類岩石之特性（見表一）。

本區岩石在顆粒、成分含量、淘選度等或有所不同，但基本的組成礦物則大同小異，意味著其沈積物的來源地大致相同。歸納本區岩石之組成礦物以顆粒狀石英爲主；長石、燧石及雲母等礦物次之；重礦物則僅微量出現，包含有鋯石英、輝石、角閃石及不透光金屬礦物。顆粒間的填充物或基質以黏土礦物和微細石英粒爲主（見圖三），有時被後期生成的方解石所填充或取代原先沈積之黏土礦物（圖一、四、五、六）。次生的黃鉄礦（風化成褐鉄礦）亦常生成於顆粒間隙或取代其他礦物。這些後期成長之礦物有助於岩石之膠結，對岩石之強度和耐濡磨性均有幫助。石灰質基質亦可中和水庫內之酸性水質，有保護水庫混凝土建築物之功效。部份淘選較佳的砂岩，顆粒間無填充物質，膠結相當疏鬆，孔隙率達5％左右（圖二）。

一般來說，本區砂岩以細粒者爲主，淘選非常差，顆粒間常填充些黏土礦物、方解石或黃鉄礦等基質，孔隙率非常低，不易透水，此種岩性對水庫之水密性較爲有利。



2·2-105

表一、鯉魚潭水庫岩石薄片觀察紀錄表

| 片數 | 編號 | 岩石名稱 | 採集之岩層 | 組成成分 | 備註 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | LY 3 | 石灰質細粒砂岩 | 南莊層 | 石英、長石、白雲母、燧石及微粒岩屑，基質爲方解石及黏土礦物。 | |
| 2 | LY 9 | 石灰質細粒砂岩 | 南莊層 | 石英、長石、微粒岩屑、燧石爲主，少量白雲母、黑雲母及其他重礦物。基質爲方解石、褐鉄礦（黃鉄礦）。 | |
| 3 | LY 10 | 中粒砂岩 | 關刀山砂岩 | 石英、長石、燧石爲主，含雲母及微量重礦物，基質爲黏土及褐鉄礦。 | |
| 4 | LY 11 | 石灰質細粒砂岩 | 關刀山砂岩 | 石英、長石、燧石爲主，含有孔蟲及貝殼碎片，及微量重礦物，基質以方解石爲主。 | |
| 5 | LY 14 | 石灰質砂岩 | 南莊層 | 石英、貝殼、長石、火山玻璃碎塊，岩屑，含微量雲母、重礦物，基質爲方解石。 | 淘洗很差。 |
| 6 | LY 25 | 石灰質細粒砂岩 | 魚藤坪砂岩 | 石英、長石、燧石、岩屑爲主，含少量白雲母，基質是方解石、褐鉄礦。 | 淘洗較佳。 |
| 7 | LY 26 | 中粒砂岩 | 魚藤坪砂岩 | 石英、長石、燧石、岩屑爲主，含少量白雲母。基質是褐鉄礦、黏土礦物。 | |
| 8 | LY 34 | 石灰質細粒砂岩 | 卓蘭層 | 石英、燧石、長石、岩屑及微量雲母，基質爲方解石。 | |
| 9 | LY 35 | 中粒砂岩 | 錦水頁岩 | 石英、長石、燧石及岩屑，少許雲母，無基質存在，約5％之空隙，膠結差。 | |
| 10 | LY 36 | 細粒砂岩 | 魚藤坪砂岩 | 石英、長石、燧石及岩屑，少許雲母、重礦物，基質以黏土礦物，2％空隙。 | |
| 11 | LY 41 | 石灰質細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石等爲主。基質爲方解石，結晶非常良好。 | |
| 12 | LY 43 | 石灰質砂岩 | 〃 | 石英、燧石、長石、岩屑及少許重礦物，基質爲方解石。 | |
| 13 | LY 44 | 細粒砂岩 | 〃 | 石英、頁岩屑、長石、燧石，夾微量雲母。基質爲黏土礦物，1～2％空隙。 | |
| 14 | LY 45 | 石灰質砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、岩屑及少許重礦物。基質爲方解石，結晶相當良好。 | |
| 15 | LY 46 | 砂岩 | 〃 | 石英、長石、岩屑、燧石及少許雲母。基質爲黏土礦物及褐鉄礦。 | |
| 16 | LY 47 | 泥質砂岩 | 〃 | 石英、長石、岩屑、白雲母等。基質爲黏土礦物。 | 淘洗很差。 |
| 17 | CT 1 | 細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、岩屑、燧石、白雲母、及少許重礦物，基質爲黏土礦物，孔隙率1～2％。 | |
| 18 | CT 2 | 泥質砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、白雲母，基質爲黏土礦物，部份被方解石取代，有微細裂縫。 | 淘洗很差。 |
| 19 | CT 3 | 泥質砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、白雲母、及微量重礦物，基質爲黏土礦物，後期填充褐鉄礦。 | 孔隙率5％ |
| 20 | CT 4 | 細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、白雲母、岩屑、及微量輝石等重礦物，基質爲黏土礦物。 | |
| 21 | CT 5 | 石灰質細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、白雲母、黑雲母、重礦物等。基質爲黏土礦物，大部份爲方解石取代。 | |
| 22 | CT 8 | 粉砂質泥岩 | 錦水頁岩 | 石英、長石、雲母、重礦物、燧石。基質爲黏土礦物和方解石。 | |
| 23 | CT 9 | 粉砂質泥岩 | 〃 | 石英、長石、雲母、重礦物、燧石。基質爲黏土礦物和方解石。 | |
| 24 | CT 11 | 石灰質細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、白雲母、黑雲母、重礦物。基質爲方解石。 | |

表一、鯉魚潭水庫岩石薄片觀察紀錄表

| 片數 | 編號 | 岩石名稱 | 採集之岩層 | 組成成分 | 備註 |
|---|---|---|---|---|---|
| 25 | CT 12 | 粉砂質泥岩 | 錦水頁岩 | 石英、長石、白雲母，基質爲黏土礦物，淘洗不佳。 | |
| 26 | CT 14 | 泥質細粒砂岩 | 魚藤坪砂岩 | 石英、長石、白雲母、燧石、重礦物，基質爲黏土礦物，淘洗不佳。 | |
| 27. | CT 16 | 石灰質細粒砂岩 | 錦水頁岩 | 石英、長石、燧石、岩屑及微量雲母、重礦物。基質爲方解石。 | |
| 28 | HL 19 | 泥質砂岩 | 魚藤坪砂岩 | 石英、長石、燧石、白雲母、及其他重礦物。基質爲黏土礦物。 | |
| 29 | HL 20 | 細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、岩屑、少許雲母及重礦物。基質爲黏土礦物，部份爲褐鉄礦取代。 | |
| 30 | HL 21 | 細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、岩屑、白雲母、重礦物，基質爲黏土礦物，孔隙率 2 %。 | |
| 31 | HL 22 | 泥岩 | 〃 | 石英、長石、白雲母、黑雲母。基質爲黏土礦物。 | |
| 32 | S 19 | 泥質砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、岩屑、及微量重礦物，基質爲黏土礦物和褐鉄礦，有微細裂縫。 | |
| 33 | S 24. | 石灰質粉砂岩 | 〃 | 石英、長石、白雲母、黑雲母。基質爲方解石。 | |
| 34 | S 25 | 石灰質細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、白雲母。基質爲方解石。 | |
| 35. | S 26 | 細粒砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、雲母及重礦物。基質爲黏土礦物、褐鉄礦，1%孔隙。 | 淘洗差 |
| 36 | S 27. | 石灰質砂岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、岩屑、及微量雲母，基質爲方解石，有微細裂縫。 | |
| 37 | S 30 | 砂質貝殼灰岩 | 〃 | 石英、長石、燧石、貝殼破片、有孔蟲殼，基質爲方解石。 | |

## 四、層理面及節理面敍述、分析

此次地質調查之重點在追踪岩層之延伸及分佈情形，並作不連續面之量測及統計分析，期能對壩址附近之構造線有所了解，再據以研討前所提及之各斷層之存在與否及其確實位置。

### 層　理　面

本區岩層走向係逐漸變化（參閱附圖），在鯉魚村附近岩層走向呈北偏西方向，往東變爲正北，到壩址地區岩層走向約爲北30度東，再往東則變爲北60.度東左右。至於岩層傾斜方向則均爲向東，傾角在15度至60.度之間。

由量測之194個層位資料作電腦投影分析結果，顯示本區主要岩層走向爲北30度東，向東南傾斜約35.度，與壩址附近岩層之位態相近。（見圖七）

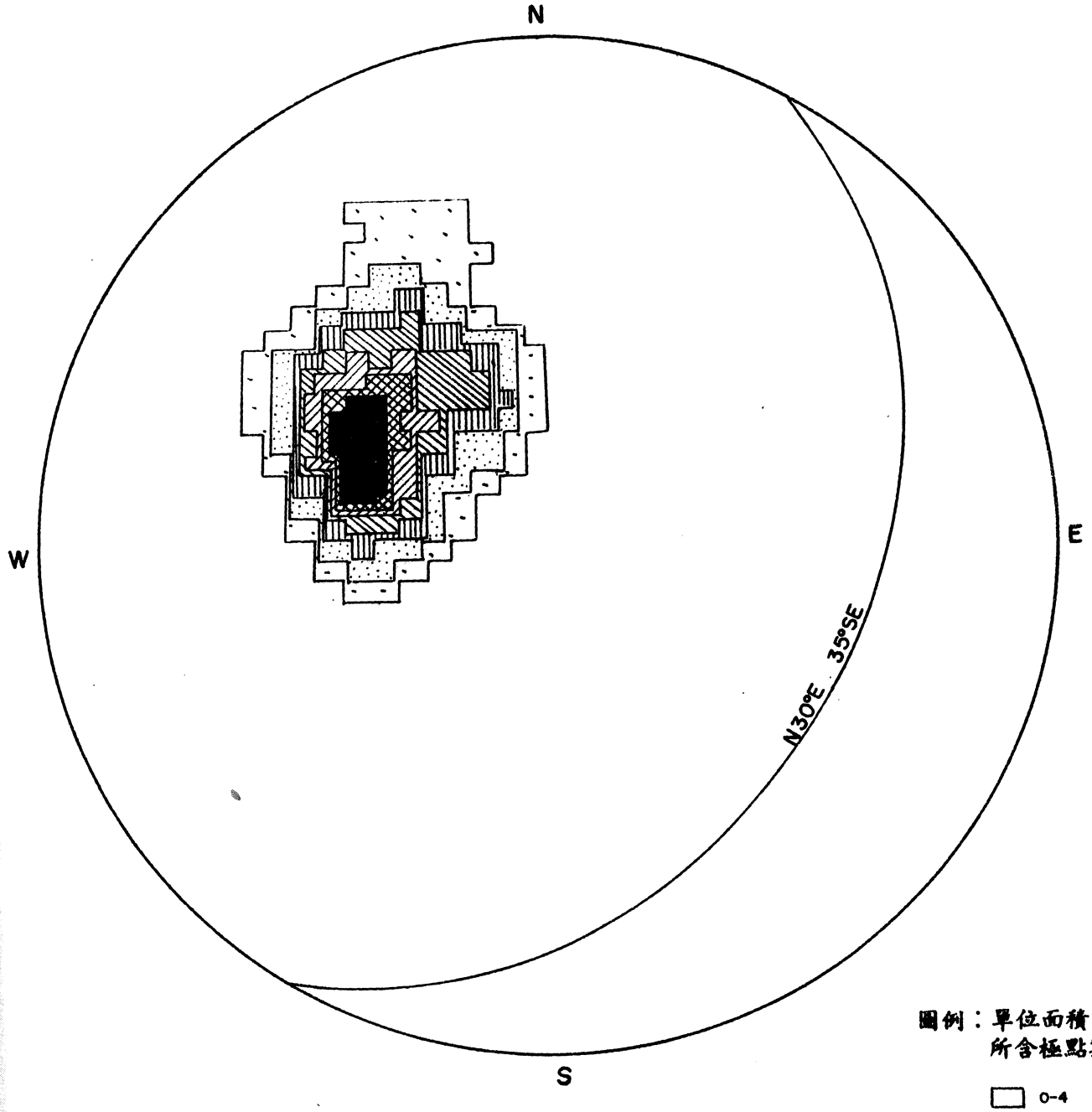
### 節　理　面

節理面之位態及發育情形關係著本調查區域之工程地質特性，尤其在層理面不發達的泥質砂岩中，節理面似乎成了唯一控制本區工程性質之不連續面了。

在對本區節理面之研究中，本次調查總共量測了915個節理面資料，於使用電腦投影分析顯示（見圖八），最主要之一組節理面走向爲北68度西，向西南傾斜約80度。此組節理面在壩址地區相當發達，由圖九之照片可看到其斷裂面相當平整，延伸達數



2-2-108




圖例：單位面積內
所含極點數

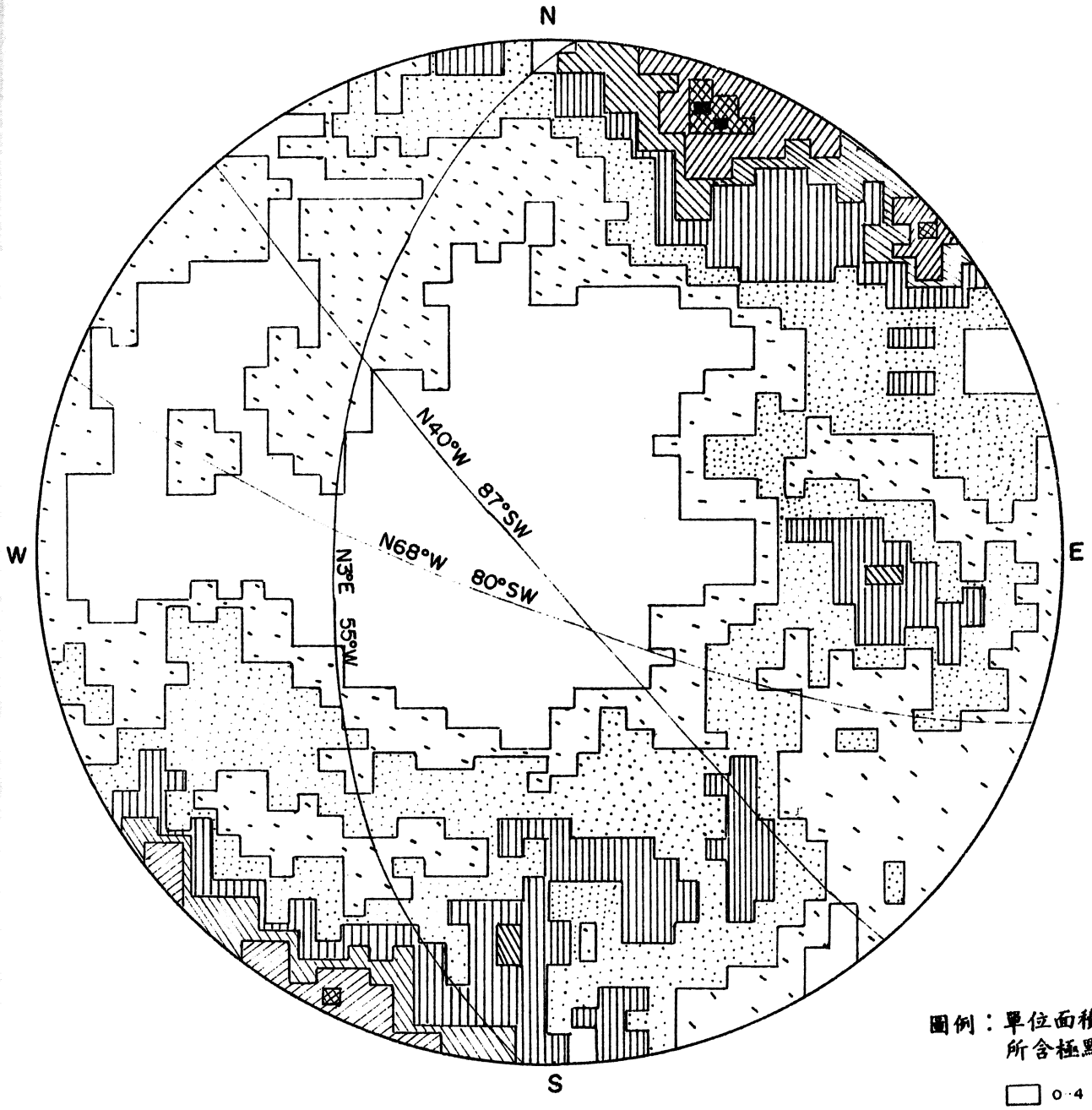
| | |
|---|---|
| | 0-4 |
| | 5-9 |
| | 10-14 |
| | 15-19 |
| | 20-24 |
| | 25-29 |
| | 30-34 |
| | > 35 |

總數：194

圖七 壩址附近層面等面積投影圖



9-2-109




圖例：單位面積內所含極點數

| | |
|---|---|
| | 0-4 |
| | 5-9 |
| | 10-14 |
| | 15-19 |
| | 20-24 |
| | 25-29 |
| | 30-34 |
| | > 35 |

總數 ：915

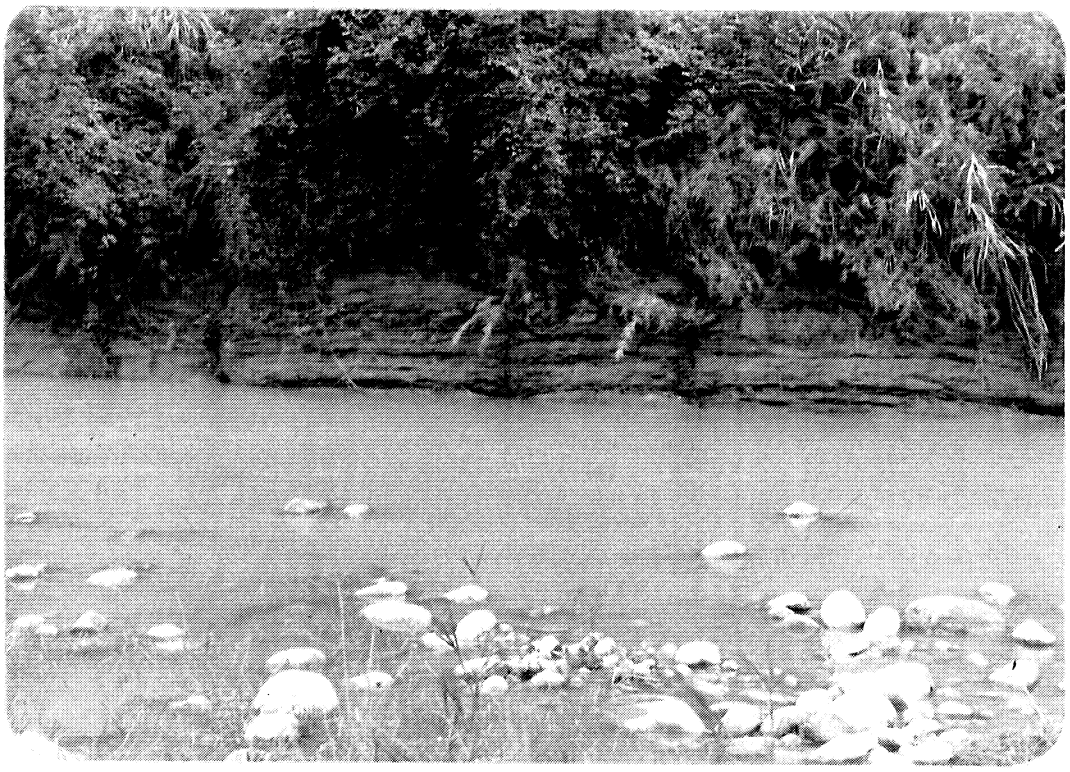
圖八 壩址附近節理面等面積投影圖



2-2-110

公尺，間距在1公尺至數公尺之間，在右壩墩此組節理面較密，間距甚至僅十公分左右。另兩組較不明顯之節理面分別爲走向北40度西，向西南傾斜87度及走向北3度東，向西傾斜55度。

最主要的一組節理面與層理面走向約略垂直，也與台灣島之主要地質構造線垂直，此表示其走向與最大壓力之方向相平行，也就是說此組節理的生成可能爲張力作用產生之結果。其他節理面在圖八之投影中顯現爲零星散佈，在野外觀察其垂直及水平之延伸大多在1公尺以下，推測其成因可能爲河谷解壓所致，如此則其對工程之影響較小。由橫坑內節理面之觀測，在靠近地表處，節理面之數目及間距均較密，及至深處則變爲相當稀少，此可證明地表之節理有許多與河谷解壓生成有關。



圖九、壩址左岸節理面發育情形



D-2-111

## 五、主要地質構造討論

1. 鯉魚潭斷層：此斷層是由張麗旭在其發表之「三叉衝上斷層」及其附近之地質構造一文中所提出，其所持理由爲鉄路東側南莊層之白砂岩與十六份砂質頁岩在哆囉嘓溪北岸之分佈顯然錯動不連，且走向亦不相同，因此推定有一走向爲東偏北，且東南側相對上昇之斷層。但根據此次詳細之地質調查，上述地區地層位態並無明顯的不同，且調查結果顯示（見附圖），壩址北面之岩層有向東折轉之現象，恰與其地質圖所示之分佈情形相左；另外在圖七中可見本區層理面之投影只有一個中心區域，此表示本區岩層並無明顯的層位變化，也就是說其受斷層所擾動之可能性相當小。依據沈積環境之觀點，南莊層白砂岩之消失並不意味著受斷層切割所致，何春蓀等在東勢煤田調查報告內亦提到白砂岩呈零星散佈。

2. 獅潭斷層與屯子脚斷層：此二斷層主要根據民國24年台中、新竹大地震之裂隙與地形特徵而繪示，本次調查亦將本區地形特徵及其所提及之裂隙列爲調查要點。經詳細觀察本區並無明顯的裂隙存在，如其確實存在，或可能已爲風化侵蝕所消失。但如此兩斷層連線確實通過本區，岩磐應顯現出破碎帶及錯動之現象，是否有斷層經過掩覆區域或沿不連續面延展，必須由微震之量測分析始能確定。

3. 小斷層之存在：根據以前的資料，壩址上游200公尺處有一水平位移約二十公分之小斷層。但此處露頭並不良好，其可能是



2-2-112

發達之節理面因受後期風化侵蝕產生滑動所致。另十分溪內有數條小斷層之存在，因未標示於圖上，且此溪內兩側岸壁露頭不佳，很難加以證實。但以台灣西部麓山區岩層變動情形及附近東興水庫小斷層之存在情形看，此類小斷層之出現並非不可能，主要的應注意其位態；據資料顯示，其位態與走向爲北68度西之節理面相近，如此則依岩石力學之觀點，此類斷層延伸可能不長。



104

2-2-113

## 六、工程地質

1. 壩址地區岩層之走向與壩軸近乎平行，傾斜向上游約40度，岩性又以膠結良好之泥質砂岩爲主，是一良好之壩址。

2. 由鑽井和橫坑資料以及透漏試驗結果顯示，左壩墩之工程地質性質較右壩墩爲佳，此與兩岸節理之發育情形有直接之關係。由圖十知右壩墩之地下水面較低，風化層亦較厚；在同樣的岩層岩性下，顯然的此爲受節理發達程度所左右，這與右壩墩節理面較發達之事實相吻合。

3. 淹沒區之河道與地層走向垂直，因此在蓄水後產生大規模之崩塌或地滑現象較爲不可能。

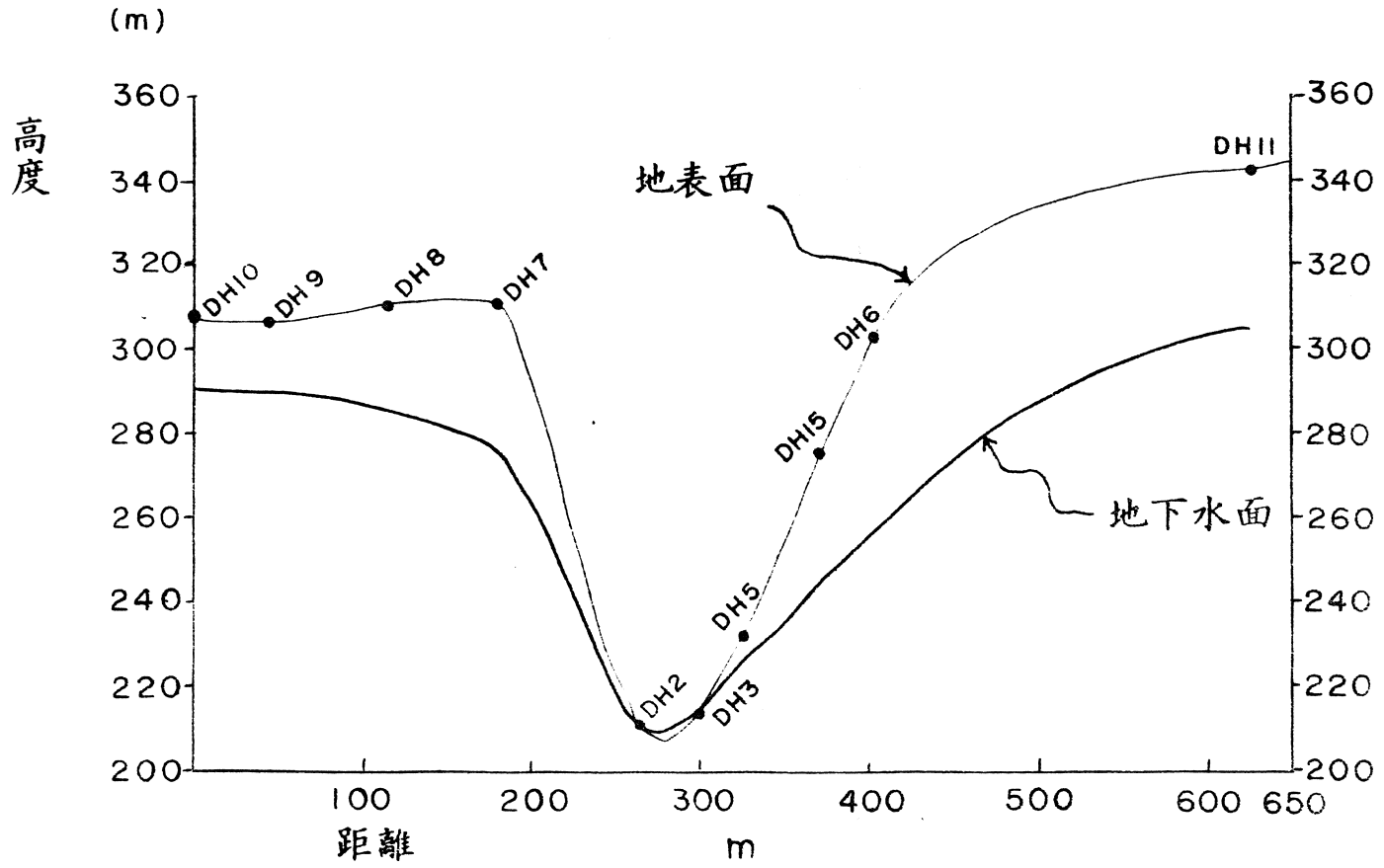
4. 錦水頁岩以軟弱之泥岩、頁岩爲主，膠結非常差，經泡水後易崩解，本區崩塌地大多分佈於此層內即如是之故。水庫蓄水後，水面之升降及拍蝕崖壁，易擴大崩塌範圍，造成淤積，所幸者此層厚度不大，範圍有限。

5. 左壩墩上方台地之礫石層厚度，經野外實地勘查及鑽井資料推定其10公尺以內，對大壩工程應無不良影響。

6. 本次調查亦對此區岩石作水濡耐磨試驗，表二爲對所採樣品作一次水濡耐磨試驗之結果；以水濡耐磨指數之90％以上，90～70％，70～50％和50％以下分別爲強、中強、弱和極弱，則所採樣品中有5個屬於強的，7個中強，1個弱和9個極弱，大致來說本區岩石對水濡蝕抗力尚可。顯然的這些樣品的水濡耐磨指數與其膠結程度有關，而此區岩石膠結程度又與石灰質含量有關，即後期石灰質的充填使本區部份岩石強度加大。



D.2-114




圖十 壩軸沿綫地下水面情形DH10爲鑽孔位置及井號

## 表二、鯉魚潭水庫水濡耐磨試驗

| 編號 | 地層 | 岩性 | 水濡耐磨指數% | 外觀描述 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 試驗前 | | 試驗後 | |
| 1 | 魚藤坪砂岩 | 土黃色細粒砂岩 | 40.87 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 3.5 cm～0.5 cm |
| 2 | 魚藤坪砂岩 | 灰色細粒泥質砂岩 | 69.61 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 3.5 cm～1 cm |
| 3 | 魚藤坪砂岩 | 灰色細粒泥質砂岩 | 76.97 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 3.5 cm～2.5 cm |
| 4 | 魚藤坪砂岩 | 淡灰色細粒砂岩 | 38.95 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 極圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 3 cm ～ 2 cm |
| 5 | 魚藤坪砂岩 | 淡黃色石灰質中粒砂岩 | 91.90 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次角狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 4 cm ～ 3 cm |

# 鯉魚潭水庫水濡耐磨試驗

| 編號 | 地層 | 岩性 | 水濡耐磨指數% | 外觀描述 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 試驗前 | | 試驗後 | |
| 6 | 魚藤坪砂岩 | 灰色<br>石灰質泥岩 | 80.26 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 3 cm～1.5 cm |
| 7 | 魚藤坪砂岩 | 土黃色<br>細粒砂岩 | 42.99 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4.5 cm | 長徑大小 | 4 cm～0.7 cm |
| 8 | 魚藤坪砂岩 | 土黃色<br>石灰質細粒砂岩 | 79.86 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4.5 cm | 長徑大小 | 4 cm～2.5 cm |
| 9 | 錦水頁岩 | 灰色<br>石灰質泥岩 | 86.47 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次角狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4.7 cm | 長徑大小 | 4 cm～0.2 cm |
| 10 | 錦水頁岩 | 淡灰色<br>石灰質細粒砂岩 | 97.04 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次角狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4.4 cm | 長徑大小 | 4.3 cm～4 cm |

# 鯉魚潭水庫水濡耐磨試驗

| 編號 | 地層 | 岩性 | 水濡耐磨指數% | 外觀描述 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 試驗前 | | 試驗後 | |
| 11 | 錦水頁岩 | 灰色石灰質含泥細粒砂岩 | 86.12 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4.2 cm | 長徑大小 | 4 cm～1.5 cm |
| 12 | 錦水頁岩 | 灰色石灰質含泥細粒砂岩 | 96.78 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 角狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4.3 cm | 長徑大小 | 4.2 cm～4 cm |
| 13 | 錦水頁岩 | 黃灰色石灰質細粒砂岩 | 95.53 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次角狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 4 cm～3.7 cm |
| 14 | 卓蘭層 | 淡黃色中粒砂岩 | 45.72 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4.1 cm | 長徑大小 | 3.8 cm～2.4cm |
| 15 | 卓蘭層 | 黃色中粒砂岩 | 80.42 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 3.9 cm～2.2 cm |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | |

## 鯉魚潭水庫水濡耐磨試驗

| 編號 | 地層 | 岩性 | 水濡耐磨指數% | 外觀描述 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 試驗前 | | 試驗後 | |
| 16 | 卓蘭層 | 淡黃色含泥細粒砂岩 | 24.02 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 3.9 cm～1 cm |
| 17 | 卓蘭層 | 黃灰色細粒中粒砂岩 | 79.97 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次角狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 3.8 cm～2.6 cm |
| 18 | 卓蘭層 | 黃灰色石灰質細粒砂岩 | 93.43 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 次角狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 4 cm～3.6 cm |
| 19 | 卓蘭層 | 淡灰色含泥細粒砂岩 | 46.61 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 2.6 cm～1 cm |
| 20 | 卓蘭層 | 淡黃色中粒砂岩 | 16.51 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 極圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | (只餘3粒) 2.3 cm～2 cm |

# 鯉魚潭水庫水濡耐磨試驗

| 編號 | 地層 | 岩性 | 水濡耐磨指數% | 外觀描述 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 試驗前 | | 試驗後 | |
| 21 | 卓蘭層 | 灰色含泥細粒砂岩 | 40.01 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 圓狀～極圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | 3.4 cm～1 cm |
| 22 | 卓蘭層 | 黃色中粒砂岩 | 4.36 | 形狀 | 角狀 | 形狀 | 圓狀 |
| | | | | 長徑大小 | 4 cm | 長徑大小 | （只餘2粒）1.5 cm～0.5 cm |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

## 七、結論與建議

㈠哆囉嘓溪是本區之主要水系，爲一掘鑿而成曲流。赭土礫石台地面和河岸階地面是本區之主要地形面，代表著本區地形發育史上之兩個主要地形期。

㈡本區岩層由下而上依次爲南莊層、桂竹林層、錦水頁岩、卓蘭層。其中桂竹林層可分爲三段，即關刀山砂岩段，十六份頁岩段及魚藤坪砂岩段。壩址所在岩層即爲魚藤坪砂岩段之上部。

㈢壩址地區以泥質砂岩爲主，泥質砂岩的薄片在顯微鏡下顯示其組成成分以石英顆粒爲主，其次爲長石、燧石及雲母等礦物，重礦物之含量很少。填充於顆粒間的基質以黏土礦物及微細石英粒爲主。次生之方解石及黃鉄礦亦常填充於顆粒間或取代原先沈積之黏土礦物，強化岩石之膠結，有助於岩石之強度及降低孔隙率與透水率。

㈣由電腦投影分析結果，顯示本區岩層走向平均爲北30度東，傾斜向東南約35度。節理有三組，其中最主要的一組走向呈北68度西，向西南傾斜約80度。另兩組次要之節理面分別爲走向北40度西，向西南傾斜87度及走向北3度東，向西傾斜55度。

㈤本次調查結果顯示本區並無明顯的地層擾動及破碎帶之存在，因此對鯉魚潭斷層之存在實值得懷疑。對於獅潭斷層及屯子腳斷層在民國24年大地震所造成之裂隙，可能由於風化侵蝕殆盡，無法證實其爲表土滑動或岩磐錯動，建議以微震方法探討。另對數條小斷層之探討，因記載不清及露頭不良之原故，較難



9-2-121

證實，但依其位態及岩石力學觀點，如其確實存在，則其延伸與錯動距離不大。

(六)壩址之岩層位態與岩性均甚佳，惟右壩墩之節理較發達，在基礎處理時，應加大風化岩石清除之深度及注意滲漏問題。

(七)左壩墩上方台地之礫石層經實地調查與參考鑽探資料，推定其厚度均在十公尺以內，對壩墩基礎與水密性並不構成威脅。

(八)由對淹沒區岩層採樣作水濡耐磨試驗結果顯示，本區岩石對水濡蝕抗力尚可。又淹沒區河道與岩層走向接近垂直，岩層之穩定性較佳，不易因水庫蓄水而發生崩塌、滑動之現象。淹沒區內僅錦水頁岩岩性較弱，容易經泡水崩解而產生崩塌，以後必須注意其露佈區域之水土保持工作。



2.2-122

## 參 考 文 獻


1. 林朝棨（民國46年）；台灣省通志稿，土地志、地理篇；第二冊，地形。

2. 台灣省水利局（民國69年）；苗栗縣鯉魚潭水庫工程規劃不同常水位壩工方案比較研究報告。壩工叢刊之42。

3. 何春蓀和譚立平（民國49年）；台灣台中東勢至南投國姓間煤田地質。台灣省地質調查所彙刊，第十二號，19－51頁。

4. 張麗旭（民國40年）；「三叉衝上斷層」及其附近之地質構造。台灣省地質調查所彙刊；第三號，23－33頁。

5. 台灣省水利局（民國59年）；鯉魚潭水庫壩址地質調查及探查報告書。

6. 台灣省水利局（民國57年）；鯉魚潭水庫規劃調查報告，三壩址及大安溪攔河堰地質鑽探調查。



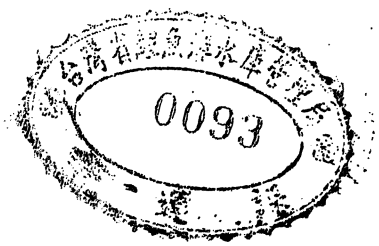

2-2-123

# (7) 鯉魚潭水庫壩工基本設計報告 - (民國 72 年 6 月)

54

# 鯉魚潭水庫

# 壩工基本設計報告




台灣省水利局

壩工工程調查設計隊

中華民國七十二年六月

# 第三章　水庫與堰址之地質

## 3.1　調查經過

本壩址地質鑽探工作曾於五十五年八月根據聯合國地質專家聶克先生之建議，沿壩軸鑽探5孔壩軸上下游各鑽1孔，計7孔，總深度305公尺，據鑽探結果，左右壩墩兩鑽孔及右山腹之鑽孔均發現嚴重之漏水，為進一步明瞭地層構造，風化深度及滲漏情形，指定在左翼台地鑽探3孔各深50.公尺，右山脊鞍部鑽1孔，深80公尺計4孔，深230公尺。

本鑽探工作復於五十七年一、二月間於河床左翼台地，右翼台地，溢洪道等處再鑽17.孔，總深度1,020公尺，並沿壩中心線左右岸座開挖橫坑5座（AD1～AD5）總深260公尺。

詳細請參閱鯉魚潭水庫壩址及大安溪攔河堰地質鑽探調查及鯉魚潭水庫壩址地質調查及探查報告書。

水庫規劃工作原於六十年十月告一段落。復根據美籍地質專家Mr. Jack D Carter之建議，于原擬土壩壩址上游約70.公尺處，擬定拱壩壩址，為明瞭拱壩壩址之可行性於標高235公尺兩岸壩墩開挖橫坑AD6，AD7各長20.公尺及30.公尺。以探查基岩之性質及其風化程度，並在橫坑內採取岩石樣品作物理性試驗。另調查壩址附近節理分佈情形，以及可能影響安全之程度，提供設計之參考。有關過去所作鑽孔及橫坑位置請參閱附圖3－1－1壩址鑽孔位置圖，與五十八年



2-2-129

合計共開挖橫坑七座（AD1～7）總深度計310公尺。並辦理本區詳細之節理分佈調查分析。詳細請參閱鯉魚潭水庫拱壩方案節理調查及橫坑探查報告。

於民國七十年元月間，為進一步探討壩址有關地質及地震問題，經邀請美國墾務局等壩工地質專家Willam I. Gardener經濟部中央地質調查所、中研院地球科學研究所、台灣大學等各專家組成小組前往勘查壩址，並作成會勘與研討記錄。

依據會勘討論結果尚須調查試驗事項於民國七十一年又委託經濟部中央地質調查所，勘查研究壩址附近之工程地質，另又委託中央研究院地球科學研究所，調查壩址地區活動斷層調查研究。

3.2 水庫與壩址地質構造

鯉魚潭水庫之壩址選於大安溪支流景山溪上游，距山線鐵路橋約2公里之山谷U字形轉彎處。水庫所在地之哆囉咽溪地質係屬刻蝕河床，縱坡甚緩，河床標高比相隔一公里寬山脊之大安溪河床尚低70.公尺，故對水庫漏水可不必太多顧慮。在地形上於新開、景山附近形成廣大開濶之低位河階，猶如盆地。水庫淹沒區一般地質構造為沙岩，間有灰色沙質頁岩等。

壩址附近，由於兩岸基岩之耐蝕，迫使河床形成左凸右凹之天然狹谷，標高210公尺之河床，寬度僅約35.公尺，標高310公尺處之河寬約為230公尺，左岸坡度約為1：0.83，而右岸卻為1：1，地形上為

一良好堰址。

根據過去地質調查資料指出，露出於堰址附近之基岩，有固結良好頗為堅實緻密者，其類別概可分為中粒潔淨沙岩，細粒及略含泥質之沙岩及含薄層頁岩之沙岩互層。中粒潔淨沙岩由次等稜角狀之石英粒所組成，粒徑自 0.15～0.2 公厘。粒間微含少量之高嶺土及中度風化之長石，固結度稍欠堅實而略有空隙，故有時可成為地下水滲漏之通路。細粒沙岩新鮮時呈灰色，含有泥質，頗為緻密，夾有薄層頁岩與沙岩成互層狀，對於與走向垂直之水份滲透有延阻作用。堰址基岩走向與堰軸頗近平行，而且地層向上游成 35°之傾斜，基層性質及構造形態上，在堰址附近頗有攔阻地下水外滲之效。

堰址附近之節理大致呈 N60°W 之走向，與地層走向近乎垂直故又叫傾斜節理（ Dip joint ），根據過去調查結果，堰址附近之小斷層亦與節理方向略同，且右堰墩岩體較為破碎，節理密度有至 10 公分一條者。左堰墩則較為完整，其節理密度約一公尺一條，由此可知堰址之岩石雖然堅硬，但是極為破碎風化（1，6；16，17 ）。

溢洪道將佈置於左岸平台，該平台之表層為老河道之冲積層。溢洪道位置之地質，經鑽探三孔，其深度分別為 80 公尺、70 公尺及 90 公尺(6)。覆蓋層自 2.62 公尺～6.62 公尺，為棕色表土，卵石及岩塊，



2-2-131

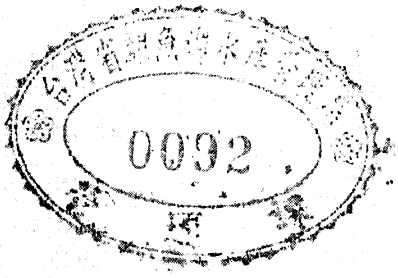
# (8) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告
## 二、工程專題
## 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估
## 附錄 - (民國 73 年 8 月)

# 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告

## 二、工程專題

### 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估

## 附　　錄




主辦機關：台灣省水利局

執行機關：財團法人中興工程顧問社

中華民國七十三年八月

2·2-135

故水庫滿水位 300公尺，僅較大安溪河床高約 20 公尺，水力坡降甚小，漏水潛能甚低。大安與景山兩溪分水嶺標高在470公尺以上，而分水嶺頂部台地礫石層厚度則僅約 25 公尺左右，台地底部遠在水庫水位之上，（見圖 I-2，剖面 B-B及 C-C），並不構成滲漏之問題。此外，分水嶺岩盤亦未發現有背斜或斷層破碎帶等可能滲水路線存在，而分水嶺一帶木本植物生長茂密，山溝內經年有泉水，表示地下水位甚高，可構成水庫與大安溪間之地下水障（Groundwater barrier）。衡諸上述各點本計畫水庫無漏水之慮。

## Ⅲ－2 壩址

### 1 地質特點

(1) 地形

景山溪河道在流往壩址前為東北向，至壩址狹谷上游折向西北，穿越壩址狹谷，流向與形成狹谷之岩層直交；狹谷長約 400公尺，河流出狹谷處再以 $90^0$折向西南與岩層走向平行，後下行約800公尺處再折向西流形成一「匚」字型之流路。壩址左岸為一堅厚之山脊，頂部高程約為 310公尺，可供佈



2-2-137

置溢洪道。

(2) 覆蓋

河床礫石堆積一般約 2 至3 公尺深。左右岸壩軸附近覆蓋層一般深約 2 公尺，左岸山坡且有大片之岩石露頭。較深之覆蓋層出現在右壩頂（鑽孔 DH-16 附近）及右壩軸下游山坡（鑽孔 DH-18 至 DH-22 一帶）後者已在以往之報告中說明為崩積堆 (talus deposits).

(3) 岩性

壩址基岩層中新世最上部之魚藤坪砂岩，主要為淨砂岩及泥質砂岩兩類，佔基岩之 90% 以上。淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，硬度及強度較低。此類岩石容易受風化而轉為土黃色，亦易受地下水作用帶走更多基質，細料而轉變為鬆軟，脆弱 (friable) ，及易侵蝕的 (erodable) ，構成基岩最弱之一環。泥質砂岩一般呈灰色，細粒，緻細，外觀上常含有泥質小條紋 (mud chips) ，硬度及強度亦不高，惟此類岩石較不容易風化變色，亦未見轉為鬆軟者。基岩之少部份屬於含泥質紋層之砂岩及粉砂岩。在鑽探岩心中極少發現厚度大於 1 公



D-2-138

分之頁岩。

除此之外，在本次研究中尚分辨出一類淺灰色，細至中粒，堅硬之砂岩，類別為鈣質砂岩。此一類砂岩常以薄層或厚度夾於他種砂岩類中。探查橫坑 AD-2 中發現之石灰質沉澱來源可能與此類岩石有關。

上述各類砂岩之物理特性如表Ⅲ、1。此區各類岩石一般強度及彈性模數均偏低，且變化範圍頗大。

根據岩性及岩石結構特徵，壩區基岩可區分為八個製圖單位如圖Ⅲ－1，供繪製地質平面及剖面之用。由於壩區不同類砂岩間相變（facies change）情形普遍，故岩性不能單獨用為分層標準。

(4) 構造

壩址附近地質為一單斜構造，走向平均北 30° 東，與壩址河道方向大略垂直，而向上游傾斜約 33 度。兩岸層面位態一致，且地層為連續，無斷層、褶皺或其他構造擾動帶發現。

壩址地質及地層構造示如圖Ⅲ－1 至圖Ⅲ－7。探查橫坑、鑽孔及有關之資料均於圖中表示。

(5) 不連續面

壩址岩盤主要不連續面為層面裂理（parting）及

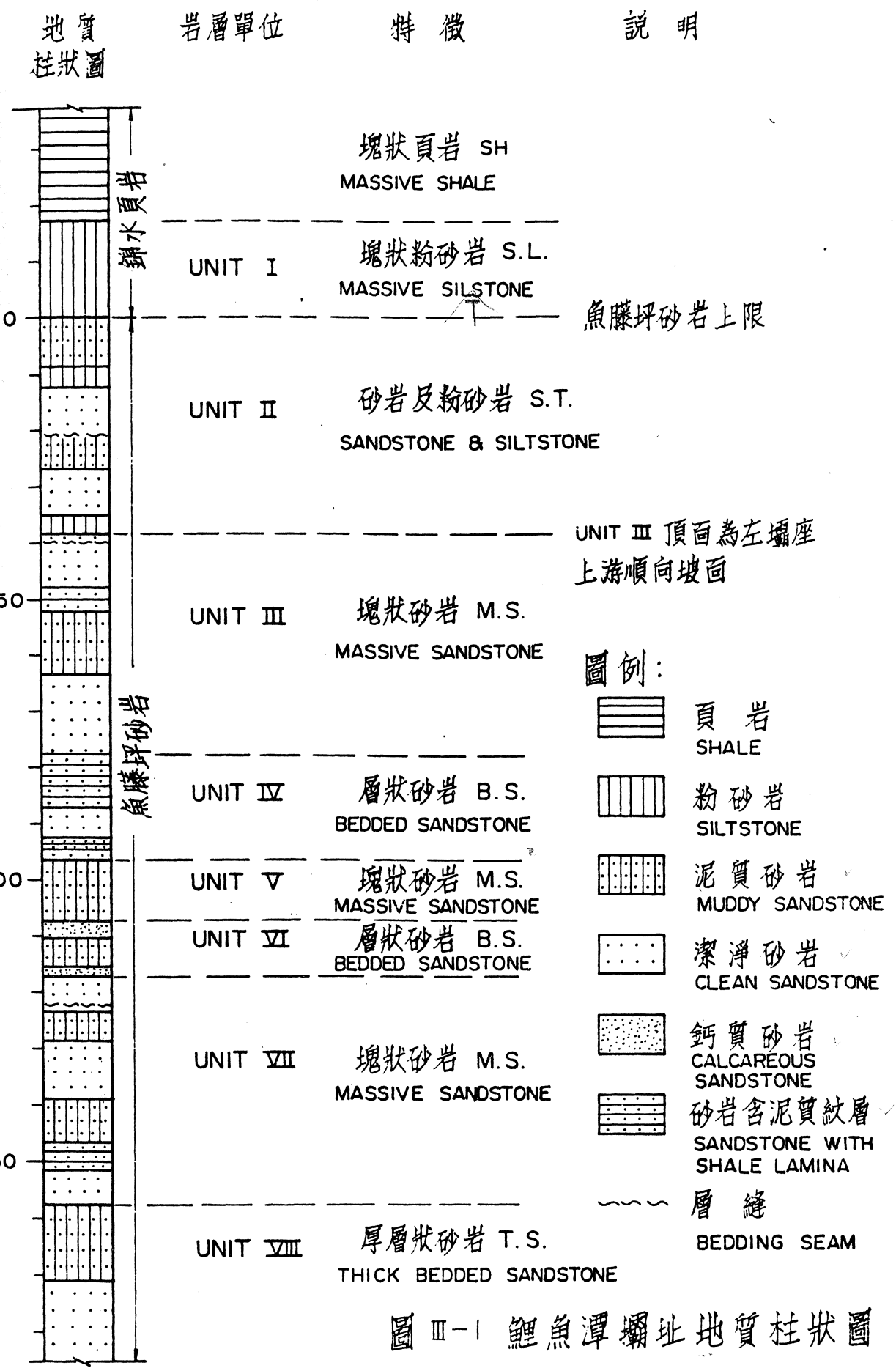
表 III.1　基岩物理特性

| 試驗項目 | | 岩性 | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 泥質砂岩 | 潔淨砂岩 | 鈣質砂岩 | 砂岩含泥質紋層 |
| 單位重 t/m³ | | 2.37 - 2.56 | 2.22 - 2.53 | 2.49 - 2.59 | 2.24 |
| 孔隙率 % | | 7.6 - 18.8 | 9.4 - 24.7 | 7.1 - 13.0 | 26.0 |
| 自然含水量 % | | 4.5 - 5.7 | 2.4 - 8.5 | 2.2 - 4.3 | 9.1 |
| 彈性試驗 | 模數 kg/cm² | 8,520 - 46,390 | 5,857 - 78,172 | 23,082-143,785 | 6,074 |
| | 包生比 | 0.40 - 0.49 | 0.33 - 0.49 | 0.21 - 0.49 | 0.48 |
| 單軸壓縮強度 kg/cm² | | 44.3 - 878.7 | 13.8 - 343.4 | 47.0 - 268.5 | 6.62 |
| 抗張強度 kg/cm² | | 11.4 - 20.1 | 10.5 | - | - |
| 三軸壓縮強度 | $C_p$, kg/cm² | 15.0 | 20.0 | 20.0 | - |
| | $\phi_p$° | 50 | 51 | 50 | - |
| | $C_r$, kg/cm² | 0 | 0 | 38 | - |
| | $\phi$° | 45 | 41 | - | - |
| 層面直接剪力強度 | C kg/cm² | 0 | - | - | - |
| | $\phi$ ° | 22 | - | - | - |
| 三軸透水度 cm/sec | | 2.74 - 4.08 x $10^{-6}$ | 5.83 - 7.30 x $10^{-5}$ | 1.29 - 1.94 x $10^{-9}$ | - |

岩層厚度 (THICKNESS) 公尺 (m)



2-2-140




岩含泥質層

2.24

26.0

9.1

,074

0.48

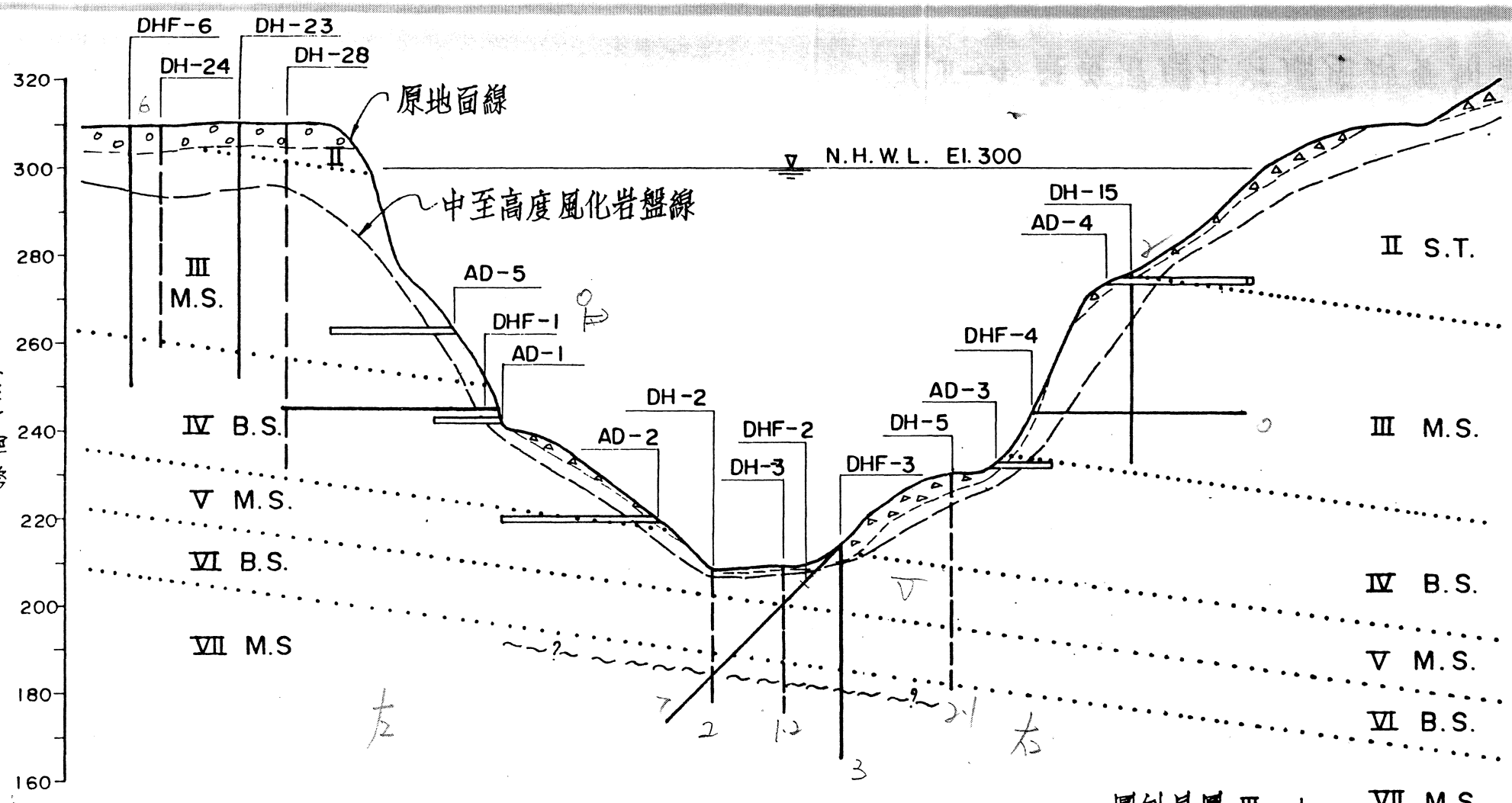
6.62

圖 III-1 鯉魚潭壩址地質柱狀圖

D-2-141

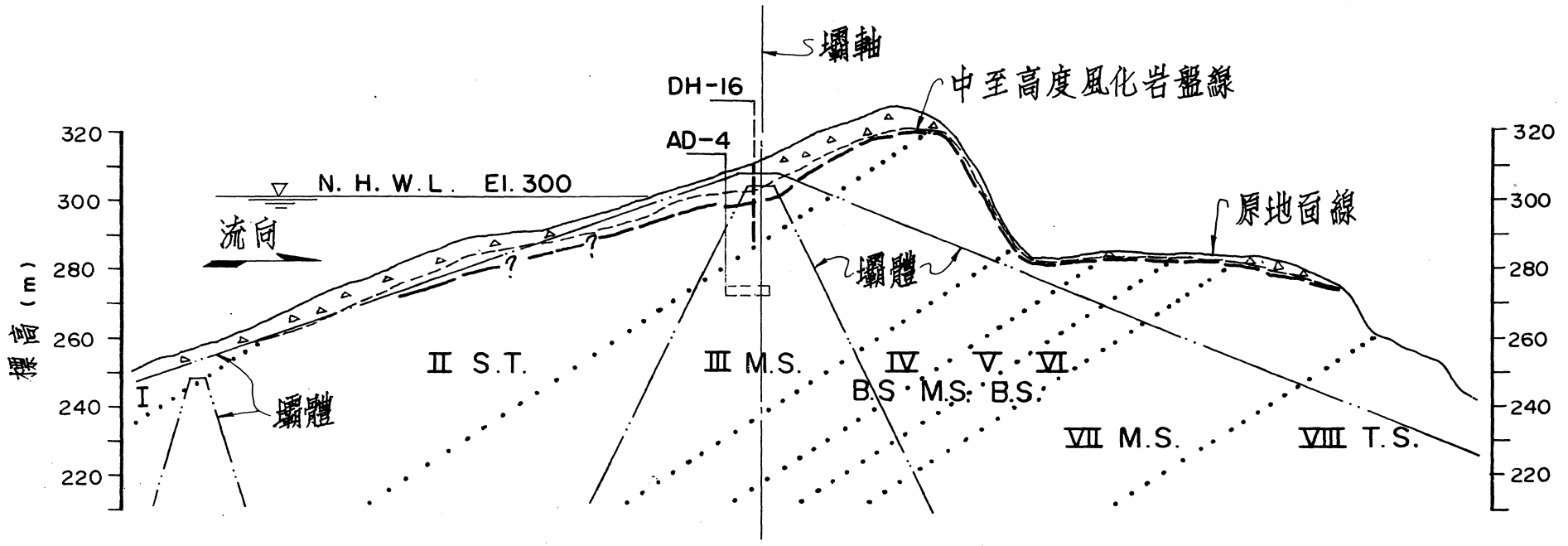


164




剖面 A－A

圖 III－3 鯉魚潭壩址沿壩軸地質剖面圖




剖面 B－B

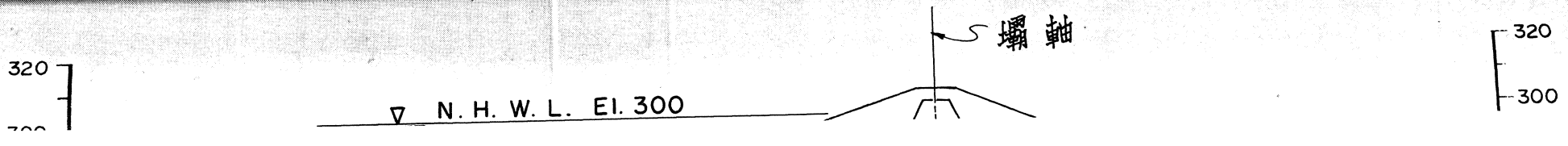
圖例見圖 III－1

0 20 40 60 公尺

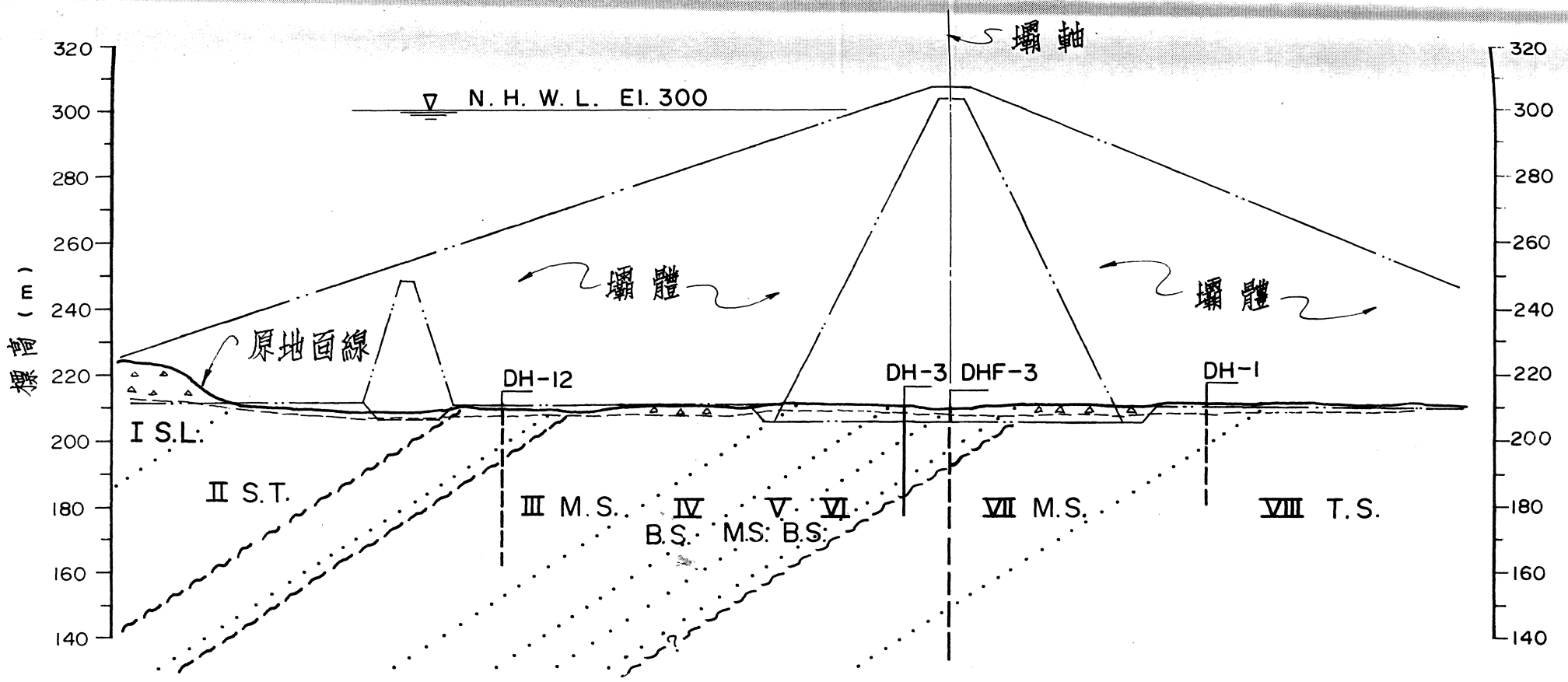
比例尺

圖 III－4 鯉魚潭壩址右壩座地質剖面





# 圖 III-4 鯉魚潭壩址右壩座地質剖面



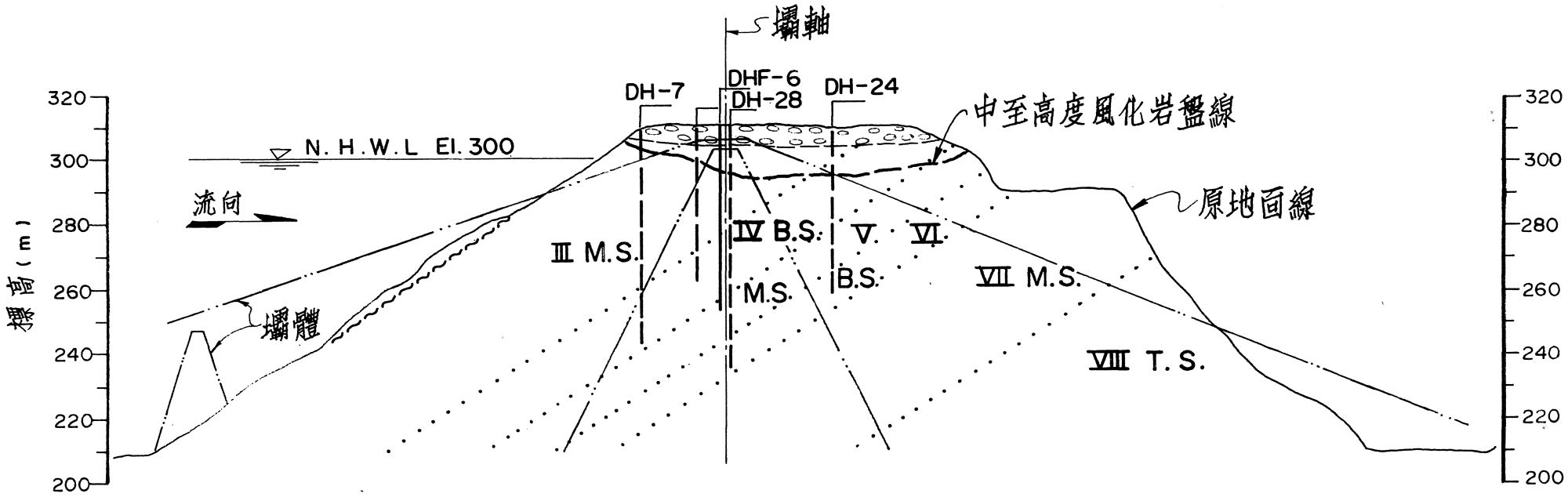

剖面 C-C

圖例見圖 III-1

0 20 40 60 公尺

比例尺

# 圖 III-5 鯉魚潭壩址河床地質剖面圖




剖面 D-D

圖例見圖 Ⅲ-1

0 20 40 60 公尺

比例尺

圖 Ⅲ-6 鯉魚潭壩址左壩座地質剖面圖

層縫（bedding seam），次要弱面為一組傾向節理及一組走向節理。其中傾向節理較為常見，平均約2至3公尺間距出現一條。此組節理因略與兩壩座地形面平行，故近地表處與解壓節理混雜，在節理等密度圖內形成雙中心之現象。其中右壩座傾向節理集中在 $N67^{o}W/65^{o}W$ 左壩座則集中在 $N67^{o}W/77^{o}E$ 。走向節理在壩址一帶較少發展，位態集中情形不，有時亦有雙中心之情形出現，惟其位態仍可以 $N18^{o}E/58^{o}W$ 為代表（見表Ⅲ・2）

層面裂理一般出現於近地表之層狀砂岩內，較為不重要。含泥之層縫大部份為剪力縫之一種，厚度約數公分，但一般頗有延伸性。惟因層面呈向上游傾斜，並與大壩合力方向近乎垂直，且大壩邊坡較岩層傾角為緩，故沿層縫滑動之可能性甚小。傾向節理及走向節理則與大壩合力呈近乎平行之位態，同時因未形成不利岩楔，亦不構成壩基安定之問題。

(6) 風化

本壩址風化之現象，主要為岩石由灰色轉變為土黃色，或經由地下水作用直接轉變為鬆軟狀態。破碎（fracturing）及碎解（slaking）現象並不明顯。

表 III・2 各探查橫坑節理分析結果一覽表



2-2-146

表 III-2　各探查橫坑節理分析結果一覽表

| 位　　置 | 層　面 (B) | 傾向節理 (D1) | 傾向節理 (D2) | 走向節理 (S1) | 走向節理 (S2) |
|---|---|---|---|---|---|
| AD-1 | N32°E/31°E | N69°W/75°E | - | N11°E/71°W | N41°E/62°W |
| AD-2 | N31°E/32°E | N60°W/86°E | - | N10°E/57°W | - |
| AD-3 | N25°E/36°E | - | N57°W/72°W | N20°E/55°W | - |
| AD-4 | N23°E/28°E | N65°W/80°E | N67°W/64°W | N19°E/65°W | - |
| 左　　岸 (AD-1,2) | N32°E/33°E | N67°W/77°E | - | N9°E/63°W | N39°E/59°W |
| 右　　岸 (AD-3,4) | N25°E/35°E | - | N67°W/65°W | N19°E/54°W | - |
| 左　右　岸 (AD-1,2,3,4) | N30°E/33°E | N67°W/78°E | - | N18°E/58°W | - |

＊節理點狀圖 (point diagram)　及等密度圖 (contour diagram)　見附件 A。

壩址岩層之風化影響深度，在右壩座約達水平距離35 公尺，在左壩座約達水平距離25 公尺。此一範圍之岩石，尤其是淨砂岩類，大部份已轉為土黃色，並有解壓節理發展。河床在淺薄之堆積物下，主要為新鮮灰色之砂岩，但部份淨砂岩類已呈鬆軟之狀態。這種鬆軟之淨砂岩亦在兩壩座及左山脊風化帶以下發現，分佈頗不規則。

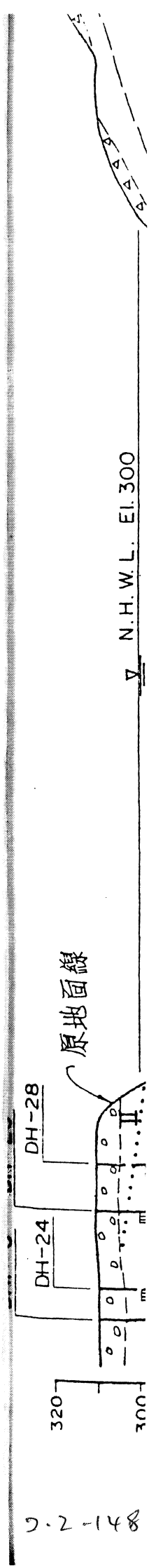
中度及高度風化岩盤之深度在右壩座約為5 至 10 公尺，平均約 7 公尺；在左壩座約為 3 至 7 公尺，平均約5 公尺。左壩座最頂部風化情形略深。

因風化解壓之故傾向節理及解壓節理開口加大而成為解壓裂縫，左岸橫坑 AD-2 內發現之二條解壓裂縫寬度達二十餘公分。開口較小之解壓裂縫亦在橫坑 AD-1，AD-3 及 AD-4 發現。位於基礎內之解壓裂縫為本壩址基礎處理之一主要對象。

(7) 透水性

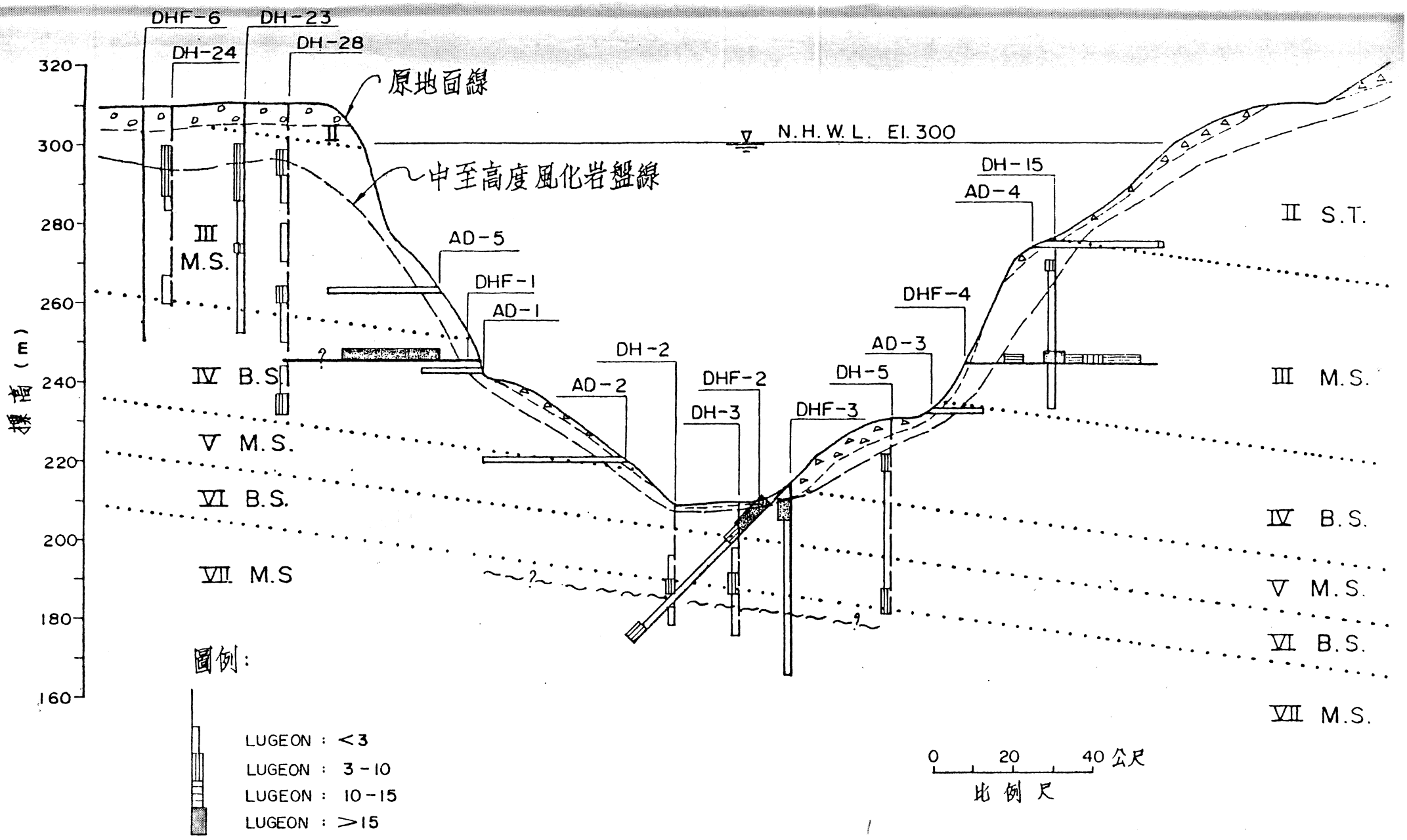
所有鑽探孔之透水試驗資料，包括以往及現階段之透水試驗資料均予整理，並計算各試驗孔段之(Lugeon)值，其結果示如圖Ⅲ－8。

由上圖可知一般垂直孔之透水度均甚低( 3 Lugeon






3-2-148




其他圖例見圖

圖III-8 鯉魚潭壩址沿壩軸地質剖面—滲透度

以下），而斜孔與水平孔之透水度則屬中等（7 至15 Lugeon ）或高（15 Lugeon 以上）。此一現象顯示斜孔及水平孔穿過較多之傾向節理及解壓裂縫，故較為透水。此現象為本壩址灌漿孔佈置方向之一主要考慮因素。

綜合透水試驗結果，壩址河床深度 10 公尺以內之岩盤透水度較高，10 公尺以下則透水度降至 5 Lugeon以下。右岸部份水平方向深度約35 公尺以內較為透水， 35 公尺以外則減至 7 Lugeon 以下。左岸鑽孔 DHF-1透水試驗結果全孔透水度均在 15 Lugeon以上，但岩心則頗為完整，因此判斷深度35公尺以內之壓力水係從解壓裂縫流失，而深度 35 公尺以上部份之透水度則頗有疑問。

河床鑽孔之透水試驗若干孔段水壓在 13公斤／平方公分左右時發生水力破壞(hydraulic fracturing) 或栓塞漏失之現象，表示岩石抗張强度低。惟因為計畫水庫最大水深僅 90公尺，相當於最大水壓力9公斤／平方公分，且岩盤係在四周受壓之狀態，水庫蓄水後水力破壞現象當不致在壩基內發生。

~~2 建壩可行性~~



174

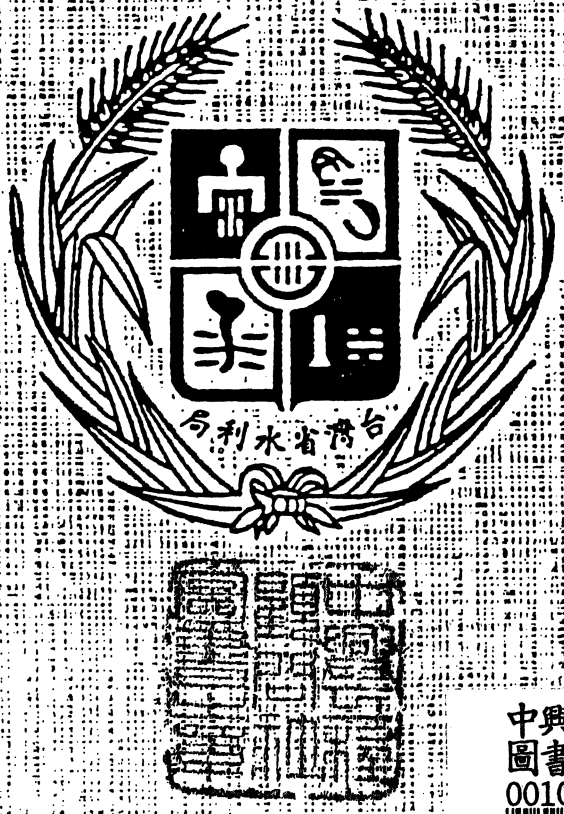
2-2-150

# 2.2-2 基本設計階段

# (1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 - (民國 75 年 5 月)

627.8074
No.2

# 鯉魚潭水庫工程基本設計報告




中興工程顧問社
圖書館
0010993

主辦機關：台灣省水利局

執行機關：鯉魚潭水庫工程調查設計隊

中華民國七十五年五月

010993

2-2-153

向之現象，岩層之延展亦呈連續，由上述觀察，未發現有明顯的斷層通過壩址附近的證據。

有關本區域之地質圖及地質剖面圖請詳圖 2－2－1 及 2－2－2。

2·2·2　地質探查成果

㈠地質探查

1.地表調查

(1)壩址地質複勘：

主要是沿壩址河道兩岸，作全面剝洗調查。目的爲壩址地區地面地質之複勘，並核對以往之地質資料，期不致有所疏漏。複勘結果說明於下：

①岩性

壩址基岩層爲中新世最上部的魚藤坪砂岩，主要爲泥質砂岩及潔淨砂岩兩類，佔基岩的 90 %以上。潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，硬度及強度較低，一般的單壓強度在13.8～343.4 Kg/cm² 之間。此類岩石容易受風化而轉爲土黃色，亦易受地下水作用帶走更多基質、細料而轉變爲鬆軟、脆弱（ friable ），及易侵蝕的（ erodable ），構成基岩最弱之一環。泥質砂岩一般呈灰色，極細至細粒，緻密，外觀上常含有泥質小條紋（ mud chips ），硬度及強度亦不高，其單壓強度約在 44.3～878.7 Kg/cm² 之間。惟此類岩石較不易風化變色，亦未見轉爲鬆軟者，基岩之少部份屬於含泥質紋層之砂岩。此外，在以往報告中所提淺灰色，細至中粒，堅硬之鈣質砂岩，在本次調查中發現，此類砂岩常以薄層狀（偶有凸鏡狀）夾於他種砂岩類中，且多數砂岩表面亦常受鈣化作用，這些鈣質砂岩之石灰質沉澱來源，可能與地下水有密切關係。

②覆蓋

壩址附近之河床礫石堆積一般在 1 ～ 2 公尺深。左右岸壩墩附近之覆蓋層厚約 2 公尺。左壩座頂部爲一侵蝕台地，其上覆蓋著紅土礫石層，一般的厚度約在 5 ～ 7 公尺，局部可能達 10 公尺，甚或更厚；右壩座頂部標高約 300 公尺以上之地表亦全爲紅土礫石所覆蓋，其厚度約 3 ～ 8 公尺。惟左壩座山脊之岩盤線局部低於水庫滿水位，可能有庫水滲漏之慮，需作處理。

③構造

壩址附近地質爲一單斜構造，地層向上游傾斜，岩層走向北 24° 至 35° 東，傾角 28° 至 40° 東南。兩岸地層位態一致，且地層爲連續，無斷層、褶皺或其他構造擾動帶發現。故整體而言，壩址的地質條件相當不錯，基岩之性質及構造形態上，亦頗有攔阻地下水外滲之效，是築壩之適當位置。

④不連續面

壩址岩盤主要不連續面爲層面裂理（ parting ）及層縫（ bedding seam ），次要弱面爲一組傾向節理及一組走向節理。其中傾向節理較爲常見，平均約 2 至 3 公尺間距出現一條。此節理因略與兩壩座地形面平行，故近地表處與解壓節理混雜，在節理等密度圖內形成雙中心之現象。其中右壩座傾向節理集中於北 42° 至 73° 西，傾角 50° 至 85° 西南；左壩座則集中在北 60° 至 84° 西，傾角 52° 至 80° 東北。走向節理在壩址一帶較少發展，位態集中情形較不明顯，其位態約北 54° 至 85° 東，傾角 52° 至 75° 西北。

(2)崩塌地調查

①水庫邊坡

水庫周圍地形平緩，植生情形良好，現有坡地少有坍塌之現象，亦無具規模之舊崩坍地。張石角（ 民國五十八年 ）曾調查水庫周圍山坡穩定性，認爲分佈於大壩上游之錦水厚層頁岩邊坡穩定上較爲不



3.2-156

利，其中接近大壩之右岸部份且爲順向坡，故評定爲本水庫地區最不利之一級。惟就整體而言，由於水庫兩岸坡度緩，坡高低，蓄水後無發生大型崩坍而擠溢庫水之潛能。大壩上游右岸順向坡岩層尙無砍脚之現象，岩層結構穩定情形尙佳。惟水庫蓄水後頁岩分佈區發生較小規模之潛移當爲可預期之現象。在砂岩或砂頁岩互層之地區，除陡坡外，表土滑移可能性較低。

②電廠預定地

位於壩址下游 500 公尺，標高 210 至 320 公尺之崖錐堆積地，依照試坑調查資料及現地的勘察，判定此爲一古老的崩塌地。本區岩層因爲順向坡，且經航照圖的判釋及野外露頭的調查，此崩塌地應屬平面型破壞，而在靠近河床附近，其崩積層厚度可能有 20 公尺厚。爲顧及日後電廠之安全，建議將此預定地遷移它處。惟此崩塌地目前已趨穩定，日後若無大量的開挖及坡脚與邊坡之破壞，應不至再發生大規模的崩坍。有關此崩塌地之範圍，見圖 2－2－3 。

(3)不連續面分析調查

由於各主要結構物的建造均需相當的開挖，爲配合各結構物局部開挖時及日後的邊坡安定，在各開挖地區，必須對不連續面作詳細的調查、記錄，以爲邊坡安定分析之需。由調查結果所得資料整理，並作等面積投影圖分析，本調查區不連續面之位態分佈情形如圖 2－2－4 至 2－2－9 。

2.地下探查

爲補充地面地質調查之不足，並進一步探查壩址河床可能弱帶，左右壩座風化情形及解壓裂縫，左岸上游面順向坡，左山脊線型構造，左山脊頂部台地礫石層分佈及風化帶深度，並取樣供試驗室作物理特性及強度試驗，自民國五十五年至七十三年在壩址及附近共鑽探44孔，總深度 2,355 公尺，並在壩軸及其上游開挖 7 座探查橫坑，共長



2-2-157

310 公尺。

壩址岩層之風化影響深度，在右壩座約達水平距離 35 公尺，在左壩座約達水平距離 25 公尺。此一範圍之岩石，尤其是潔淨砂岩類，大部份已轉爲土黃色，並有解壓節理發展。河床在淺薄之堆積物下，主要爲新鮮灰色之砂岩，但部份潔淨砂岩類已呈鬆軟之狀態。這種鬆軟之潔淨砂岩亦在兩壩座及左山脊風化帶以下發現，分佈頗不規則。

中度及高度風化岩盤之深度在右壩座約爲 5 至 10 公尺，平均約 7 公尺；在左壩座約 3 至 7 公尺，平均約 5 公尺。左壩座最頂部風化情形略深。

因風化、解壓之故，傾向節理及解壓節理開口加大而成爲解壓裂縫，左岸橫坑 AD—2 內發現之二條解壓裂縫寬度達二十餘公分。開口較小之解壓裂縫亦在橫坑 AD—1 ，AD—3 ，及 AD— 4 發現。至於探查橫坑所量測到之不連續面位態，經分析結果如圖 2 — 2 —10至 2 — 2 — 13 。

關於壩址附近岩層之透水性，由以往及現階段所有鑽探孔之透水試驗資料整理並計算各試驗孔之透水度（ Lugeon ）值，其結果如圖 2 — 2 — 14 。由圖 2 — 2 — 17 可知，一般垂直孔之透水度均甚低（ 3 Lugeon 以下），而斜孔與水平孔之透水度則屬中等（ 7 至 15 Lugeon ）或高 15 Lugeon 以上）。此一現象顯示斜孔及水平孔穿過較多之傾向節理及解壓裂縫，故較爲透水。此現象爲本壩址灌漿孔佈署方向之一主要考慮因素。

由於左山脊是溢洪道，導水隧道等主要構造物之佈置場所，因此對地下水的分佈與流向亦需有所了解。由左山脊的鑽孔作定期的水位觀測與記錄得知，整個左山脊的水位分佈情形如圖 2 — 2 — 3 。

此外，爲進一步了解導水隧道沿線之地質情況，目前正進行導水

隧道
段亦
色，
心提
較差
值變
段岩
取率
尺，
%以
岩，
多爲
迴水
岩，
%，

及 4
由表
最高
分。
分，

）補

隧道進、出口段各 200 公尺之水平鑽探，現在出口段已完成，而入口段亦接近完成。由已鑽取之岩心得知，導水隧道出口段岩性主要爲灰色，細粒之泥質砂岩及潔淨砂岩。泥質砂岩一般膠結良好而堅硬，岩心提取率平均高達 90 %以上，RQD 值約 85 ～ 90 ；潔淨砂岩膠結較差，部份岩層軟弱而易蝕，岩心提取率平均約 75 ～ 80 %，RQD 值變化較大，平均約 50 ～ 60 ，局部低於 30 ，甚至爲 0 。隧道入口段岩性則爲頁岩、粉砂岩、泥質砂岩及少數的潔淨砂岩。頁岩岩心提取率平均 90 %以上，但RQD 值變化大，平均約 60 。在 60 至 150 公尺，岩性爲粉砂岩及泥質砂岩，岩心膠結良好，提取率平均高達 95 %以上，RQD 值亦有 90 。150 至 180 公尺爲泥質砂及少數的潔淨砂岩，岩心提取率平均不及 50 %，在 155 至 173 公尺處，提取率甚至多爲零，由所得零星的岩心研判，此段砂岩因膠結極差，加上鑽取時迴水的冲洗，以至岩心都流失掉而無法取得。180 公尺以後爲泥質砂岩，岩石膠結較前段略好，但部份岩心亦流失掉，其提取率平均約50 %，RQD 值約 40 。

㈡各種試驗

1.以往岩石力學試驗

鯉魚潭壩址以往曾辦理 6 組岩石指數試驗， 34 組岩石單壓試驗及 4 組岩石三軸強度試驗。試驗結果見表 2－2－1 ，2－2－2 。由表中可知壩址基岩之單壓強度變化甚大，隨岩質而異，以泥質砂岩最高，約 331 公斤／平方公分，潔淨砂岩最低，僅 21.5 公斤／平方公分。表 2－2－1 中岩石三軸試驗之平均強度 C ＝ 8.5 公斤／平方公分，$\phi$ ＝ 37.9 度。

2.補充岩石力學試驗

由民國七十三年財團法人中興工程顧問社（以下簡稱中興顧問社）補充之岩石力學試驗包括各類岩性之單壓試驗、三軸強度試驗、直

剪試驗、抗張試驗、透水試驗、靜彈性及動彈性試驗等，試驗結果如表 2 — 2 — 3 至 2 — 2 — 4 。另由本局辦理之導水隧段出口段水平鑽孔岩心試驗結果如表 2 — 2 — 5 。

由表 2 — 2 — 3 之結果顯示，各岩層之物理性質均甚爲接近，但泥質砂岩及鈣質砂岩之自然含水量較低，而密度及孔隙率則略高，此種差異顯然係因兩種岩性由較多之細料組成所致。由表 2 — 2 — 4 之單壓強度及彈性試驗結果得知，各岩層中以鈣質砂岩，右岸泥質砂岩及潔淨砂岩之平均單壓強度較高，約在 125 公斤／平方公分至 155 公斤／平方公分之間；而含泥質紋層之砂岩及左岸泥質砂岩之平均單壓強度較低，約在 61 公斤／平方公分至 66 公斤／平方公分之間。壩址兩岸泥質砂岩之單壓強度有顯著之差別，左岸較低，僅 61.4 公斤／平方公分，約爲右岸之一半，彈性模數亦有相同之現象。此外，透水性試驗結果則以潔淨砂岩較爲透水，其透水係數則約在 $5.8 \times 10^{-5}$ 公分／秒至 $7.3 \times 10^{-5}$ 公分／秒之間；鈣質砂岩之透水係數則低達 $1.3 \times 10^{-9}$ 公分／秒至 $1.9 \times 10^{-9}$ 公分／秒之間，幾乎完全不透水。

2•2•3　基礎地質

岩性對結構基礎具有相當重要之地位，故壩址附近地區之地層可再細分如下六個岩性，茲分別描述之，而地層之組成岩性及厚度，如圖 2 — 2 — 15 所示。

1.頁岩：呈青灰色、暗灰色或灰色，出露於壩址地層之上部，卽錦水頁岩，厚約 280 m 。岩層中含砂粒及粉砂，易受侵蝕及風化但較不透水，風化後呈洋葱狀剝裂或成小條柱狀，於水中浸泡 2 ～ 3 天後開始崩解，由岩石薄片觀察其組成成份爲石英、長石、燧石、雲母、重礦物、基質爲黏土礦物和方解石。岩層中含貝類及有孔虫化石，膨脹性粘土礦物含量甚微。

2.粉砂岩：分佈於頁岩層下部，厚約 30 m ，係以極細粒，有稜



2-2-160

角之石英粒與泥質物組成，並含石灰質膠結，浸泡後不易崩解，但抗風化強度不高，故較易風化形成凹槽。

3.泥質砂岩：灰色、細粒、岩層所含泥質成份多寡不一，但仍有部份甚爲潔淨，整體呈現斑色、膠結較良，有些含泥質小條紋，此類岩石較不易風化變色，爲壩址各類岩石中較優者。其厚約130 m。

4.潔淨砂岩：一般呈淡灰色、細至中粒，總厚約90 m，主要成份爲石英砂、石英粒圓度較佳，顆粒均勻，而多孔隙，外表潔淨，所含泥質甚微，膠結情況不甚良好，故易斷裂，此類岩石易受風化而轉爲土黃色，亦易受地下水作用而帶走更多基質，細料而轉爲鬆軟、脆弱。

5.鈣質砂岩：淺灰色，細至中粒、堅硬，常以薄層夾於他種砂岩類中，總厚不超過10m；由野外產狀看來大部份延伸不良，或呈透鏡狀，且於不連續面表面或滲水處發現鈣質膠結或沉澱，深入岩層則鈣質漸減，判斷此種砂岩之成因可能和地下水有關。

6.砂岩含泥質紋層：此岩層一般爲厚30～40公分之潔淨砂岩夾薄層泥岩，估計其總厚25m左右。因潔淨砂岩不甚堅實，易於離散，強度低。

這些岩石在顯微鏡下觀察，其顆粒、成份含量、淘選度或有所不同，但基本之組成礦物則大同小異，意味其沉積物之來源地大致相同。歸納本區岩石之組成礦物以顆粒狀石英爲主，長石、燧石及雲母等礦物次之，重礦物則僅微量出現，顆粒間之填充物或基質以黏土礦物和微細石英粒爲主，有時被後期生成之方解石所填充或取代原先沉積之黏土礦物。次生之黃鐵礦（風化後成褐鐵礦）亦常生成於顆粒間隙或取代其他礦物，這些後期生長之礦物有助於岩石之膠結，對岩石之強度和耐濡磨性均有幫助，石灰質之基質亦可中和水庫內之酸性水質，有保護水庫混凝土建築物之功效。一般而言，壩址岩性中頁岩、泥



2-2-161

質砂岩、粉砂岩等淘選度較差，砂岩顆粒間常填充黏土礦物、方解石或黃鐵礦等基質，孔隙率較低，對水庫之水密性較有利；而如潔淨砂岩等淘選較好之砂岩，顆粒間幾無填充物，膠結疏鬆，孔隙率較高（有些達 20 %以上），較爲透水。

除了岩性之外，不連續面之分佈，位態亦是決定基礎地質之重要因素，本區岩層走向係逐漸變化，於壩址下游四公里鯉魚村附近呈北偏西方向，往東變爲正北，到壩址地區岩層走向約爲北 30 度東，再往東則變爲北 60 度東左右，岩層傾向則均爲向東，傾角則在 15 度至 60 度之間，由量測之 194 個層位資料做投影分析（見圖 2—2 —16），顯示壩址附近主要岩層走向爲北 30 度東，向東南傾斜約 35 度，與壩址岩層位態相近；而在節理面之研究中，壩址附近地區總共量測了 195 個節理面資料（見圖 2 — 2 —17），使用投影圖分析，最主要之一組節理面走向爲北 68 度西，向西南傾斜約 80 度，此組在壩址較發達，延伸數公尺，間距 1 至數公尺，另二組較不明顯之節理分別爲走向北 40 度西，向西南傾斜 87 度及走向北 3 度東，向西傾斜 55 度。

有關壩址之地質平面圖，請詳見圖 2 — 2 — 18 。

㈠大壩

1.壩基地質狀況

根據野外地質調查得知，出露於壩址之基岩，主要爲泥質砂岩，潔淨砂岩及一些含泥紋層之砂岩所組成。基岩的岩質除部份潔淨砂岩因風化及受地下水作用，略呈軟弱外，一般基岩膠結良好且緻密。河道兩岸地層位態一致，且未受褶皺或斷層所擾動，地層走向約爲北 32° 東，與壩軸幾近平行且地層向上游約成 35° 之傾斜，基岩性質及構造形態上，在壩址附近頗有攔阻地下水外滲之效。有關大壩地質剖面圖，見圖 2 — 2 — 19 。

分層壩明西理剪傾沿平爲台水ii右水平下，壓左



2·2-162

壩址的不連續面分佈情形，由地表及橫坑所得資料，經等密度圖分析結果（如圖 2－2－20，2－2－21）得知，主要不連續面爲層面裂理及層縫，其位態在左壩座爲北 32° 東，向東南傾斜 33°；右壩座爲北 25° 東，向東南傾斜 35°。另外，次要不連續面則爲一組較明顯的傾向節理及一組不明顯的走向節理，其位態在左壩座爲北 67° 西，向東北傾斜 77°；右壩座爲北 67° 西，向西南傾斜 65°。層面裂理一般出現於近地表之層狀砂岩內，較不重要，含泥之層縫大部份爲剪力縫之一種，厚度約數公分，但一般頗有延伸。惟因層面呈向上游傾斜，並與大壩合力方向近乎垂直，且大壩邊坡較岩層傾角爲緩，故沿層縫滑動之可能性甚小。傾向節理及走向節理則與大壩合力呈近乎平行之位態，同時因未形成不利岩楔，亦不構成壩基安定之問題。

壩址附近的河床礫石堆積及壩軸左右岸附近的覆蓋層厚度一般約爲 2 公尺深，較深之覆蓋層出現在右壩頂（鑽孔 DH—16 附近），左台地及右壩墩下游山坡（鑽孔 DH—18 至 DH—22 一帶）。

壩址風化之現象，主要爲岩石由灰色轉變爲土黃色，或經由地下水作用直接轉變爲鬆軟狀態。破碎（fracturing）及碎解（slaking）現象並不明顯，中、高度風化岩盤線，左壩座約爲 5 公尺深，右壩座約爲 7 公尺深，而在左壩座頂部風化情形則略深。

此外，綜合透水試驗結果，壩址河床深度 10 公尺以內之岩盤透水度較高，10 公尺以下則透水度降至 5 Lugeon 以下。右岸部份水平方向深度約 35 公尺以內較透水，35 公尺以外則減至 7 Lugeon 以下。左岸鑽孔 DHF—1 透水試驗結果全孔透水度均在 15 Lugeon 以上，可能與解壓裂縫有關，然而該鑽孔之岩心則頗爲完整，因此試驗之壓力水是否全因解壓裂縫而流失？僅憑此一鑽孔似乎尚難定論。有關左山脊解壓裂縫之確實延展情形，有必要再作補充鑽探以了解之。

河床鑽孔之透水試驗若干孔段水壓在 13 公斤/平方公分左右時發



2-2-163

生水力破壞（ hydraulic fracturing ）或栓塞漏失之現象，表示岩石抗張強度低。惟因爲計畫水庫最大水深僅 90 公尺，相當於最大水壓力 9 公斤／平方公分，且岩盤係在四周受壓之狀態，水庫蓄水後水力破壞現象當不致在壩基內發生。

2.壩基處理

土石壩基礎處理主要爲防止滲漏，故心墻部份之基礎處理至爲重要，由於軟弱而易蝕之潔淨砂岩在河床及兩壩座分佈頗不規則，且延伸至壩基深部，故基礎開挖局部應將此類岩石考慮加深並以混凝土鑲補處理之。

鑑於本壩址脆弱之岩石特性初步判斷心壕開挖深度在右壩座約爲 5 至 10 公尺，平均約 7 公尺。此種開挖深度大致可挖除表層普遍達中高程度風化而無法灌漿處理者。岩石河床上之心壕開挖深度估計約爲 5 公尺，因軟弱砂岩在鑽孔 DHF 2 及 DHF 3 淺部較多發現，故應考慮局部之加深開挖，左壩座頂部風化較深，且向左山脊延伸頗有一段距離，此一部份亦考慮加深開挖或併入左山脊一同處理。

心壕開挖後，兩壩座之解壓節理應可以灌漿處理，但解壓裂縫則必須先加以洗清，而後以水泥砂漿回填，以達到止水及改善強度與減少不均勻變形之目的。灌漿時應注意所使用壓力，以不造成解壓節理之崩壞爲原則。

根據透水試驗資料，以50％水頭作爲灌漿幕之深度，並由河床向兩壩座漸減爲深度 25 公尺，地質上應可接受，灌漿孔之方向以儘可能與傾向節理及解壓節理正交爲理想，以達到完善之止水效果。心壕以外之壩基，原地之覆蓋土，應視其強度及密度決定是否挖除。由於軟弱易蝕之潔淨砂岩亦存在於心壕以外之壩基，故須在心壕下游之基礎面設置適當之濾層，以防止管湧發生。

~~(二)溢洪道~~

表２－２－１　　以往岩石試験結果

| 試験編號 | 比　重 | 吸水率 | 自然乾密度 t/m³ | 單壓試驗 含水量 % | 單壓試驗 強度 kg/cm² | 三軸強度試驗 含水量 % | 三軸強度試驗 強度參數 C kg/cm² | 三軸強度試驗 強度參數 φ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AD-0601 | 2.628 | 7.0 | 2.22 | 5.1 | 78.5 | | | |
| AD-0602 | 2.646 | 7.5 | 2.21 | 4.0 | 88.2 | | | |
| AD-0603 | 2.625 | 5.0 | 2.32 | 4.4 | 74.4 | 5.3 | | |
| AD-0701 | 2.645 | 6.0 | 2.31 | 6.8 | 22.1 | 5.5 | 8.77 | 30°47′ |
| AD-0702 | 2.663 | 5.5 | 2.32 | 5.1 | 51.2 | 5.1 | 8.23 | 45°01′ |
| AD-0703 | 2.712 | 6.0 | 2.39 | 5.2 | 48.3 | 4.7 | | |

表 2 — 2 — 2　　以往單壓強度試驗（民國五十五年）

| 樣號 | 孔號 | 岩性描述 | 單壓強度 Kg/cm² |
|---|---|---|---|
| 1 | DH 17 | 潔淨砂岩 | 135.0 |
| 2 | DH 22 | 〃 | 192.2 |
| 3 | DH 22 | 〃 | 190.1 |
| 4 | DH 13 | 〃 | 40.6 |
| 5 | DH 13 | 〃 | 29.8 |
| 6 | DH 12 | 泥質砂岩 | 64.0 |
| 7 | DH 13 | 〃 | 162.0 |
| 8 | DH 13 | 〃 | 310.0 |
| 9 | DH 13 | 〃 | 55.2 |
| 10 | DH 13 | 〃 | 331.0 |
| 11 | DH 17 | 粉砂岩 | 162.0 |
| 12 | DH 18 | 〃 | 162.0 |
| 13 | DH 18 | 〃 | 98.2 |
| 14 | DH 17 | 〃 | 260.0 |
| 15 | DH 17 | 砂岩夾薄層頁岩 | 55.5 |
| 16 | DH 14 | 砂頁岩互層 | 62.0 |
| 17 | DH 21 | 潔淨砂岩 | 196.5 |
| 18 | DH 15 | 〃 | 21.5 |
| 19 | DH 1 | | 120.4 |
| 20 | DH 1 | | 162.8 |
| 21 | DH 4 | | 55.9 |
| 22 | DH 4 | | 53.5 |
| 23 | DH 4 | | 75.0 |
| 24 | DH 4 | | 65.2 |
| 25 | DH 7 | | 133.7 |
| 26 | DH 7 | | 55.7 |
| 27 | DH 7 | | 84.3 |
| 28 | DH 7 | | 68.7 |

表 2 — 2 — 3　　壩址基岩之一般物理特性

| 岩石種類 | 比重 GS | 濕密度 $r_t$ t/$m^3$ | 孔隙率 n % | 自然含水量 $W_n$ % |
|---|---|---|---|---|
| 潔淨砂岩 | 2.69 — 2.73 (2.71) | 2.24 — 2.53 (2.39) | 9.4 — 24.2 (16.73) | 2.4 — 8.5 (6.0) |
| 泥質砂岩 | 2.67 — 2.76 (2.72) | 2.22 — 2.56 (2.40) | 7.6 — 24.7 (14.65) | 4.5 — 8.2 (5.3) |
| 砂岩含泥質紋層 | 2.70 — 2.77 (2.74) | 2.24 — 2.53 (2.39) | 10.0 — 26.0 (18.0) | 5.6 — 9.1 (7.35) |
| 鈣質砂岩 | 2.71 — 2.74 (2.73) | 2.49 — 2.59 (2.55) | 7.1 — 13.0 (9.86) | 2.2 — 4.3 (3.46) |

表 2 — 2 — 4　　岩 石 力 學 特 性

| 岩層 | 壓力強度 c kg/cm² | 抗張強度 t，B kg/cm² | 三軸強度 | | | | 變形性 | | 透水性 K ×10⁻⁶cm/sec | 附註 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 尖峰 | | 殘餘 | | E kg/cm² | μ | | |
| | | | Cp kg/cm² | φp deg. | Cr kg/cm² | φr deg. | | | | |
| 潔淨砂岩 | 13.8 - 343.4 (125.6) | (10.5) | 20.0 | 51 | 0 | 41 | 5,860-78,170 (26,260) | 0.33 - 0.49 (0.42) | 58.3 - 73.0 | |
| 泥質砂岩 | 45 - 82 (416) | — | — | — | — | — | 8,520-25,130 (13,020) | 0.40 - 0.49 (0.45) | 2.74 - 4.08 | 左岸 |
| | 44.3 - 878.7 (130.2) | 11.4 - 20.1 (13.7) | 15.0 | 50 | 0 | 45 | 35,890-46,390 (41,140) | 0.45 - 0.49 (0.47) | — | 右岸 |
| 含泥質紋層之砂岩 | 66.2 | — | — | — | — | — | 6,070 | 0.48 | — | |
| 鈣質砂岩 | 47.0 - 268.5 (154.2) | — | 20.0 | 50 | 0 | 38 | 23,080-143,780 (27,470) | 0.21 - 0.49 (0.47) | 0.00129 - 0.00194 | |

註：表中括號內之數值表平均值。

表 2 — 2 — 5　　鯉魚潭導水隧道出口段（~ 200 m）水平鑽探岩心試驗結果

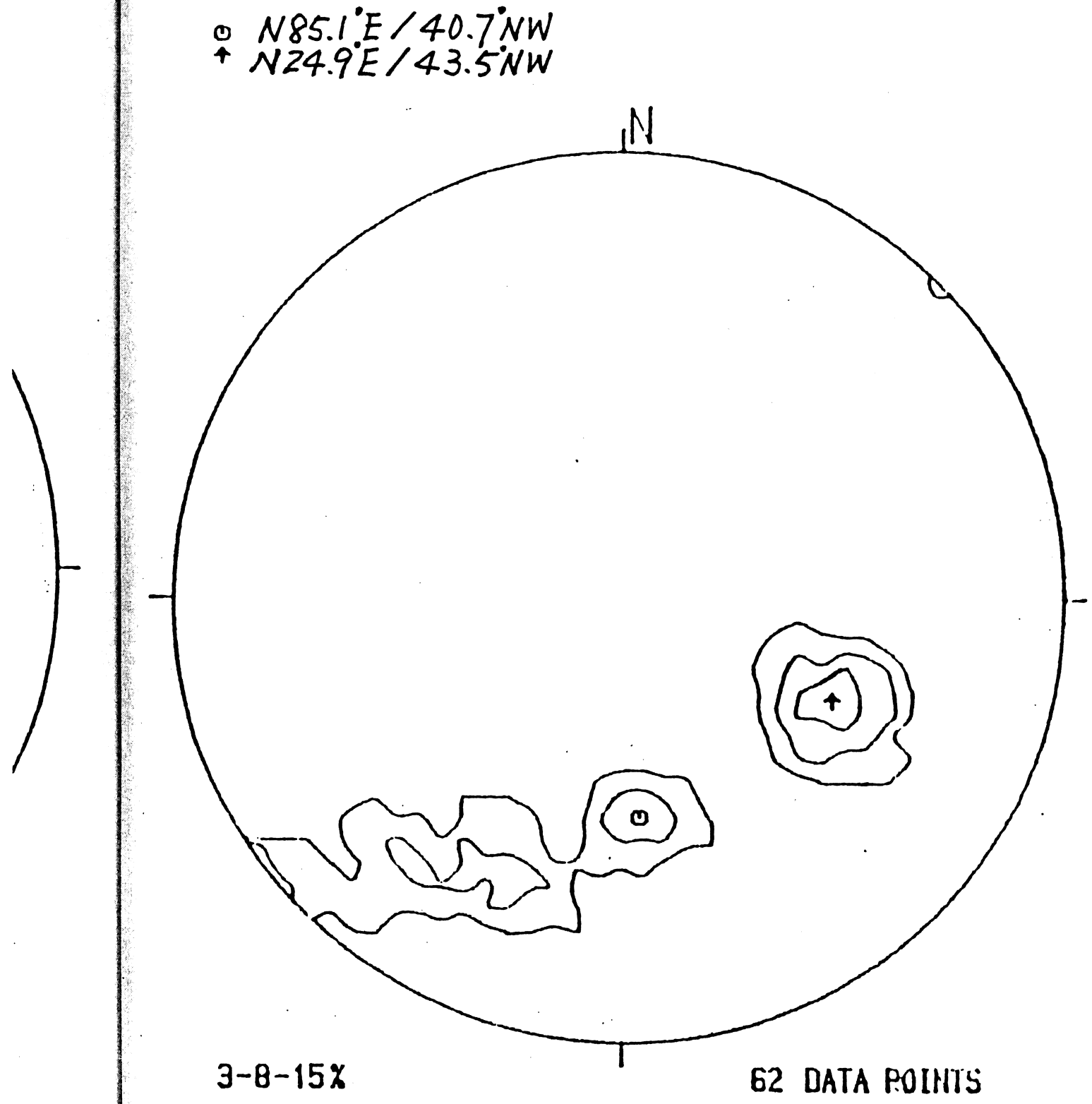



圖 2-2-5　　鯉魚潭壩址節理極點圖

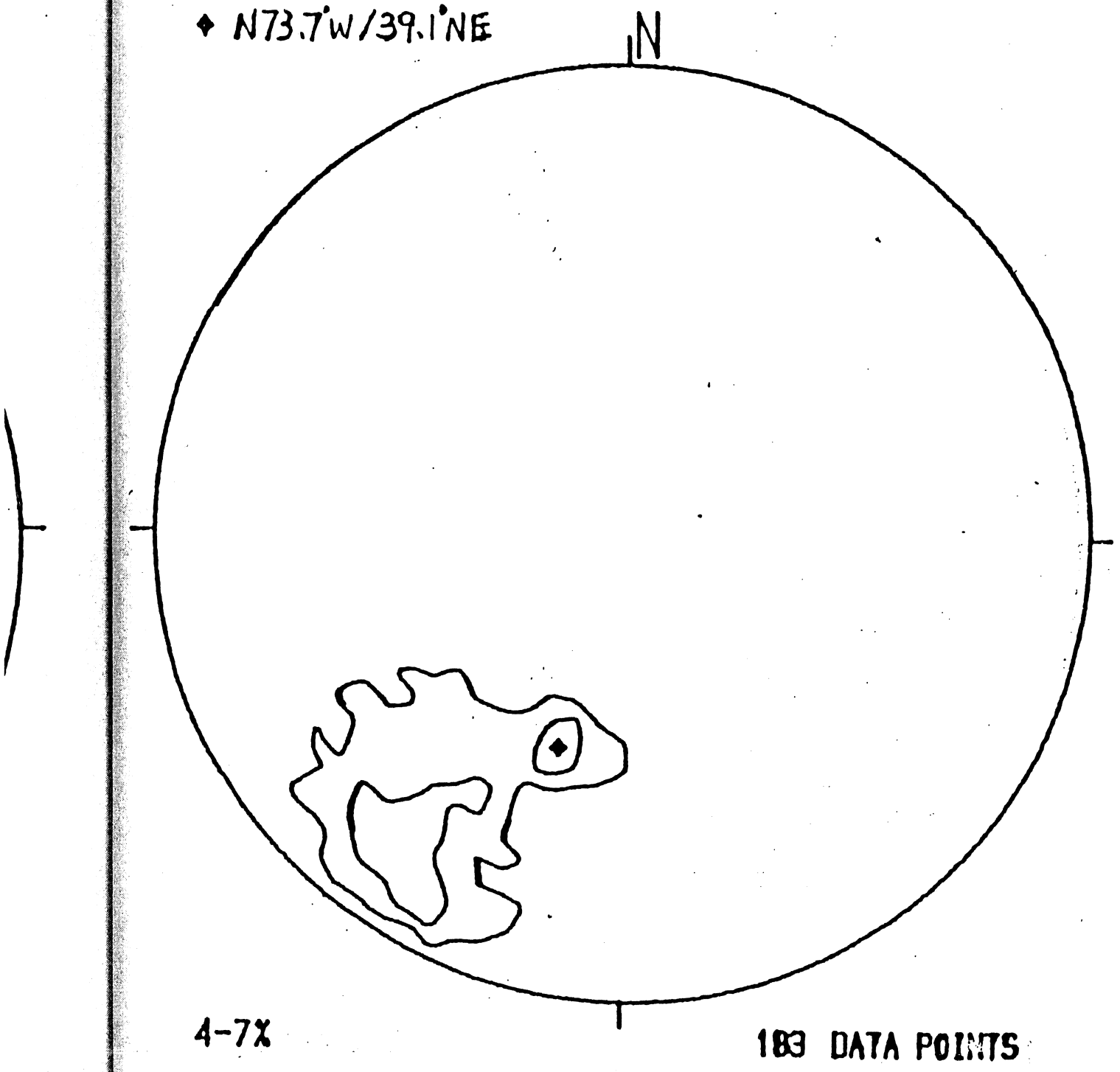
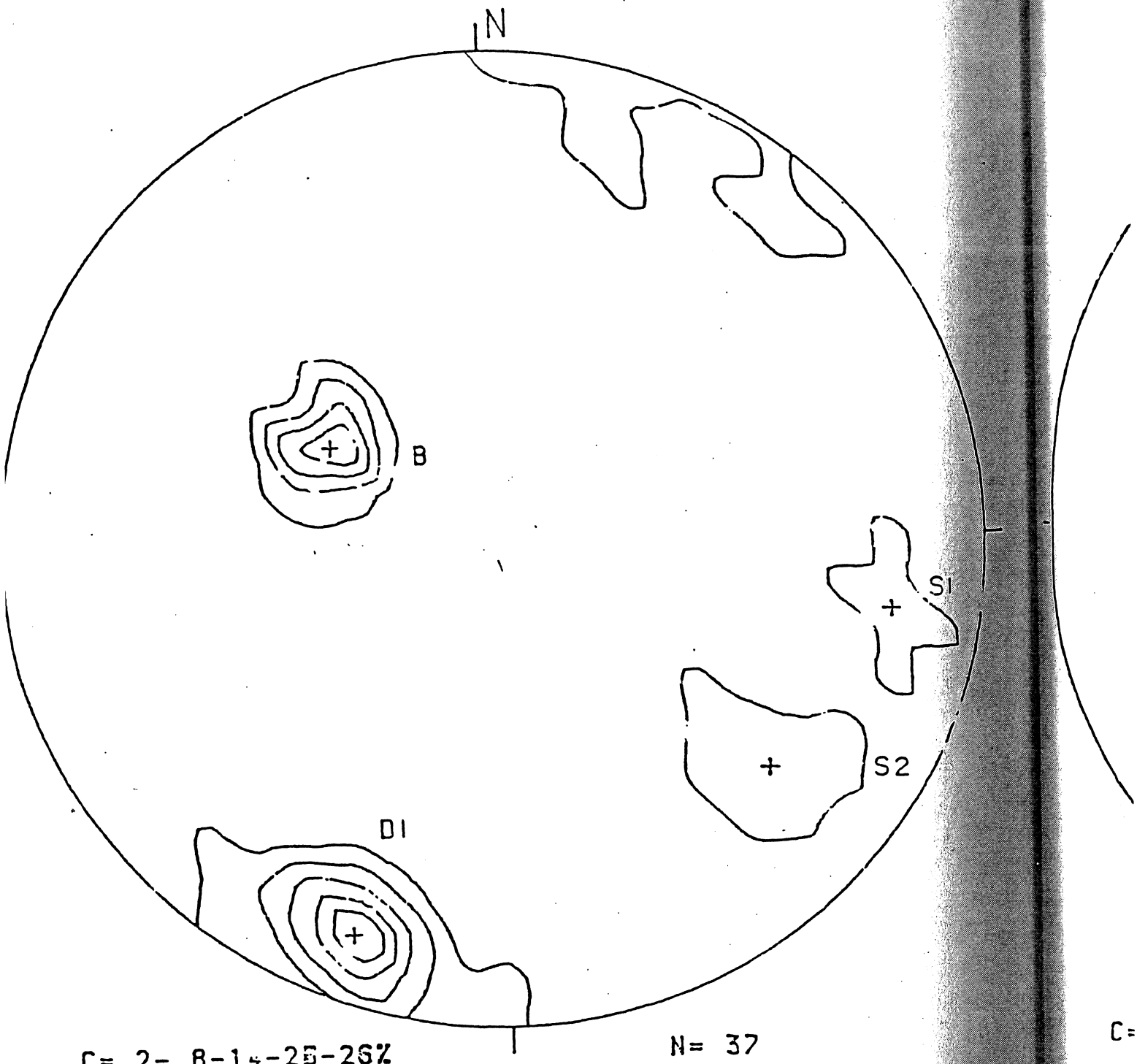



圖 2-2-9　　鯉魚潭壩址節理極點圖



2-2-170




C= 2- 8-14-25-26%　　N= 37

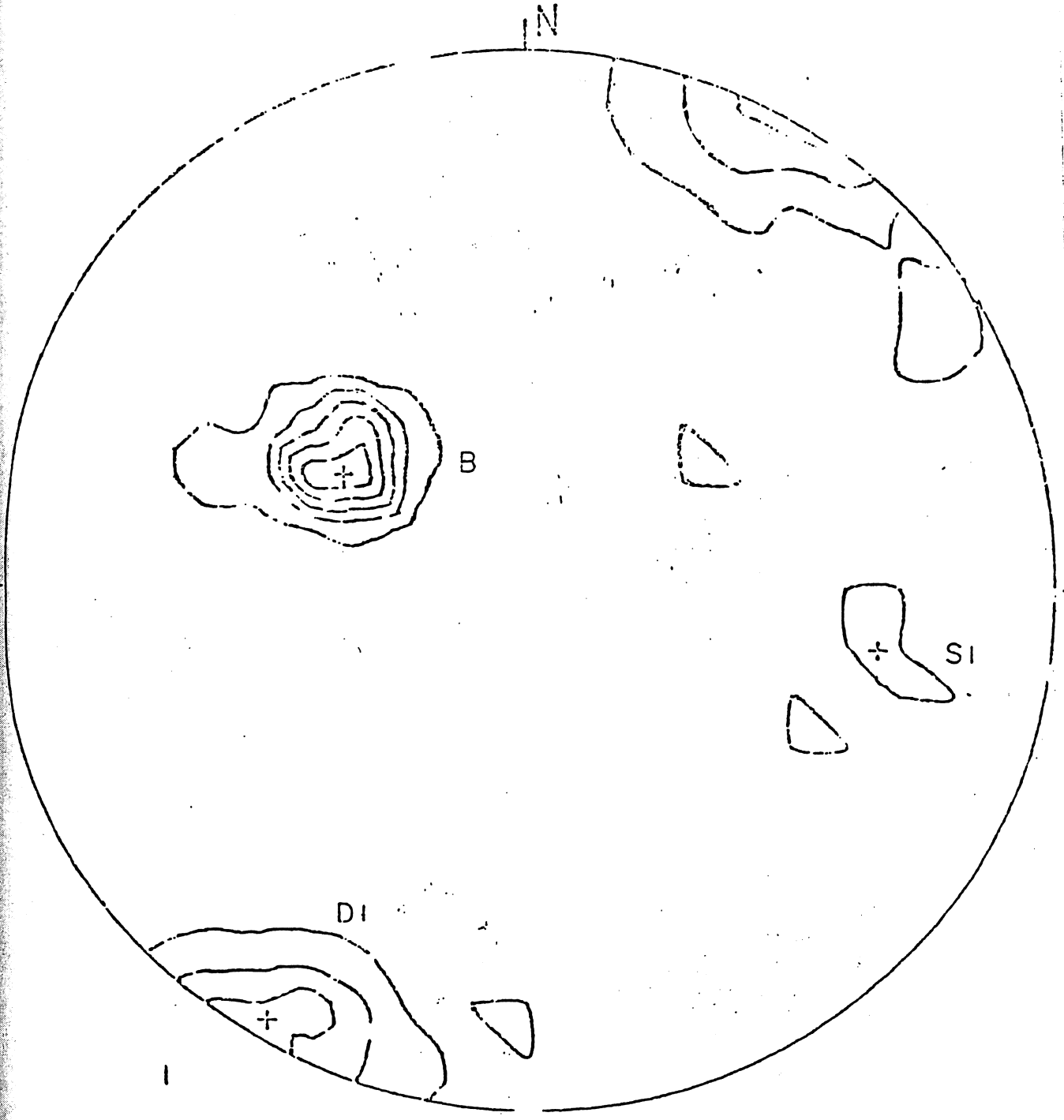
B :BEDDING PLANE : N32E/31E　　SAMPLE LOCALITY:

D1:DIP JOINT : N69W/75E　　TEST ADIT:AD-1

S1:STRIKE JOINT : N11E/71W

S2:STRIKE JOINT : N41E/62W

圖 2-2-10　鯉魚潭壩址節理等密度圖（ AD — 1 ）




C= 2- 8-14-20-26%　　N= 53

B :BEDDING PLANE : N31E/32E　　SAMPLE LOCALITY:

D1:DIP JOINT : N60W/66E　　TEST ADIT:AD-2

S1:STRIKE JOINT : N10E/57W

圖 2-2-11　鯉魚潭壩址節理等密度圖（AD—2）



2-2-172




C= 2- 6-10-14-18%　　N= 46

B :BEDDING PLANE : N25E/33E　　SAMPLE LOCALITY:

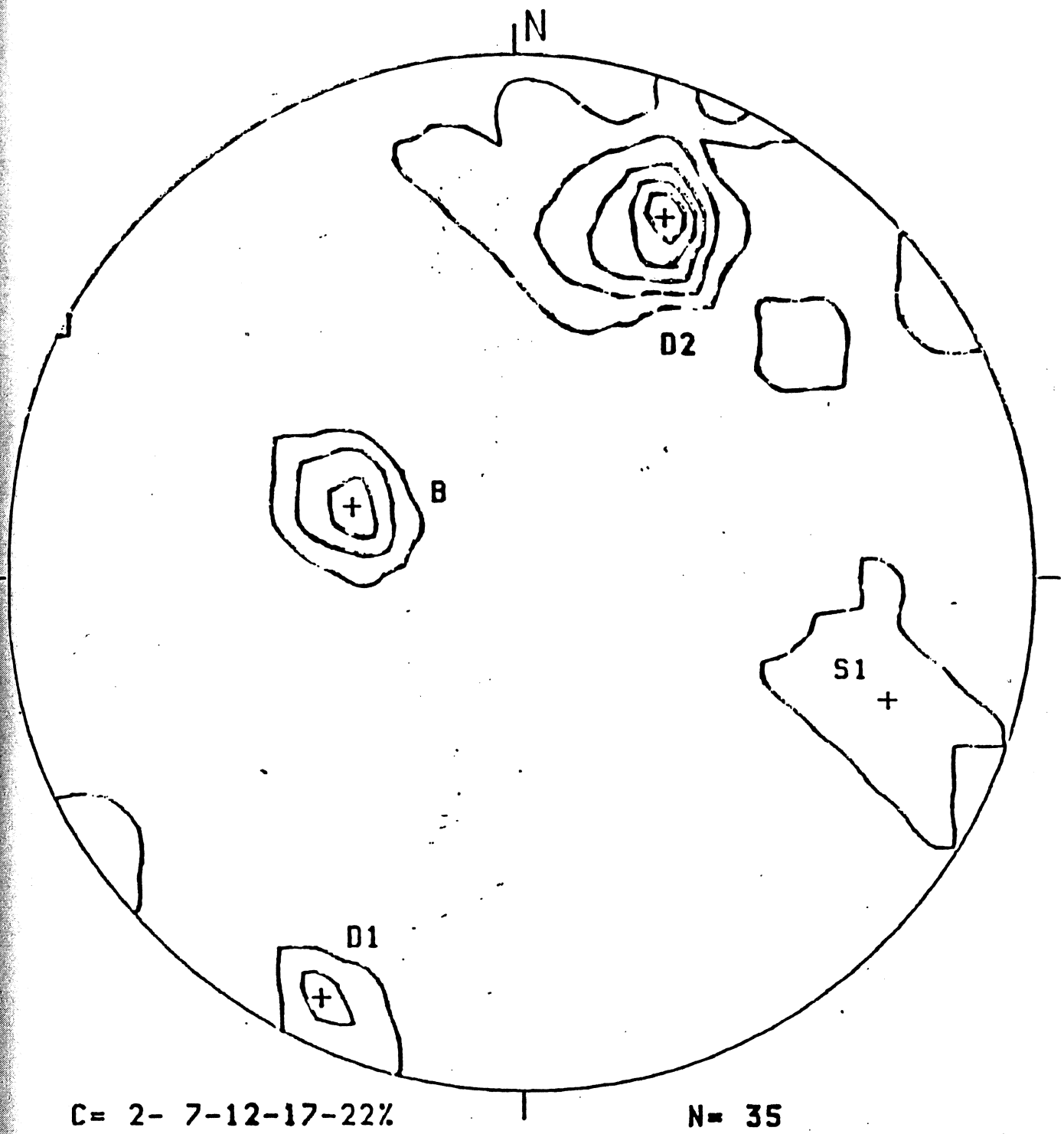
D2:DIP JOINT : N57W/72W　　TEST ADIT:AD-3

S1:STRIKE JOINT : N20E/55W

圖 2-2-12　鯉魚潭壩址節理等密度圖（ AD—3 ）



D-2-173




C= 2- 7-12-17-22%　　N= 35

B.:BEDDING PLANE : N23E/28E　　SAMPLE LOCALITY:

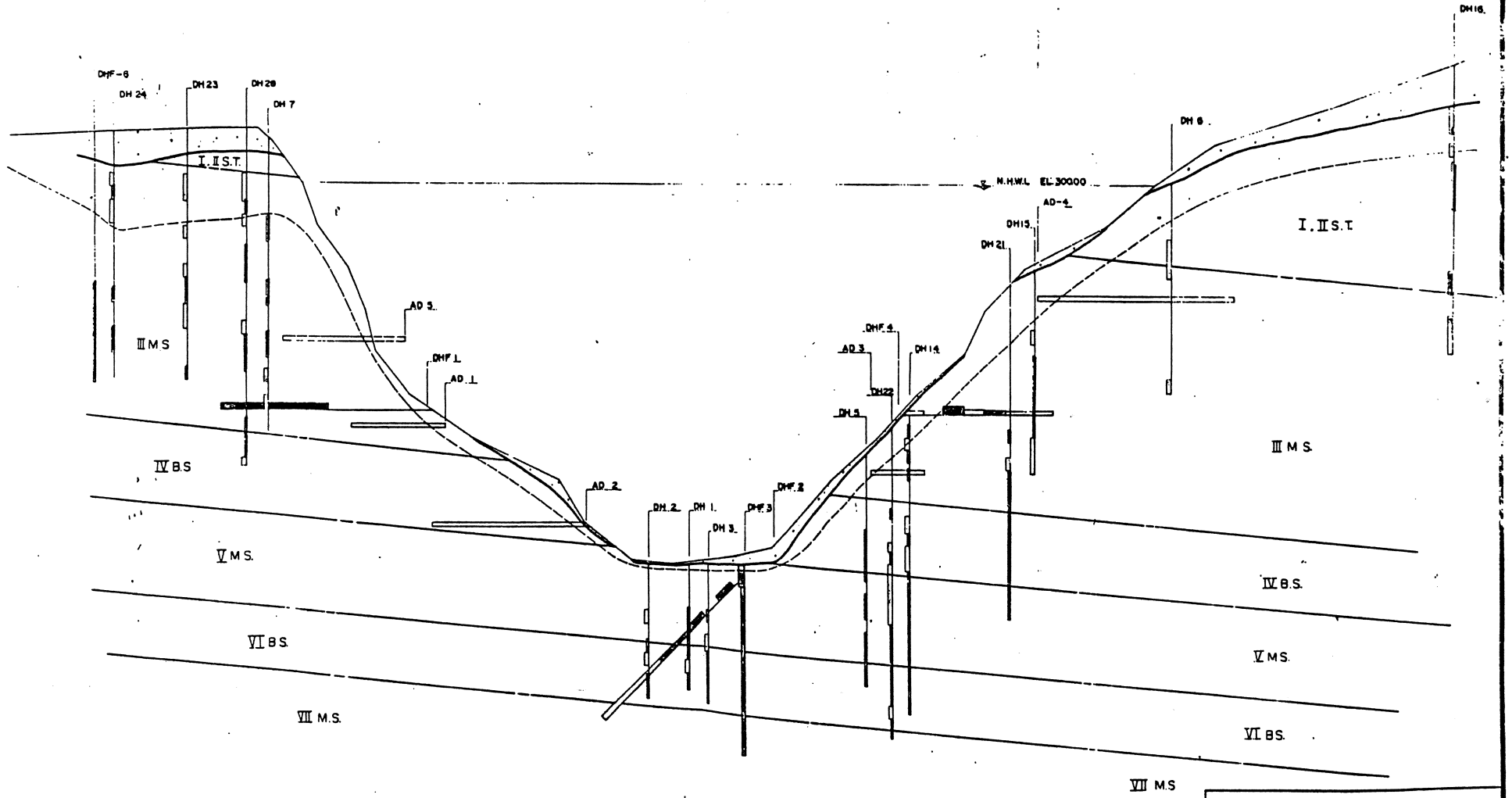
D2:DIP JOINT : N67W/64W　　TEST ADIT:AD-4

D1:DIP JOINT : N65W/80E

S1:STRIKE JOINT : N19E/65W

圖 2-2-13　鯉魚潭壩址節理等密度圖（ AD—4 ）

圖 2-2-14　鯉魚潭壩址沿壩軸地質剖面—滲透度




| 圖例 | |
|---|---|
| | LUGEON：>3 |
| | LUGEON：3-10 |
| | LUGEON：10-15 |
| | LUGEON：<15 |

壩基沿壩軸滲水度圖
Cugeon Chart Along Dam Axis

SCALE 1:500
0 05 1 15 2 25 3 35 4 45 5m

| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 鯉魚潭水庫工程 | | |
| 圖名 | 壩基沿壩軸滲水度圖 | | |
| 設計 | 鄭[illegible] | 校核 | |
| 繪圖 | [illegible] | 審查 | |
| 描圖 | 黃[illegible] | 核定 | |
| 日期 | 75 3 | 圖號 | 2-2-17 |

2.2-175

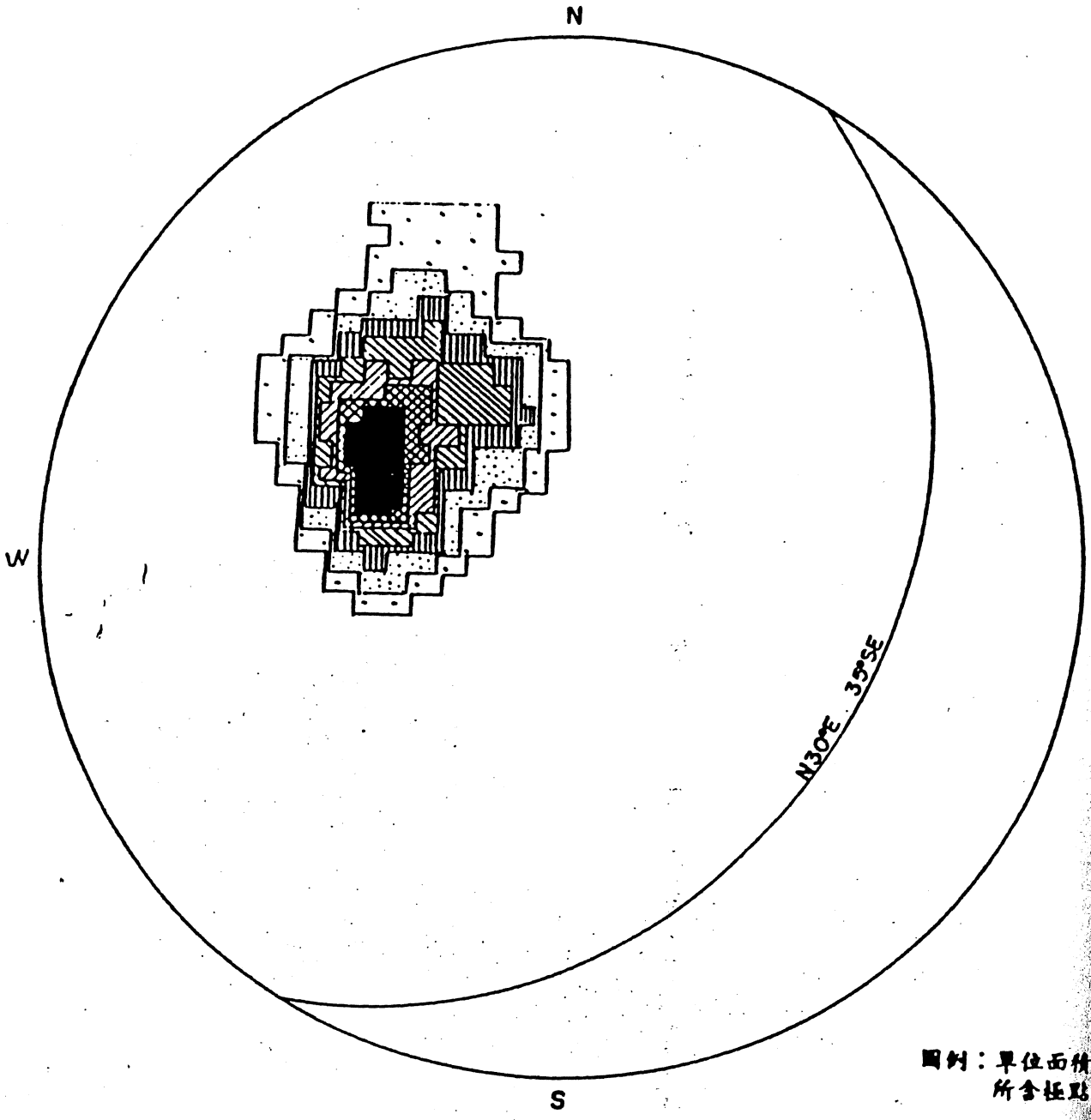
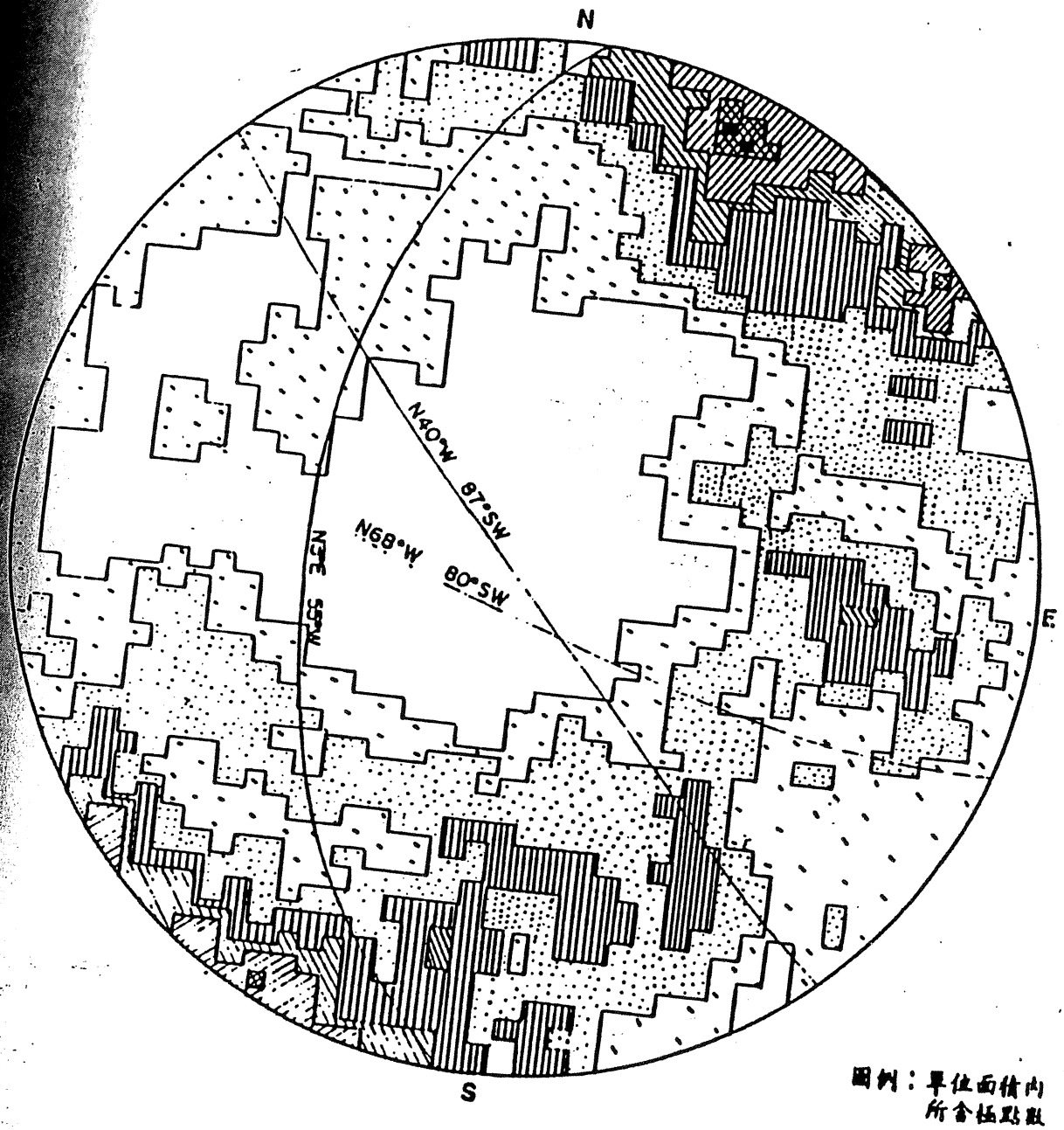



圖 2-2-15　　壩址附近層面等面積投影圖



2-2-176




圖例：單位面積內所含極點數

| | |
|---|---|
| | 0-4 |
| | 5-9 |
| | 10-14 |
| | 15-19 |
| | 20-24 |
| | 25-29 |
| | 30-34 |
| | > 35 |

總數：915

圖 2-2-16　壩址附近節理等面積投影圖



2-2-177

# 圖 2-2-17　鯉魚潭壩址地質平面圖

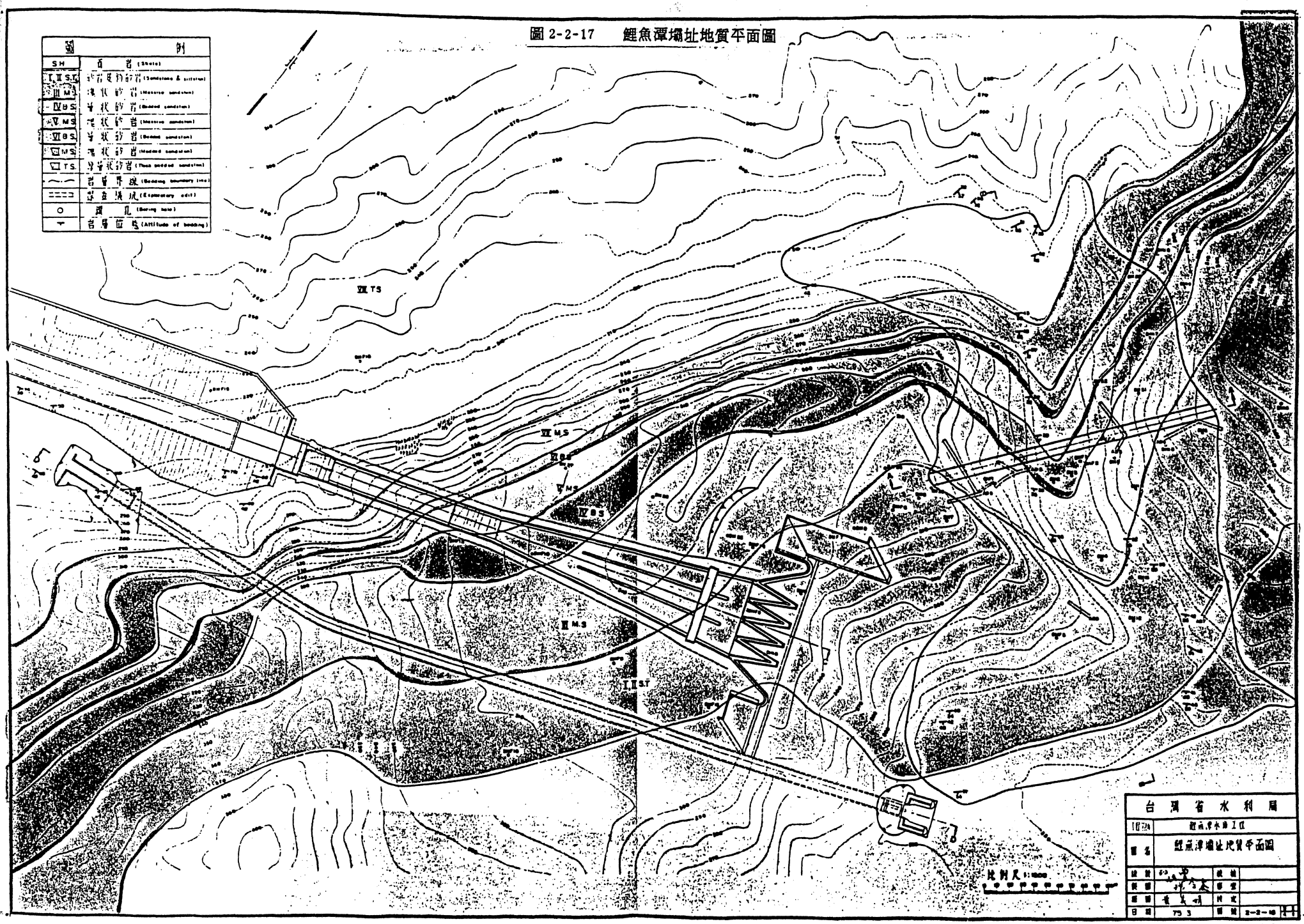
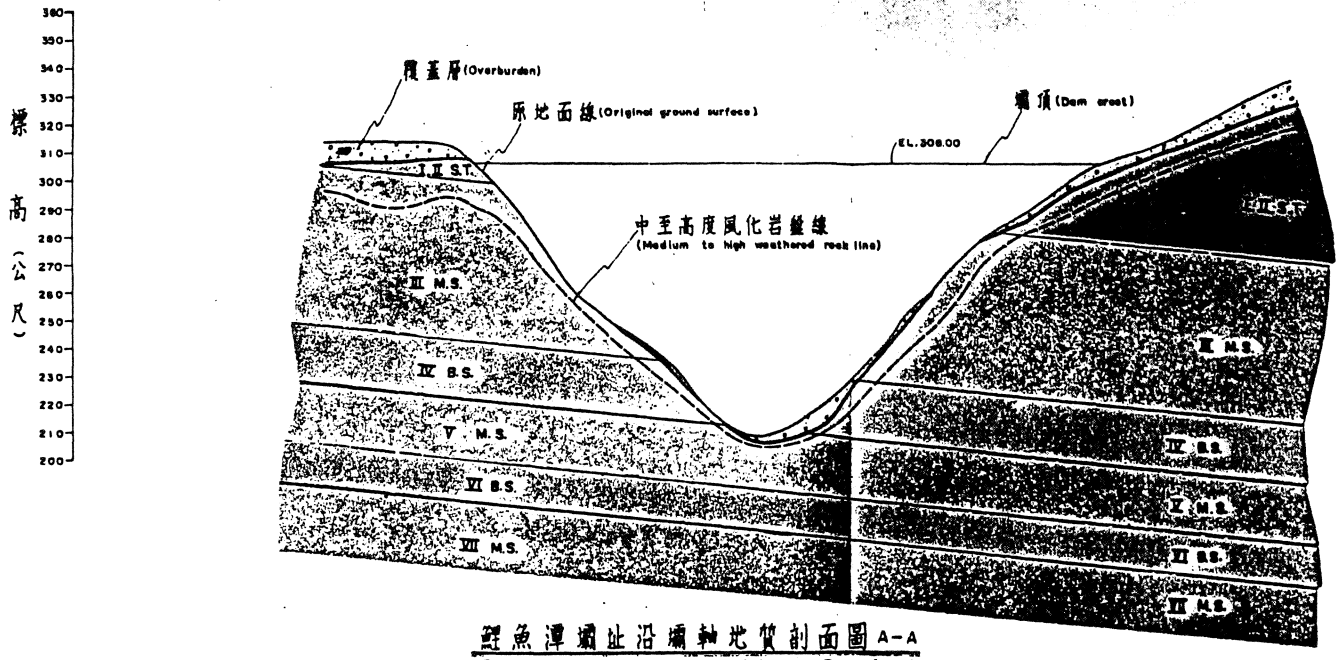
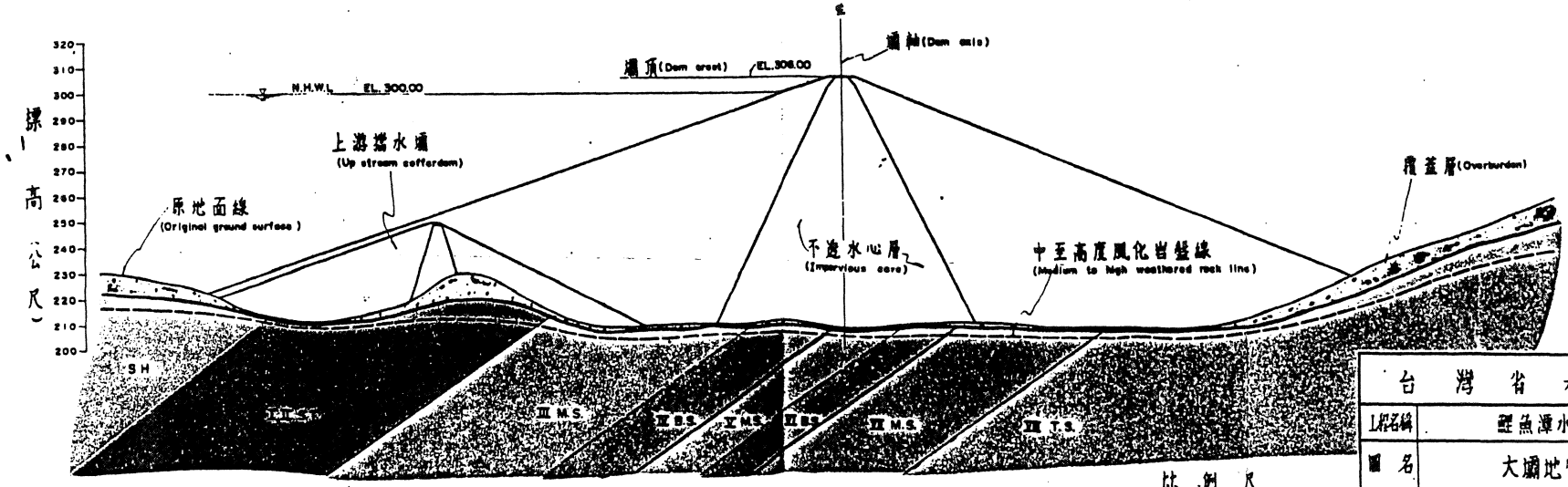


圖 2-2-18　壩址中心線地質剖面圖




鯉魚潭壩址沿壩軸地質剖面圖 A-A
Geologic profile along dam axis of Liyutan Dam A-A



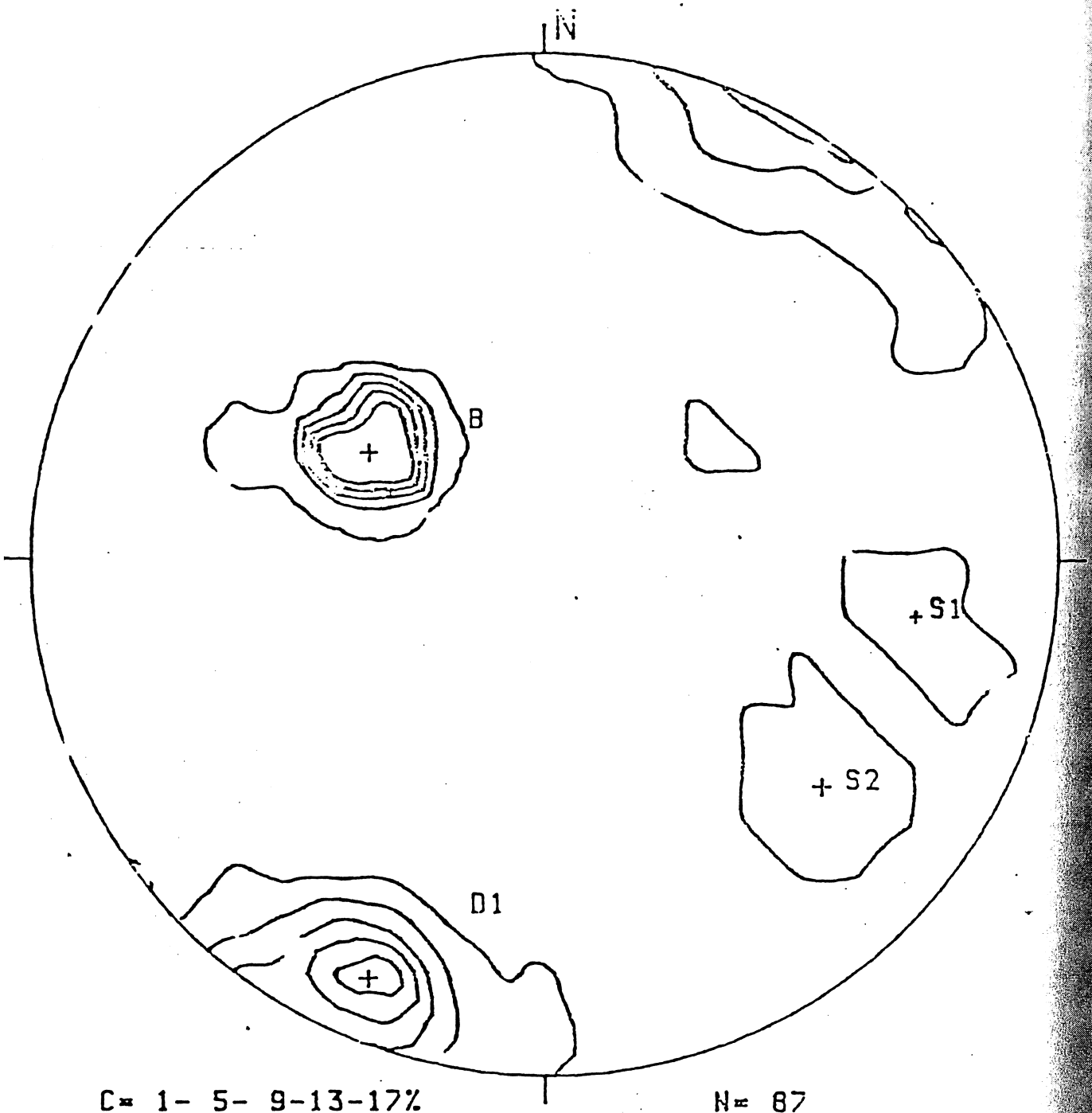

鯉魚潭壩址沿河床地質剖面圖 B-B
Geologic profile along stream bed of Liyutan Dam B-B

| 圖例 | |
|---|---|
| SH | 頁岩 (Shale) |
| I.II S.T. | 砂岩及粉砂岩 (Sandstone & siltstone) |
| III M.S. | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| IV B.S. | 層狀砂岩 (Bedded sandstone) |
| V M.S. | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| VI B.S. | 層狀砂岩 (Bedded sandstone) |
| VII M.S. | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| VIII T.S. | 厚層狀砂岩 (Thick bedded sandstone) |
| ～·～ | 岩層界線 (Bedding boundary line) |

| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 鯉魚潭水庫工程 | | |
| 圖名 | 大壩地質剖面圖 | | |
| 設計 | 江 | 校核 | |
| 製圖 | 張 | 審查 | |
| 描圖 | 黃 | 核定 | |
| 日期 | 75 3 | 圖號 | 2-2-19 |



2-2-179




C= 1- 5- 9-13-17%　　N= 87

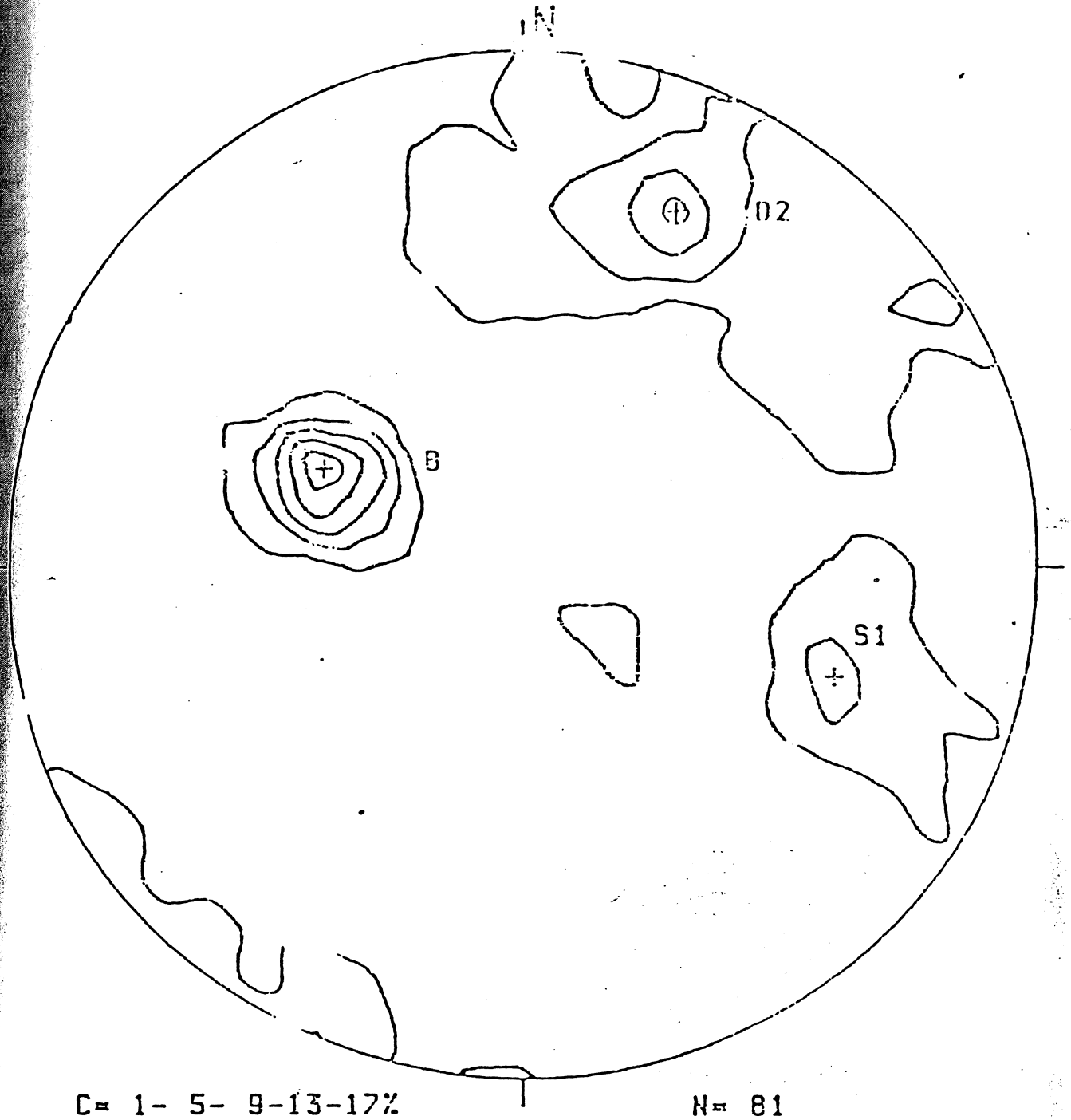
B :BEDDING PLANE : N32E/33E　　SAMPLE LOCALITY:

D1:DIP JOINT : N67W/77E　　TEST ADIT:AD-1

S1:STRIKE JOINT : N 9E/83W　　: AD-2

S2:STRIKE JOINT : N39E/59W

圖 2-2-21　鯉魚潭壩址節理等密度圖（ AD—1及AD—2 ）




C= 1- 5- 9-13-17%　　N= 81

B :BEDDING PLANE : N25E/35E　　SAMPLE LOCALITY:

D2:DIP JOINT : N67W/65W　　TEST ADIT:AD-3

S1:STRIKE JOINT : N19E/54W　　AD-4

圖 2-2-22　鯉魚潭壩址節理等密度圖（ AD—3及AD—4 ）



2.2 -181

# 2.2-3 詳細設計及施工階段

# (1) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第六次會議 - (民國 77 年 10 月)

# 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第六次會議




臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術小組

中華民國七十七年十月

2-2-185.

(2)大壩第一期工程：

①擋水壩填方截至9月30日止全部完成合計填方數量爲711,000 $m^3$。

②主壩截水槽開挖，左壩墩完成至標高215.0公尺（計畫標高207.8公尺），因沿壩軸下游側地質構造屬順向坡，當廊道於開挖後邊坡基脚遂被挖斷而發生大量坍方，且有向上繼續滑動現象，經邀請專家研謀對策爲施工安全，擬在滑動坡面加設鑽裝岩栓加強安全措施俾繼續施工。右壩墩部分完成至標高213.5公尺（計畫標高207.8公尺）進行尚稱順利，全部開挖工作預定十月中旬全部完成，詳細施工計畫如表2—2—2。本工程預定進度77.7%，實際進度77%。

(三)專題報告

A、地質探查及基礎處理

1.鯉魚潭水庫壩址附近工程地質概況

(1)岩層分佈

壩址區域之岩層岩性大致分爲頁岩、粉砂與泥質砂岩、潔淨砂岩、泥質砂岩、潔淨砂岩夾薄頁岩、泥質砂岩夾薄頁岩、砂岩等八類。上述岩層中偶含鈣質砂岩。岩層之位態大致由左壩墩之N 33° E/35°S E漸變至取出水工進水口之N 47°E/40°S E，而於溢洪道進口附近走向有較大之向東轉折。

(2)地質弱面概述：地質弱面平面分區及位態如圖(2—3—1)



2-2-187

①左壩墩至溢洪道之左山脊部份

a 下游坡面：（ A區 ）

(a)層面：約N 31°E/39°SE 。

(b)節理：主要爲高角度之傾向節理N63°W/85°SW～N80°W/88°NE 。

(c)剪動：在下游面可見到11條剪動節理，剪動位態與節理類似，剪動位移自 10 *cm* 至 80 *cm* 不等。

b 左壩墩：（ B區 ）

(a)層面：約N33°E/35°SE 。

(b)節理：主要仍爲傾向節理（ Dip joint ），位態約爲N65°W/74°NE～N69°W/81°NE，另有N16°E/34°SE 之偶現走向節理。

(c)橫坑：由橫坑AD—1 ， AD—2 之投影顯示亦存在N10°E/64°W 之走向節理。

橫坑AD—1 內，距洞口 17.5 公尺處有一 1～5 公分之疑似開口節理，表面有些鈣質沉澱，15公尺後即有少量滲水，愈往內節理愈不顯著。

橫坑AD—2，在 2.5 公尺、 4 公尺處各有 1～5 公分之開口節理，且夾泥，距洞口15公尺後有鈣質沉積，16公尺處有一 10～30 公分之開口節理，自洞口10公尺後有少量滲水。

橫坑AD—5內量得的多爲高角度傾向節理且閉

合。

c 上游坡面（C區）

(a)層面：約N 34°E/36°SE。

(b)節理：主要爲傾向節理（Dip joint），位態約爲N 48°W/83°NE～N54°W/89°SW，另在河谷轉折處有N34°W/48°SW之節理。

d 討論：

(a)上述區域之不連續面投影圖如圖 2—3—2，層面規則，無大的變異，另節理主要爲北偏西之高角度節理。

(b)上、下游及 AD—1，AD—2 內皆可量得高角度之節理，另下游更有高角度之閉合剪動節理出現。故這些高角度之弱面，可成爲水流通道，應該確實做好截水灌漿。

(c)橫坑AD—1，AD—2 內有鈣質沉積，且在下游坡面之節理內亦曾發現，故在靠近河谷處之灌漿應自山頂直達河谷標高（約EL.210$m$）。

②溢洪道進口至取出水工進口上游坡面部份（D、E區）

a 層面：由溢洪道進口之N32°E/47°SE 漸變至取出水工之N47°E/40°SE。

b 節理：

(a)溢洪道進口（D區）：具有N55°W/72°SW～N65°



2-2-189

W/63°NE之傾向節理，該處爲砂、頁岩出露交界處，出露節理較爲紊亂。

(b)取出水工進口（E區）：具有N48°W/87°SW之傾向節理及N60°E/61°SE之走向節理。

c 討論：

(a)層面節理投影圖如圖2—3—3，溢洪道進口經統計得之節理組，與層面配合後似不會形成不利岩楔，但因爲主要結構物位於本區故對節理之力學性質及節理分佈擬再補充試驗及調查。

(b)取出水工開挖後右側（面向下游）邊坡對層面而言爲順向坡，斬腳部份應予挖除。故該部份之開挖邊坡應以該處之層面傾角爲依據。除此，由節理投影得知未有與層面配合後之不利岩楔存在，惟爲防範少部份偶現節理所形成之楔形破壞，故計畫沿進口中心線由上而下開挖寬2 $m$ 試溝一條，其邊坡右側爲1：1，左側爲1：0.3，俾了解是否有該等不良岩楔存在，並依據力學試驗結果分析。

(c)因取出水工位於錦水頁岩層上，此種頁岩浸水後之強度尚未確定，俟確定後須研判基礎滑動之模式並分析趾部剪破之可能性。

③右山脊：

(a)層面：約N24°E/33°SE

(b)節理：N62°W/68°SW

(c)橫坑：

在AD—3內，節理頗爲密集，另於20公尺有鈣質砂岩出現。

在AD—4內，25公尺以後節理較稀，在15公尺、20公尺處存在有鈣質砂岩，且偶有鈣質沉積，另在27公尺處有一條15公分之疑似開口節理。

上述投影圖如圖2—3—4。

(3)岩盤水密性探討：

依過去辦理之透水試驗，繪得沿壩軸滲水度圖，如圖2—3—5。茲討論如下：

①由於層面之位態，係向上游傾斜，因岩石材料之透水係數大部分小於$10^{-7}$ cm/sec，故可視爲良好之止水屏障。左右壩墩地下水位約在地表下15公尺，節理不甚發達，垂直鑽孔透水度在30公尺後透水度（Lugeon Value）則低於3，故大體上岩盤水密性尚佳。

②另由圖2—3—5可知在左右壩墩DHF-1，DHF-4水平孔透水度高，此係因水平孔穿過較多之傾向節理，該傾向節理受到解壓之影響，產生開口節理的可能性較高所致。

在河谷處亦因斜孔通過較多之傾向節理，故透水度亦高。左山脊之斜孔DHR1，2，3在深入地表30公尺



2-2-191

後則水密性良好，其中DHR-2 之透水度較高，可能係靠近邊坡解壓節理較發達所致。

③由最近補充鑽探得知左山脊水密性尚佳，惟山脊較爲薄弱，且在橫坑 AD—1，AD—2，內皆有鈣質沉積，下游面節理亦曾發現鈣質，將於截水處理設計時特予注意，以確保截水效果。

④由於在河谷、左右壩墩上之斜孔透水度高，故灌漿應尋通過最多層面、節理之方位。灌漿設計另詳他節。

(4)不同岩性之力學性質：

本水庫過去曾辦理之岩石試驗，其成果如表 2—3—1 ～ 2—3—4。由表 2—3—2 中顯示，相同岩性在不同孔位或孔深其單壓強度變化頗大。而不同岩性之單壓強度亦不同。由該表顯示尚缺乏弱面之直剪試驗及頁岩三軸試驗，該部分目前正委託地調所積極辦理中，迄目前試驗之結果如表 2—3—5，由表可知弱面的剪力強度 C 約 0.2 ～ 0.3Kg/$cm^2$，$\phi$ 約 21°～28°。

2.主要結構物邊坡安定分析

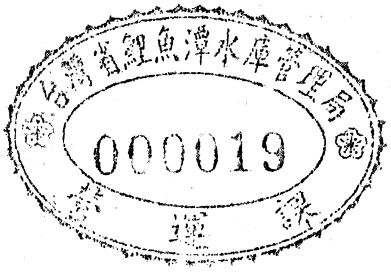
(1)溢洪道投池段

①可能破壞模式：

由於右岸邊坡爲近乎順向坡可能破壞之模式爲平面破壞，經分析結果認爲投池右岸受水刷深後若有坡址層面見光（day-light），安全係數 $F_S$ 僅 0.5，滑動可能發

# (2) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議 - (民國 78 年 2 月)

# 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議




臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術小組

中華民國七十八年二月

2-2-195

附錄二

# TECHNICAL REVIEW
# OF
# LIYUTAN DAM
# DECEMBER 1988

This technical review of the Liyutan Dam design was performed by the undersigned members of the U.S. Bureau of Reclamation Technical Review Team

---

Richard W. Kramer, Civil Engineer, Embankment

---

Louis R. Frei, Engineering Geologist



2-2-197

Contents

Page No.

I. Introduction

II. Summary

III. Geology

A. General

B. Cofferdam Seepage

C. Dam Foundation

D. Spillway

E. Sloping Intake Structure for Water Releasing Facilities

F. Grouting and Tunnel Under the Left Abutment Ridge

G. Design Earthquakes

IV. Embankment

A. Design

B. Initial Embankment Placement

1. General
2. Equipment
3. Foundation Preparation
4. Placement

C. Cofferdam

D.



2-2-198

## I. Introduction

The Bureau of Reclamation technical review team reviewed the design status and ongoing construction for Liyutan Dam during the period from November 28 through December 7, 1988. All of our time was spent at the Liyutan Dam Construction Office reviewing site conditions, design status and in discussions with the Liyutan design staff and sinotech personnel who are providing technical assistance. One day of discussions also included Professor Hung, Ju-jiang of the National Taiwan University and Mr. Tsan Shin-Fu retired Director of The Central Geologic Survey. This review was performed by Mr. Richard W. Kramer and Louis R. Frei and is an extension of earlier reviews.

## II. Summary

A. The suspected cofferdam seepage is most probably ground water moving along the more permeable sandstone beds. This seepage should be collected in groin drains and diverted away from the foundation of the main dam prior to any embankment placements.

B. Geologic mapping and inspection of the core foundation should occur at the same time as the blanket grouting to ensure that the joints exposed are adequately grouted. A topographic map of the excavated surface should be prepared and used for geologic mapping and grout monitoring.



2.2-199

C. The drainage curtain currently planned downstream from the grout curtain should be eliminated.

D. All open joints exposed in the dam foundation should be exposed for their full extent so that their origin can be determined and a decision made as to how they should be treated.

E. A contour map of the proposed spillway excavation should be prepared so that the design excavation can be evaluated for compatibility with the jointing and natural slope of the canyon. Where the spillway chute drops through the steep canyon slope, it should be excavated to final grade and the slope stabilized as the excavation progresses to ensure a safe and stable slope.

F. The proposed change in location of the sloping intake structure appears to have many advantages and few drawbacks. However, it should be thoroughly investigated before the new location is finalized.

G. We concur with your decision to limit the grouting tunnel under the left abutment ridge to 100 m from the dam foundation and eliminate the drainage curtain originally proposed

H. Others to be added.

III. GEOLOGY

A. General

Since our visit in April, good progress has been made in the



D-2-200

preparation of the 1:1000 scale geologic plan map and cross sections necessary to evaluate geologic site conditions and the adequacy of the designs to accommodate the geologic conditions. Most of the cross sections have been prepared in preliminary form and the surface geology plan map is very useful. These drawings should be continually revised and updated as new information becomes available. So that the geologic data can be properly evaluated, boreholes and other explorations should be projected perpendicularly to the geologic cross sections and profiles and the significant information shown on the outline of the hole as if the hole is being viewed looking through the section. The information presented on the section however, should reflect the conditions that are expected to occur along the section based on an evaluation of all available information. Only those boreholes located directly on the section will show the exact same information on the outline of the hole as is shown on the section. This is important so that all information is presented in its proper relationships and all the data can be evaluated.

The following information should be added to the surface geology map:

1. Outline of the zones in the dam and cofferdam.
2. Define all slope excavation designs
3. Show the location of seepage areas and springs

B. Cofferdam Seepage

Seepage from the downstream toe area of the cofferdam embankment is most probably from groundwater that is moving along the sandstone beds from the abutment ridges toward the channel. Some of the



2-2-201

water may be from the boreholes such as DH4 and DH12 which are under the downstream shell in the channel and when drilled had a water level higher than the top of rock. A small pond upstream of the cofferdam was being drained when we arrived to see if that would decrease the seepage downstream. Seepage volume along the downstream toe showed no decrease in the week following the drainage. Most of the seepage can probably be collected in drains constructed along the groin areas of the lower slope of the cofferdam which would lead to a sump and be pumped away. Seepage from the rock immediately downstream from the cofferdam toe carrying the orange-red gelatinous material is not carrying material from the embankment. This material is probably organic, most likely iron bearing algae, which is also present in adit AD2. We suggest that the material be tested to determine its exact origin.

C. Dam Foundation

The excavation has produced an excellent foundation for the core of the dam. Blanket grouting is in progress in the channel section. Geologic mapping at a scale of 1:200 of the excavated foundation surface is being accomplished but only in a limited area where the surface is very clean. This geologic mapping should be accomplished ahead of or at the same time as the grouting so that the information can be used to locate the surface joints and adequately grout them. Special grout holes or changing the angle and/or location of some of the design or pattern holes may be required to ensure that the surface joints are grouted. Joints needing special attention can be marked on the excavated rock



2-2-202

surface with spray paint as well as marking the location of any special grout holes. The geologic mapping should be checked and refined after final cleanup of the foundation. We suggest that a topographic map of the excavated surface be prepared and used for the geologic mapping and grout monitoring. This will also provide a permanent record of foundation conditions. In addition to the information currently being mapped, the map should show the location of seeps or seep areas and the contact between weathered and fresh rock.

The drainage curtain currently planned downstream from the grouting curtain in the dam foundation should be eliminated. This would cause a high hydraulic gradient across the dam-foundation contact and promote piping in the area.

Several wedge failures occurred during excavation of the left abutment core trench and grouting gallery. These failures occurred where rock wedges formed by clay bedding seams as base failure planes, dip joints as side planes and strike joints as rear release planes were undercut. Several other rock wedges were bolted and stabilized. The area should be watched closely for other wedges which may become loose and unstable particularly after heavy rains. Survey points will be helpful to monitor movements.

Two 15 to 20 cm wide open joints are exposed in the left abutment foundation excavation. One joint is located near the new portal to adit AD2 and the other joint is downstream of the grouting gallery



D-2-203

at about the same elevation. The joint near adits AD2 is exposed in the AD2 adits and in both adits the open joint terminates on a clay bedding seam. This indicates that the open dip joints exposed on the surface may have resulted from movement along the bedding and are the open side plane of an old wedge failure that moved only enough to produce an open joint. This would be the same type of wedge failure that occurred upslope during foundation excavation. Another reason that the open joints may reflect old partial wedge failures is that they are not continuous or pervasive as would be expected with strictly stress relief joints. This type of wedge failure is also reflected in the topography of the left abutment. Topography on the right abutment is less conducive to this type of wedge failure and to our knowledge no open joints have been found in the right abutment. We visited adit AD4 last April and the joint that was mapped in that adit as an open joint was not open. We suggest that the two open joints in the left abutment and any other open joints that are found be thoroughly cleaned for their full extent so that their origin can be determined and a decision made as to how they should be treated. We also suggest that several features mapped as shear zones downstream on the left side of the canyon be cleaned off and evaluated as to whether they are shear zones with offsets or features similar to the open joints. If the open joints do in fact reflect old partial wedge failures, then they should only occur near the surface and will not be extensive. Careful placement of the drainage blanket beneath the downstream shell over this area will control any seepage which may be produced.

# (3) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第八次會議 - (民國 78 年 6 月)

# 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第八次會議




## 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術小組

中華民國七十八年六月

2-2-207

2-2-208

段落後原因係因中心線左移五公尺，開挖作業無法全面施工所耽誤，已催請機工隊加緊趕工，而第二階段則施工尚稱順利。以上累計總開挖量爲380,000 M³ 。

④大事記要：

(a) 78.4.3 溢洪道工程施工檢討會。

(b) 78.4.27 溢洪道工程設計中心線左移五公尺案現場會勘。

(4)取出水工第一期工程（土木部份）：

本工程截至四月底預定進度3.62％，實際進度爲4.51％，超前0.89％。

本月份主要工作項目：

①施工道路及排水涵管施設。

②電力設備遷移。

③公共用水兼緊急放水管路下游整地開挖，截至本㈣月底計累計完成土方11,732M³ ，岩方10,700M³ 。

㈢專題報告

1.鯉魚潭水庫大埧基礎處理施工報告

(1)地質概況：

埧基開挖後實施地質記錄，一方面做爲施工中保護或基礎處理方法參考，另一方面做爲完工營運維護時之資料。目前埧基開挖已完成，而地質調查亦以地形測量及地質點之施測，配合固結灌漿孔之位置描繪地質圖，茲概述於後。



2.2-209

壩址位於一峽谷地形處，河床礫石堆積約1～2公尺深；左壩座頂部爲一紅土礫石層台地，一般厚度約5～7公尺，局部老河道成有深十數公尺；右岸爲一地形起伏不大之丘陵地形，右壩座頂部標高在300公尺以上亦全爲紅土礫石所覆蓋厚度可能在3～8公尺之間。

壩址岩層屬中新世桂竹林層最上部之魚藤坪砂岩，主要爲泥質砂岩，潔淨砂岩及砂頁岩互層；河床基礎背爲新鮮岩盤左右二側壩座愈往山脊風化愈見明顯。

壩址河床與地層近乎直交，爲一標準之橫谷，地層走向爲北25°～35°東，以25°～40°向東南傾斜（向上游傾斜）。壩址開挖後岩層露出之層序由上游壩址往下游依次爲潔淨砂岩，砂頁岩互層（間夾1.5M厚之潔淨砂岩），潔淨砂岩、泥質砂岩、潔淨砂岩、泥質砂岩、潔淨砂岩。（①區下游端止），其各層特性如下：

潔淨砂岩── 新鮮時呈淡灰色，風化時呈土黃色、常夾薄層頁岩，顆粒均勻，透水性高外觀上易和其他岩性分別，硬度及強度均低，一般強度在15kg／$cm^2$～250 kg／$cm^2$ 之間，主要分佈於①區上、下游，其餘則夾在泥質砂岩層中。

泥質砂岩── 新鮮時灰色較堅實，層狀～塊狀，偶夾薄紋層粉砂岩或頁岩，較不易風化，極細粒～細粒、緻密、一般強度均在50 kg／$cm^2$ ～80 kg／$cm^2$ ，在廊道附近有厚且堅實之泥質砂岩出現。

砂岩與頁岩互層——主要分佈於①區較上游部份，間距約10～20 公分，頁岩厚度約5～10公分砂岩潔淨砂岩或泥質砂岩皆有，此類岩性因間距小，層面裂理發達，加上頁岩易風化剝落，造成鋸齒狀之外觀，頁岩浸水呈軟化現象，基礎處理不易埧址主要之不連續面包括層面，節理及剪裂帶等。埧址層面發達爲主要之不連續面，層縫分佈於埧區各處，廊道上游較下游更形發達一般厚度約在0.5～1公分；而在上游距離埧軸約60 公尺處及下游距埧軸約30 公尺處各有一明顯層縫，夾5～十數公分泥，連續性亦甚長，局部層面受風化鐵染，間0.1～5 mm，容易成爲地下水之通路。

埧址有二組節理，一組爲傾向節理，較爲發達，位態約H 50°～80° W／50°～85° SW or NE，局部夾1～2 mm 泥，間距約50 ～ 200公分延伸不長（3～10 M），另一組爲走向節理較不發達，位態約N 20°～50° E／40～60° M，延伸亦短，此節理位於河床則呈現新鮮緊密愈往兩埧座則因風化鐵染而呈現明顯之弱面而左岸邊坡又較右岸邊坡發達局部呈現開口現象。開口節理，主要分佈於廊道下游左岸坡面，位態大致爲M 70° W～85° W／60°～80° M，寬3～10公分，局部可至15 ～ 20 公分，常止於層面，夾黃褐色表土及破碎 岩塊，延伸1～15公尺，較密集帶間距約1～3公尺，而廊道上游左岸邊坡只發現較深，位態較不規則，其中位於2號橫坑上方之開口節理，皆和河谷平形，開口達20公分延伸十數公



2-2-21

尺，此外於右岸邊坡較少發現，開口節理或僅呈依小之開口，較不發達。

剪裂帶一般都有左移現象，平均錯移10～20公分，局部有達1公尺者，延伸性不高且斷續延伸（約5～10公尺）常中止於層面，於泥質砂岩及潔淨砂岩層中皆可發現，位態一般約M 50°～70° W／50°～70° SW 夾0.5～3公分泥或造成10公分寬之較破碎岩盤，此外於廊道上游左岸坡面上有數道位態約M 25°～40° E／50°～60° SE之另一組剪裂帶夾0.5～CM 泥或寬十數公分之破碎岩盤延伸數十公尺，局部和層面剪裂相接，其中有一層面剪裂，約距軸線數十公尺，剪裂寬度達20公分其上部岩盤呈現風化，破碎之現象。

(2)基礎處理事項：

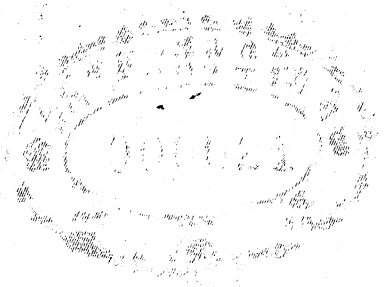
內容包括基礎開挖、清理、不規則面之整挖，窪穴鑲補、充填灌漿、開口節理、護坦灌漿等等。

(3)基礎開挖：

本工程之基礎開挖爲施工安全其順序係由上而下進行，除右岸標高235 M以上部份因爲配合第二期主堰填方之施工暫留待一期工程完成後再進行外，左岸部份已一次全部完成。其中覆蓋層及土礫層均採用耙挖機開挖，岩盤卽爲防止基礎之鬆弛，儘量避免使用炸藥開炸，乃以動力破碎機爬鬆後，再使用耙挖機配以傾卸車作業，並運儲於指定地點整平此項開挖料將供爲Zone ②⑥之填方來源。

# (4) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 - (民國 81 年 7 月)

# 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告



台灣省水利局

中華民國八十一年七月卅一日

2-2-215

谷地形做爲壩址。

由於本區岩層全由軟硬不同的砂頁岩所構成，且岩層以中至低角度傾斜，經過長時間的差異侵蝕結果，地形上常表現出單面山及豚背脊地形。

(2)地層：

本區岩層層序由老至新依次爲觀音山砂岩、南莊層、桂竹林層、錦水頁岩、及卓蘭層，各地層間彼此整合接觸。另外第四紀未固結岩層則不整合覆蓋於上述岩層之上，包括赭土礫石層、階地堆積層、和河床沖積物等。表5-1-7爲鯉魚潭水庫區域地層及岩性說明。

有關規劃設計階段水庫區域地質調查結果，見圖 5-1-2及圖 5-1-3施工期間「水庫邊緣邊坡安定之工程地質調查」結果，詳參考資料。

(3)地質構造

本區域地質構造同圖5-1-2及圖5-1-3茲依褶皺、斷層、及層理和節理分述如下：

(A.)褶皺：包括石圍牆向斜（或稱新開向斜）、東勢背斜，內灣向斜。

(B.)斷層：

本區在以往之地質報告中所述之及新開、鯉魚潭、獅潭、屯子腳及其他相關斷層。

(C.)層理與節理:

水庫淹沒區內岩層位態在上下游及新開向斜之東西兩翼有極大之差異，相對的節理位態也隨區域顯現變化。圖5-1-4及圖5-1-5爲淹沒區層理與節理分布情形。

2.壩區工程地質



2-2-217

(1)地形

景山溪流經壩址狹谷前形成一凸向西南之河曲，但整體上在壩址附近流向略成西北，且大致與岩層走向直交。壩址所在狹谷長約 400公尺，左岸爲一堅厚山脊，頂部標高約 310公尺，爲佈置溢洪道理想位置。河流出狹谷處再以90° 轉向西南，流向與岩層走向平行，下行約 800公尺再折向西流，形成一「ㄈ」字型流路。

(2)覆蓋層

壩址附近河床礫石堆積在1至2公尺深，左右岸壩墩附近之覆蓋厚約 2公尺。位在左壩座頂部之赭土礫石層厚度在5至7公尺間，局部可能達10公尺；右壩座頂部標高約 300 公尺以上亦爲赭土礫石層覆蓋，厚度在3至8公尺間。

(3)岩層

(A)壩區出露的岩層主要爲中新世最上部的魚藤坪砂岩以及局部上新世的錦水頁岩。其中，魚藤坪砂岩主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、含泥質紋層砂岩及鈣質砂岩構成，而前兩者佔基岩含量的百分之九十以上；而錦水頁岩則以頁岩爲主，間夾少許泥質砂岩及粉砂岩。

潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，易受風化而呈土黃色。泥質砂岩呈淡灰色，極細至細粒，岩質緻密，夾有泥質條紋(Mud Chip)。含泥質紋層砂岩一般爲厚約30至40公分之潔淨砂岩夾薄層泥岩或頁岩。鈣質砂岩呈淡灰色；細至中粒，岩質堅硬，於壩區大部分延伸有限或呈透鏡狀。頁岩呈青灰色、暗灰或灰色，含砂粒及粉砂，風化後呈洋蔥狀剝裂或小條柱狀。粉砂岩係由極細粒有稜之石英粒與泥質物組成，並含石灰質膠結。



2-2-218

本區域自規劃調查，可行性評估、基本設計，詳細設計以至施工階段，其有關之壩址地質資料建立甚多，詳如參考資料，最新（施工期間）之壩區地質平面圖、大壩基礎地質剝面圖、溢洪道地質剝面圖、導水隧道地質剝面圖、取出水工地質剝面圖詳如圖 5-1-6～圖5-1-10。

(Ｂ)鯉魚潭壩址以往規劃階段曾辦理 6組岩石指數試驗，34組岩石單壓試驗，及 4組岩石三軸强度試驗。試驗結果鯉魚潭水庫基本設計報告P.20。

可行性評估階段水利局於民國七十三年委託財團法人中興工程顧問社辦理補充岩石力學試驗，包括各類岩性之單壓試驗、三軸强度試驗、直剪試驗、抗張試驗、透水試驗、及動彈性試驗等。試驗結果詳如鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄二。

爲了解壩區各工址構造物所在岩盤之岩石力學性質，施工期間亦曾分別委託經濟部中央地質調查所與中興社辦理岩石力學試驗。試驗結果摘錄於表5-1-8。

(4)地質構造

壩區岩層走向北東，傾向東南，河谷兩岸地層位態一致，且岩層連續無斷層、褶皺、或其他破碎帶。規劃設計階段壩址附近層面與節理調查結果可參考附錄Ａ有關資料，施工期間壩區層面與節理調查結果見圖5-1-11及圖5-1-12。

其次於壩區出現的不連續面包括一組傾向節理與一組走向節理。其中，傾向節理較常出現，平均約2至3公尺間距出現一條，此節理除與層面略垂直外，也與台灣主要地質構造線垂直，此表示其走向與最大壓力方向一致，故傾



2-2-219

向節理應爲張力作用造成。

(5)岩盤的風化程度和透水性

壩址左右壩座之岩層受風化影響產生頗深的風化帶，在右壩座約達水平距離35公尺，左壩座達水平距離25公尺。其中，中度及高度風化岩盤的深度在右壩座約 5至10公尺，左壩座約3至7公尺。

壩址岩盤的透水性沿河床深度10公尺以內透水度較高，10公尺以下則透水度降至 5Lugeon以下。右岸水平方向深度35公尺以內較透水，35公尺以外則減至 7Lugeon以下。左岸岩盤透水度在15Lugeon以上。

㈣地震評估

台灣爲圍繞西太平洋弧形列島中的一環，也是世界上高度地震帶中的一段。台灣有三個主要地震帶，即東北地震帶、東部的地震帶、和西部地震帶。其中西部地震帶包括雪山山脈及大部西邊的麓山帶，此地震帶震源都很淺，且地震規模都小，鯉魚潭水庫即在西部麓山帶邊緣。

民國二十四年在距離壩址東北方約5公里處發生規模7.1的強烈地震，伴隨此次地震產生的斷層、地裂、山崩、及其後一連串的餘震，造成中部地區人員物資極大的傷亡與損失。鑑於地震對工程構造物在設計和施工方面之影響，水利局於民國七十二年委託中央研究院地球科學研究所辦理「鯉魚潭水庫壩址地區地震及活動斷層調查研究」，以便對壩址附近地震活動、斷層活動性、及評估壩址可能發生之地面尖峰加速度作深入研究，另爲分析及評估壩址地區岩盤之強震特性亦委託該所於壩區裝設強震儀作長期之記錄分析。

A.地震活動

鯉魚潭水庫壩址地區地震活動情形，由地科所(1983)提

表5－1－8　　施工期間辦理之岩石力學試驗

| 編號 | 岩性（構造） | 取樣地點 | 直接抗剪強度 | | | | | | 間接抗張強度 | 變形性 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 最高應力 | | 殘餘應力 | | 浸水殘餘應力 | | | | |
| | | | Cp, Kg/cm² | $\phi_p$, deg | Cr, Kg/cm² | $\phi$r, deg | Cwr, Kg/cm² | $\phi$wr, deg | $\sigma_t$, Kg/cm² | E Kg/cm² | $\mu$ |
| 1 | 新鮮砂頁岩互層面 | 左壩墩截水槽 | 1.75 | 57.0 | 0.52 | 42.5 | 0.08 | 34.5 | － | － | － |
| 2 | 風化砂頁岩互層面 | 左壩墩截水槽 | 5.50－0.98 | 32.6－36.4 | 0.19－0.21 | 21.3－22.0 | 0.06－0.9 | 16.2－19.8 | － | － | － |
| 3 | 潔淨砂岩 | 溢洪道陡槽 | 6.23－6.41 | 54.7－55.1 | 0.60－0.63 | 27.8－29.8 | － | － | － | － | － |
| 4 | 泥質砂岩 | 溢洪道陡槽 | 7.62－8.49 | 62.3－67.4 | 0.24－0.35 | 40.7－41.4 | － | － | － | － | － |
| 5 | 潔淨砂岩 | 溢洪道出口 | － | － | － | － | － | － | 4.97－5.95 | － | － |
| 6 | 頁岩 | 溢洪道出口 | － | 44.9－46.1 | － | － | － | － | 41.94 | － | － |
| 7 | 新鮮砂頁岩互層面 | 溢洪道陡槽 | 0.31－0.40 | － | 0.13－0.28 | 31.4－34.0 | 0.05－0.06 | 29.1－31.9 | － | － | － |
| 8 | 風化砂頁岩互層面 | 溢洪道陡槽 | 0.30 | 30.7 | 0.05 | 21.8 | 0.02 | 19.3 | － | － | － |
| 9 | 風化薄砂岩層面 | 溢洪道投池 | 1.06 | 29.6 | 0.28 | 28.2 | 0.18 | 20.5 | － | － | － |
| 10 | 泥質砂頁層面 | 取水工進水口 | － | － | 0 | 24－28 | － | － | － | － | － |
| 11 | 粉砂岩層面 | 取水工進水口 | － | － | 0 | 29 | － | － | － | － | － |
| 12 | 粉砂岩節理面 | 取水工進水口 | － | － | 0 | 28－30 | － | － | － | － | － |
| 13 | 泥質砂岩 | 取水工進水口 | － | － | － | － | － | － | － | 2,100－39,000 | 0.44－0.49 |
| 14 | 粉砂岩 | 取水工進水口 | － | － | － | － | － | － | － | 5,300－7,900 | 0.48－0.49 |

資料來源：(1)編號1至9，經濟部中央地政調查所。
(2)編號10至14，財團法人中興工程顧問社。

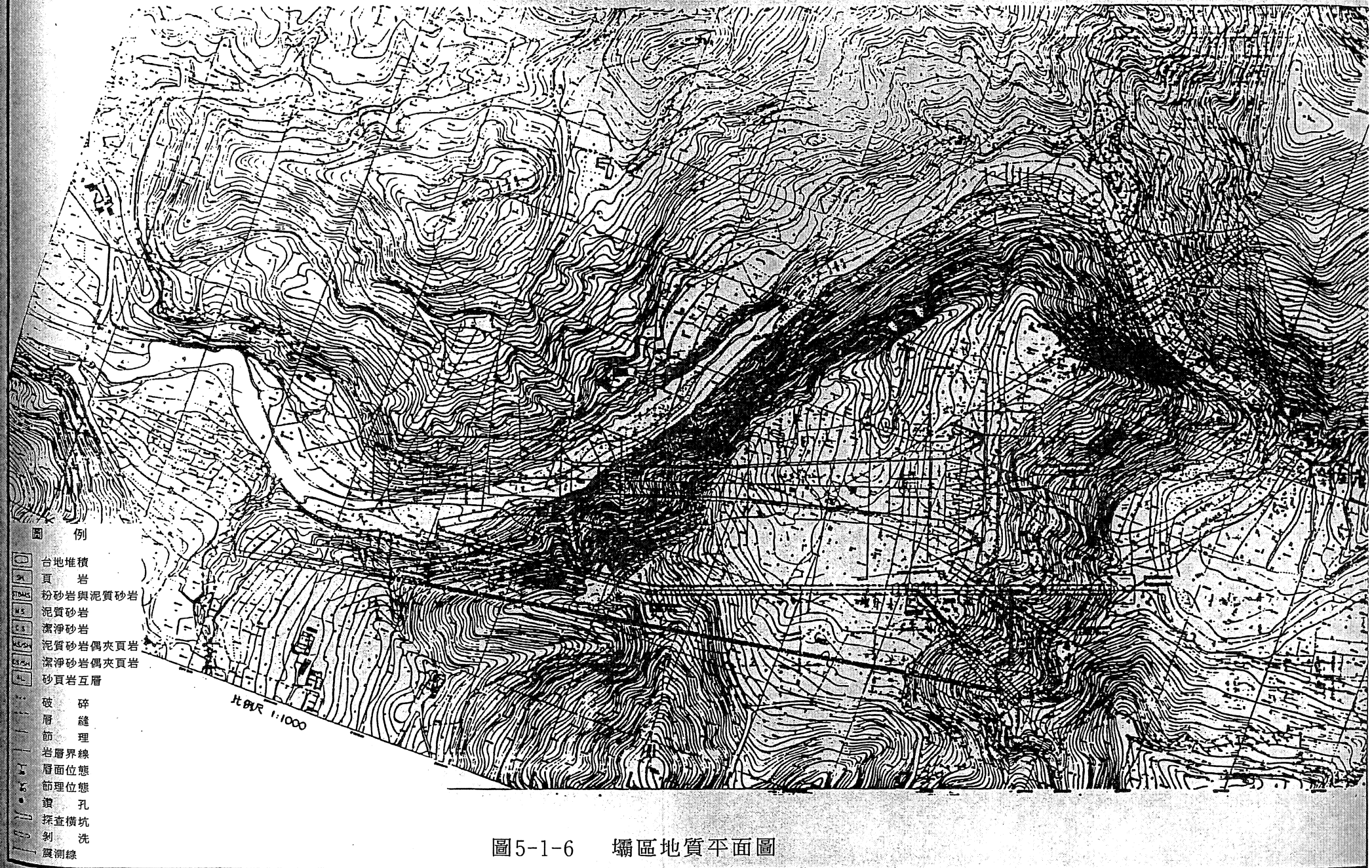



圖5-1-6　壩區地質平面圖

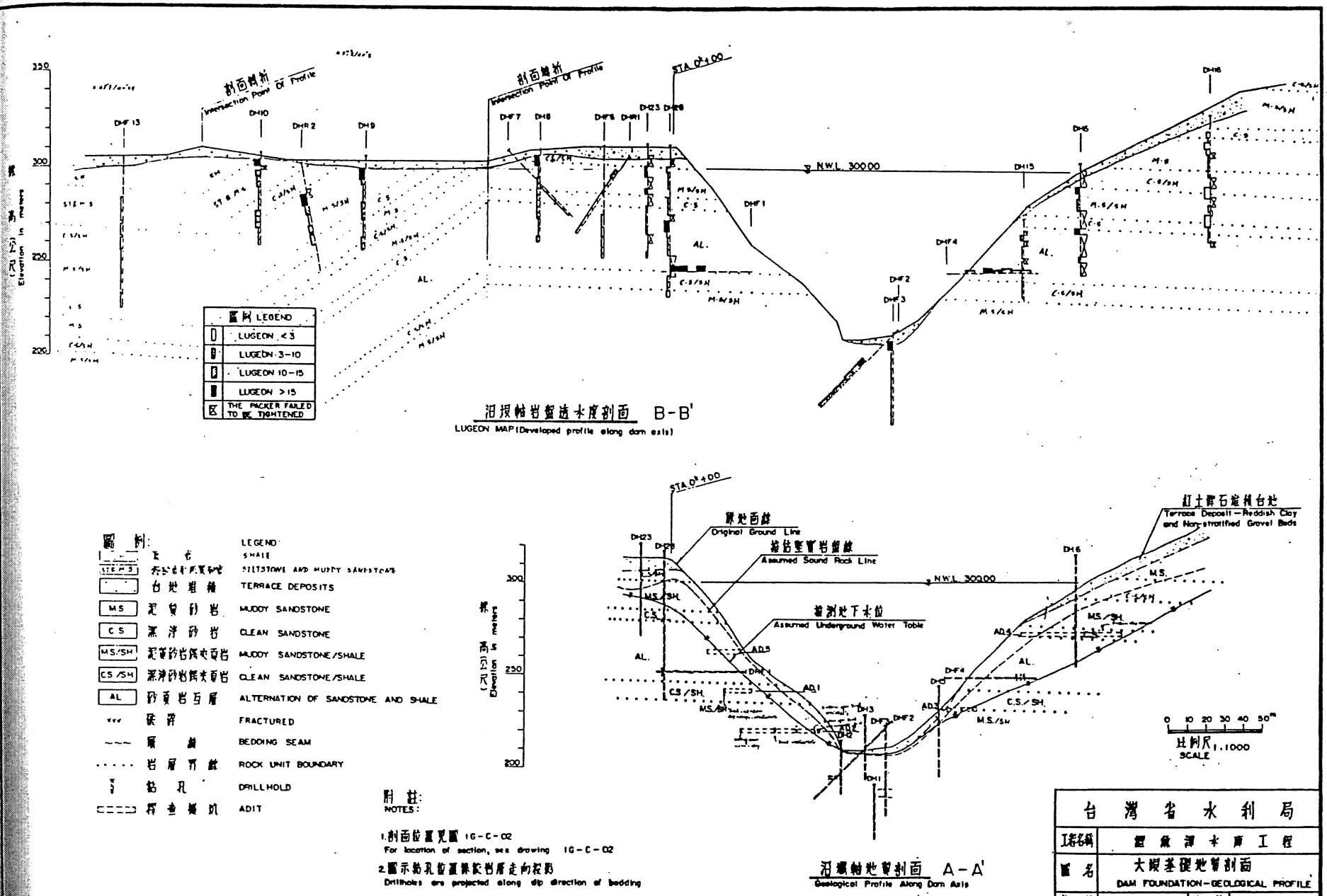



圖5-1-7　大壩基礎地質剖面

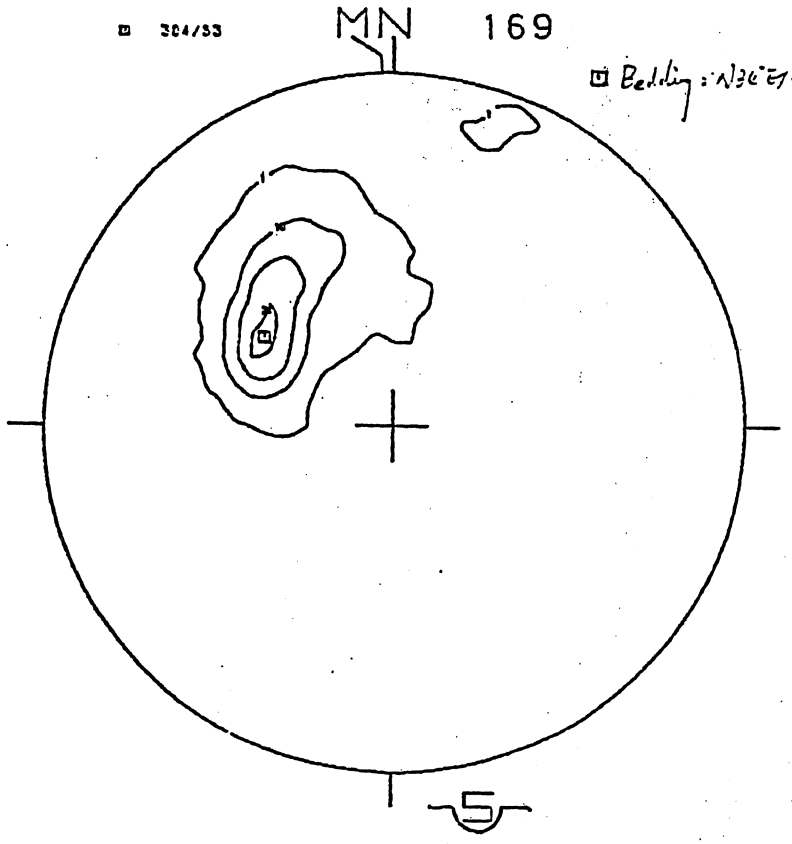



圖5-1-11　施工期間壩區層面投影圖

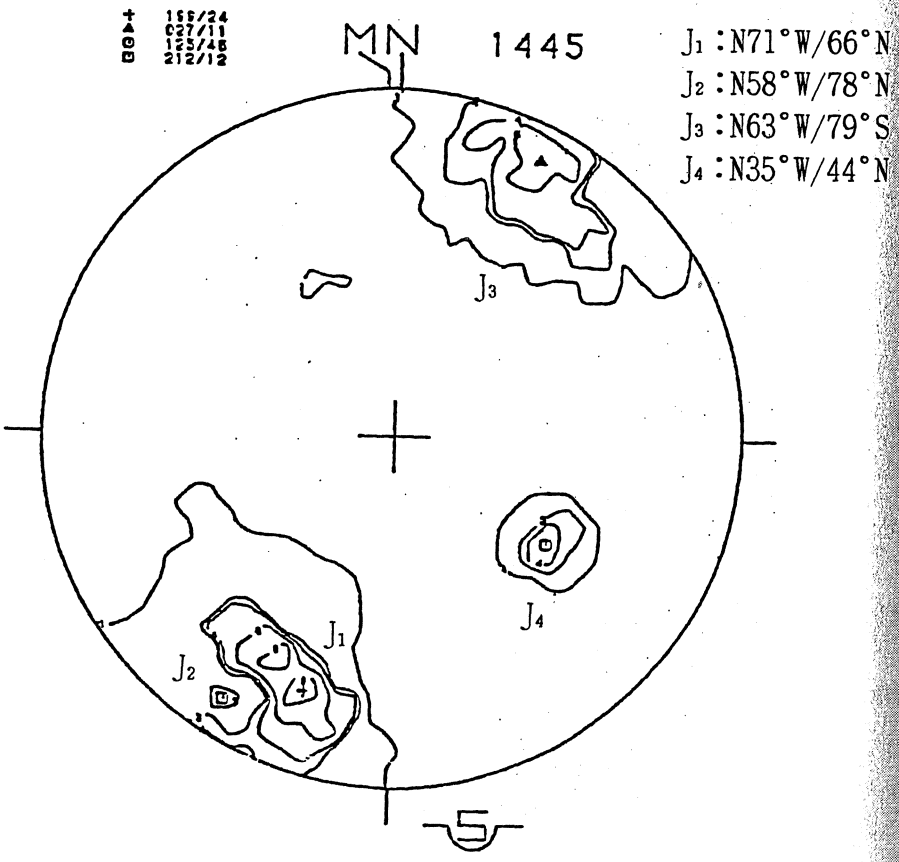


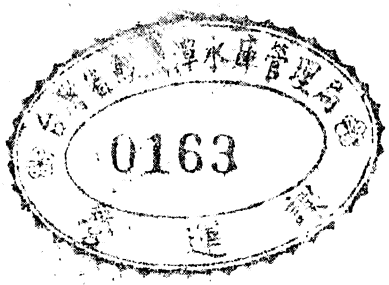

圖5-1-12　施工期間壩區節理投影圖

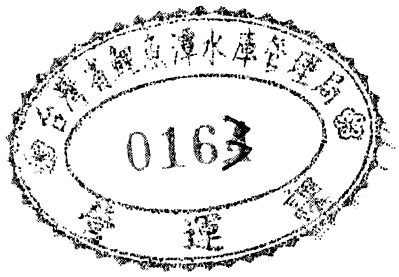
# (5) 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務完成工作總報告 - (民國 82 年 12 月)

タイトル

台灣省水利局

# 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務
# 完成工作總報告




財團法人 中興工程顧問社

中華民國八十二年十二月

9-2-227

合面，查證結果顯示該二地並無斷層存在，推定枕頭山之線狀構造爲侵蝕所造成之台地崖。

計畫水庫區地質構造見圖3.8.1及圖3.8.2。

4. 水庫邊坡

水庫周圍山坡一般地質情況良好，地形平緩及植生良好，現有坡地少有崩塌現象，亦無具規模之舊崩塌地，蓄水後應無發生大型崩坍而擠溢庫水之潛能。

水利局曾委託聯合大地工程顧問公司辦理庫緣邊坡穩定之調查。經調查32個崩坍地，主要崩坍之成因有三種：

(1) 侵蝕溝發達

(2) 河道側蝕或人爲開挖切斷岩層基腳

(3) 岩楔滑崩

3.8.3 壩址區地質

1. 地 形

鯉魚潭壩址位於景山溪下游，距與大安溪匯流點約4公里，受岩層構造控制，於壩址附近之河道呈「ㄈ」字型之掘鑿曲流，貫穿壩址峽谷之流向與地層走向呈大角度斜交；壩址河谷呈Ｖ字型之峽谷，峽谷長約 400公尺，河床標高約 210公尺，寬度約30至40公尺。壩址河谷兩側坡面主要受平行河道之傾向節理所控制，左、右岸山坡分別約呈55與40度傾斜，在標高 310公尺以上地形開闊，右山脊爲緩起伏之山嶺，左山脊之鞍部爲一平坦河階台地，可供佈置溢洪道。溢洪道鋸齒堰係位於左山脊上游側順向坡之坡頂，順向坡之岩層呈覆瓦狀疊層排列；陡槽則位於左山脊下游側陡峻之逆向坡坡面上，溢洪道穿越壩區所有出露之岩層。



2-2-229

2. 覆蓋層

除部份峭壁及河床岩盤裸露外，壩址地區植被良好，左右壩座覆蓋層一般在２公尺以內。河床有零星淺薄之礫石沖積層，係由細砂土、小礫石及礫石所組成，河床出現數個深約３公尺之壺穴。

左壩頂及左山脊標高 310公尺之河岸階地係由古河道所發育，主要由紅土、礫石、砂、沉泥及有機土等所組成，以不整合覆蓋在岩盤之上，河岸階地最厚約20公尺，其頂部風化爲厚度１公尺以下之紅土層，礫石層厚變化大，一般在 2公尺以上，砂及沉泥層厚亦變化很大。

右壩座標高 340公尺以上之厚覆蓋土亦爲河岸階地之堆積物，組成材料與左壩座河岸階地同。

3. 岩　層

壩區岩盤主要爲中新世最上部之魚藤坪砂岩，依岩性及岩層構造特徵，大致可分爲潔淨砂岩、泥質砂岩及薄層頁岩之夾層或互層等不同岩層類別。潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，透水性較佳，膠結程度不良，硬度及强度低，單壓强度在15至340kg/cm² 間。潔淨砂岩易因風化呈銹染而成土黃色，且易受地下水淋蝕流失基質而變爲鬆軟、脆弱及易侵蝕的，在滲水之開挖面常呈條塊狀崩落，構成基岩中最弱之一環。泥質砂岩一般呈灰色，細粒且密緻，常夾有泥質小條紋，透水性差，一般膠結程度較佳，硬度及强度亦不高，單壓强度在45至880kg/cm² 間，但較潔淨砂岩爲佳。頁岩呈灰黑色，極細粒，淘選佳，薄層頁岩常爲砂岩之夾層或構成砂頁岩薄互層，薄頁岩常因吸收來自砂岩之滲水而鬆軟，又因差異侵蝕作用，開挖面出露之薄頁岩常被侵蝕成凹槽。



2-2-230

上述岩石之物理及力學性質見表3.8.2 。壩區各類岩石强度及彈性模數一般均偏低，且變化範圍頗大，故壩址各構造物基礎均採用犁耙方式開挖。 依Deere 與Miller (1966)之岩石分類，壩區岩石可歸入低模數强度比內，强度屬E級，與曾文水庫之岩石强度接近。

錦水頁岩整合覆蓋於魚藤坪砂岩之上，出露於取出水工進水塔兩側以及淹沒區邊坡，間夾少許砂岩及粉砂岩，岩層傾向水庫上游。頁岩一般呈深灰色，極細顆粒，淘選佳，新鮮岩質緻密，爲良好不透水層，頁岩抗風化力低，出露大氣中極易崩解，是水庫淤積沉渣主要來源之一。

由岩石薄片研究顯示，壩區岩石之組成礦物以石英爲主，長石、燧石及雲母等次之，顆粒間由黏土礦物與微粒石英膠結，有時方解石亦取代原生之黏土礦物；黃鐵礦有時亦爲砂岩之膠結礦物。部份淘選較佳之潔淨砂岩，顆粒間無填充物，膠結疏鬆；泥質砂岩一般淘選較差，顆粒間常填充黏土礦物等基質，孔隙率甚低。

依岩性及岩石結構特徵，壩區基岩可區分爲七個岩層單位如圖3.8.4 所示，壩址地層分佈情形示如圖3.8.5。

4. 地質構造

壩址附近之地質爲一單斜構造，受局部小規模剪裂之影響，岩層走向自北35度東漸變至北70度東，向東南(上游)傾斜約30至45度。壩基岩層走向與壩軸小角度斜交且傾向東南（上游），左、右壩座岩層層序亦規則且分明清晰，岩層位態一致，岩盤一般完整密緻。壩區地質構造單純，除後池堰及投池右岸邊坡之外，壩址基盤未發現具規模之斷層、褶曲或其他構造擾動帶。

壩址主要之岩盤不連續面包括層面、傾向節理、走



2-2-231

向節理及剪裂帶等。傾向節理在壩區各處均有出現，延伸持續性很高，爲壩基之主要節理；陡槽開挖邊坡出露之走向節理延伸持續性高；壩址亦偶有略與層面走向小角度斜交之剪裂縫出現，主要剪裂帶之位態略與傾向節理同，錯移約數十公分以內，剪裂泥寬約數公分以下，剪裂面兩側岩石尚稱完整，其間距較疏約5公尺以上，惟剪裂面延伸持續性高。左壩座心層基礎岩盤面，在標高 210至240公尺間，出露縫寬約0.2 至20 公分不等之開口傾向節理（見圖3.8.6），其間距約 5公尺以上，其鉛直向之延伸大多爲層面所截斷，節理內夾之軟弱材料大多爲來自左山脊河岸階地之風化紅土。右壩座心層基礎岩盤面之傾向節理局部較爲密集，僅部份出現微開裂現象。

壩基偶有層縫出現，寬約0.2 至5 公分不等，浸水軟化之層縫在開挖面局部有擠出現象。各不連續面組之位態及特性詳見圖3.8.7及表3.8.3。

壩址地層及地質構造示如圖3.8.8至圖3.8.10 。

5. 地下水及岩盤透水性

根據各結構物開挖面之露頭顯示，壩址附近岩盤主要滲漏途徑似以層理、傾向節理或沿傾向節理發育之剪裂帶爲主，上述弱面除傾向節理在地表偶有開裂現象外，餘皆緊密。壩址附近陡峭岩坡裸露面偶見地下水突然自不連續面溢出，此高水壓常是邊坡不穩定主因之一。

右壩座基礎開挖面，早上大多可觀看到潔淨砂岩岩面呈微滲水或濕潤，但下午則因日照蒸發而坡面轉爲乾燥。在右岸標高 235公尺之灌漿隧道開挖貫通後，地下水則多由隧道所截；左壩座由於留有地質探查橫坑 AD-1、AD-2及AD-5，地下水多由橫坑所截，滲流量約每分鐘數公升，地表微滲水之現象較不顯著。由壩基開挖面

滲水跡象及地質構造研判，地下水滲流速率慢惟壓力高，目前地下水來自壩座兩側山脊而滲流至壩基開挖面，標高 250公尺以下，壩址兩岸山坡之地下水水位梯度略與坡面平行。

依大壩計測儀器之壩基型孔隙水壓計測讀記錄顯示，壩基河床附近之地下水壓力水頭保持在標高 250公尺左右。檢視壩基填築前經清理乾淨之岩盤面，僅局部有微滲水或濕潤之現象，因未作有系統之截流，致使標高 220公尺以下之填築面解壓井(Relief well)林立。

由壩基隔幕灌漿前之試水結果顯示，壩基岩盤之滲漏大致屬低至中等值，且在壩基基礎面 20 公尺以下，一般滲漏甚低（見圖3.8.11）。

3.8.4 工程地質

1. 工作概述

施工階段之工址調查是爲了證實與施工有關潛在或已顯現之地質危害問題，確認設計階段之地質闡釋，以供檢討詳細設計所假定各種地質條件之合宜性，俾使設計者所獲得之資訊與現地顯現者符合。

依合約規定，在各主要結構物（大壩、溢洪道、取出水工）開挖期間，中興社地質師，研判水利局所提供之地質資料，協同水利局地質師進行複查及研討，並依開挖後地質狀況，修正原有之地質闡釋，以供變更設計之依據；同時對任何可能之地質危害立即告知業主，並提供或共同研商處理方案。

施工期間，本社地質師除經常檢視各露天或地下開挖面，初審地質測繪記錄，亦依水利局之要求參加工地會勘，提供各



2-2-233

## 表3.8.2 基岩物理特性

| 試驗項目 | | 岩性 | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 泥質砂岩 | 潔淨砂岩 | 鈣質砂岩 | 砂岩含泥質紋層 |
| 單位重 t/m³ | | 2.37 - 2.56 | 2.22 - 2.53 | 2.49 - 2.59 | 2.24 |
| 孔隙率 % | | 7.6 - 18.8 | 9.4 - 24.7 | 7.1 - 13.0 | 26.0 |
| 自然含水量 % | | 4.5 - 5.7 | 2.4 - 8.5 | 2.2 - 4.3 | 9.1 |
| 彈性試驗 | 模数 kg/cm² | 8,520 - 46,390 | 5,857 - 78,172 | 23,082-143,785 | 6,074 |
| | 包生比 | 0.40 - 0.49 | 0.33 - 0.49 | 0.21 - 0.49 | 0.48 |
| 單軸壓縮強度 kg/cm² | | 44.3 - 878.7 | 13.8 - 343.4 | 47.0 - 268.5 | 6.62 |
| 抗張強度 kg/cm² | | 11.4 - 20.1 | 10.5 | - | - |
| 三軸壓縮強度 | $C_p$, kg/cm² | 15.0 | 20.0 | 20.0 | - |
| | $\phi_p°$ | 50 | 51 | 50 | - |
| | $C_r$, kg/cm² | 0 | 0 | 38 | - |
| | $\phi_r°$ | 45 | 41 | - | - |
| 層面直接剪力強度 | C kg/cm² | 0 | - | - | - |
| | $\phi$ ° | 22 | - | - | - |
| 三軸透水度 cm/sec | | 2.74 - 4.08 x $10^{-6}$ | 5.83 - 7.30 x $10^{-5}$ | 1.29 - 1.94 x $10^{-9}$ | - |

# 表3.8.3鯉魚潭壩址地質不連續面特性

| 不連續面組 | | 不連續面特性 | | | | | | 備註 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 組別 | 位態 | 間距 | 連續性 | 開口 | 含泥 | 風化 | 滲水 | |
| 層理(BJ) | N25°-40°E/25°-47°SE | 隨岩層單位不同而變化 | 高 | 緊密 | 局部含泥 | 僅地表淺處 | 僅局部風化處 | 層狀砂岩略為發達 |
| 節理(JA) | N50°-80°W/70°-80°S或N | 1-2公尺 | 高 | 僅部份地表淺處略有開口 | 大部份不含泥 | 僅地表淺處 | 僅局部風化處 | 1. 壩址主要節理<br>2. 少數剪裂帶沿本組節理發育 |
| 節理(JB) | N30°-50°E/40°-60°NW | 2-10公尺 | 高 | 緊密 | 大部份不含泥 | 僅地表淺處 | 無 | |
| 剪裂帶 | N50°-70°W/50°-70°SW | 5公尺以上 | 高 | 緊密 | 大部份不含泥 | 僅地表淺處 | 無 | |
| 開口節理 | N70°-85°W/60°-80°NE | 5公尺 | 高 | 10-20公分 | 大部份含泥，局部有空穴 | 僅地表淺處 | 局部 | 主要出現於左壩座EL.240以下 |

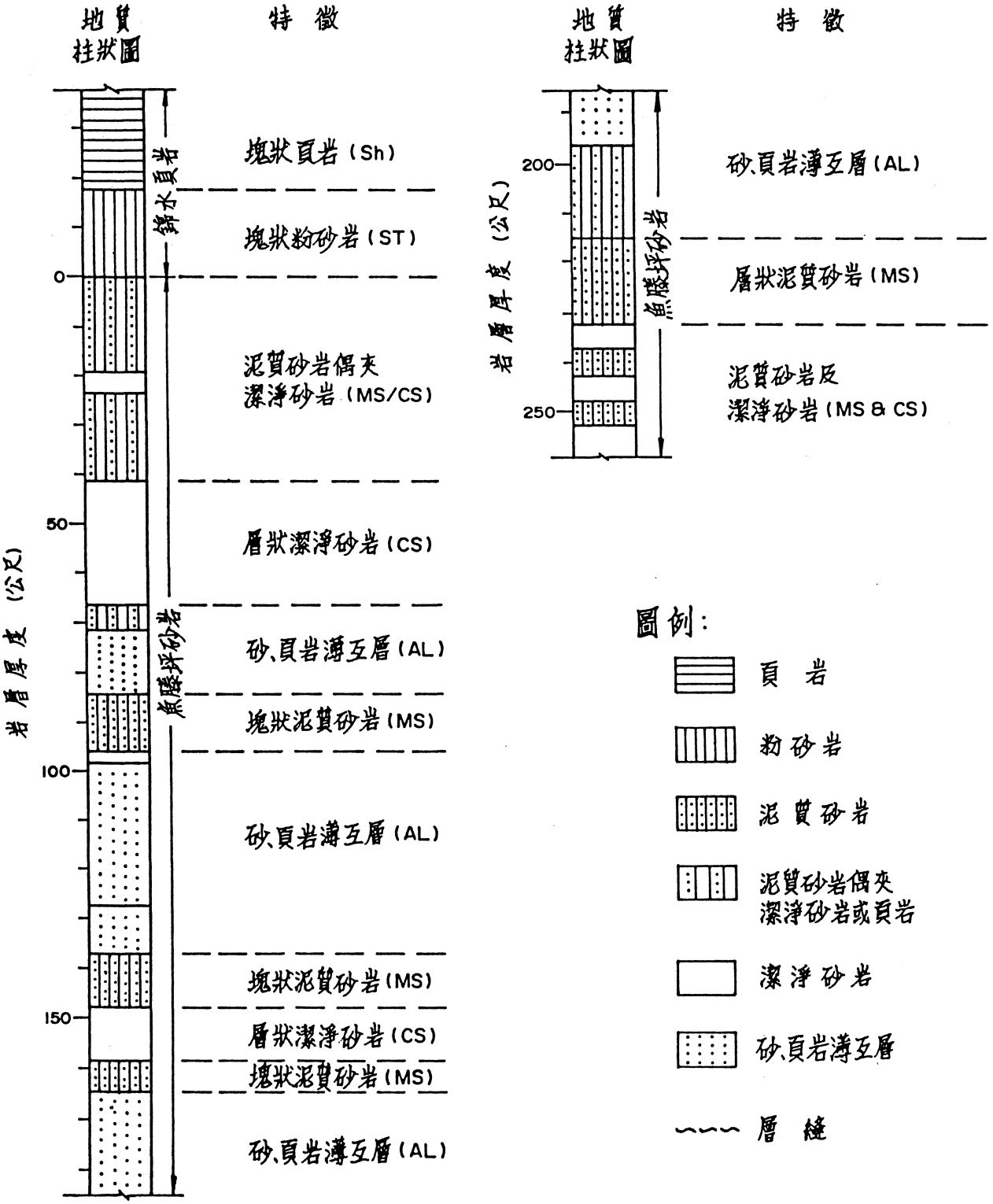



圖3.8.4 鯉魚潭壩址地質柱狀圖



2-2-236

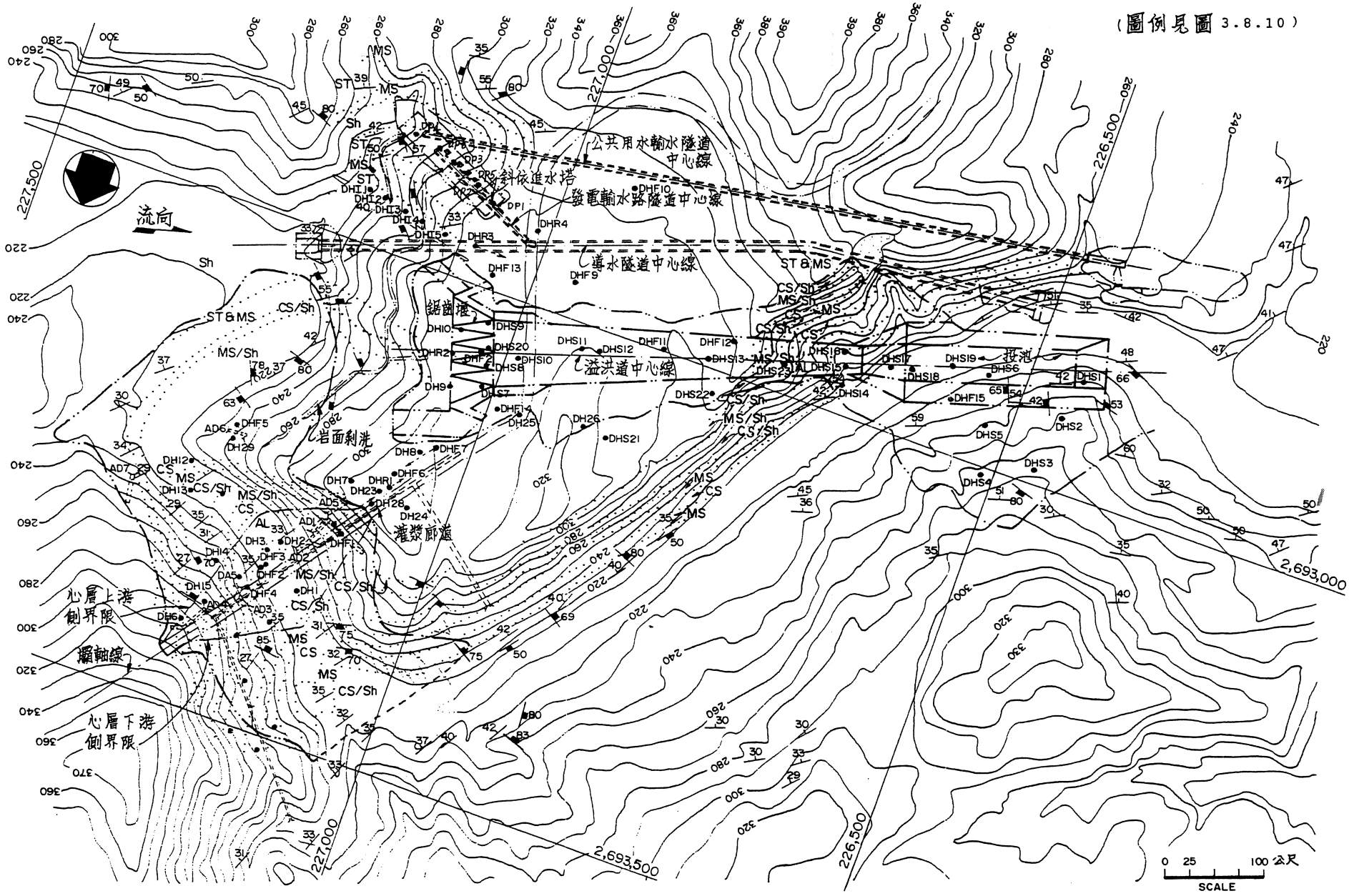



圖3.8.5 鯉魚潭攔址地質平面圖

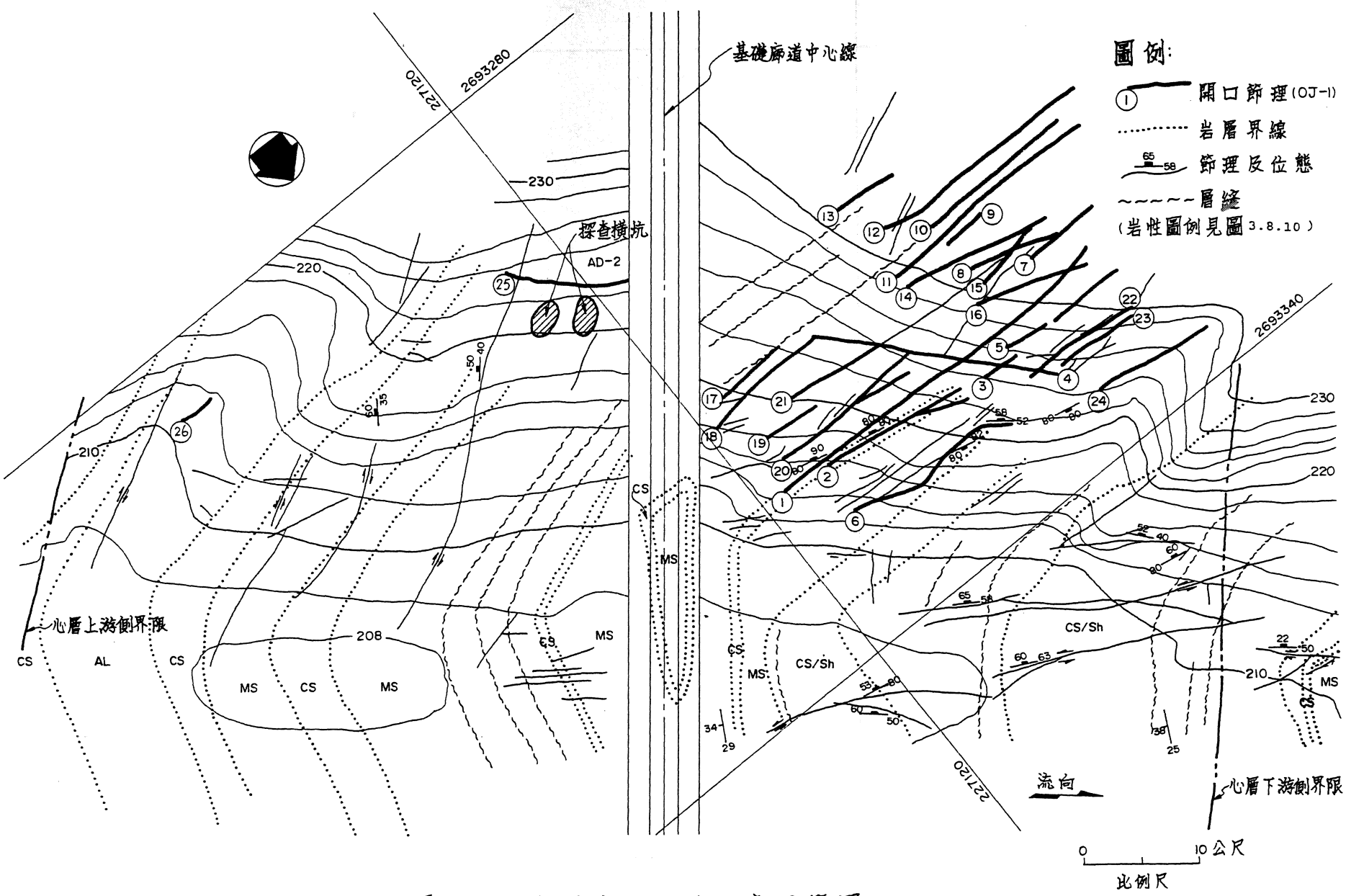



圖 3.8.6 左壩座開口節理處理範圍 (El. 240以下)

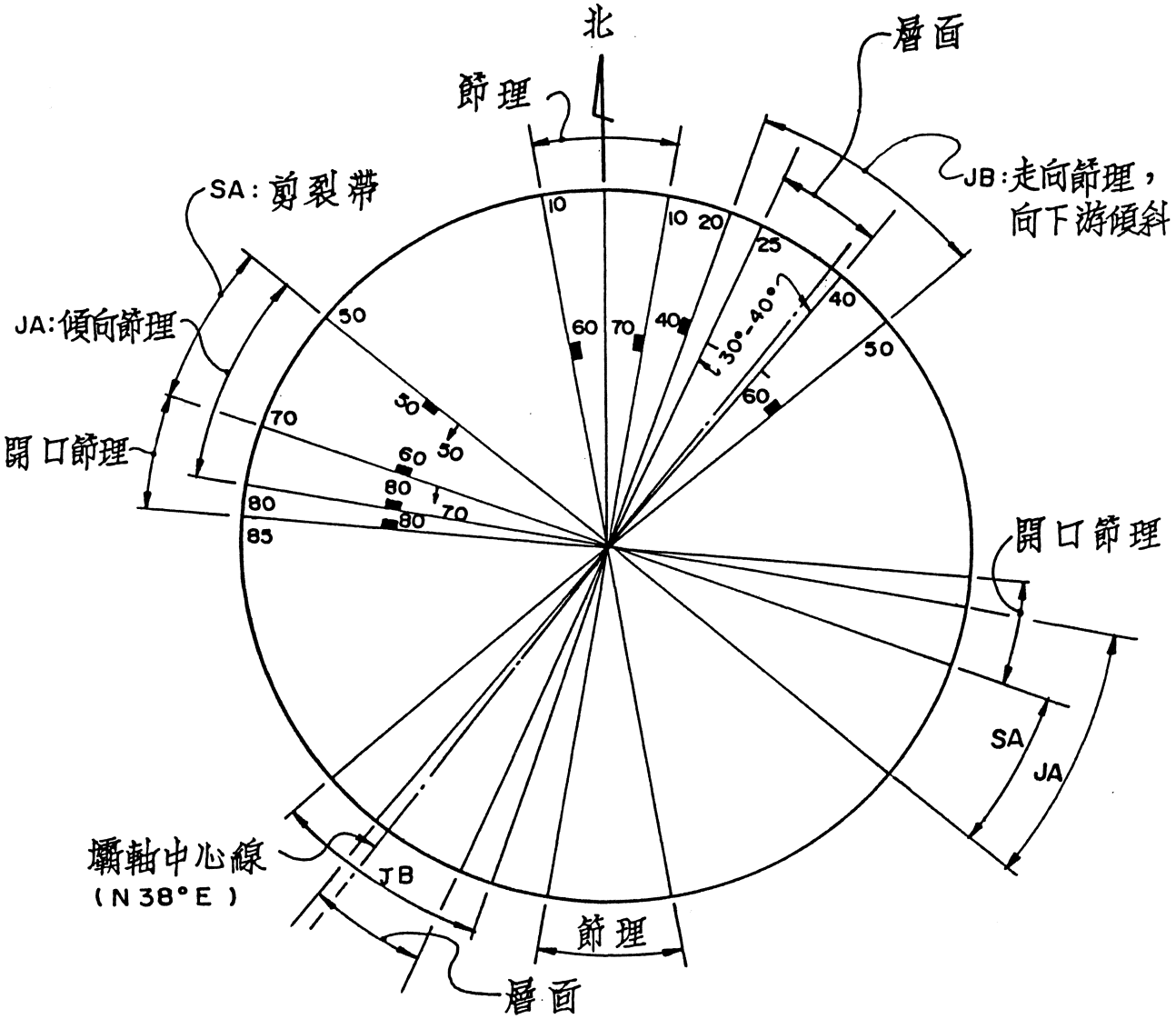



圖 3.8.7 大壩節理位態分佈圖

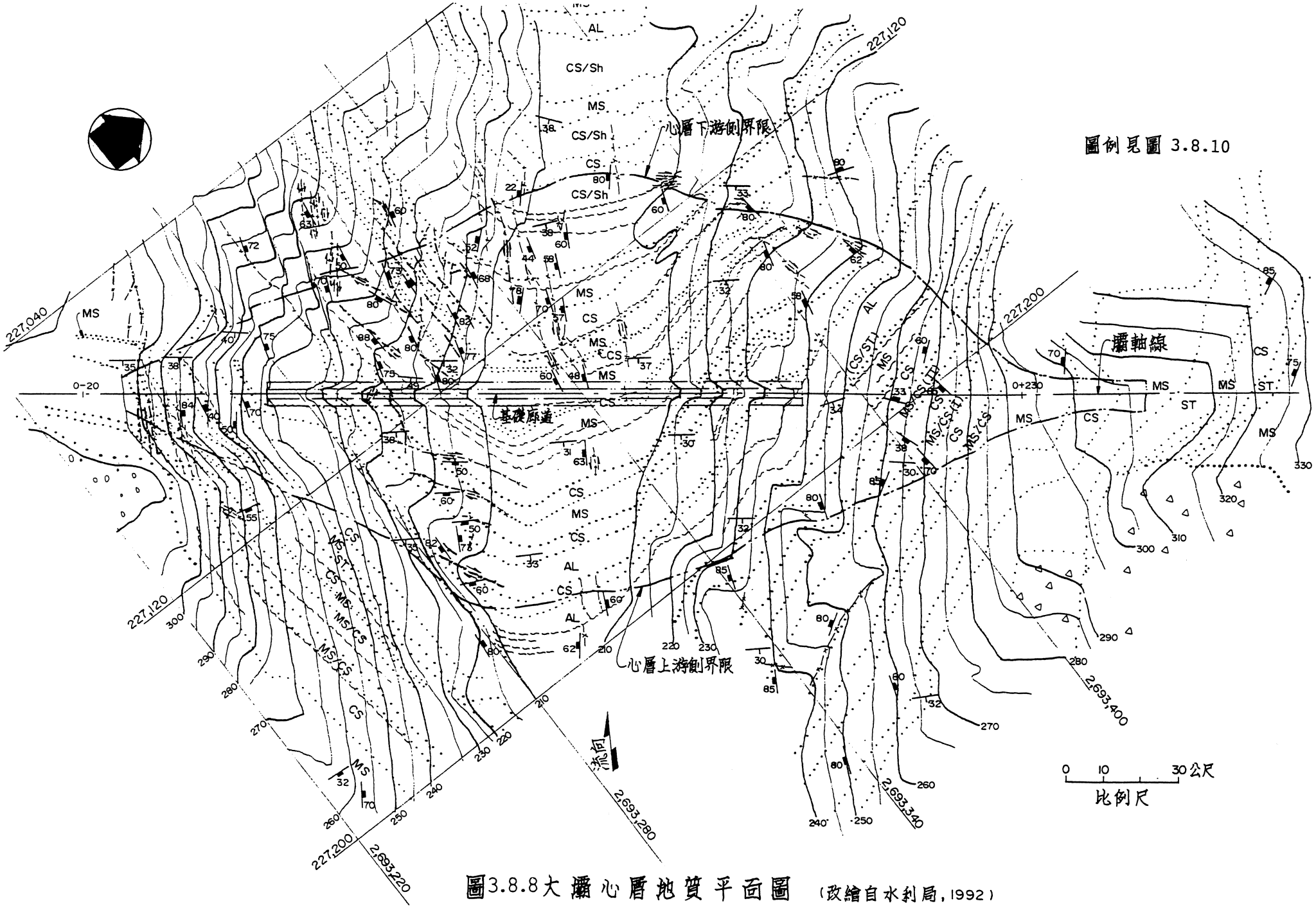



圖3.8.8大壩心層地質平面圖 (改繪自水利局, 1992)

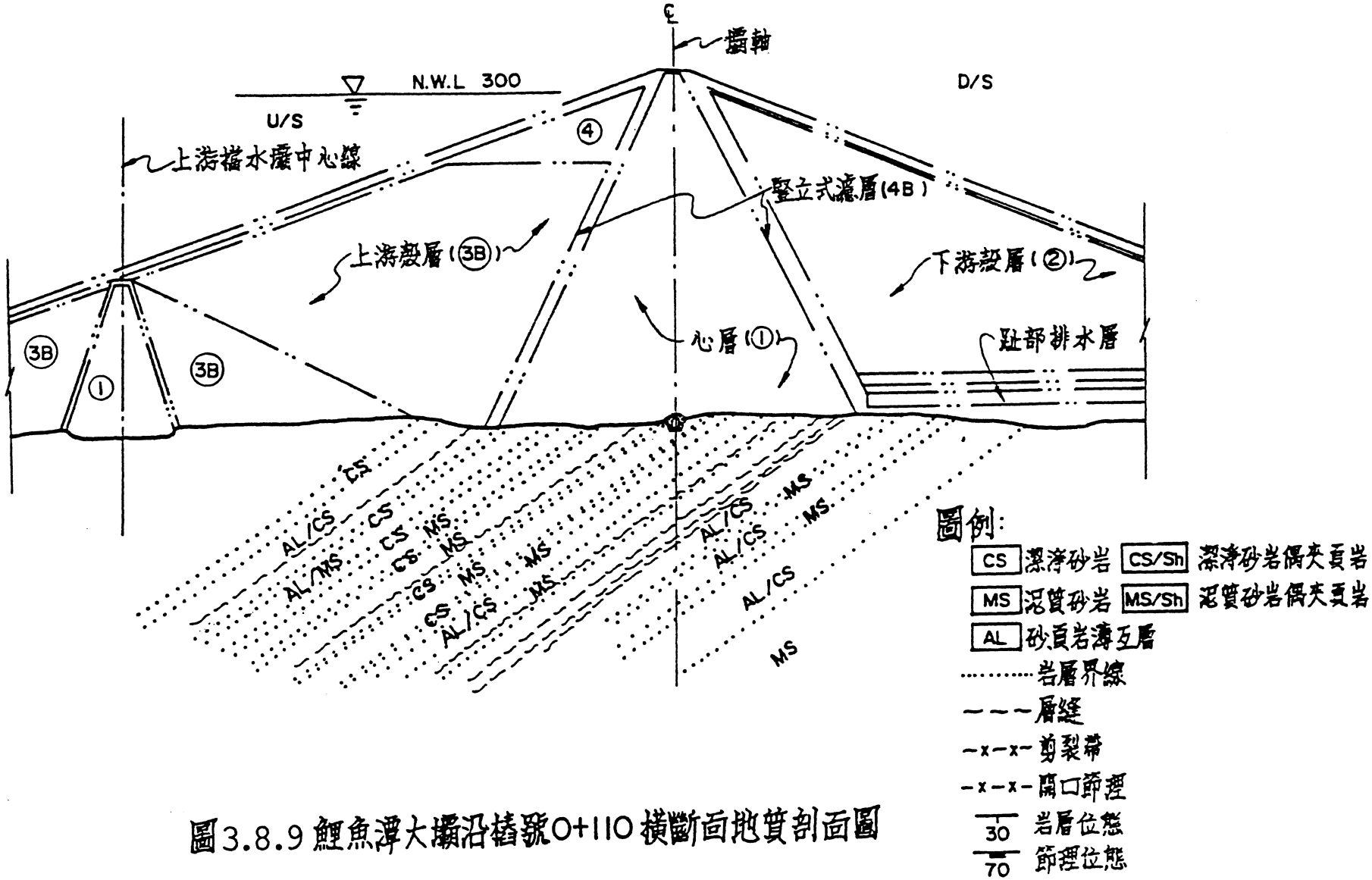



圖3.8.9 鯉魚潭大壩沿樁號0+110橫斷面地質剖面圖

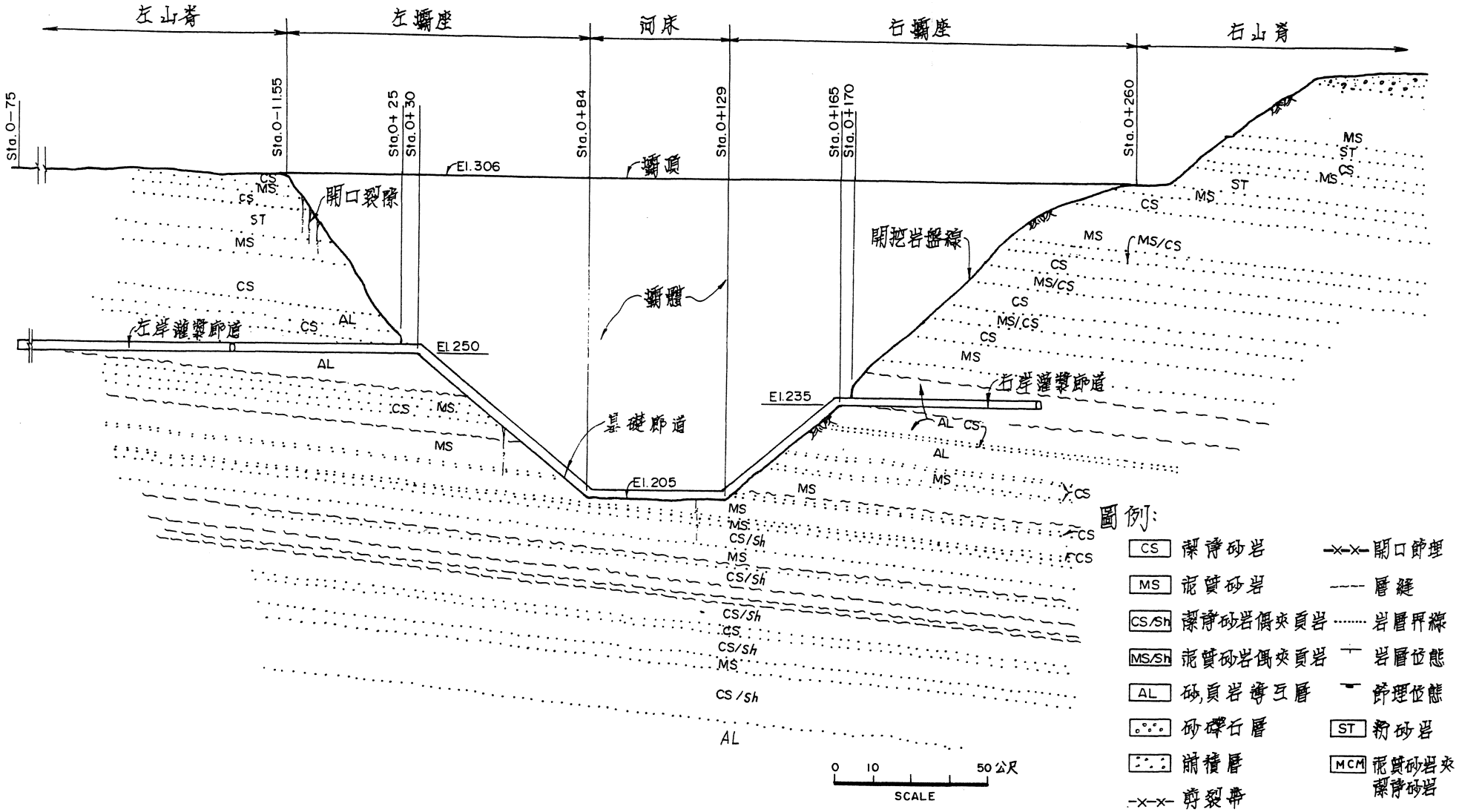
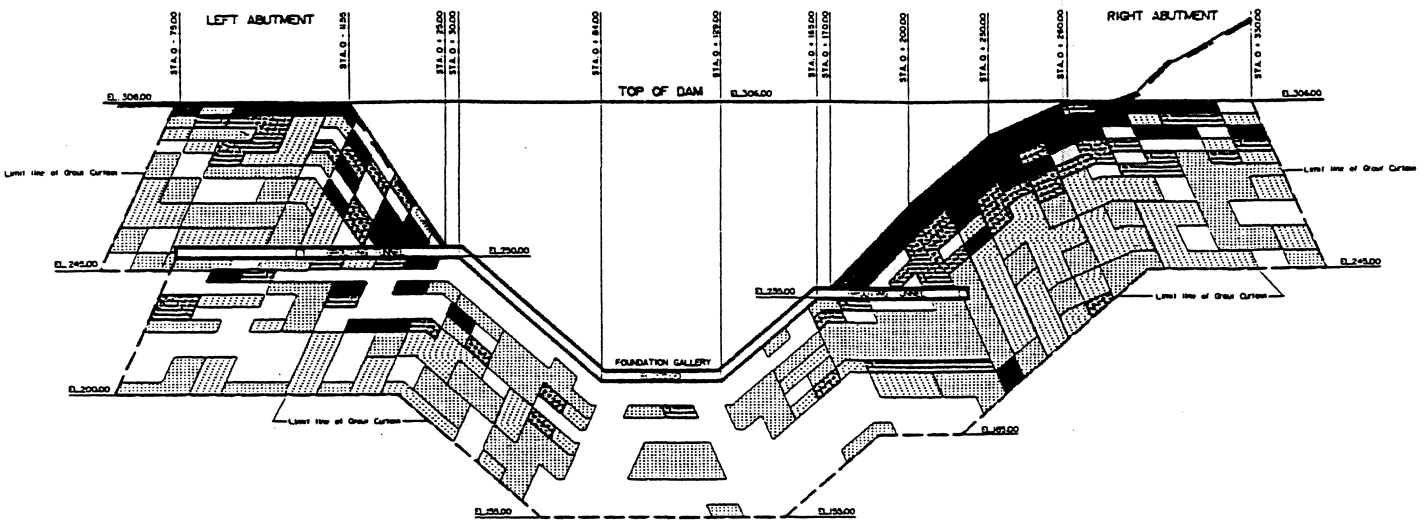
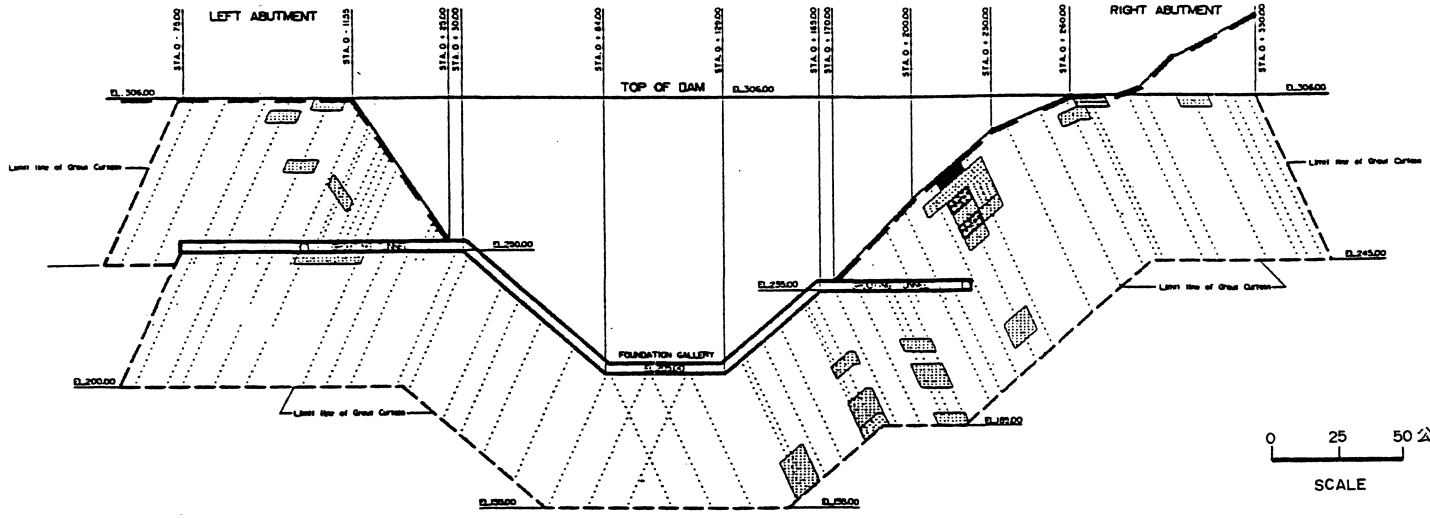



圖3.8.10 鯉魚潭大壩沿壩軸地質剖面圖




大壩隔幕灌漿施灌前透水值分佈圖

1：2000




大壩隔幕灌漿施灌後透水值分佈圖

1：2000

LEGEND：

LUGEON VALUE

0 ~ 2.0 LUGEON

2.1 ~ 5.0 LUGEON

5.1 ~ 10.0 LUGEON

10.1 ~ 20.0 LUGEON

> 20.1 LUGEON

檢查孔

0 25 50公尺

SCALE

圖 3.8.11 大壩隔幕灌漿施灌前後透水值分佈圖

開挖邊坡之處理方案、部份隧道支撐類型之建議，檢視壩區之岩釘、排水孔、岩錨及埋設儀器之鑽孔是否穿越設計要求之特定地質弱面。此外，各結構物在混凝土澆置之前或土石材料填築之前，協同水利局地質師檢視基礎岩面之清理，並提供適當之處理方案供工程處參辦。

有關地質研判之工作連繫單一覽表如表3.8.4。

2. 大　壩

(1) 左壩座

左壩座心層鍵槽之基礎開挖面出露岩層主要由泥質砂岩、潔淨砂岩及砂頁岩薄互層等所組成，總層厚約 100 公尺，岩盤整體尚稱密緻，整個左壩座層面位態一致，地層走向呈北35度東，向東傾斜 30至 35度，層面大多緊密，少數層縫夾有厚 5公分以下之層縫泥，爲高度壓密之深灰色黏土所組成，層縫之上下盤皆爲完整岩盤。部份地下水沿層縫滲出，致使層縫軟化，爲岩楔滑動主要破壞機制之一。

左壩座心層基礎之主要地質弱帶包括二十六條開口節理，八條剪裂帶及七條層縫。壩基出露之開口節理爲傾向節理，係由景山溪河床深切所發育的河谷解壓節理，其開口寬窄不一，約數公分至二十餘公分，節理縫隙內局部或全部爲表土、紅土或破碎岩屑片所充填，節理面多呈銹染，約0.5 至2 公分厚；開口節理在開挖面延續十數公尺後尖滅，其鉛直方向之延伸通常僅延續至地表下數公尺而被層面所截斷或分岔呈階梯狀次第延伸，終尖滅於與河床相當之標高，左壩座出露之開口節理分佈情形見圖3.8.6及圖3.8.8 。護坦灌漿開始之前，先將開口節理以高壓水及壓縮空氣沖洗，洗除節理縫隙內之充填物，然後以砂漿回填開口縫隙。左壩座開口節理範圍內護坦灌漿之孔深因而加深爲 10 公尺，以填實未出露之任何開口節理。



2-2-244

左壩座位於壩軸線下游側心層基礎範圍內，施工初期持續發生數次岩楔滑崩，曾耽擱該區之大壩填築工作。邊坡破壞模式係由層縫、傾向節理、鍵槽開挖面及山坡坡面所組成之岩楔發生滑崩，岩楔外貌呈狹長之三明治，開挖面與層面走向呈小角度斜交，層理或層縫自鍵槽或基礎廊道開挖面局部露出（Daylight），爲岩楔之基底；岩楔之山側界限爲傾向節理，河側界限爲開挖坡面或原山坡坡面。圖3.8.12是岩楔破壞模式之幾何形狀示意圖。左壩座位於心層基礎範圍內多數不穩定岩楔，在開挖階段或之前未能加以穩定保護或挖除，俟岩楔一旦滑動，施工之危險性大增，復甚難掌握施作保護工之時機，致使骨牌式岩楔破壞仍持續發生。左壩座邊坡保護工，主要以岩栓、岩錨及鑲補混凝土等方式加以穩定潛在滑動性之岩楔。

左壩頂施作隔幕灌漿，曾擾動已存在之潛在不穩定岩楔，造成壩軸中心線至中心線下游側15公尺標高290 至306 公尺處，開裂數條裂隙，開口約0.2 至10 公分不等， 裂隙之位態略與傾向節理平行，此擾動區以修挖方式挖除鬆動岩楔（圖3.8.13）。自修挖坡面可觀看到裂隙寬約10公分，其間隙由三至五層漿餅所填塞。

左壩座心層鍵槽開挖出露之新鮮岩盤，易風化脆解，基岩自開挖至填舖築壩材料之期間，最長達三年多，依標高260至290公尺開挖面凸出之結核鈣質砂岩研判，基岩至少風化剝落厚約30 至50 公分。

心層基礎係開挖至新鮮岩盤，心層以外之壩基開挖係依地質師指示，挖除所有鬆動破碎岩盤並避免坡度有突變之現象。壩基任何懸岩均以修挖方式削緩坡度且不陡於 1:0.5 (V:H)，或以混凝土鑲補（見圖3.8.14）。

左壩座心層鍵槽顯露之主要地質情形示如圖

3.8.8 。

(2) 右壩座

右壩座心層鍵槽之基礎開挖面出露岩層主要爲泥質砂岩、潔淨砂岩及砂頁岩薄互層等岩層單位所組成， 總層厚約160 公尺，大體上岩盤表層稍呈銹染，風化岩盤經予挖除後，岩盤局部出露之裂隙或凹陷，均以混凝土鑲補回填。整個右壩座層面位態一致，地層走向呈北24度東，向東傾斜30 至35 度，層面大多緊密，少數層縫夾有厚5 公分以下之層縫泥，爲深灰色黏土所組成，層縫之上下盤皆爲完整岩盤。部份地下水沿層縫滲出，而使層縫軟化。爲配合上游擋水壩之填築，右壩座之開挖分爲兩階段，第一階段施作表土剝除及標高240 公尺以下之鍵槽開挖，第二階段則施作標高240 至306 公尺間之開挖工作，後者曾延誤心層填築及基礎灌漿等工作。

右壩座心層基礎岩盤出露之主要地質弱帶包括傾向節理、剪裂帶及層縫。壩基出露之傾向節理，係由景山溪河床深切所發育的河谷解壓節理，其開口多在1 公分以下，數條爲風化之密集節理，節理面多呈銹染，約0.5 至2公分厚； 傾向節理在開挖面延續性與左壩座同。由於壩基表層密集節理多略呈微開口，未能施作開口節理處理，故右壩座表層之吃漿量一般較左壩座爲高。

右壩座因開挖壩頂灌漿隧道洞口引起崩坍，除有小規模與左壩座相同之岩楔滑崩外，另有風化或曾擾動過岩盤之表層滑崩，爲避免因清理坍落岩碴而耽擱大壩之填築，取消開挖此灌漿隧道，該區之隔幕灌漿改由地表施灌。右壩頂之坍方整治，除將岩碴挖除外，並修坡以維持穩定之開挖坡面(1H:1V)。

右壩座心層鍵槽顯露之主要地質情形示如圖3.8.8 。



2-2-246

(3) 河床基礎

河床基礎係指標高208 公尺以下之基礎部份。河床兩岸原即岩盤裸露，經開挖顯示河床沖積層甚薄，一般厚度均在2 公尺以下，且沖積層以下之岩盤新鮮而完整，清理時岩盤表層易沿層面鬆脫，形成階梯狀之齒形槽溝，此槽溝以混凝土鑲補回填（圖3.8.14）。河床出露數個深達3 公尺之壺穴，亦以混凝土鑲補填滿。

河床心層基礎開挖出露之岩層與左、右壩座同。共計有九條層縫，河床層縫爲深灰色黏土，上下盤岩石完整良好，河床出露之層縫均與左、右壩座層縫延伸相連。主要剪裂帶之位態約與傾向節理平行，剪裂帶夾含數公分之剪磨泥，兩側岩盤少有破碎，不須特別處理。

由灌漿成果顯示，河床基礎之岩盤完整且節理閉合緊密，灌漿孔吃漿量甚低。由於河床地勢最低，兩壩座之滲流皆匯集於河床，通常使低標高之潔淨砂岩呈微滲水之濕潤狀，微量滲流水不易處理，施工初期未能進行有系統截流，復採取治標方式局部設置解壓水井(Relief well) 因而標高 220公尺以下填築面上解壓水井林立，在河床心層填築過程中造成甚多困擾，影響大壩填築品質及效率甚巨。

河床心層鍵槽顯露之主要地質情形示如圖3.8.8 。

3. 溢洪道

(1) 緩坡段

溢洪道緩坡段位於左山脊鞍部之河岸階地，緩坡段基盤主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、粉砂岩及砂頁岩薄互層等所構成。岩層走向呈北40至55度東，向東南傾斜爲40至50度，岩層傾向上



2-2-247

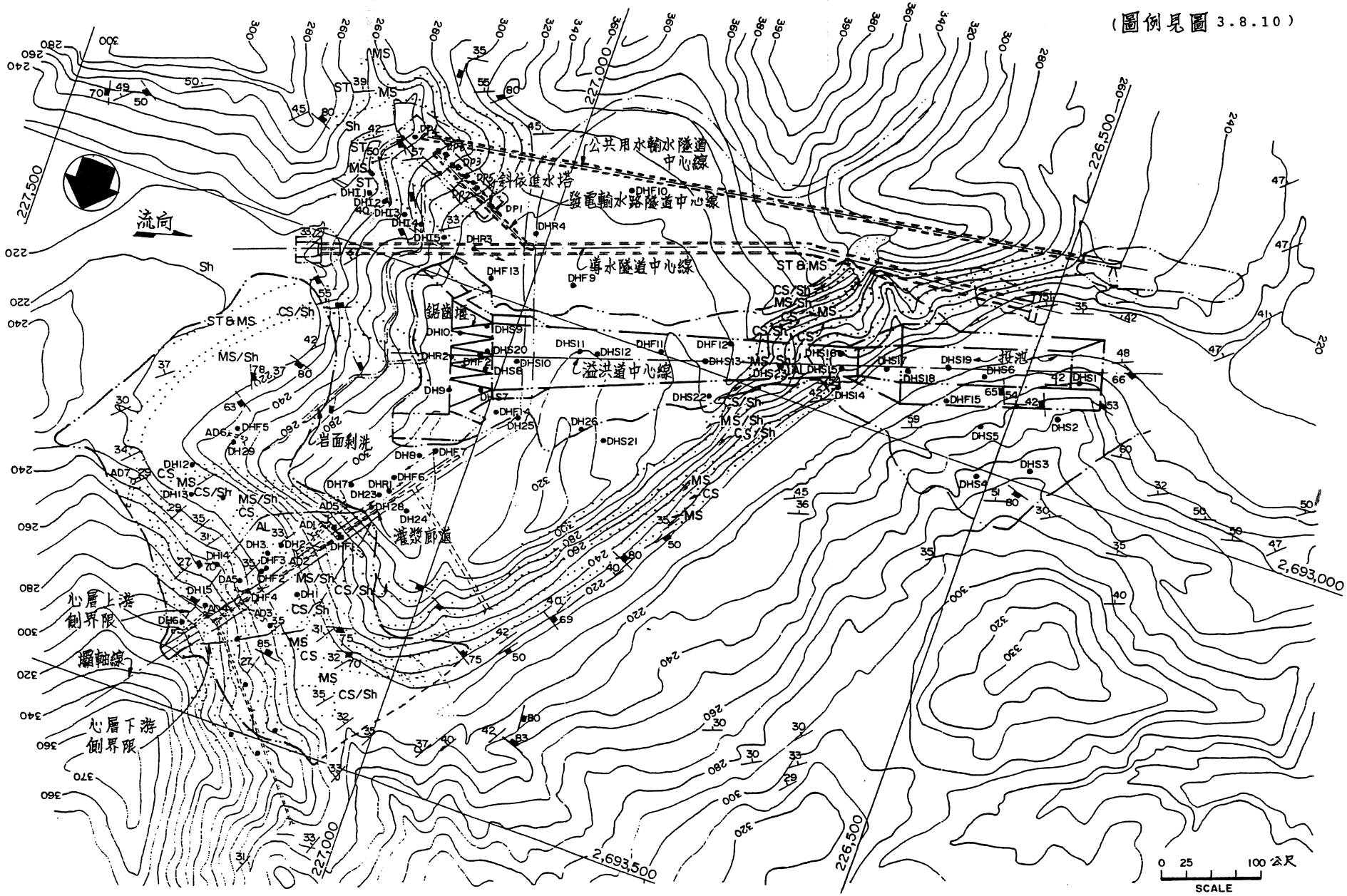



圖3.8.5 鯉魚潭壩址地質平面圖

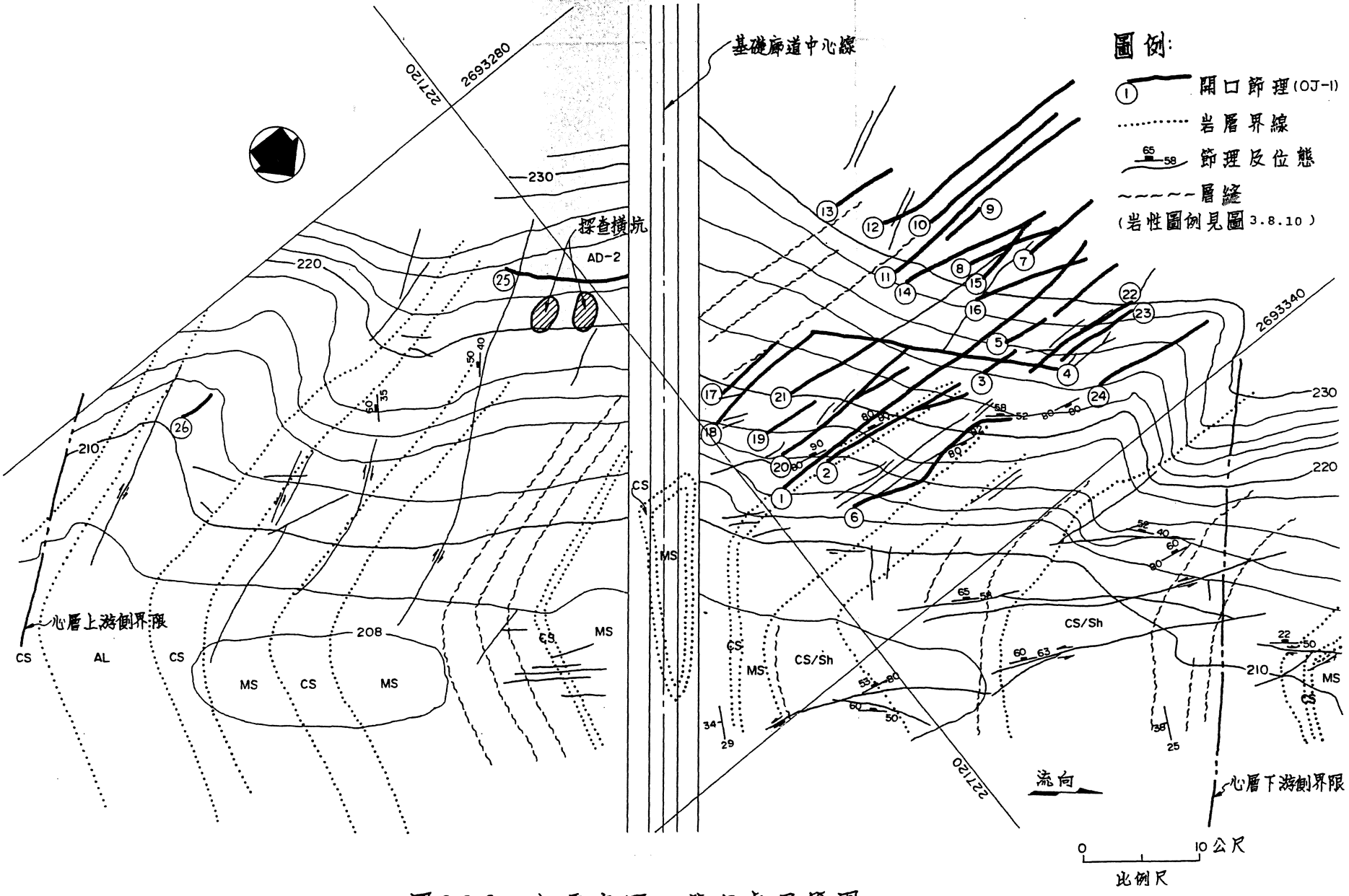



圖 3.8.6 左壩座開口節理處理範圍 (El. 240以下)



3.7-24

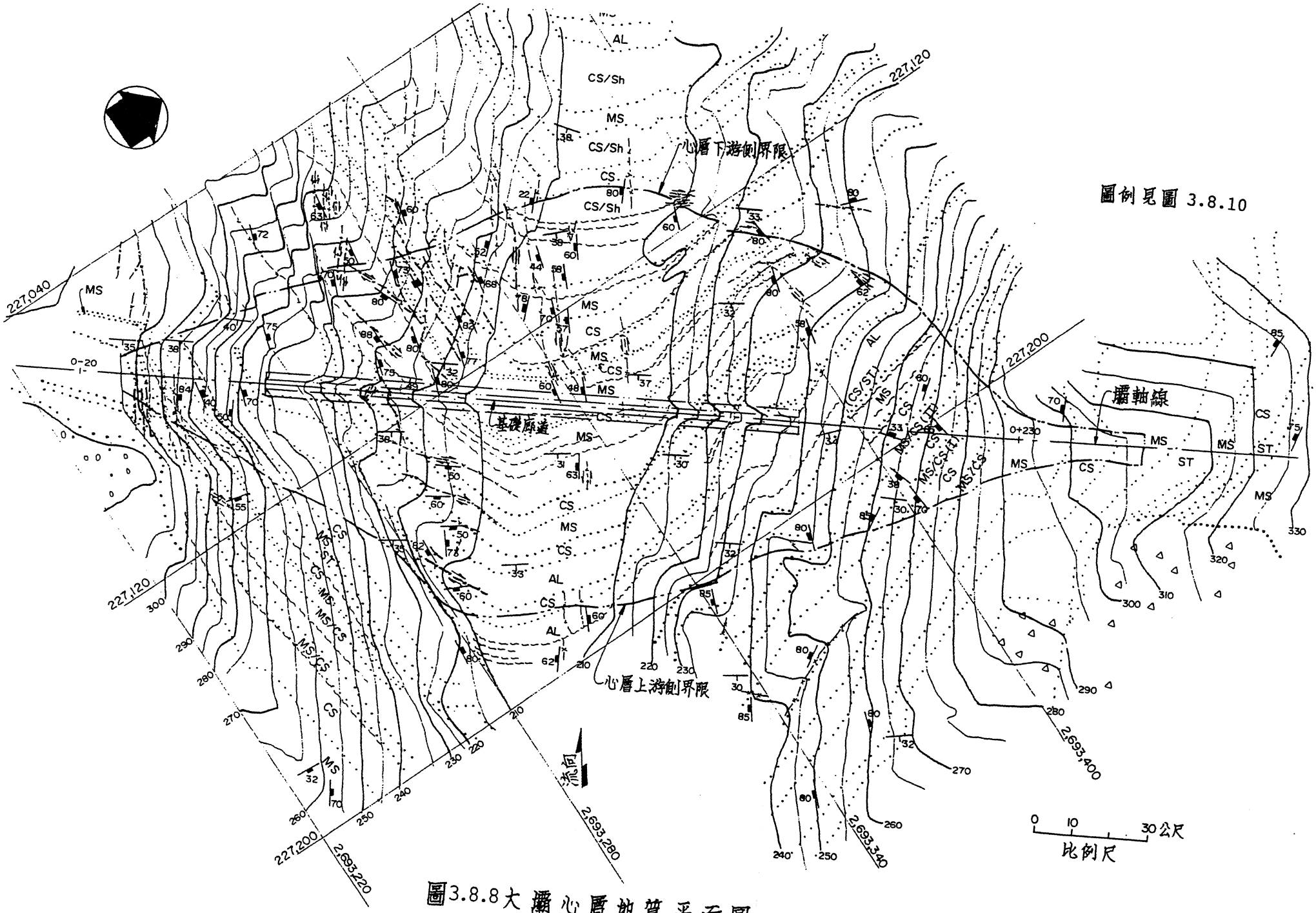



圖3.8.8大壩心層地質平面圖 (改繪自水利局, 1992)

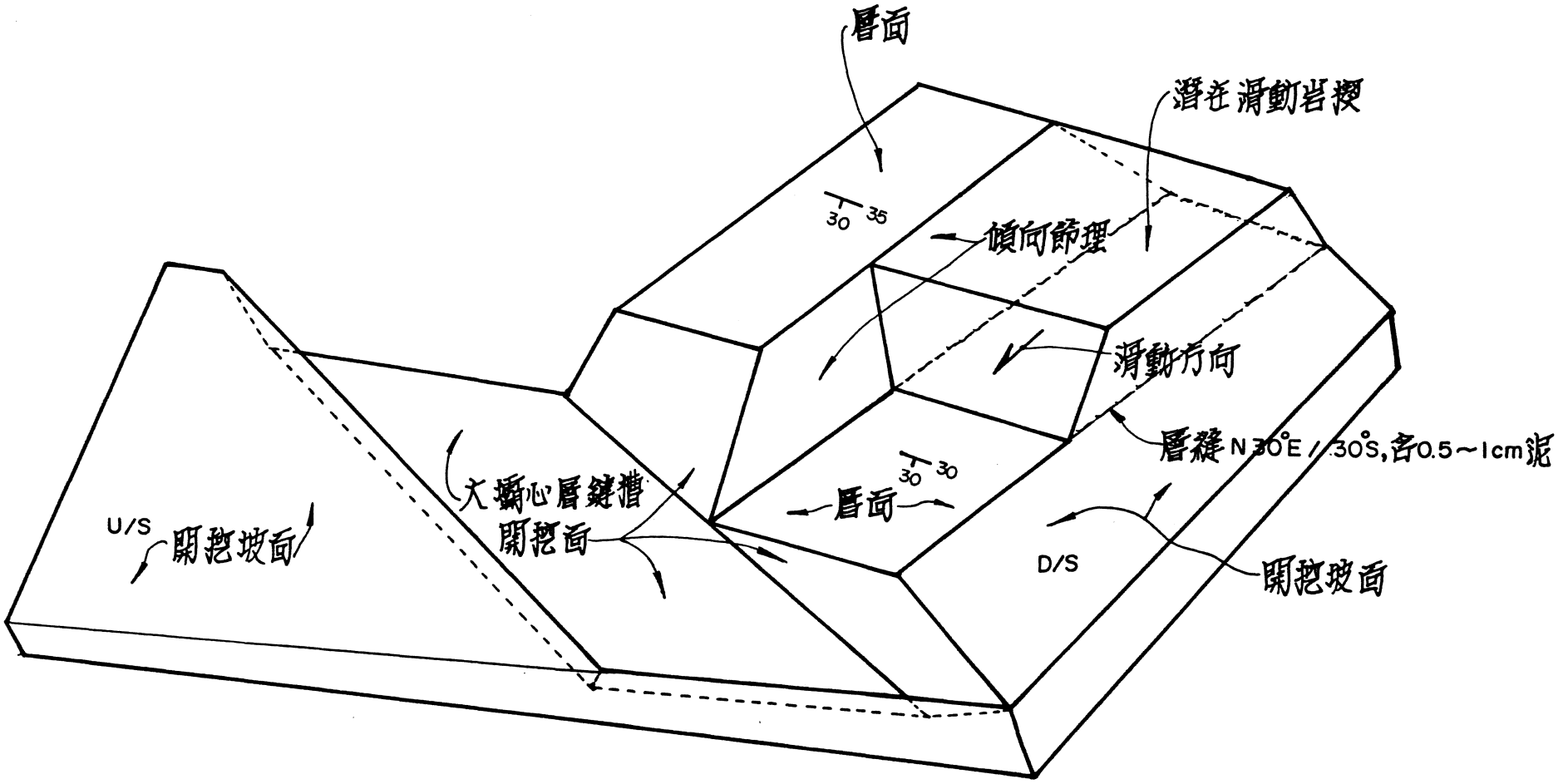



圖3.8.12 左壩座心層基礎開挖滑動岩塊示意圖

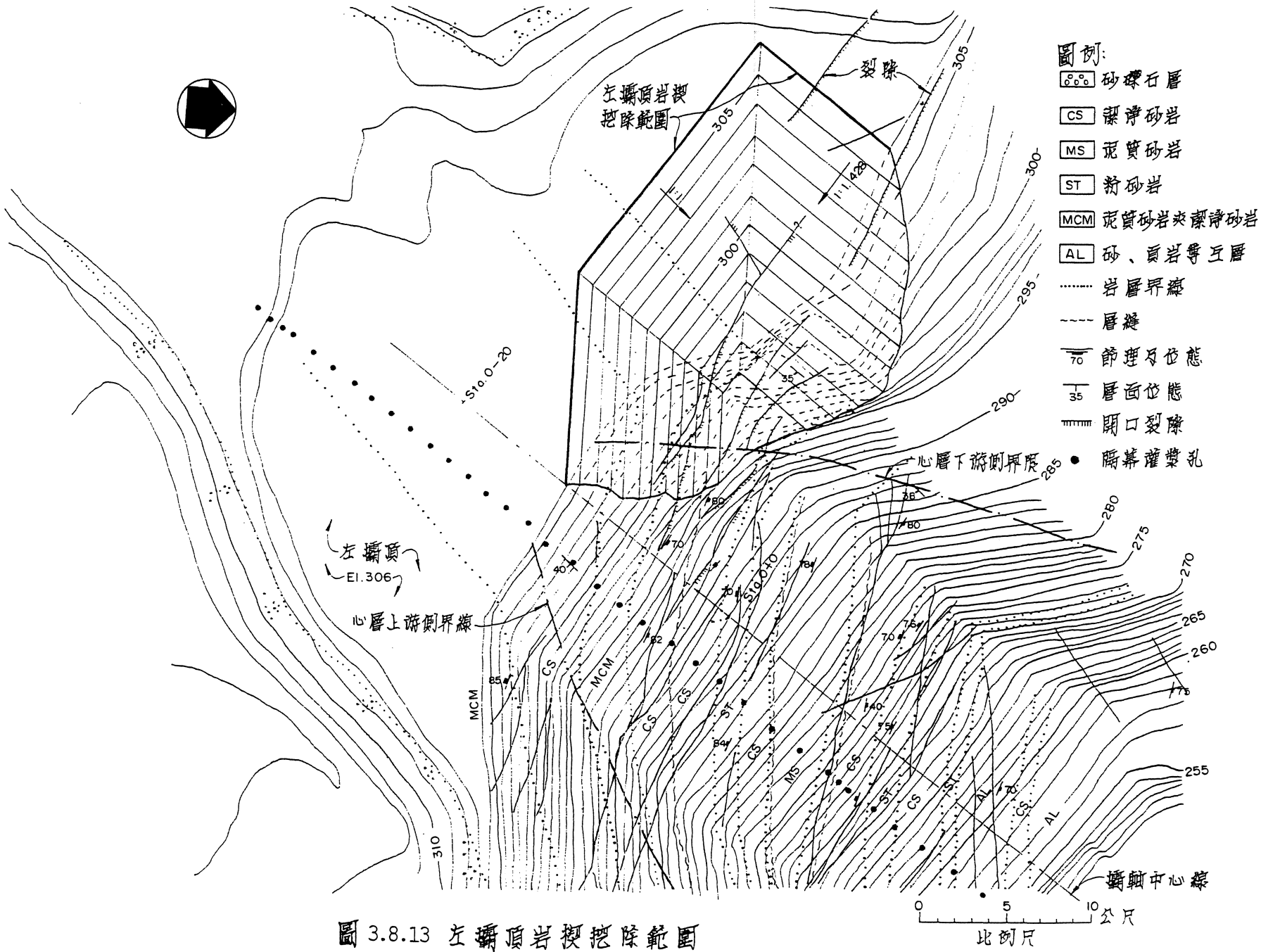



圖 3.8.13 左壩頂岩楔挖除範圍

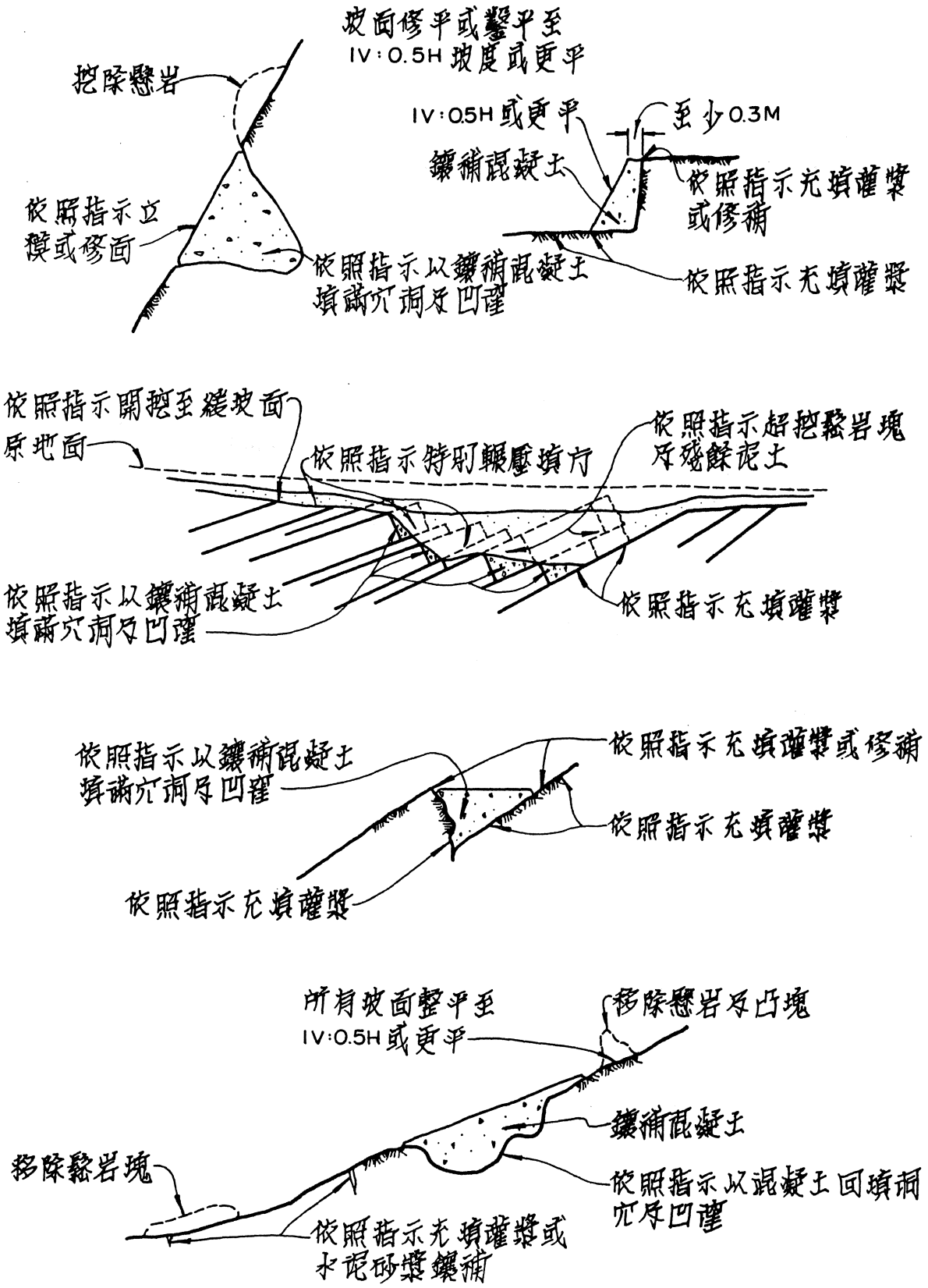



圖3.8.14 大顆基礎壺穴及齒形槽溝處理示意圖



2.2 - 253

# 2.2-4 竣工及營運階段

# (1) 鯉魚潭水庫竣工報告
# - (民國 88 年 6 月)

# 鯉魚潭水庫竣工報告




台灣省中區水資源局

中華民國八十八年六月

9·2-257

## 4-1-4 地質與地震

㈠地質

1.水庫區域地質

⑴地形：水庫區域地形起伏不大，大部份區域位於標高500公尺以下，屬台灣西部麓山帶丘陵地地形。景山溪發源於水庫東方司令山（標高1,193公尺），經鯉魚潭注入大安溪，全長約20公里。鯉魚潭水庫即利用此溪中游良好狹谷地形做爲堰址。

由於本區岩層，全由軟硬不同的砂頁岩所構成，且岩層以中至低角度傾斜，經過長時間的差異侵蝕結果，地形上常表現出單面山及豚背脊地形。

⑵地層：

本區岩層層序，由老至新依次爲觀音山砂岩、南莊層、桂竹林層、錦水頁岩、及卓蘭層，各地層間彼此整合接觸。另外第四紀未固結岩層，則不整合覆蓋於上述岩層之上，包括赭土礫石層、階地堆積層、和河床沖積物等。表4-1-4-1爲鯉魚潭水庫區域地層及岩性說明。

有關規劃設計階段水庫區域地質調查結果，見圖4-1-4-1及圖4-1-4-2，施工期間另完成「水庫邊緣邊坡安定之工程地質調查」。

⑶地質構造

本區域地質構造（同圖4-1-4-1及圖4-1-4-2）依褶皺、斷層、及層理和節理分述如下：

①褶皺：包括石圍牆向斜（或稱新開向斜）、東勢背斜，內灣向斜。

②斷層：本區有新開、鯉魚潭、獅潭、屯子腳等斷層。

③層理與節理：水庫淹沒區，內岩層位態在上下游及新開向斜之東西兩翼有極大之差異，相對的節理位態也隨區域顯現變化。圖4-1-4-3及圖4-1-4-4爲淹沒區層理與節理分布情形。

2.堰區工程地質

⑴地形

景山溪流經堰址狹谷前，形成一凸向西南之河曲，但整體上在堰址附近流向略成西北，且大致與岩層走向直交。堰址所在狹谷長約400公尺，左岸爲一堅厚山脊，頂部標高約310公尺，爲佈置溢洪道理想位置



2-2-259

。河流出狹谷處再以90°轉向西南，流向與岩層走向平行，下行約800公尺再折向西流，形成一「ㄈ」字型流路。

⑵覆蓋層

堰址附近河床礫石堆積在1至2公尺深，左右岸堰墩附近之覆蓋厚約2公尺。位在左堰座頂部之赭土礫石層，厚度在5至7公尺間，局部可能達10公尺；右堰座頂部標高約300公尺以上，亦爲赭土礫石層覆蓋，厚度3至8公尺間。

⑶岩層

①堰區出露的岩層，主要爲中新世最上部的魚藤坪砂岩，以及局部上新世的錦水頁岩。其中，魚藤坪砂岩主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、含泥質紋層砂岩及鈣質砂岩構成，而前兩者佔基岩含量的百分之九十以上；而錦水頁岩則以頁岩爲主，間夾少許泥質砂岩及粉砂岩。

潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，易受風化而呈土黃色。泥質砂岩呈淡灰色，極細至細粒，岩質緻密，夾有泥質條紋（Mud Chip）。含泥質紋層砂岩，一般爲厚約30至40公分之潔淨砂岩，夾薄層泥岩或頁岩。鈣質砂岩呈淡灰色；細至中粒，岩質堅硬，於堰區大部分延伸有限或呈透鏡狀。頁岩呈青灰色、暗灰或灰色，含砂粒及粉砂，風化後呈洋蔥狀剝裂或小條柱狀。粉砂岩係由極細粒有稜之石英粒與泥質物組成，並含石灰質膠結。

本區域自規劃調查，可行性評估、基本設計，詳細設計以至施工階段，其有關之堰址地質資料建立甚多，詳如參考資料，最新（施工期間）之堰區地質平面圖、大堰基礎地質剖面圖、溢洪道地質剖面圖、導水隧道地質剖面圖、取出水工地質剖面圖詳如4-1-4-5～圖4-1-4-9。

②鯉魚潭堰址，以往規劃階段曾辦理6組岩石指數試驗，34組岩石單壓試驗，及4組岩石三軸強度試驗。

可行性評估階段水利局於民國七十三年委託財團法人中興工程顧問社，辦理補充岩石力學試驗，包括各類岩性之單壓試驗、三軸強度試驗、直剪試驗、抗張試驗、透水試驗、及動彈性試驗等。

爲了解堰區各工址構造物所在岩盤之岩石力學性質，施工期間亦



2-2-260

曾分別委託經濟部中央地質調查所與中興社辦理岩石力學試驗。試驗結果摘錄於表4-1-4-2。

(4)地質構造

堰區岩層走向北東，傾向東南，河谷兩岸地質位態一致，且岩層連續無斷層、褶皺、或其他破碎帶。規劃設計階段，堰址附近層面與節理調查結果，可參考附錄A有關資料，施工期間堰區層面與節理調查結果見圖4-1-4-10及圖4-1-4-11。

其次，於堰區出現的不連續面，包括一組傾向節理與一組走向節理。其中，傾向節理較常出現，平均約2至3公尺間距出現一條，此節理除與層面略垂直外，也與台灣主要地質構造線垂直，此表示其走向與最大壓力方向一致，故傾向節理應爲張力作用造成。

(5)岩盤的風化程度和透水性

堰址左右堰座之岩層，受風化影響產生頗深的風化帶，在右堰座約達水平距離35公尺，左堰座達水平距離25公尺。其中，中度及高度風化岩盤的深度在右堰座約5至10公尺，左堰座約3至7公尺。

堰址岩盤的透水性，沿河床深度10公尺以內透水度較高，10公尺以下則透水度降至5 Lugeon以下。右岸水平方向深度35公尺以內較透水，35公尺以外則減至7 Lugeon以下。左岸岩盤透水度在15 Lugeon以上。

(二)地震

台灣爲圍繞西太平洋弧形列島中的一環，也是世界上高度地震帶中的一段。台灣有三個主要地震帶，即東北地震帶、東部的地震帶、和西部地震帶。其中西部地震帶包括雪山山脈及大部西邊的麓山帶，此地震帶震源都很淺，且地震規模都小，鯉魚潭水庫即在西部麓山帶邊緣。

民國二十四年在距離堰址東北方約5公里處發生規模7.1的強烈地震，伴隨此次地震產生的斷層、地裂、山崩、及其後一連串的餘震，造成中部地區人員物質極大的傷亡與損失。鑑於地震對工程構造物在設計和施工方面之影響，水利局於民國七十二年委託中央研究院地球科學研究所，辦理「鯉魚潭水庫堰址地區地震及活動斷層調查研究」，以便對堰址附近地震活動、斷層活動性、及評估堰址可能發生之地面尖峰加速度作深入研究，另爲分析及評估堰址地區岩盤之強震特性，亦委託該所於堰區裝設強震儀作長期之記錄分



2-2-261

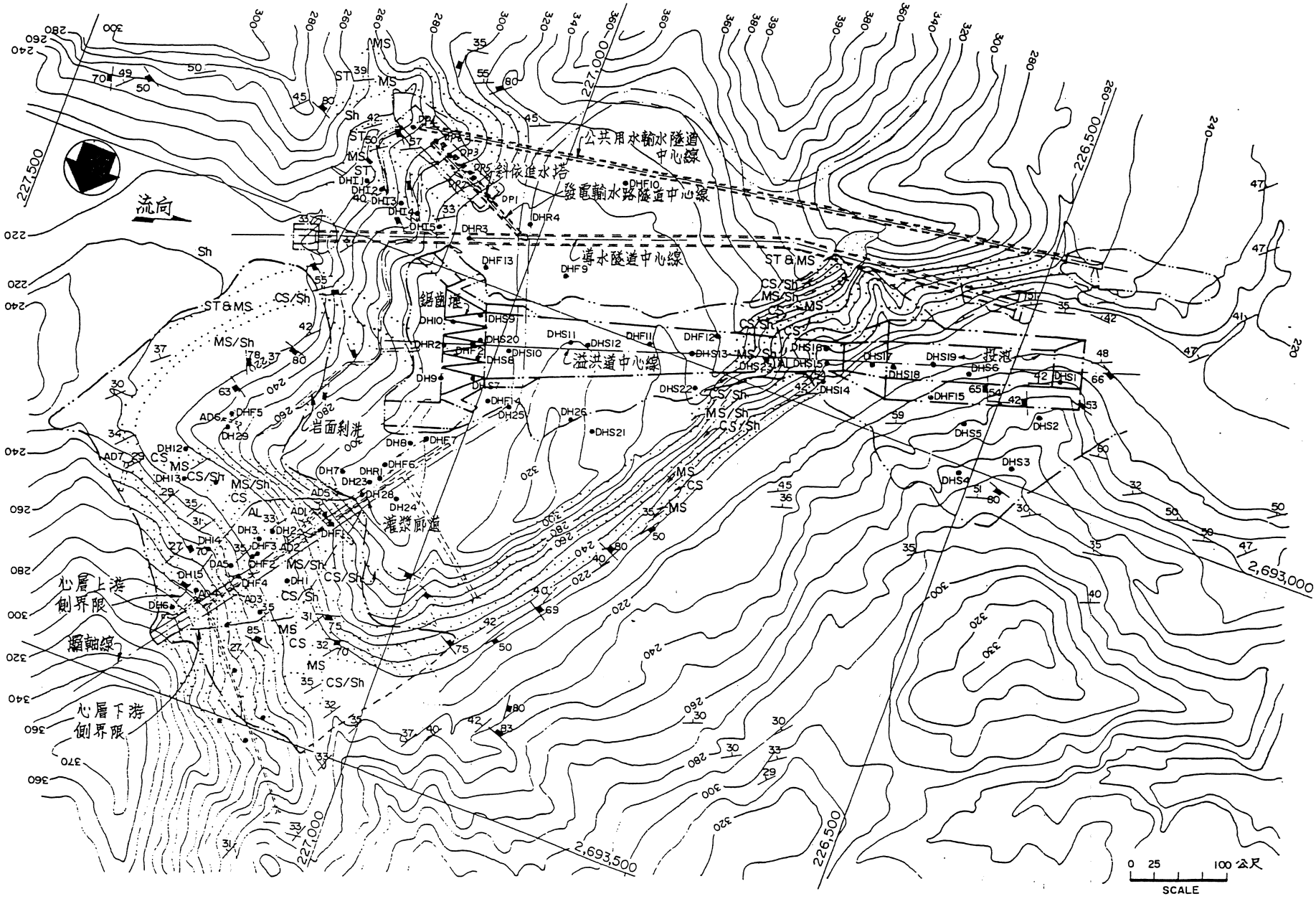



圖 4.1.4-5　壩區地質平面圖　（圖例見圖 4.1.4-6）



2-2-262

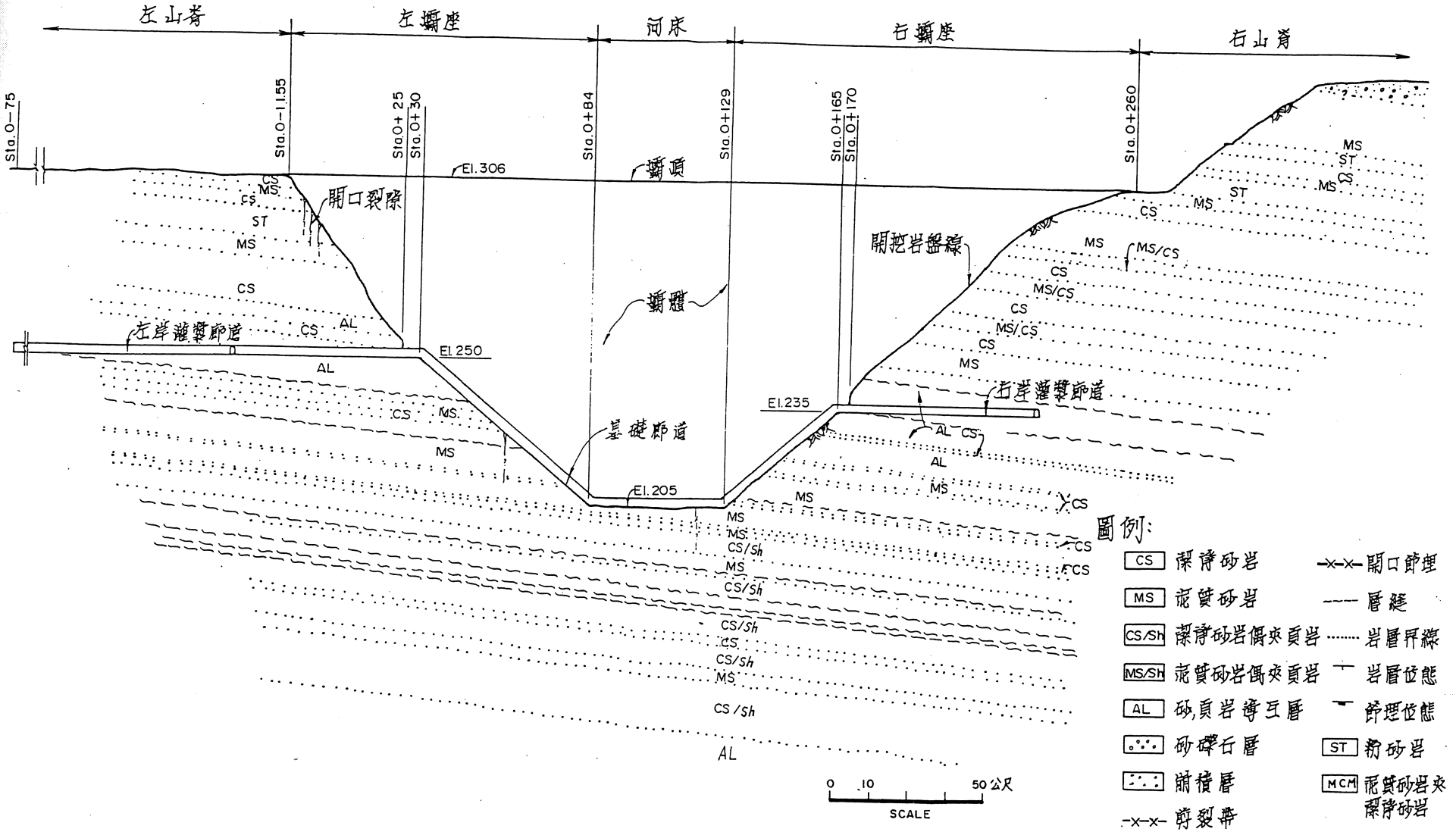



圖 4.1.4-6　大壩基礎地質剖面圖（沿壩軸線）

## 5-3-5 工程地質

(一)左壩座

左壩座心層鍵槽之基礎開挖面出露岩層主要由泥質砂岩、潔淨砂岩及砂頁岩薄互層等所組成，總層厚約100公尺，岩盤整體尚稱密緻，整個左壩座層面位態一致，地層走向呈北35度東，向東傾斜30至35度，層面大多緊密，少數層縫夾有厚5公分以下之層縫泥，爲高度壓密之深灰色黏土所組成，層縫之上下盤皆爲完整岩盤。部分地下水沿層縫滲出，致使層縫軟化，爲岩楔滑動主要破壞機制之一。

左壩座心層基礎之主要地質弱帶包括二十六條開口節理，八條剪裂帶及七條層縫。壩基出露之開口節理爲傾向節理，係由景山溪河床深切所發育的河谷解壓節理，其開口寬窄不一，約數公分至二十餘公分，節理縫隙內局部或全部爲表土、紅土或破碎岩屑片所充填，節理面多呈銹染，約0.5至2公分厚；開口節理在開挖面延續十數公尺後尖滅，其鉛直方向之延伸通常僅延續至地表下數公尺而被層面所截斷或分岔呈階梯狀次第延伸，終尖滅於與河床相當之標高，左壩座出露之開口節理分佈情形見圖5-3-5-1及圖5-3-5-2。護坦灌漿開始之前，先將開口節理以高壓水及壓縮空氣沖洗，洗除節理縫隙內之充填物，然後以砂漿回填開口縫隙。左壩座開口節理範圍內護坦灌漿之孔深因而加深爲10公尺，以填實未出露之任何開口節理。

左壩座住於壩軸線下游側心層基礎範圍內，施工初期持續發生數次岩楔滑崩，曾耽擱該區之大壩填築工作。邊坡破壞模式係由層縫、傾向節理、鍵槽開挖面及山坡坡面所組成之岩楔發生滑崩，岩楔外貌呈狹長之三明治，開挖面與層面走向呈小角度斜交，層理或層縫自鍵槽或基礎廊道開挖面局部露出 (Daylight)，爲岩楔之基底；岩楔之山側界限爲傾斜節理，河側界限爲開挖坡面或原山坡坡面，圖5-3-5-3是岩楔破壞模式之幾何形狀示意圖。左壩座邊坡保護工，主要以岩栓、岩錨及鑲補混凝土等方式加以穩定潛在滑動性之岩楔。

左壩頂施作隔幕灌漿，曾擾動已存在之潛在不穩定岩楔，造成壩軸中心線至中心線下游側15公尺標高290至306公尺處，開裂數條裂隙，開口約0.2至10公分不等，裂隙之位態略與傾向節理平行，此擾動區以修挖方式挖除鬆動岩楔。



2-2-264

心層基礎係開挖至新鮮岩盤，心層以外之壩基開挖係依地質師指示，挖除所有鬆動破碎岩盤並避免坡度有突變之現象。壩基任何懸岩均以修挖方式削緩坡度且不陡於1:0.5(V:H)，或以混凝土鑲補。

㈡右壩座

右壩座心層鍵槽之基礎開挖面出露岩層主要爲泥質砂岩、潔淨砂岩及砂頁岩薄互層等岩層單位所組成，總層厚約160公尺，大體上岩盤表層稍呈銹染，風化岩盤經予挖除後，岩盤局部出露之裂隙或凹陷，均以混凝土鑲補回填。整個右壩座層面位態一致，地層走向呈北24度東，向東傾斜30至35度，層面大多緊密，少數層縫夾有厚5公分以下之層縫泥，爲深灰色黏土所組成，層縫之上下盤皆爲完整岩盤。部分地下水沿層縫滲出，而使層縫軟化。爲配合上游擋水壩之填築，右壩座之開挖分爲兩階段，第一階段施作表土剝除及標高240公尺以下之鍵槽開挖，第二階段則施作標高240至306公尺間之開挖工作。

右壩座心層基礎岩盤出露之主要地質弱帶包括傾向節理、剪裂帶及層縫。壩基出露之傾向節理，係由景山溪河床深切所發育的河谷解壓節理，其開口多在1公分以下，數條爲風化之密集節理，節理面多呈銹染，約0.5至2公分厚；傾向節理在開挖面延續性與左壩座同。由於壩基表層密集節理多略呈微開口，未能施作開口節理處理，故右壩座表層之吃漿量一般較左壩座爲高。

右壩座因開挖壩頂灌漿隧道洞口引起崩坍，除有小規模與左壩座相同之岩楔滑崩外，另有風化或曾擾動過岩盤之表層滑崩，爲避免因清理坍落岩碴而耽擱大壩之填築，取消開挖此灌漿遂道，該區之隔幕灌漿改由地表施灌。右壩頂之坍方整治，除將岩碴挖除外，並修坡以維持穩定之開挖坡面 (1H:1V)。

右壩座心層鍵槽顯露之主要地質情形示如圖5-3-5-2。

㈢河床基礎

河床基礎係指標高208公尺以下之基礎部分。河床兩岸原即岩盤裸露，經開挖顯示河床沖積層甚薄，一般厚度均在2公尺以下，且沖積層以下之岩盤新鮮而完整，清理時岩盤表層易沿層面鬆脫，形成階梯狀之齒形槽溝，此槽溝以混凝土鑲補回填。河床出露數個深達3公尺之壺穴，亦以混凝土鑲補



5-2-265

填滿。

河床心層基礎開挖出露之岩層與左、右壩座同。共計有九條層縫，河床層縫爲深灰色黏土，上下盤岩石完整良好，河床出露之層縫均與左、右壩座層縫延伸相連。主要剪裂帶之位態約與傾向節理平行，剪裂帶夾含數公分之剪磨泥，兩側岩盤少有破碎，不須特別處理。

由灌漿成果顯示，河床基礎之岩盤完整且節理閉合緊密，灌漿孔吃漿量甚低。由於河床地勢最低，兩壩座之滲流皆匯集於河床，通常使低標高之潔淨砂岩呈微滲水之濕潤狀，微量滲流水不易處理，施工初期未能進行有系統截流，復採取治標方式局部設置解壓水井 (Relief well) 因而標高220公尺以下填築面上解壓水井林立，在河床心層填築過程中造成甚多困擾，影響大壩填築品質及效率甚巨。

河床心層鍵槽顯露之主要地質情形示如圖5-3-5-2。



2-2-266

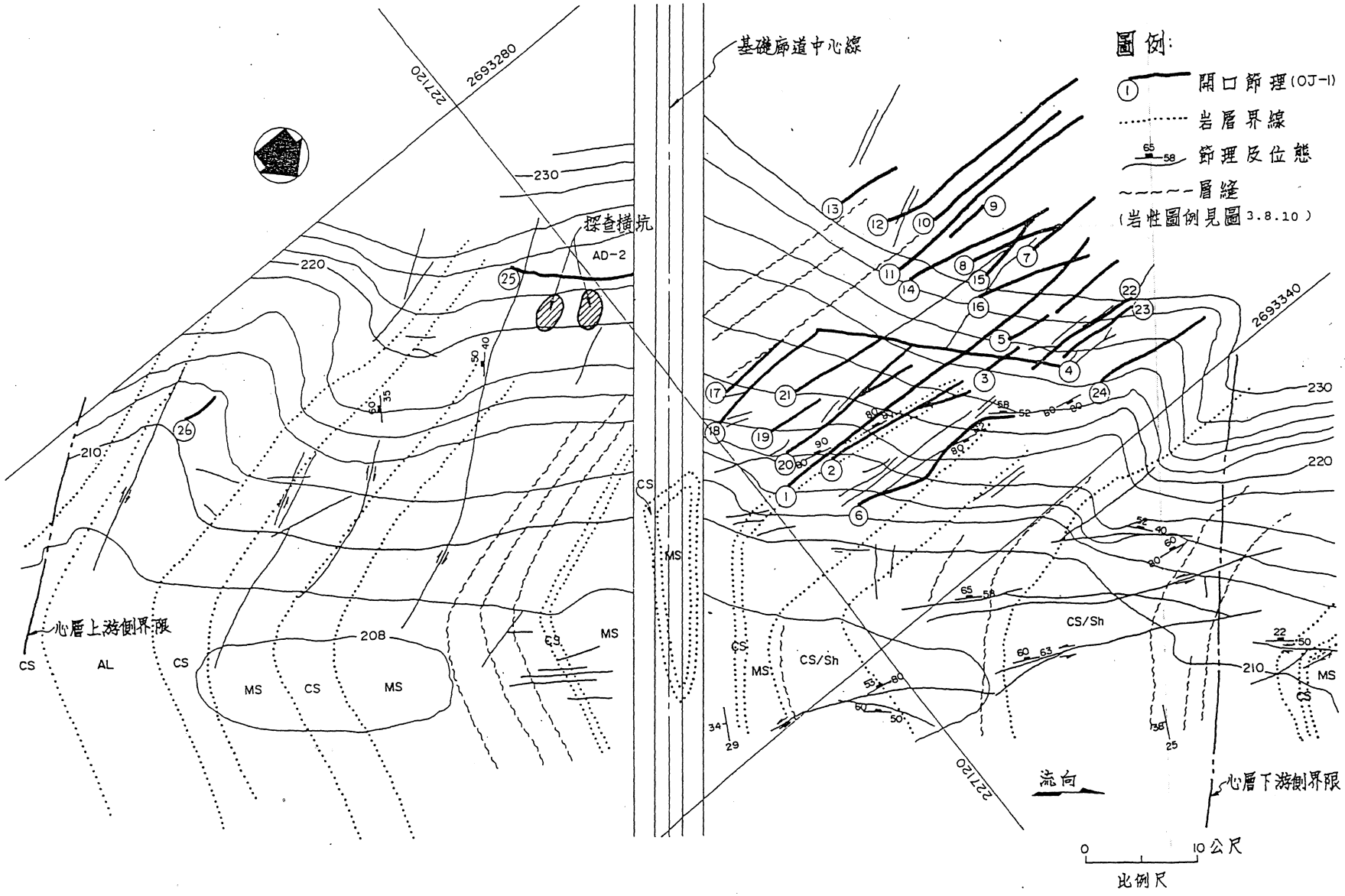



圖 5.3.5-1　　左壩座開口節理處理範圍（EL.240 以下）



2.2-267

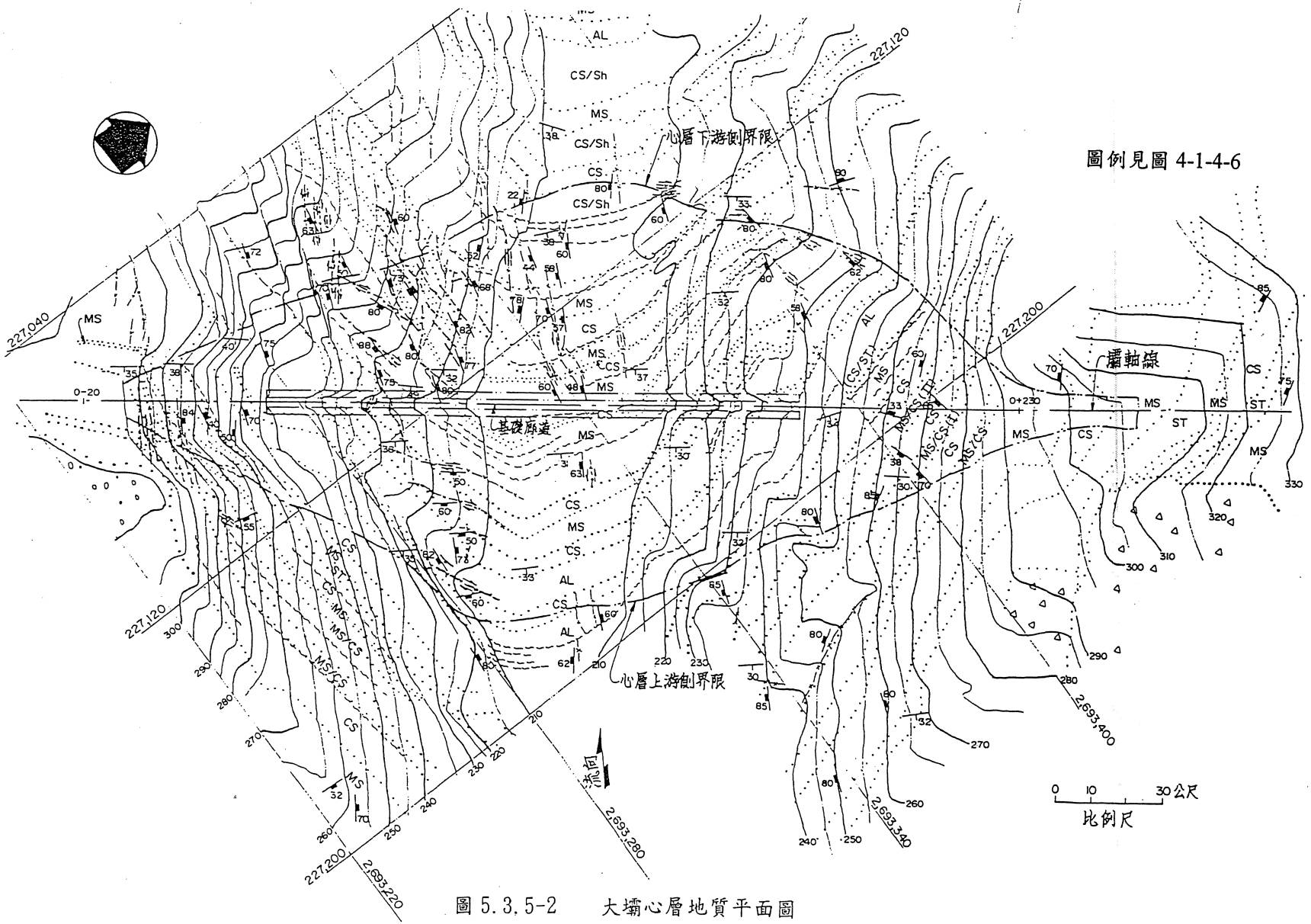



圖 5.3.5-2　大壩心層地質平面圖



2-2-268

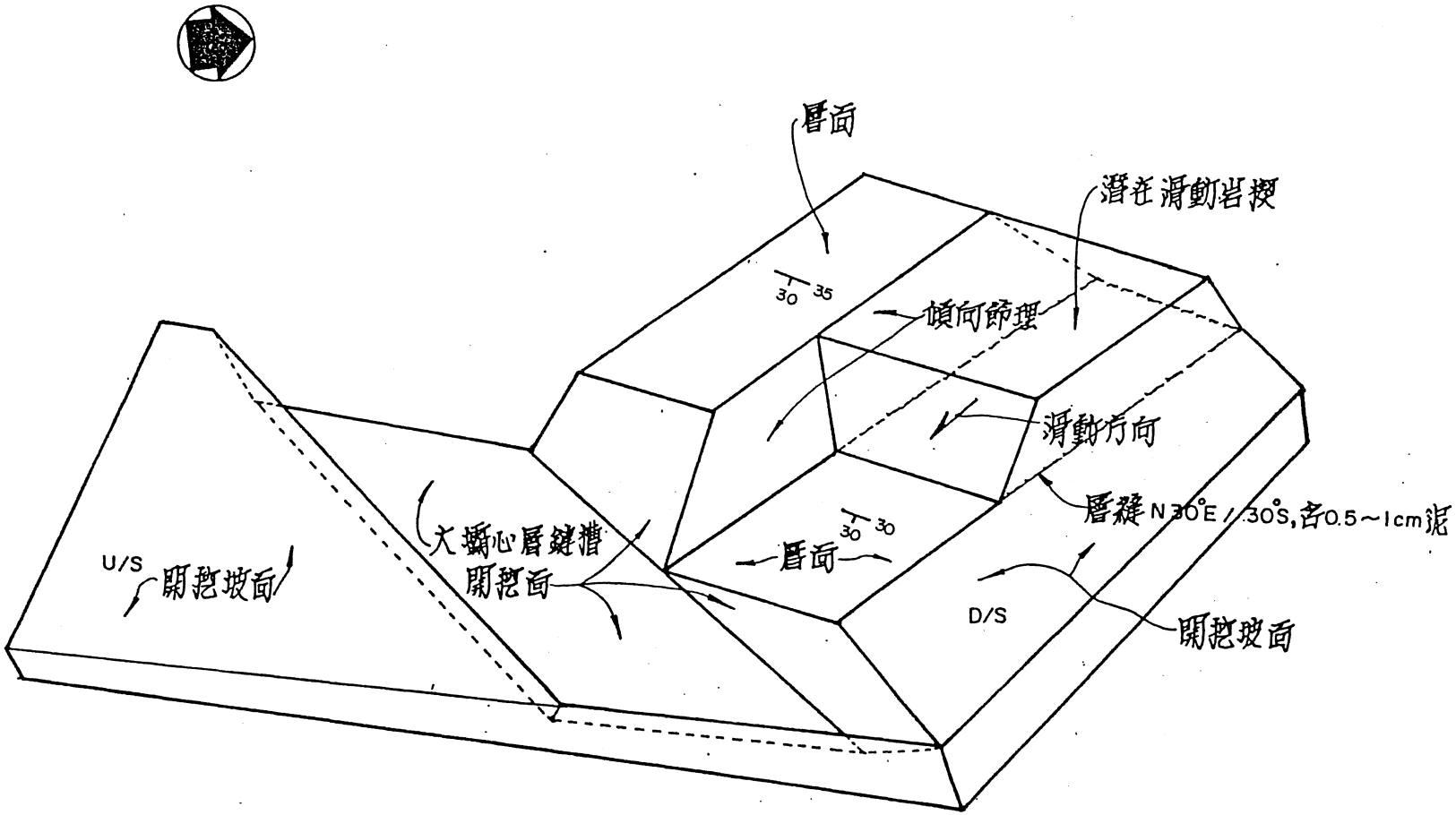



圖 5.3.5-3　　左壩座心層基礎開挖滑動岩楔示意圖

# (2) 鯉魚潭水庫初次使用安全評估報告 - (民國 91 年 11 月)

經濟部

# 鯉魚潭水庫初次使用
# 安全評估報告

經濟部水利署中區水資源局　編印

9-2-073

# 鯉魚潭水庫初次使用
# 安全評估報告

委託機關：經濟部水利署中區水資源局

受託單位：中興工程顧問股份有限公司

中 華 民 國 九 十 一 年 十 一 月

2-2-274

（二） 三義斷層為一向西北逆衝之低角度斷層，其延展於三義附近由北偏東十度急轉呈近乎東西走向，大壩位於其東側約四公里處之上盤。從三義斷層之地表斷裂型態觀之，被認定為具第二類活動程度之三義斷層應是水庫區域範圍內之關鍵斷層構造。

（三） 三櫃坑斷層之爭議，中央地調所於民國 74 年辦理鯉魚潭水庫補充調查，曾選定枕頭山及三櫃坑兩地線狀構造顯著處，開挖槽溝檢視出露之岩盤與礫石層之接觸關係，查證結果顯示並無三櫃坑斷層存在。

（四） 後池堰(位景山溪鐵路橋下游 50 公尺)溢流堰及排砂道基礎於施工期間之開挖露頭顯示，南莊層白砂岩均經高角度剪裂錯移，其下之薄層頁岩則遭扭曲擾亂，位態變化頗大，依當時之開挖記錄，後池堰基礎應是座落於斷層剪裂帶上，依上下岩層所顯現之不同剪裂型態，此應為一層間斷層剪裂帶。

(3) 壩址地質

複核：

壩址出露的岩層，主要為中新世最上部的魚藤坪砂岩，以及局部上新世的錦水頁岩。其中魚藤坪砂岩主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、含泥質紋層砂岩及鈣質砂岩構成，而前兩者佔基岩含量的百分之九十以上；錦水頁岩則以頁岩為主，間夾少許泥質砂岩及粉砂岩。

潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，易受風化而呈土黃色。泥質砂岩呈淡灰色，極細至細粒，岩質緻密，夾有泥質條紋(Mud Chip)。含泥質紋層砂岩，一般為厚約 30 至 40 公分之潔淨砂岩，夾薄層泥岩或頁岩。鈣質砂岩呈淡灰色，細至中粒，岩質堅硬，於壩區大部分延伸有限或呈透鏡狀。頁岩呈青灰色、暗灰或灰色，含砂粒及粉砂，風化後呈洋蔥狀剝裂或小條柱狀。粉砂岩係由極細粒有稜之石英粒與泥質物組成，並含石灰質膠結。壩址附近河床礫石堆積在 1 至 2 公尺深，左右岸壩墩附近之覆蓋厚約 2 公尺。位

在左壩座頂部之赭土礫石層，厚度在 5 至 7 公尺間，局部可能達 10 公尺；右壩座頂部標高約 300 公尺以上，亦為赭土礫石層覆蓋，厚度 3 至 5 公尺間。

壩址附近地質為一單斜構造，地層向上游傾斜，岩層走向北 24° 至 35° 東，傾角 28° 至 40° 東南。兩岸地層位態一致，且地層連續，無斷層、褶皺或其他構造擾亂帶發現。次要弱面為一組傾向節理及一組走向節理，其中傾向節理較為常見，平均約 2 至 3 公尺間距出現一條，在右壩座傾向節理集中於北 42° 至 73° 西，傾角 50° 至 85° 西南；左壩坐則集中在北 60° 至 84° 西，傾角 52° 至 80° 東北。走向節理在壩址一帶較少發展，位態集中情形較不明顯，其位態約北 54° 至 85° 東，傾角 52° 至 75° 西北。

評估：

(a) 鯉魚潭壩址於規劃案及施工期間之地質調查極為詳細明確，除辦理地表地質調查工作外，並以探查橫坑與地質鑽孔等方式查核其地質狀況，且均有詳細之記錄，故其地質調查結果應屬詳實可靠。

(b) 壩址岩盤由厚層砂岩與頁岩所組成，兩者皆新鮮堅實且緻密，且壩基並無不良地質情況，而由現地檢查時未發現鄰近區域有庫水外漏現象之成果研判，水庫水密性應屬良好。

(4) 水庫周邊及上游河道邊坡

複核：

水庫周圍地形平緩，植生情形良好，坡地少有坍塌之現象，亦無具規模之舊崩坍地。就整體而言，由於水庫兩岸坡度緩，坡高低，蓄水後亦無發生大型崩坍而擠溢庫水之潛能。大壩上游右岸順向坡岩層無砍腳之現象，岩層結構穩定情形尚佳。在砂岩或頁岩互層之地區，除陡坡外，表土滑移可能性低。施工期間經調查結果，崩坍地僅 14 處，崩坍面積約 6.5 公頃，崩坍體積約 113,500 立方公尺，大多為



608

2-2-276

# 第 九 章　綜合評估

## 9.1 地質

出露於鯉魚潭水庫壩區之岩層主要為魚藤坪砂岩，集水區本區岩層層序由老至新依次為觀音山砂岩、南莊層、桂竹林層、錦水頁岩及卓蘭層，各地層間彼此整合接觸。另外第四紀晚期未固結岩層則不整合覆蓋於上述岩層之上，包括赭土礫石、階地堆積層和河床沖積物等。

地質構造除大湖向斜穿越水庫蓄水區外，並無其他構造線經過本區域。三義斷層為一向西北逆衝之低角度斷層，其延展於三義附近由北偏東十度急轉呈近乎東西走向，大壩位於其東側約四公里處之上盤。從三義斷層之地表斷裂型態觀之，被認定為具第二類活動程度之三義斷層應是水庫區域範圍內之關鍵斷層構造。

鯉魚潭壩址於規劃案及施工期間之地質調查極為詳細明確，除辦理地表地質調查工作外，並以探查橫坑與地質鑽孔等方式查核其地質狀況，且均有詳細之記錄，故其地質調查結果應屬詳實可靠。

## 9.2 設計地震

本次安全評估中依據「蓄水庫安全評估規範 草案」(1998)，採定值法重新進行設計地震評估。

綜合地震規模分析及震源決定，並選用國家地震工程研究中心(1997)年建議之加速度衰減公式計算結果，以源自A區距壩址4公里(最短距離2.6公里)之三義斷層之地震所可能引致PGA最大，故選為鯉魚潭水庫壩址之設計地震震源，其在壩址對應MCE、DBE及OBE之水平向PGA值各為0.69g、0.65g及0.58g。考慮近震源處垂直向分量高，適當提高垂直／水平向地震力分量比值已漸成耐震分析之趨勢，故垂直向加速度值建議採用水平向值之2/3，各為(MCE)0.46g、



9.2-277

# 2.3　溢洪道

# 2.3-1 規劃階段

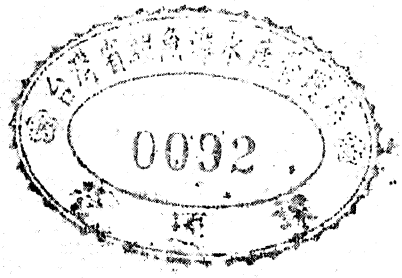
(1) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告
二、工程專題
1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估
附錄 - (民國 73 年 8 月)

# 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告

## 二、工程專題

### 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估

## 附　　錄

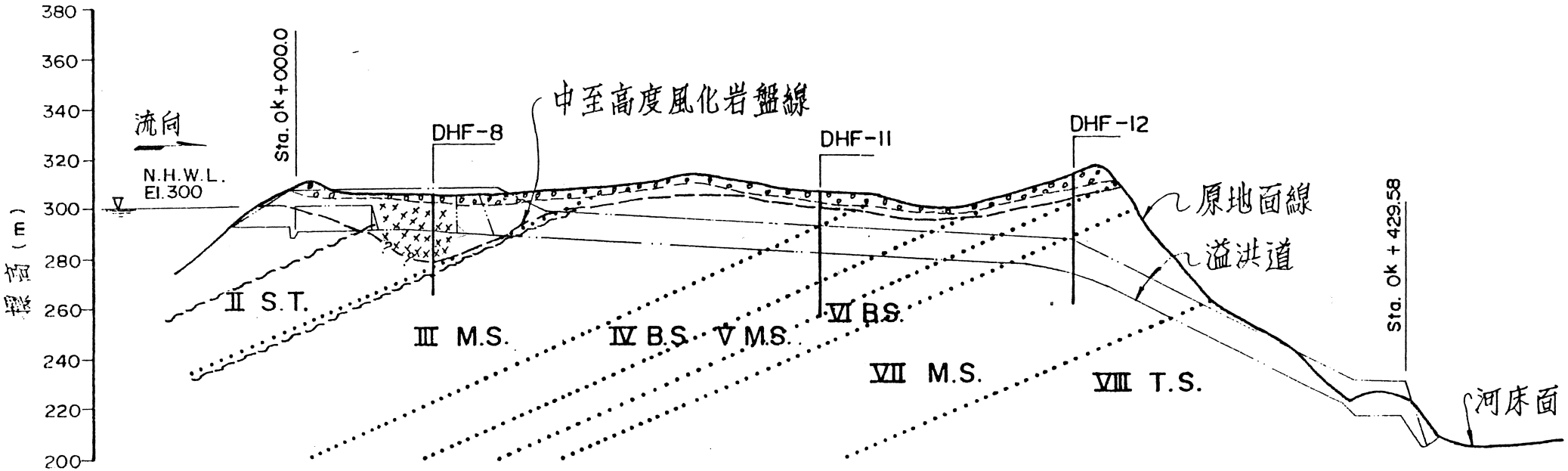



主辦機關：台灣省水利局

執行機關：財團法人中興工程顧問社

中華民國七十三年八月

2-3-3




剖面 F－F

圖例見圖 III-1

0 20 80 公尺

比例尺

圖 III-7 沿溢洪道中心線地質剖面圖

的順向坡，下游面為Unit Ⅵ至Ⅷ所構成的逆傾坡。逆傾坡面大致順走向節理發展，坡度陡峻。山脊頂部為平坦面，堆積有紅土及台地礫石。此種地形及地質構造與德基水庫左山脊及石門水庫右山脊極為類似，均有利於建壩。

左山脊地形地質方面之主要疑慮為計劃水庫滿水位很接近山脊地形上之極限，且山脊頂部之堆積物及風化岩局部低於滿水位，須做截水設施。同時左山脊是否有破碎帶存在亦為本章討論之重點。

2. 溢洪道

大壩下游右岸為廣大之順向坡面，為改善溢洪道排洩洪流引起順向坡之不穩定，建議將溢洪道之方向轉移，使之直向下游較為順直之河道。建議溢洪道之位置及地質剖面如圖Ⅲ－2及Ⅲ－8。

根據節理發展情形研判，溢洪道左側開挖坡穩定情形較佳。右側開挖坡可能有局部由層面與傾向節理構成之不穩定岩楔出現，宜以加固處理。

溢洪道進水堰位於左山脊地形線狀構造通過之處，可能有弱帶存在，應連同左山脊頂部截水處理一併考慮處理。

# 2.3-2 基本設計階段

# (1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 - (民國 75 年 5 月)

627.8024
W6.2

# 鯉魚潭水庫工程基本設計報告




中興工程顧問社
圖書館
0010993

主辦機關：台灣省水利局

執行機關：鯉魚潭水庫工程調查設計隊

中華民國七十五年五月

010993

2.3-9

溢洪道爲左山脊上主要結構物之一，其地質剖面圖見圖 2—2—22。由於地層走向平行於左山脊線，基本上左山脊地層及構造與左壩座出露者相似，地層走向及傾斜均無明顯變異。根據鑽探結果，左山脊頂部礫石層及風化岩深度頗不規則，山脊因可能有局部較深之古河道深槽或局部較深之風化岩，甚或尚未發現之弱帶存在。山脊上之覆蓋層厚度平均約 5 至 7 公尺，中至高度風化約至標高 295 公尺，局部可能深達標高 290 公尺，甚至更低。溢洪道中心線與地層走向約呈 42° 相交，岩性以粉砂岩，泥質砂岩，潔淨砂岩及砂岩夾薄泥紋爲主。

根據節理發展情形研判，溢洪道左側開挖邊坡穩定情形較佳。右側開挖坡可能有局部由層由層面與傾向節理構成之不穩定岩楔出現，宜以挖除或加固處理。

溢洪道鋸齒堰位於左山脊地形線狀構造通過之處，可能有弱帶存在，應連同左山脊頂部截水處理一併考慮處理。

㈢導水隧道

導水隧道亦位於左山脊，其佈置約略與溢洪道平行。隧道中心線方向與地層走向在上游入口段呈 40° 交角，下游出口段呈 55° 交角，而與傾向節理則約呈 47° 交角。由於位處左山脊，且距溢洪道僅百米左右，故導水隧道所經之地質條件，如地層位態、岩性及構造等與溢洪道均極相似（如圖 2—2—23 ）。惟導水隧道是由左山脊下部穿過，地表明顯的傾向節理及部份開口節理，其延伸與密度至隧道開挖處，應會有相當程度之減少。

由目前正進行中之導水隧道中心線水平鑽探所得岩心研判，導水隧道沿線地質情形應屬良好，隧道開挖問題不大。隧道下游出口位處逆傾坡，地質條件上，亦爲有利之佈置；至於隧道上游進口，位處順向坡之厚層頁岩上，洞口設計應避免深開挖爲原則。

此外，在隧道入口 150 公尺以後，軟弱易蝕之潔淨砂岩及膠結極



2-3-11

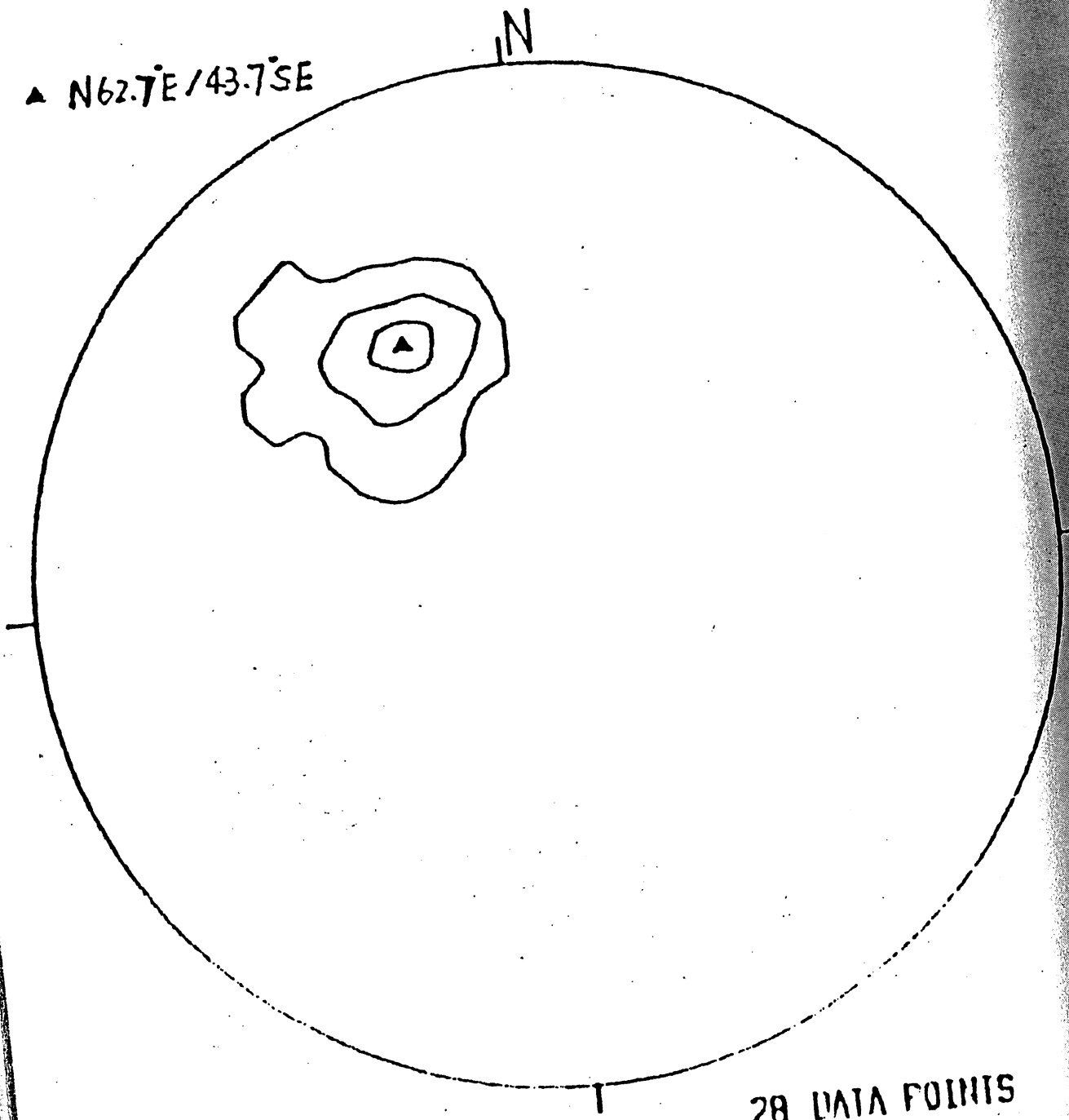



圖 2-2-4 鯉魚潭擴址層面極點圖

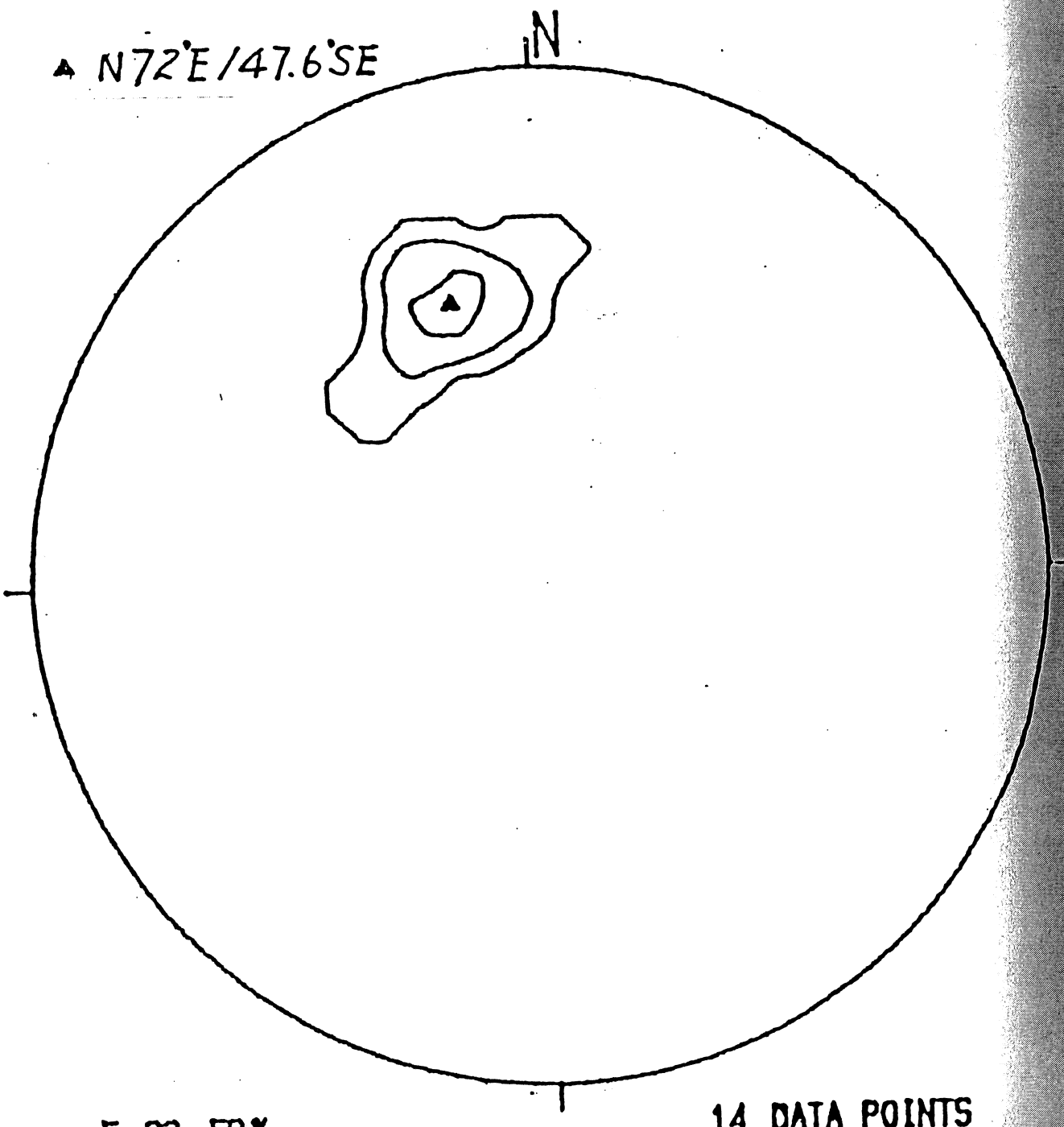



圖 2-2-6　溢洪道左岸附近不連續面極點圖

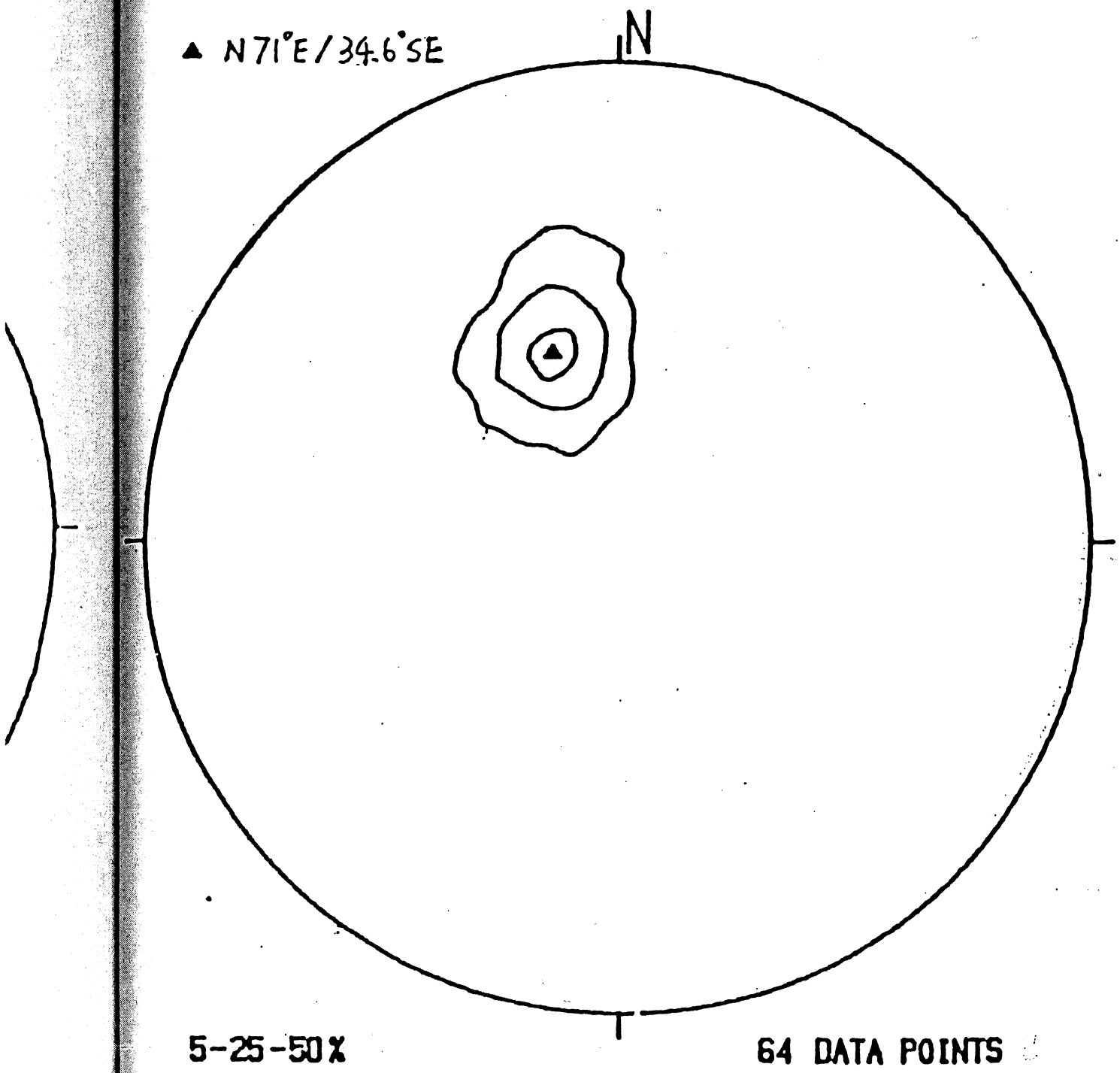
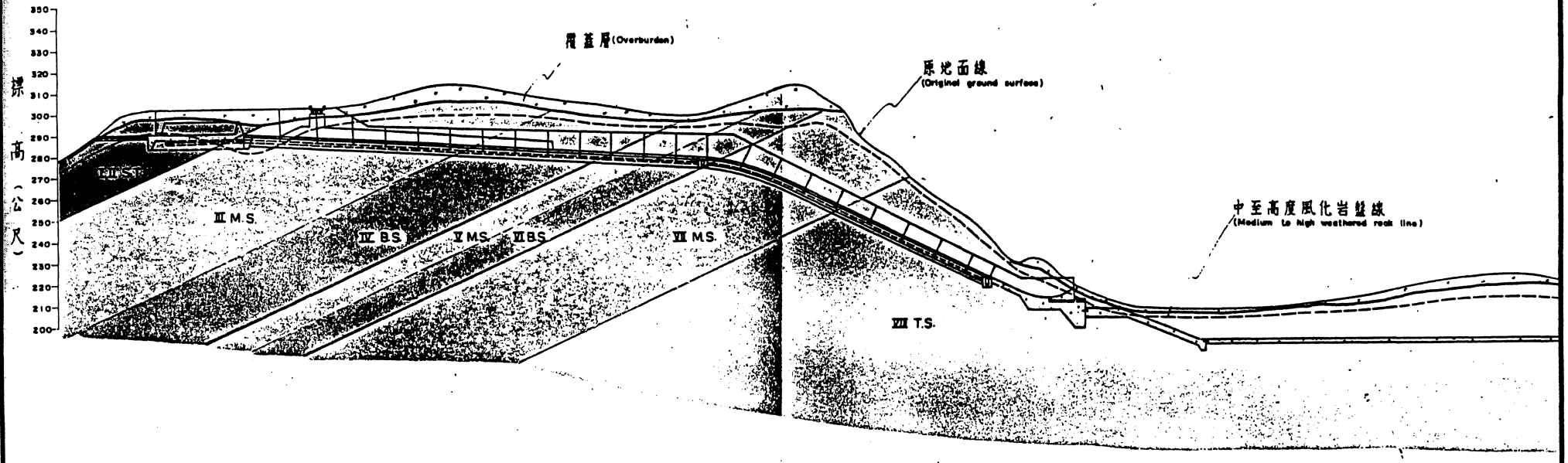



圖 2-2-7　　溢洪道右岸附近不連續面極點圖

圖 2-2-19　溢洪道中心線地質剖面圖




溢洪道中心線地質剖面圖 C－C
Geologic profile along central line of spillway C－C

比例尺
Scale = 1 : 1000
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100M

| 圖 | 例 |
|---|---|
| SH | 頁岩 (Shale) |
| I II S.T. | 砂岩及粉砂岩 (Sandstone & siltstone) |
| III M.S. | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| IV B.S. | 層狀砂岩 (Bedded sandstone) |
| V M.S. | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| VI B.S. | 層狀砂岩 (Bedded sandstone) |
| VII M.S. | 塊狀砂岩 (Massive sandstone) |
| VIII T.S. | 厚層狀砂岩 (Thick bedded sandstone) |
| ～·～ | 岩層界線 (Bedding boundary line) |

| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 鯉魚潭水庫工程 | | |
| 圖名 | 溢洪道地質剖面圖 | | |
| 設計 | 江 曹 | 校核 | |
| 製圖 | 姚 渾 杰 | 審查 | |
| 描圖 | 黃 美 娟 | 核定 | |
| 日期 | 75.3 | 圖號 | 2-2-22 |



2.3-15

# 2.3-3 詳細設計及施工階段

# (1) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議 - (民國 78 年 2 月)

# 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議




臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術小組

中華民國七十八年二月

2-3-19

附錄二

# TECHNICAL REVIEW
# OF
# LIYUTAN DAM
# DECEMBER 1988

This technical review of the Liyutan Dam design was performed by the undersigned members of the U.S. Bureau of Reclamation Technical Review Team

---

Richard W. Kramer, Civil Engineer, Embankment

---

Louis R. Frei, Engineering Geologist



2-3-21

Contents

Page No.

I. Introduction

II. Summary

III. Geology

A. General

B. Cofferdam Seepage

C. Dam Foundation

D. Spillway

E. Sloping Intake Structure for Water Releasing Facilities

F. Grouting and Tunnel Under the Left Abutment Ridge

G. Design Earthquakes

IV. Embankment

A. Design

B. Initial Embankment Placement

1. General
2. Equipment
3. Foundation Preparation
4. Placement

C. Cofferdam

D.

D. Spillway

Excavation of overburden materials from the spillway is in progress from station 0+280 toward the inlet structure and we understand that the final excavation plan will be determined after this overburden is removed. Downstream from station 0+280 the spillway chute crosses the steep canyon slope. Once this portion of the excavation is started, it should be completed to final grade and the slope stabilized as the excavation progresses to ensure a safe and stable slope. We recommend that a contour map of the proposed excavation be made so that the design slope can be evaluated as to its compatibility with the jointing and the natural slope of the canyon.

Stripping along the upstream slope below the spillway inlet structure has not revealed any indications of potential instability. Therefore, we do not expect any stability problems in this area.

E. Sloping Intake Structure for Water Releasing Facilities

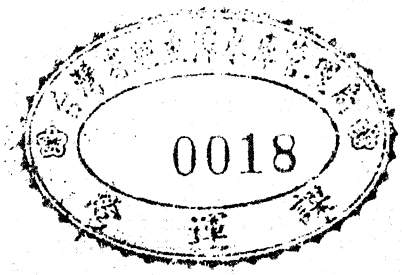
We were asked to review a proposed change in the location of the sloping intake structure to about 60 m south (left) of the present location. We concur that this proposed change appears to be beneficial. At the new location the sloping intake could be more parallel to the dipslope and founded on a muddy sandstone unit that is present in the largely shale formation. This unit should provide a better foundation for the structure than the shale foundation at the current location and eliminate the need for extensive concrete slope protection. It may also allow the water

# (2) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組臨時討論會 - (民國 80 年 5 月 1 日)

2-3-26

# 台灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組

# 臨 時 討 論 會




台灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組

中華民國八十年五月一日

2-3-27

2.3.28

# 附錄一　溢洪道前緣邊坡安定性探討○

## 一、前　　言

溢洪道爲本水庫計畫之主要結構，爲溢洪道前緣之邊坡安定性須妥爲探討，以確保溢洪道運作功能。茲將探討結果詳述於后，提請指導。

## 二、地質概況

㈠層序與弱面位態：

溢洪道前緣之岩層分跨魚藤坪砂岩及錦水頁岩，地形上爲一順向坡面，岩性由右往左（即岩層層序上由下部往上部）依序爲泥質砂岩（M.S），泥質砂岩夾潔淨砂岩（M.S/CS），泥質砂岩、粉砂岩與頁岩（ST&SH），泥質砂岩（厚30cm），粉砂岩與頁岩等（平面地質圖如附錄圖１－１）。大致上中心線右側爲泥質砂岩，左側則爲粉砂岩及頁岩等細顆粒岩石材料。（地質剖面圖如附錄圖１－４）。

依據表面露頭及剝洗投影可知，不連續面主要由層面N50° E/40° S，及一組縱向之高角度傾斜節理N38° ～ 65° W/73° N→76° S 所組成，另有一些散亂及不規則之節理及裂面。由投影分析（如附圖１－２，１－３），可知此等節理與層面會形成S55° E/31° S左右及N83° E/73° N之楔形塊。

㈡節理與滲水情況：

由剝洗之調查得知節理之間距一般爲1～3公尺，局部有50公分者，另偶有出現之節理密集帶（間距3～10公分，帶寬20～

50公分），節理及層面裂理表面皆風化變色，大部分有鐵染，緊密至微開口，另發現數道開口裂縫，表面10～20公分之開口，充填有表土，其延伸深度無法確定，然依地表調查悉一般之連續性爲1～5公尺，明顯者則大於15公尺。

另由岩心鉆探（DMI1～DMI5）估計在左翼牆前地表10公尺以上爲屬輕至高度風化（DMI之鉆孔係位於舊崩坍地上，岩質較新鮮，其風化深度約5～7公尺，而溢洪道前緣據以推估約爲10公尺），節理較密，而10公尺深以下節理緊密RQD達90%以上，不易透水，另由導水隧道開挖結果應顯示岩體亦爲乾燥。

㈢岩性描述：

由地表剝洗所做之露頭調查顯示，岩層屬中高度風化、節理及裂縫混雜，數量多且明顯，粉砂岩風化後呈圓球狀或小條柱狀，易由於擾動而產生崩落，是故蓄水後之沖蝕產生表土及碎裂岩盤之崩落是可預期的。另泥質砂岩較不會碎裂，抗蝕能力較强。

茲爲粉砂質頁岩易受風化剝離之特性於75.12.4-75.12.27間時所做之簡易試驗觀察得知，完全乾時最不易崩解，完全濕濕時次之，而以乾濕交替或任由置於室外時最易產生岩石材料之崩解破壞（見附表１－１）；另爲了解粉砂岩浸水之剝離速度於80.3.20～27辦理其剝離速度知悉在比表面積1.065cm（約7.2×6×6.2）時每日剝蝕率約爲2/1000左右（觀察六天）。另再辦理附表１－１狀況二之乾濕交迭試驗，如附表１－１附註，粉砂岩之剝離性值得關注。

## 三、邊坡安定性研判

㈠工程地質概要：

由上所述溢洪道前緣之地質岩性主要係爲泥質砂岩及粉砂岩，由岩石之崩解試驗知悉，粉砂岩易受乾燥潮濕更迭之影響，而泥質砂岩較不易受到影響，另依有關之研究岩石含水量變化會影響剪力强度，故粉砂岩及泥質砂岩應會受含水量之增加而導致强度之降低。

依本區地質之層序及岩性可知若上層之粉砂岩若能保持安定則下部之泥質砂岩安定應不成問題。

茲由邊坡及弱面位態之投影分析，知悉JA1、JA3，B、JA2可能有Wedge破壞，茲因B、JA2可產生之Wedge角度小,另JA2延展性不高，故知悉本邊坡應不發生大型平面及楔形破壞（如附圖１－１，１－２，１－３）。惟邊坡表層風化約在10公尺以內，設故庫水易於滲入，減低岩石强度，而可能導致無限邊坡破壞型態之滑動，另山脊凸端（即溢洪道左翼），爲嚴謹性保守估計滲水達更深時，宜辦理圓孤形滑動分析。

㈡安定分析引用參數：

茲爲本邊坡之安定分析，若採用粉砂岩之原狀材料强度（$C=1.66kg/cm^2$，$\phi=60.4°$）或泡水後弱面之剪力强度($C=0 kg/cm^2$ $\phi=28°$）〔尙未考慮規模效應〕不適宜引用於本岩體之安定性分析參數。茲估計剪力强度如下：

⑴RMR估計：

由導水隧道進口地質調查（sta.0+35～0k ＋132），其岩性爲膠結良好之頁岩、粉砂岩及泥質砂岩，其無滲水但含局部性剪裂，RMR值評定在44～76,平均約61，屬中等至佳之岩性。

⑵剪力强度估計：

依Bieniawski（1979）之研究（如附表１－２），估計

佳至中等之岩體，其C＝3kg/cm$^2$ ，$\phi$＝35° ,茲因該評分係屬隧道內之評分，故在有水，且邊坡之節理較多且易於含水之情況下,估計RMR會降低，茲爲圓弧型滑動分析估採C＝1.9 kg/cm$^2$ $\phi$＝30° 。

另水庫蓄水後，粉砂岩表層浸水，岩體强度會降低，另經乾燥，潮濕更迭，材料易破碎崩離，强度應更形降低，茲無限邊坡分析參數採C＝1.5kg/cm$^2$ ，$\phi$＝15° 。

⑶安定分析：

如㈢・１節所述，邊坡表層係屬無限邊坡之滑動型態，另爲嚴謹性考慮因弧型滑動。茲將分析結果表列如下：

①Ｂ－Ｂ斷面無限邊坡分析：

a.依有效應力分析推導公式如附錄二。

b.計算結果列如附表１－３。

②Ｂ－Ｂ斷面圓弧型破壞型態分析：

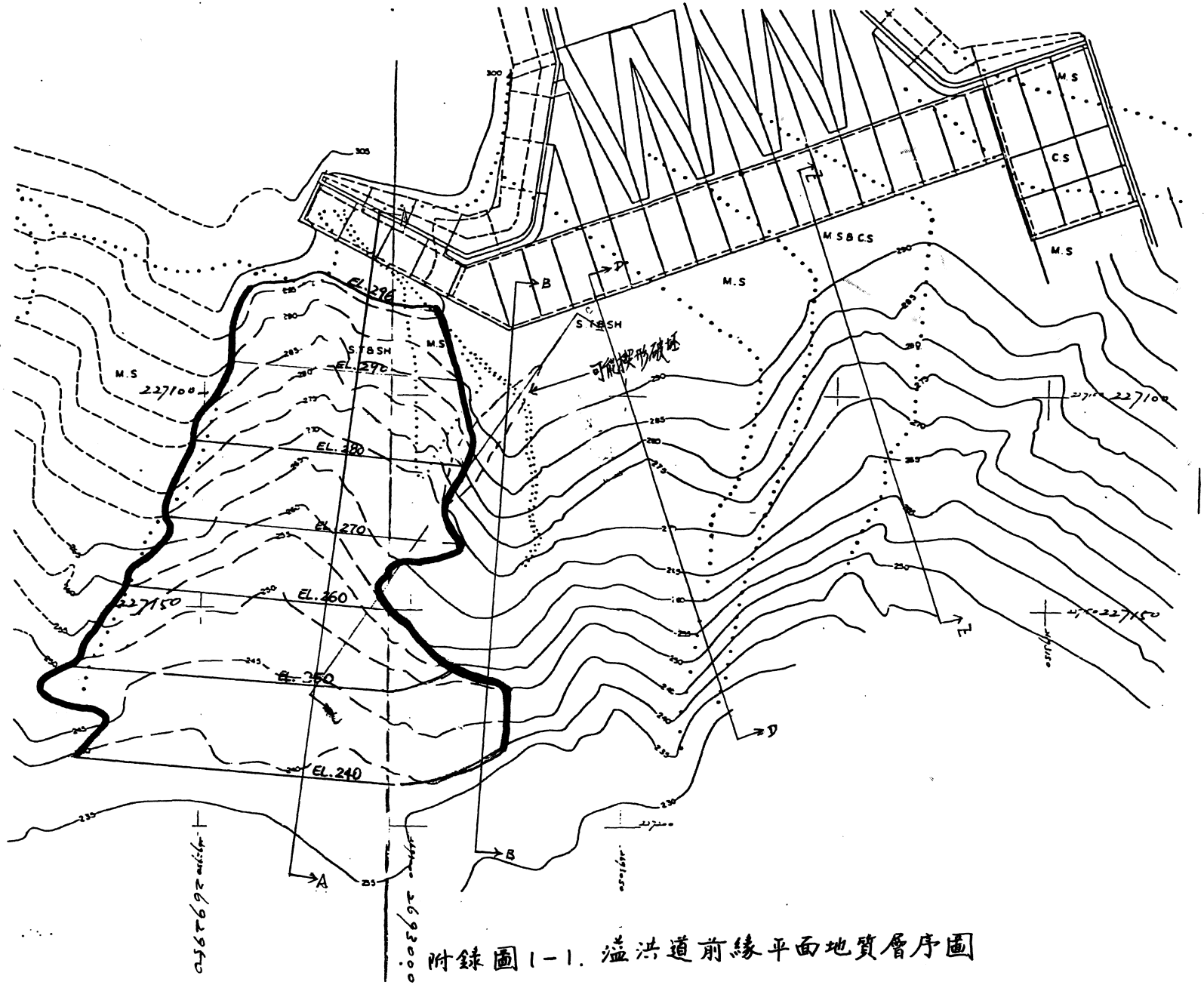
依PCstable4程式內之Janbu's Method分析結果如附表１－４（另層面傾角方向滑動破壞分析列於表四下方附註）。

m² ，$\phi=35°$ ，茲因該評分係
且邊坡之節理較多且易於含水
爲圓弧型滑動分析估採C＝1.9

晉浸水，岩體强度會降低，另
卒崩離，强度應更形降低，茲
/cm² ，$\phi=15°$ 。

晉係屬無限邊坡之滑動型態，
茲將分析結果表列如下：

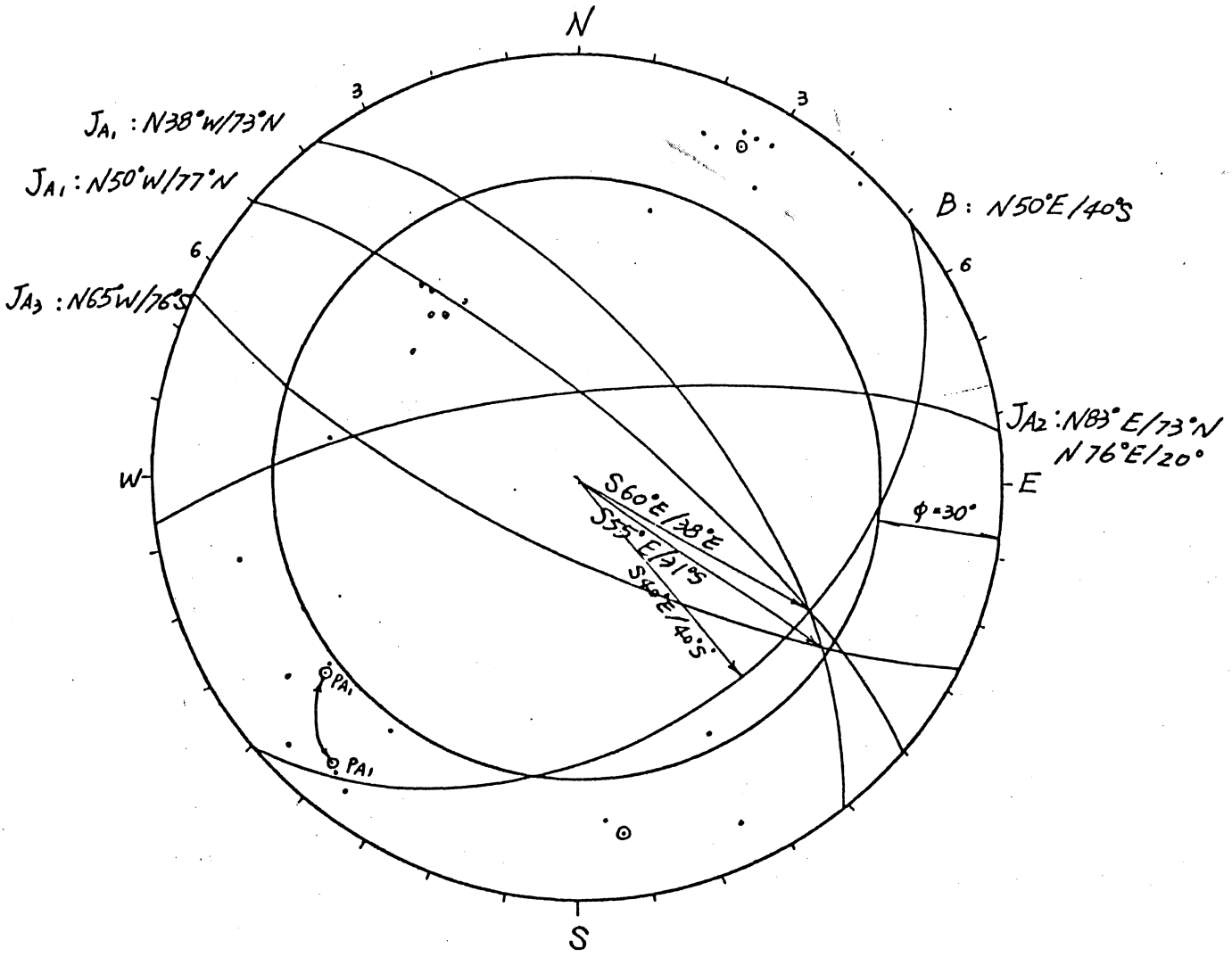
如附錄二。
。
分析：
nbu's Method分析結果如附
滑動破壞分析列於表四下方附




附錄圖1-1. 溢洪道前緣平面地質層序圖



2.3-33



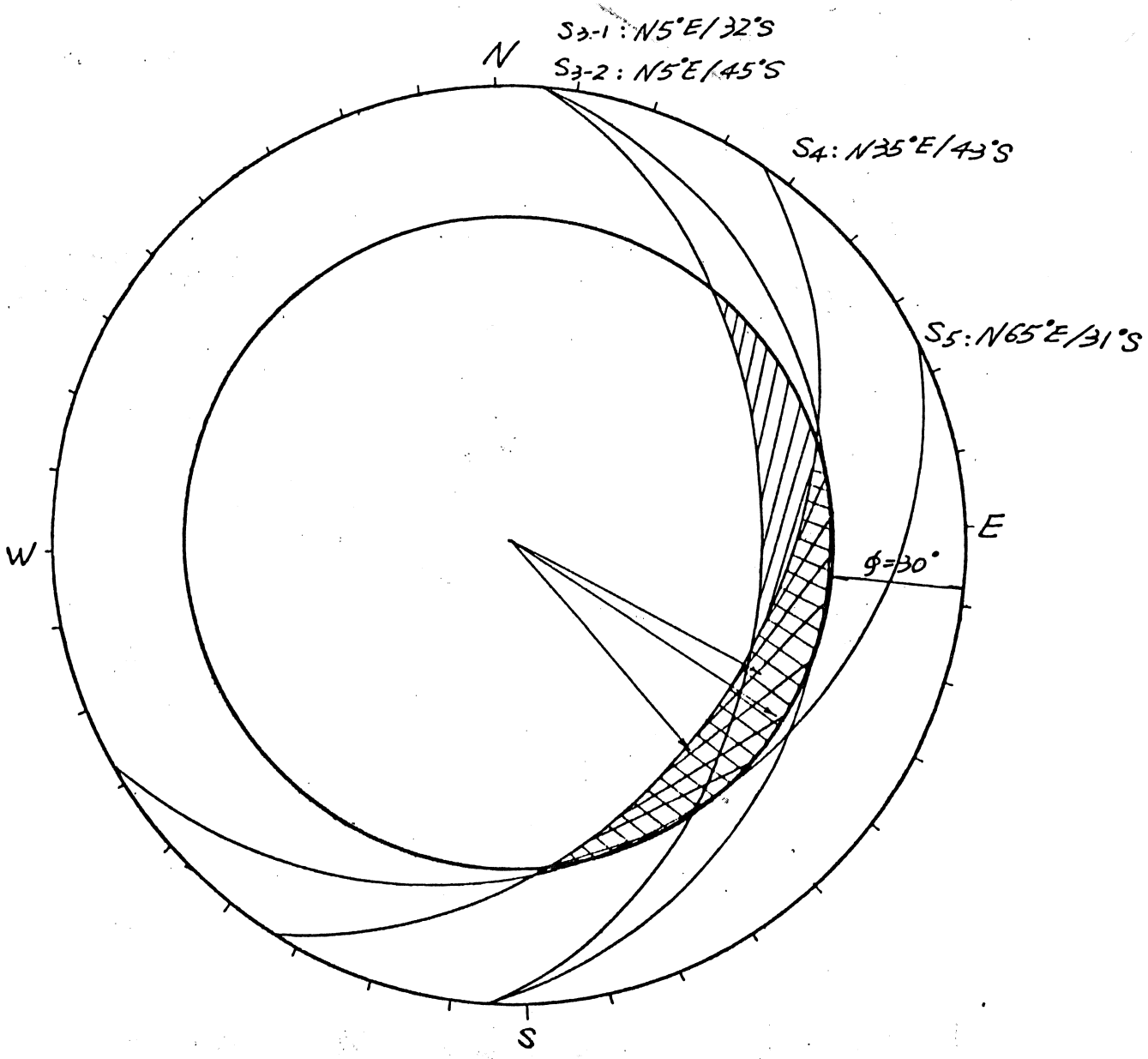

附錄圖 1－2　可能滑動破壞投影分析圖



2·3－34

岩楔滑動方向

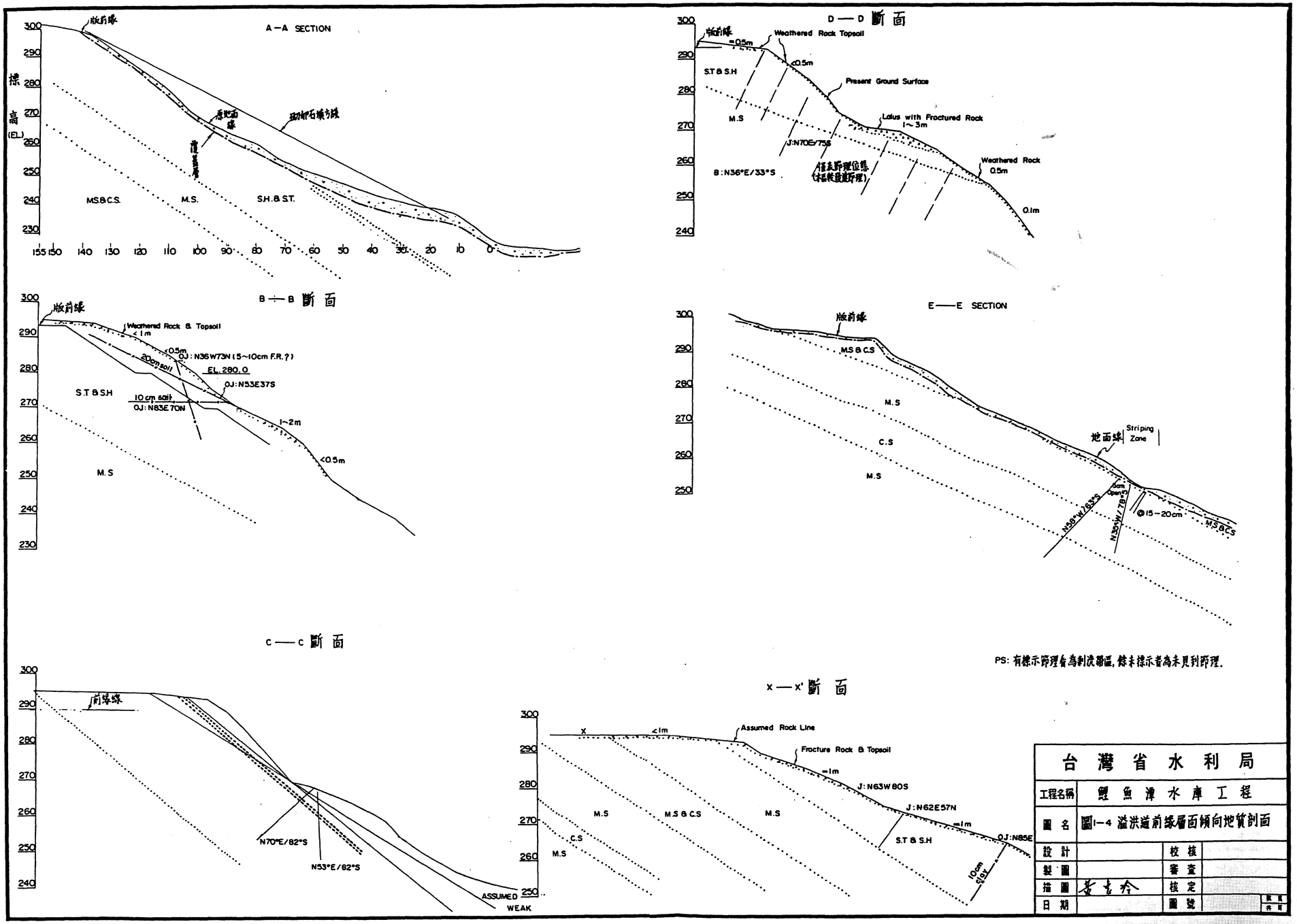
1. S60°E/38°S WF
2. S55°E/31°S WF
3. S40°E/40°S PF




附錄圖 1-3 岩楔滑動與坡面關係圖



2·3-35




| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 鯉魚潭水庫工程 | | |
| 圖名 | 圖I-4 溢洪道前緣層面傾向地質剖面 | | |
| 設計 | | 校核 | |
| 製圖 | | 審查 | |
| 描圖 | 李吉玲 | 核定 | |
| 日期 | | 圖號 | |

表 一.　粉砂質頁岩之崩解試驗（定性觀察）

目的：為瞭解頁岩在各種狀況下之龜裂崩解情形。

岩性：粉砂質頁岩，新鮮，暗灰色，外表無裂紋，堅實。

採樣地點：導水隧道入口段 Sta.0K+35

採樣方式：隧道機械開挖

採樣時間：75.12.2 PM 2:00

開始試驗日期：75.12.3 PM 2:30

試驗狀況：狀況 ① 浸水（3個樣品，每個約100cm³，編號分別為1a,1b,1c）室內辦理。

（與樣品數量）狀況 ② 交替浸水與自然陰乾（3個樣品，每個約100cm³，編號分別為2a,2b,2c）室內辦理。

狀況 ③ 自然陰乾（3個樣品，每個約100cm³，編號分別為3a,3b,3c）室內辦理。

狀況 ④ 置於室外（1個樣品，每個約100cm³，編號為4a）。

| 樣品編號 / 觀察時間 / 結果 | 狀況一 | | | 狀況二 | | | 狀況三 | | | 狀況四 | 備註 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1a | 1b | 1c | 2a | 2b | 2c | 3a | 3b | 3c | 4a | |
| 75.12.4 PM 2:30 | 表面一裂痕 3cm長 | 表面多處剝裂 | 表面多處剝裂 | 表面有裂痕約 3cm長 | 完好 | 拿起時掉落一塊 | 完好 | 完好 | 完好 | 完好 | |
| 75.12.8 AM 8:20 | 同上 | 同上 | 同上 | 小塊掉落 | 小塊掉落 | 小塊掉落 | 完好 | 完好 | 完好 | 局部有裂痕 | |
| 75.12.9 AM 8:45 | 表面數條裂痕及少許泥沉澱 | 有裂痕及沉泥 | 稍有裂痕及沉泥 | 約1/3已崩解 | 少量崩解 | 1/4崩解 | 完好 | 完好 | 有一裂紋 | 少部有碎裂 | |
| 75.12.10 AM 8:00 | 裂痕加大且岩質稍弱 | 提起則有小塊掉落 | 裂隙加大且岩質稍弱 | 崩解小塊增多 | 裂痕加大且易破 | 1/3前崩解且裂隙加大 | 局部裂痕 | 局部裂痕 | 同上 | 小塊碎裂增多 | |
| 75.12.11 AM 8:15 | 同上 | 不變 | 同上 | 2/3已崩解 | 崩解增多 | 崩解增多且裂隙加大 | 同上 | 同上 | 同上 | 目前無改變 | |
| 75.12.12 AM 8:25 | 不變 | 不變 | 不變 | 不變 | 移動則小塊碎裂 | 已增加新之裂隙 | 不變 | 不變 | 不變 | 剩餘一較大塊其餘皆裂為小碎塊 | |
| 75.12.14 AM 9:40 | 岩質稍軟 | 岩質稍軟 | 岩質稍軟 | 未破裂部份裂痕增多 | 1/3碎裂，未碎裂者裂痕加大 | 裂痕加大 | 不變 | 不變 | 不變 | 移動則裂碎（大塊亦然） | |
| 75.12.15 AM 8:15 | 不變 | 不變 | 裂痕稍加大 | 不變 | 不變 | 不變 | 不變 | 不變 | 不變 | 移動則裂碎 | |
| 75.12.16 AM 10:33 晴天 | 移動則破裂一小塊 | 弱面加大 | 不變 | 移動則裂（剩餘未裂部份） | 同左 | 同左 | 不變 | 不變 | 不變 | 稍敲打則裂碎（部份小塊已碎裂更小塊） | 狀況三，自今日白天移至室外曝露陽光，傍晚移回室內，下雨或陰天，則置於室內 |
| 75.12.18 AM 8:10 陰天 | 不變 | 不變 | 不變 | | 同左 | 同左 | 不變 | 不變 | 不變 | 不變 | |
| 75.12.20 AM 8:15 陰天 | 移動則破裂一小塊 | 不變 | 不變 | | 同左 | 同左 | 不變 | 不變 | 不變 | 部份再碎裂 | |
| 75.12.27 AM 8:07 雨天 | 稍用力則斷 | 不變 | 稍用力則碎裂 | 移動則斷裂 | 同左 | 同左 | 不變 | 不變 | 不變 | 全碎裂 | |

附 註：80.3.24～80.3.28 補充試驗（粉砂質頁岩浸水與曝曬後之情形）

(1) 將試體一塊（不規則狀，約500cm³）浸泡於水中，三天後觀察果，表面稍剝蝕約（約3/1000）。

(2) 將該試體於水中取出，置於室外曝曬一天後觀察，其表面出現數條裂隙。

(3) 再將試體浸泡於水中，1.45小時後該試體崩解成約1～50cm³不等之碎塊。

(4) ①，②，③ 種狀況皆在室內進行。

(5) ② 狀況之置水或放水時間即為觀察時間。



2.3-37

附錄表1—2

| 級 | Ⅰ | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ | Ⅴ |
|---|---|---|---|---|---|
| 評　　語 | 甚　佳 | 佳 | 中　等 | 劣 | 甚　劣 |
| 評　分，RMR | 100～81 | 80～61 | 60～41 | 40～21 | ＜20 |
| 隧道免支保時間、跨度 | 10年，15m | 6月，8m | 1週，5m | 10小時，2.5m | 30分鐘，1m |
| 岩體凝聚力，C | ＞400KPa | 300～400KPa | 200～300KPa | 100～200KPa | ＜100KPa |
| 岩體摩擦角，$\phi$ | ＞45° | 35°～45° | 25°～35° | 15°～25° | ＜15° |

Bieniawski（1979）地質力學分類法中，分類等級、總岩體評分（RMR）及概略工程性質。

附錄表1－3　無限邊坡有效應力分析法

B－B　setion

| 土壤參數 | | 分析 | 安全係數 Fs | | | | 備註 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C′ kg/cm² | φ | 考量因子 | H= 5m | 10m | 15m | 20m | |
| 1.8 | 30° | 有地震力 | 3.54 | 1.91 | 1.40 | 1.14 | β = 33° 1:1.5 邊坡 |
| | | 無地震力 | 3.64 | 2.06 | 1.53 | 1.27 | α = 13° |
| 1.5 | 30° | 有地震力 | 2.93 | 1.65 | 1.23 | 1.02 | $\gamma_{sat}$ = 155.7 Pcf |
| | | 無地震力 | 3.11 | 1.80 | 1.36 | 1.14 | = 24.95 T/M³ |
| 1.7 | 15° | 有地震力 | 3.06 | 1.62 | 1.14 | 0.90 | $\gamma_{sub}$ = 93.3 Pcf |
| | | 無地震力 | 3.21 | 1.72 | 1.22 | 0.97 | = 1.49 T/M³ |
| 1.5 | 15° | 有地震力 | 2.73 | 1.45 | 1.03 | 0.81 | 地震力 · $E_H$=0.1g |
| | | 無地震力 | 2.86 | 1.54 | 1.10 | 0.88 | $E_V$=0.1g |
| 0.5 | 15° | 有地震力 | 1.03 | 0.60 | 0.46 | 0.39 | |
| | | 無地震力 | 1.10 | 0.66 | 0.52 | 0.44 | |
| | | | | | | | |
| 1.8 | 30° | 有地震力 | 3.93 | 2.23 | 1.66 | 1.38 | β = 26.6 |
| | | 無地震力 | 4.27 | 2.47 | 1.87 | 1.57 | 1 : 2 邊坡 |
| 0.5 | 15° | 有地震力 | 1.19 | 0.72 | 0.56 | 0.48 | |
| | | 無地震力 | 1.31 | 0.81 | 0.64 | 0.56 | |



2-3-39

附錄表1－4　Stabl 4 Jambu's Method 分析結果（粉砂岩層）

B－B　Setion

| 土壤參數設定值 | | 安全係數 $F_s$ | | 備註 |
|---|---|---|---|---|
| C kg/cm² | $\phi$ | 有地震力 | 無地震力 | |
| 1.7 | 15° | 1.19 | 1.38 | 圓弧型破壞 |
| 1.8 | 30° | 1.24 | | Circle |
| 2.0 | 45° | 1.62 | | Janbu Methad |

附註：

X－X　Section　安定分析

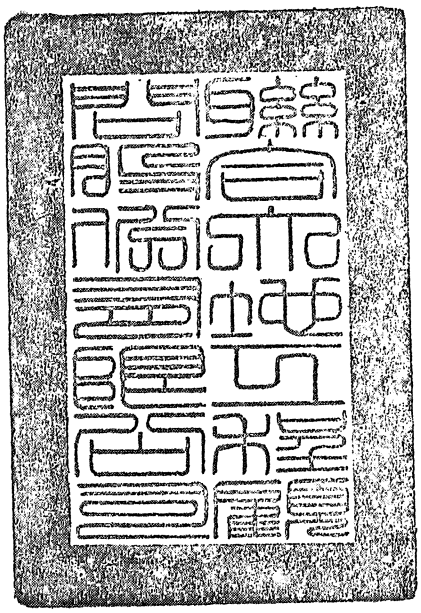
| 土壤參數設定值 | | 安全係數 $F_s$ | | 備註 |
|---|---|---|---|---|
| C kg/cm² | $\phi$ | 有地震力 | 無地震力 | |
| 1.7 | 15° | 1.55 | | Block 2<br>Jambu Method |

# (3) 鯉魚潭水庫溢洪道岩石開挖面地質研判與地質圖繪製總結報告 - (民國 81 年 3 月)

# 鯉魚潭水庫溢洪道

# 岩石開挖面地質研判與地質圖繪製

# 總結報告



聯合大地工程顧問股份有限公司

UNITED GEOTECH, INC.

中華民國八十一年三月

361

D-3-43

# 第四章　溢洪道地質概況

## 4.1 進口段

進口段檢視範圍為里程0k-040至0k+042之中心線左右兩側80公尺區間（地質圖參見圖三及附冊-A）。

此區間之地層岩性大致可分類為潔淨砂岩、泥質砂岩、粉砂岩及前述岩層與薄頁岩之互層或夾層。其中潔淨砂岩為厚度1至3公尺之塊狀岩體、顆粒中等、灰色、部份受風化呈黃棕色，大多膠結差，單壓強度估判約15Mpa左右，岩石品質指標(RQD)約60%至70%之間。泥質砂岩為厚度1至2.5公尺之塊狀岩體，顆粒細至中等，色呈淡灰至灰黑，膠結較潔淨砂岩佳，岩材之單壓強度估判約為15Mpa至25Mpa左右，岩石品質指標為70%至85%左右。粉砂岩風化後具發育良好的球狀剝離構造，新鮮時呈塊狀，顆粒較細、色呈灰黑、中等強度、岩材之單壓強度估判約25Mpa至30Mpa，岩石指標為80%至90%左右。

本區段之主要地質構造為層面、節理及剪裂帶，其特性分述如下：

1.層面：本區段層面位態約為北偏東40至55度、向南傾斜40至50度、面間緊密、少部分夾有1公分泥縫，互層部分則夾大量薄層頁岩（粉砂岩）、易遇雨軟化成為潛在滑動面。

2.節理：本區段節理，依等面積投影分析（參見圖四、五）為J1、J2兩組：

J1組：節理之平均位態為走向北偏西41度，向南傾斜50度，延伸長度為10至15公尺，大多緊密，少數開口約2毫米，無填充物，裂面少有鐵染。

J2組：節理之平均位態為走向北偏東30度，向南傾斜40度，



2-3-45

延伸長度為10至15公尺，分布較零星，主要出現於潔淨砂岩層，節理開口約3至5毫米，含泥質填充物，大多夾鐵染。

3.剪裂帶：於鋸齒堰右端齒末端(Sta.0k+2、R85～90m)處，有一夾5至20公分厚之剪裂夾泥弱面，位態為走向北偏東10度，向北傾斜70度，恰與一舊河床邊緣重合，故此剪裂與舊河床發育可能有關。

## 4.2 緩坡段

### 4.2.1 緩坡段右岸

緩坡段右岸檢視範圍為里程0k+042至0k+280之中心線右側30至110公尺區間（地質圖參見圖三及附冊-A）。

此區間地層之岩性大致可分類為潔淨砂岩、泥質砂岩、粉砂岩與前述岩層與薄頁岩之互層或夾層及台地堆積三類。潔淨砂岩、泥質砂岩主要出露於Sta.0k+060至Sta.0k+140間，互層則主要出露於Sta.0k+140至Sta.0k+190間。其中潔淨砂岩為厚度1至3公尺之塊狀岩體，顆粒中等，色呈灰黑，部份受風化呈黃棕色，大多膠結差，單壓強度估判約15Mpa左右，岩石品質指標(RQD)約80%至90%之間。泥質砂岩為厚度1至2.5公尺之塊狀岩體，顆粒細至中等，色呈淡灰至灰黑，膠結較潔淨砂岩為佳，岩材之單壓強度估判約25Mpa至30Mpa左右，岩石品質指標為70%至85%左右。粉砂岩（頁岩）厚度0.3至1公尺，顆粒較細，色呈灰黑，低至中等強度，岩材之單壓強度估判約10Mpa至20Mpa，岩石品質指標約55%至70%左右。砂頁岩互層為上述岩層與薄頁岩互層，頁岩層厚度1至3公分，部份可達5至7公分，整體觀之，色呈條紋狀，灰黑相間，岩材之單壓強度估判約20Mpa，岩石品質指標約60%至

75% 左右。台地堆積主要為河床礫石及砂岩受風化之殘餘紅土，此區段內之礫石尺寸約5×2×1 至20×10×5 公分，淘選不良。

本區段之主要地質構造為層面，節理及剪裂帶，其特性分述如下：

1.層面：本區段層面位態約為走向北偏東30至54度向南傾斜40至54度，層面緊密，少部份夾有1 公分泥縫，互層部份則夾大量薄層頁岩，易遇雨軟化成為潛在滑動面。

2.節理：本區段節理以Sta.0k+120至Sta.0k+190間較為發達，依等面積投影分析（參見圖六、七），其位態可分為J1、J2、J3三組：

J1組：節理之平均位態為走向北偏西59度，向南傾斜74度，延伸長度為10至15公尺，節理開口大多小於2 毫米，且無填充物，裂面少見鐵染。

J2組：節理之平均位態為走向北偏東9 度，向南傾斜65度，延伸長度約3 至9 公尺，分佈零星，少數夾有鐵染。

J3組：節理之平均位態為走向北偏東34度，向北傾斜30度，延伸長度為3 至5 公尺，分佈較零星，主要出現於潔淨砂岩層，節理開口1 至5 毫米，大多具有鐵染，風化寬度約0.5 至1.5 公分。

3.剪裂帶：本區段所發現之主要剪裂帶，出露部份係由Sta.0k+080中心線右側25公尺至Sta.0k+170中心線右側50公尺處，錯距達1 至1.8 公尺，夾15至25公分厚之剪裂泥或碎礫，並形成一寬2 至3 公尺之破碎帶，豪雨後，局部常有少量滲水現象。

4.2.2 緩坡段底版

緩坡段底版檢視範圍為里程Sta.0k+042至Sta.0k+280



2-3-47

，L30 至R30 公尺之區間（地質圖參見圖三及附冊-A）。

此區間地層之岩性大致可分類為潔淨砂岩、泥質砂岩、粉砂岩與前述岩層與薄頁岩之互層或夾層二類，其中潔淨砂岩為厚度1 至3 公尺之塊狀岩體，顆粒中等，色呈棕灰，部份受風化呈黃棕色，大多膠結差，岩材單壓強度估判約為5 至10Mpa ，岩石品質指標(RQD) 約75% 至85% 之間。泥質砂岩為厚度1 至2.5 公尺之塊狀岩體，顆粒細至中粒，色呈淡灰至灰黑，膠結較潔淨砂岩為佳，岩材之單壓強度估判約20至25Mpa ，岩石品質指標(RQD) 約70% 至85% 之間。粉砂岩（頁岩）厚度1.5 至2 公尺，顆粒較細，色呈灰黑，低至中等強度，岩材之單壓強度估判約15至20Mpa ，岩石品質指標(RQD) 約55% 至70% 之間。砂頁岩互層為前述砂岩層與薄頁岩互層，頁岩厚度1 至3 公分，部份可達5 至7 公分，整體觀之，色呈條紋狀，灰黑相間，岩材之單壓強度估判約為20Mpa ，岩石品質指標 (RQD) 約60% 至75% 左右。

本區段之主要地質構造為層面，節理及剪裂帶，其特性分述如下：

1.層面：本區段層面位態約為走向北偏東45至62度，向南傾斜36至54度，面間緊密，少部份夾有1 公分泥縫，互層部份則夾大量薄層頁岩，易遇雨軟化，故底版清洗時，常造成岩質變差現象。

2.節理：本區段節理以Sta.0k+150至Sta.0k+205間較為發達，依等面積投影分析（見圖八、九），其位態可分為J1、J2兩組：

J1組：節理之平均位態為走向北偏西57度，向北傾斜52度，延伸長度為7 至15公尺，節理開口大多小於2 毫米，且無填充物，裂面偶見鐵染。

J2組：節理之平均位態為走向北偏東54度，向南傾斜43度，延伸長度為5 至10公尺，分佈較零星，主要

出現於潔淨砂岩層，節理開口2 至5 毫米，大多具有鐵染，風化寬度約0.5 至1.5 公分。在Sta.0k+205至Sta.0k+280之間，節理較不發達，其平均位態呈北偏西69度，向南傾斜68度，延伸長度7 至12公尺，節理開口約2 至5 毫米，偶見鐵染。

3.剪裂帶：本區段所發現之主要剪裂帶，出露於Sta.0k+220 ，距中心線左右各10公尺處，係沿層面發生之剪動，夾5 至10公分厚之剪裂泥及破碎岩塊。

4.2.3 緩坡段左岸

緩坡段左岸已檢視範圍為里程Sta.0k+042至Sta.0K+280 中心線左側約30至50公尺區間（地質圖參見圖三及附冊-A）。

此區間地層之岩性大致以潔淨砂岩、泥質砂岩夾薄頁岩為主，上部並覆有厚度為4 公尺左右之紅土礫石。其中潔淨砂岩厚度為0.25至1 公尺，色灰黑，略含泥，膠結稍差，低至中等強度，岩材單壓強度估判約15至20Mpa ，大部份不易以手指搓碎，岩石品質指標為80% 至90% 之間。泥質砂岩各層厚度為0.15至1.5 公尺，色灰，含泥量較高，膠結稍佳，中等強度，單壓強度估判約25至30Mpa ，岩石品質指標為85% 至90% 左右。頁岩為細粒，色呈灰黑，以1 至3 公分之薄夾層出現於前述兩岩層，此部份岩石材料單壓強度估判約20Mpa ，岩石品質指標約為80% 。

本區段主要地質構造仍以層面、節理及剪裂帶為主，但節理部份較不發達，其特性分述如下：

1.層面：本區段層面位態約為走向北偏東42至52度，向南傾斜41至44度，多道層面夾1 至2 公分泥縫，於豪雨淘洗後，於岩坡上形成多道開口，延伸達二十餘公尺，為

主要地質弱面。

2.節理：本區段出露節理之數目較少，其可見部份延伸亦較短，其位態分佈頗不一致。

3.剪裂帶：本區段剪裂帶出露於坡面上，一處位於Sta.0k+150中心線左側34公尺，另一處位於Sta.0k+115中心線左側38公尺，岩體略破碎，位態為走向北偏東40度，向南傾斜45度，大致與層面位態相近。另一處寬一公尺左右，位於Sta.0k+170至Sta.0k+215，中心線左側32至36公尺處，位態不一致，呈帶狀分佈，延伸約60公尺。

## 4.3 陡坡段

### 4.3.1 陡坡段底版

本段檢視範圍為里程0K+280至里程0K+390之中心線左側40公尺至右側20公尺區間（地質圖參見圖三及附冊-A）。

此區間地層之岩性以潔淨砂岩、泥質砂岩偶夾薄頁岩或上述岩性之互層為主。其中潔淨砂岩（略含泥）各層厚度約1至3公尺，呈塊狀，顆粒中等，新鮮時色呈灰至灰黑，大部份因輕微風化呈黃棕色，膠結差，岩材之單壓強度估判約10至15Mpa 左右，岩石品質指標(RQD) 為75％至80％之間。泥質砂岩其厚度約4 公尺，亦呈塊狀，顆粒細至中等，新鮮時色呈灰黑，膠結較好，岩材之單壓強度估判約20至25Mpa ，岩石品質指標為80％至90％之間。砂頁岩互層則常以5 至20公分之薄夾層交互出現，整層厚度約3至8 公尺不等，此種岩材之單壓強度估判約15至25Mpa 左右。

本區段之主要地質構造為層面、節理及剪裂帶，其特性分述如下：



8-3-50

1.層面：本區段層面位態約為走向北偏東58至80度，向南傾斜41至47度，與開挖坡面成逆向，層面緊密，偶夾薄層頁岩時，膠結較差，為主要弱面。

2.節理：本區段節理延伸範圍大，依等面積投影分析（參見圖十、十一），其位態可分為J1、J2、J3三組：

J1組：節理之平均位態為走向偏東31度，向北傾斜42度，延伸長度為5 至25公尺，節理開口0.2 至 2.5公分，大多具有微量鐵染及細碎角礫，風化寬度約3 公分。此組節理可能為河流下切時所造成的解壓節理。

J2組：節理之平均位態為走向北偏西41度，向北傾斜54度，延伸長度為5 至15公尺，節理開口0.1 至2公分，大多具有鐵染，但無填充物，風化寬度約2 公分。

J3組：節理之平均位態為走向北偏西69度，向南傾斜82度，延伸長度5 至30公尺，節理開口0.5 至2 公分，大多未夾鐵染，偶填充細碎角礫，風化寬度2 至3 公分。此組節理為剪力造成之傾向節理，且似為J2組節理之共軛(Conjugate) 節理。

3.剪裂帶：本區主要之剪裂大致呈兩組位態。一組為層面節理所造成，主要發育在潔淨砂岩之夾泥層或砂頁岩互層中之頁岩，其位態與層面相近，延伸亦較長。另一組剪裂帶主要發生在中心線至右側20公尺處，位態為走向北偏西50至70度，向南傾斜60至80度，為上述J3組節理所造成，其寬度一般約3 至6 公分，並有局部滲水現象，延伸可達20公尺。

4.3.2 陡坡段左岸

陡坡段左岸，檢視範圍為Sta.0K+280至Sta.0k+450，

距中心線左側40至160 公尺之區間（地質圖參見圖三及附冊-A）。

此區間地層之岩性可分類為泥質砂岩、潔淨砂岩、粉砂岩及前述岩層與薄頁岩之互層，其中泥質砂岩為厚度1.5 至4 公尺之塊狀岩體，顆粒細到中粒，色呈淡灰至灰黑，膠結較佳，岩材之單壓強度估判約25至30Mpa ，岩石品質指標(RQD) 約65% 至80% 之間。潔淨砂岩為厚度1 至3 公尺之塊狀岩體，棕灰色，中粒，部分受風化呈黃棕色，大多膠結差，岩材單壓強度估判約為15至25Mpa ，岩石品質指標(RQD) 約50% 至70% 之間，粉砂岩為厚度0.5 至3 公尺之塊狀岩體，色呈灰黑，中等強度，岩材之單壓強度估判約為20至30Mpa ，岩石品質指標(RQD) 約60% 至75% 之間，部分潔淨砂岩中含炭質，岩體較破碎。

本區之主要地質構造為層面、節理及剪裂帶，其特性分述如下：

1.層面：本區層面位態約為走向北偏東55至65度，向南傾斜45至55度，層面緊密，少部份夾有3 至5 公分之黏土及炭質有機物，互層部分大多夾緻密之粉砂岩。

2.節理：本區節理在靠下游處較發達，依等面積投影分析（參見圖十二、十三）其位態可分為三組。

J1組：節理之平均位態為走向北偏西54度，向北傾斜60度，延伸長度約7 至10公尺，節理開口約為0.1至0.3 公分，大多具鐵染，呈中度風化狀態。

J2組：節理之位態為由走向北偏東34度，向北傾斜48度轉折至下游走向北偏東65度，向北傾斜55度，與景山溪之河道中心線略呈平行，係為河谷解壓所致。

J3組：節理之平均位態為走向北偏西59度，向南傾斜67度。本組節理之延伸長度為5 至12公尺，節理開口約2 至5 毫米，大多無填充物，偶夾泥，少數



2-3-52

有鐵染。

3.剪裂帶：本區所發現之主要剪裂有五道，延伸長度約20至40公尺，裂口寬度為5至10公分，內含黏土及破碎岩塊，並造成岩層之錯動，錯距約0.5至0.8公尺。

## 4.4 投池段

### 4.4.1 投池段右岸

本區檢視範圍為Sta.0K+480至Sta.0K+690之中心線右側20公尺至200公尺處。（地質圖參見圖三及附冊-A）。

此區間地層之岩性以泥質砂岩、潔淨砂岩及上述二岩性夾薄層頁岩之互層，依其顆粒大小及膠結程度之優劣，可區分為下述六類：

1.細粒泥質砂岩：灰色、細粒、膠結良好，岩材之單壓強度估判約20至25Mpa左右，岩石品質指標(RQD)為75%至85%之間，節理少，其延伸長度低於5公尺，大多緊密，無鐵染現象。

2.塊狀泥質砂岩：灰色、細至中粒、顆粒較前者略粗，呈塊狀，厚度約2至3公尺，膠結尚可，岩材之單壓強度估判約20Mpa左右，岩石品質指標(RQD)為70%至80%之間，節理少，延伸長度約5至8公尺，偶有開口約1至3毫米，內含粉砂或黏土，無鐵染現象。

3.含少許潔淨砂岩之泥質砂岩：灰色、細到中粒、呈塊狀，厚度約5至7公尺，膠結略差，岩材之單壓強度估判約10至15Mpa左右，岩石品質指標(RQD)為65%至75%之間，節理較發達，延伸長度約4至7公尺，部分有開口約2至5毫米，內含粉砂及黏土，偶有鐵染，風化寬度約3公分。

4.潔淨砂岩：新鮮時呈淡灰至青灰色、中至高度風化時呈

黃棕色、局部含有鐵染時、呈黃褐色，厚度約3 至8 公尺，中粒塊狀，膠結較差，滲透率高易含水，岩材之單壓強度估判約10至15Mpa 左右，岩石品質指標(RQD) 為50％至70％之間。節理發達，間距約1.5 至2 公尺，延伸長度為5 至10公尺，部分節理裂隙有鐵染，含粉砂或黏土。

5.潔淨砂岩或泥質砂岩與頁岩之互層：互層中頁岩常以5至20公分之薄夾層交互出現呈細條紋狀，層厚約2 公尺，為塊狀至片狀，細到中粒，岩材之單壓強度估判約10至15Mpa 左右，岩石品質指標(RQD) 為30％至50％之間。

6.粉砂岩：灰黑色、細粒，厚約60公分，非常破碎，遇水軟化，於七十九年六、七月間，本工址Sta.0k+520至0k+530，高程250 至256 公尺處產生下滑及Sta.0k+560至Sta.0K+590，高程245 公尺處沿層面產生開裂及滲水現象。

本區主要之地質構造為層面、節理及剪裂帶，其特性分述如下：

1.層面：本區段由高程290 公尺至240 公尺間層面位態約由走向N52° E至N60° W向南傾斜27至56度，整個層面位態經投影圖分析研判後（圖十四）本區岩層形成一小背斜褶皺構造，褶皺軸位態為方向角203 度，傾沒角約35°，即褶皺約向南偏西23度傾沒。自高程240 公尺以下，層面位態約由走向北偏東70度至北偏西80度，向南傾斜40至60度。

2.節理：區段Sta.0K+480至0K+690、中心線右側20至100公尺處節理較不發達，依等面積投影分析（十五、十六）其位態可分為J1、J2二組。

J1組：節理之平均位態為走向北偏西44度，向南傾斜64度，延伸長度5 至 8公尺，節理大多緊密，少數



2-3-54

開口約1 至3 毫米，夾粉砂或黏土，無鐵染。

J2組：節理之平均位態為走向北偏西67度，向北傾斜63度，延伸長度7 至10公尺，節理開口約2 至5 毫米，微粗糙，夾粉砂或薄層黏土，為本區之主要節理。

區段Sta.0K+500至0K+640公尺之中心線右側100 公尺至200 公尺間節理分佈範圍大，依等面積投影分析（圖十七、十八其位態可分為J3、J4二組。

J3組：節理之平均位態為走向北偏西73度，向北傾斜69度，延伸長度8 至20公尺，節理開口約0.2 至10公分，大多夾有微量鐵染及細碎風化角礫，風化寬度約5 公分，為本區之主要節理。

J4組：節理之平均位態為走向北偏西68度，向南傾斜84度，延伸長度5 至15公尺，節理開口0.1 至2 公分，偶有鐵染，一般無填充物，風化寬度約為3公分。

3.剪裂帶：本區有多道剪裂出現，位態與節理J1相同。剪裂寬度由5 公分到30公分不等，延伸長度為20至40公尺間，最長者可達80公尺，均含破碎岩塊及剪裂泥，且剪動位置常有滲水現象，易與層面相交造成岩楔滑動。

4.4.2 投池段底版

本區檢視範圍為Sta.0k+420至0K+570之中心線左側20至右側20公尺（地質圖參見圖三及附冊-A）。

此區間地層之岩性可分類為泥質砂岩及潔淨砂岩與泥質粉砂岩之互層兩類。

泥質砂岩為厚1 至2 公尺之塊狀岩體，顆粒細至中粒新鮮且色呈灰至灰黑，膠結尚可，單壓強度約20至30Mpa，岩石品質指標(RQD) 約80% 至85% 。潔淨砂岩與粉砂岩



2-3-55

互層之特性完全居於潔淨砂岩，顆粒為中粒，色呈灰黑膠結程度極低，略含水即消散成獨立顆粒，個別岩層厚度約每2 公尺潔淨砂岩即夾厚度約0.5 至1.5 公尺泥質砂岩或0.05至0.2 公尺之泥質粉砂岩。

本區之主要地質構造為層面、節理及剪裂帶，其特性分述如下：

1.層面：本區層面位態約為走向北偏東55至75度，向南傾斜40至60度。層面間偶夾有0.5 至1.5 公分之泥縫，為截水槽及排水廊道邊緣發生岩體滑落之主因。

2.節理：依等面積投影分析（參見圖十九、二十），其位態可分為二組。

J1組：節理之平均位態為走向北偏東38度，向北傾斜41度，延伸長度為10至25公尺，節理面間裂隙寬度約3 毫米，裂面微粗糙與坡面之走向呈40度斜交，形成倒插坡。

J2組：節理之平均位態為走向北偏西61度，向北傾斜61度，延伸長度為10至30公尺，節理裂隙寬度約2至3 毫米，大多含黏土質填充物，風化寬度約3至5 公分。

3.剪裂帶：本區有多道剪裂帶出現，其位態約為北偏西50至70度，向北傾斜約65至80度。延伸長度約30至50公尺，皆含有3 至5 公分的剪裂泥及破碎岩塊，其中最寬的一道約為30至50公分，錯動距離約0.5 至1.5 公尺。



2-3-56

# 第五章　溢洪道地質綜合研判

## 5.1 進口段

本區段為一古河道所穿越，此河道位於溢洪道左岸之河床底部，高程為295.7 公尺，右岸河床底部高程為295.5 公尺，另於南側取出水口進水塔控制房之河床高度則為297 公尺，研判其流向係由南向北。

進口段鋸齒堰左端齒附近，岩層皆為新鮮、膠結良好之灰黑色粉砂岩、節理不發達，呈塊狀，層面不明顯，右端齒附近岩層為中度風化且膠結甚差並呈黃棕色之潔淨砂岩，與新鮮至輕微風化之塊狀泥質砂岩，其色呈灰黑，膠結尚可。

## 5.2 緩坡段

區內局部邊坡及底版細部開挖較多，如基礎溝，橋墩、排水廊道及橫向截水槽等，由於本區層面間頗多夾寬2 至 5公分之泥縫，節理亦切割岩體，因此極易造成局部性層面滑動及岩楔滑動破壞，如圖二十一、二十二、二十三所示皆為開挖後，易產生之局部性破壞。區內各處破壞原因研判如下：

1.Sta.0k+055至Sta.0k+065，中心線左岸44至52公尺，曾因豪雨大量沖刷，產生一10×10公尺之淘空，研判其成因係該處通過進口段之古河道河床，底部為礫石，上部為一厚約1 公尺潔淨砂層及3 公尺厚左右之砂質黏土夾腐植土層，雨水自地表滲入，並由此兩層分別湧出時即一併帶走該兩層地質材料而產生淘空。

2.本區段內左岸岩坡有多道泥縫夾於層面間，且由Sta.0k+90及Sta.0k+115及Sta.0k+150，中心線左側35至40公尺間之二



9-3-57

道層縫及剪裂帶，其位態與層面一致，研判泥縫係沿層面受應力發生剪動而形成，由於其位態與坡面關係為逆向且傾角約為40度左右向南，不致產生翻倒或滑動破壞。

3.本區段Sta.0k+120至Sta.0k+170之中心線右側40至50公尺間多道剪裂，位態約為走向北偏東85度至北偏西75度，向南高角度傾斜62至80度，其與層面位態有構成岩楔之條件，但因係採1V/1.6H 比例開挖，不致造成弱面露光，因此無滑動之虞。

4.本區段內Sta.0k+125至Sta.0k+130中心線右側65至69公尺處，因其層面位態為走向北偏東42度，向南傾斜49度，節理位態為走向北偏西70度，向南傾斜80度，坡面位態為走向北偏東70度，向南傾斜34度，排水溝則為走向北偏東70度，向南傾斜60度，由不連續面投影分析（見圖二十四）顯示其有潛在滑動之趨勢，而排水溝開挖後，底部弱面交線露光，加上雨水滲入層面，使頁岩軟化，抗剪強度降低，故曾產生楔形滑動破壞。

5.在Sta.0k+150至0k+180間之兩層縫，其位態為北偏東48度向南傾斜40度，裂口約為1 至3 公分，內含黏土及破碎岩塊，因底版為一極平緩之坡面，故此兩層縫，並不會造成任何滑動。

6.在Sta.0k+220距中心線左右各10公尺處，各有二條剪裂帶間距約1 公尺，延伸長度約5 至6 公尺，夾5 至10公分厚之剪裂泥及破碎岩塊，此破碎岩塊非常鬆動，易滑落至橫向截水槽中。

7.在Sta.0k+225至0k+270間，因節理與層面交錯而形成岩楔，這類弱面於中央排水廊道開挖後，常形成局部性滑動。

8.在Sta.0k+240至Sta.0k+270之中心線左側L30m起至L60m間，開挖邊緣為紅土礫石，且位於中心線左側40公尺處有一砂質黏土及腐植土層，遇雨即產生大量流失，Sta.0k+238至Sta.0k+241之L36m至L41m與Sta.0k +249之L37m至L42m兩處皆產



2.3-58

生局部淘空現象，其破壞示意如圖二十五所示。

## 5.3 陡坡段

### 5.3.1 陡坡段底版

本區層面及各組節理位態與開挖坡面斜交，因此並無大規模層面滑動或楔形破壞之情形發生。局部之岩楔掉落，主要發生在中央排水廊道側壁，及各階平台上方較陡之開挖面，其成因為層面節理受J1(N31E/42N)及J2(N40W/56N)兩組節理切割所造成（如圖二十六），因J1、J2節理組之間距較密（約20公分），故此類岩楔體積不大，對其處理宜先將滑動部份加以清除，凹陷部分再以混凝土鑲補。

### 5.3.2 陡坡段左岸

本區之層面位態約為走向北偏東55至65度，向南傾斜45至55度，岩性為潔淨砂岩與泥質砂岩之交互出現，其中潔淨砂岩，顆粒較粗，膠結較差，透水性較佳，而成為含水層。並在Sta.0k+330，L120處及Sta. 0k+400，L130 處有少量滲水現象。

本區之節理，依等面積投影分析（參見圖十二、十三），可分為五組：

J1組：節理之平均位態為走向N24° E，傾向68° N ，研判為舊崩塌地之解壓節理。

J2組：節理之平均位態為走向N56° E，傾向55° S ，研判為層面節理。

J3組：節理之平均位態為由走向N32° E，傾向45° N ，轉折至下游走向N65° E，傾向55° N ，與景山溪河道中心線略為平行，研判係河谷之解壓所致。



2-3-59

J4、J5組：J4組節理之平均位態為走向N66° W，傾向34° S，J5組節理之平均位態為走向N60° W，傾向34° S。

本區內之剪裂帶延伸長度約20至40公尺，裂面寬度約10至20公分，內含破碎岩塊及黏土，錯距約50至80公分與潔淨砂岩層同為主要含水層。

根據本公司79年11月9日之建議，分別於高程300至330公尺間打設15公尺長之水平排水孔計49孔，其中多孔已有效排出地下水（打設之位置參考附冊-A）。

## 5.4 投池段

### 5.4.1 投池段右岸

投池段自Sta.0k+480至Sta.0k+690，中心線右側20至100公尺處，主要岩性為泥質砂岩，依其顆粒大小及膠結程度，可大致區分為細粒泥質砂岩、塊狀泥質砂岩及含少許潔淨砂岩之泥質砂岩。在泥質砂岩中夾一薄層的潔淨砂岩，厚度約為2公尺，此潔淨砂岩中又夾3至5公分厚之黏土，該黏土層遇水易軟化，而造成局部岩層之滑動現象，此層為本區域之軟弱帶。

本區域之內部岩層為潔淨砂岩，其顆粒較大、膠結較差、透水性佳，而外部卻為較不透水之泥質砂岩所覆蓋，故內部之潔淨砂岩易飽含地下水，而產生較大之水壓，由現場所打設之排水孔，水流不斷，即可證實。

投池段自Sta.0k+500至0k+640，中心線右側100至200公尺區間，主要地質材料為潔淨砂岩、泥質砂岩及中至高度風化土層，本區的岩層層序由底部向上依次為潔淨砂岩、泥質砂岩、潔淨砂岩、薄層粉砂岩、潔淨砂岩、泥質砂岩。



2-3-60

本區岩層為一向西南方向傾沒之背斜褶皺，此岩層常與開挖面（北偏東72度，向南傾斜38度）形成順向坡滑動應打設岩栓予以穩固，尤以高程250 至260 及260 至270 公尺兩處，更為必要。由於本區岩層成一向西南方向傾沒之小背斜構造，因此相同的岩性在上下游邊坡兩側出現，開挖後亦呈現圈合構造現象，除約30cm厚之粉砂岩薄層呈局部下滑外，餘皆呈安定狀態。

另外由於本區之主要地質材料，潔淨砂岩與泥質砂岩及粉砂岩之透水性差異極大，故在潔淨砂岩中易形成地下水棲息，而在潔淨砂岩上部之薄層粉砂岩，則因地下水壓之上頂力及浸水軟化，形成一極軟弱岩層，目前此軟弱岩層，部分已挖除，並在每一平台上打設水平排水孔，將潔淨砂岩中的地下水排出，由於現場之排水效果良好，整體上已呈安定狀態。

5.4.2 投池段底版

本區段主要的岩性為泥質砂岩及潔淨砂岩與泥質粉砂岩互層兩類，泥質砂岩，膠結尚可，單壓強度約20至30 Mpa ，岩石品質指標(RQD) 約80％至85％，潔淨砂岩與泥質粉砂岩之互層，膠結程度極低，開挖過程中極易造成超挖現象，同時開挖完成後，因下雨泡水消散而必需挖除亦造成超挖。

本區段內層面位態約為走向北偏東55至75度，向南傾斜40至60度間，層面間偶夾0.5 至1.5 公分之泥縫，為截水槽及排水廊道邊緣發生岩體滑落之主要原因。

區段內之節理，可分為J1、J2、J3三組，延伸長度約為8 至25公尺，節理裂隙寬度約2 至3mm ，內含黏土質填充物。

由前述幾組節理切割岩體而造成截水槽與排水廊道內之岩楔滑落。（參見圖二十一、二十二）

# 第六章　工程地質

## 6.1 地層及特性

鯉魚潭水庫溢洪道之地層為上部中新世桂竹林層之魚藤坪砂岩，係由潔淨砂岩、泥質砂岩及薄層頁岩或粉砂岩所組成，覆蓋層則為紅土礫石及河道堆積物構成。

茲將各岩層之分佈情形及特性敘述如下：

1.覆蓋層

主要分佈於進口段至陡坡段起點間之開挖邊緣上部，係由紅土礫石及河道堆積物組成，每逢豪雨易沖刷流失，目前大多已做好排水措施及植生可降低豪雨之沖刷。

2.泥質砂岩

為厚度1 至2.5 公尺之塊狀岩體，顆粒細粒至中等，色呈淡灰至灰黑，岩材之單壓強度估判約20至30Mpa 左右，其主要分佈位置有四處：

(1) Sta.0k+70 公尺之前

此處之泥質砂岩岩層中偶夾有薄層之潔淨砂岩，強度較弱，節理分佈較少。

(2) Sta.0k+220 至0K+340 公尺間

此處之泥質砂岩岩層中夾有3 至5 公分之頁岩薄層，因頁岩遇水易軟化，故形成多道層縫，內含頁岩風化後之殘留黏土，此弱面與節理交錯，易產生岩楔破壞。

(3) 投池右岸高程195 到245 公尺間

此間之泥質砂岩於高程220 公尺以下，內含有潔淨砂岩，節理較密集，間距約2 至3 公尺。於高程220 公尺以上則為塊狀且緻密之泥質砂岩，單壓強度約30Mpa，然而此區之層面位態為北偏東68度，向南傾斜42度，



2-3-62

與邊坡位態北偏東70度，向南傾斜34度，極為接近，再加上節理之交錯切割，易產生平面滑動破壞。

(4) 投池右岸高程250 公尺以上部分

本處之泥質砂岩，已較接近地表面，局部呈微風化狀態，節理亦頗發達間距約2 至3 公尺，且多道剪裂穿越本區，岩體較為破碎。

3.潔淨砂岩

為厚度1 至3 公尺之塊狀岩體，顆粒中等，色呈灰黑，岩材之單壓強度估判約15至25Mpa ，部份受風化呈黃棕色，大多膠結差，略含水即消散成獨立顆粒。

(1) Sta.0k+70 至0k+220公尺區間

此區之潔淨砂岩內夾薄層頁岩，節理分佈稀疏，間距約5 至6 公尺。

(2) 投池右岸高程250 至260 公尺間

此區之潔淨砂岩中內夾一約60公分厚之粉砂岩，遇水極易軟化，而成為潛在的滑動弱面，設計單位已於此區設置岩栓及排水孔加以保護，以提高邊坡之穩定性。

4.互　層

為泥質砂岩、潔淨砂岩及薄層頁岩交互形成，其中頁岩部分遇水易軟化而成黏土狀為一主要弱面，且本區節理發達，其中一組位態為北偏東34度至65度向北傾斜48度，係為河谷解壓所致，此組節理與層面交錯易形成岩塊滑落。

## 6.2 地質構造

溢洪道之主要地質構造為層面、節理及剪裂帶，此三者為主要之不連續面，溢洪道內尚有多處滲水，茲將此不連續面之特性及滲水位置分述如下：

1.層　面

整個溢洪道岩層之層面位態走向從北偏東36度至65度之



2-3-65

間，向南傾斜由38度至50度不等，整體而言，仍相當一致。

溢洪道較靠上游處層面走向為北偏東36至47度間，漸漸轉變為北偏東50至65度，而傾角則變化較小。然而於投池右岸，層面位態從N52° E至N60° W向南傾斜27至56度，整個層面位態經投影圖分析研判，得知本區岩層形成一小背斜褶皺構造。

2.節　理

本區節理主要可分為三組，茲分述如下：

J1組：位態由北偏西34至81度，向南傾斜由30至80度，延伸長度約從5 至30公尺間不等。部分為開口節理裂面寬度為2 至5 毫米，偶夾泥或破碎岩塊。分佈於緩坡段全段，陡坡段Sta.0k+300之前，陡坡左岸高程320 公尺以上部分及投池右岸Sta.0K+530至　0K+570公尺，高程190 至220 公尺間。

J2組：位態由北偏西50至80度，向北傾斜由60至80度，延伸長度約從10至40公尺不等。部分開口約3 至5 毫米，偶夾泥或粉砂，部分含鐵染，風化寬度約5 至10公分，為地下水穿流所形成。分佈於緩坡段Sta.0K+250，右側30公尺處，陡坡左岸Sta.0K+400，高程290 公尺以上處及投池右段。

J3組：位態由北偏東38至55度，向北傾斜40至60度，延伸長度約從5 至20公尺不等。少數有開口，寬度為2 至4 毫米，偶夾泥或有鐵染現象，分佈極為疏散，數目亦不多。

3.剪裂帶：溢洪道開挖範圍內，約有十幾道之剪裂帶。

(A) 位態為走向北偏西82度，向南傾斜80度，僅發現一道位於緩坡段Sta.0K+100至0K+150公尺，右側30至50公尺處，長達約80公尺，裂面寬度約3 至5 公分，含斷層泥及破碎岩塊，錯距約為2.5 公尺。

(B) 除(A) 外，其餘剪裂帶之位態由走向北偏西40至70度，



2.3-64

向南傾斜由45至85度，延伸長度從20至100 公尺間，裂面寬度約3 至5 公分不等，內含黏土或粉砂及破碎岩塊，一般錯距從0.2 至1.3 公尺間。

4.滲水位置：本工址之開挖範圍內，有五處之主要滲水位置，分述如下：

1.鋸齒堰左端齒處：為覆蓋層與岩層之交界面，常年有微量滲水，流量約小於0.8l／mim。

2.緩坡段Sta.0K+250公尺，左側40公尺處：為一舊崩塌地，曾經被雨水大量沖刷，此區滲水量約為0.5l／min。

3.投池底版左側Sta.0K+400至0K+480公尺處：為一泥質砂岩夾頁岩之互層，滲水量約0.3l／min。

4.投池底版左側Sta.0K+530至0K+560公尺間，高程197 公尺處：為覆蓋土層及岩層之接觸面，滲水量約0.7l／min。

5.投池右岸Sta.0K+470公尺，高程217 公尺處：為一相當破碎之泥質砂岩，滲水量約0.4l／min。

## 6.3 崩塌地

### 6.3.1 投池右岸歷次崩塌分析

1.本區於七十八年十二月八日發生嚴重的崩塌，崩塌範圍由Sta.0k+540至Sta.0k+590，高程250 至270 公尺間，崩落岩方數量約6,000 立方公尺。崩塌地中間部分岩性主要為砂頁岩互層，因滑動而使岩體極為破碎。在Sta.0k+540，距中心線右側120 公尺處之崩塌地邊緣，可見一組滑痕，其位態為北偏西40度，向南傾斜56度，並與坡面夾角為20度向下，研判此區崩塌前已有向下右移之剪裂滑動。

2.依修正設計開挖後，於七十九年六月初，在Sta.0k+520至Sta.0k+530高程250 至256 公尺間之斜坡發生局部滑



2-3-65

動，研判成因係為潔淨砂岩中地下水，造成其上部一層厚約60公分之粉砂岩層，受地下水壓力上頂及岩層浸水軟化所致。

3.七十九年六月二十日在高程262 至279 公尺處，所發現的張裂隙及岩層滑動現象，係由於表層風化覆蓋土，因豪雨造成其下部一層厚約60公分之粉砂岩層，浸水軟化降低抗剪強度及受地下水壓力推擠，使此表層風化覆蓋土發生張裂隙及岩層滑動。

4.七十九年八月十九日，楊希颱風後，在Sta.0k+610至0k+630高程250 至263 公尺處，發生局部崩塌，其成因如圖二十七、二十八所示。

楊希颱風帶來連日豪雨，及本區域之地層因開挖已形成部分露光之情況，加上雨水滲透而造成大量水壓，致使Sta.0k+610至0k+630高程250 至263 公尺處部分岩層沿層面滑落。又因各平台上之排水溝被沖刷下之岩渣所覆蓋，失去排水功能，造成大量雨水直接由平台沖刷而下，形成多處岩層流失。其崩塌原因為：

(1) 由於雨水滲透，進入易透水之潔淨砂岩層，地下水壓之上揚力造成岩層沿層面下滑。

(2) 投池右岸兩側主要為高度風化覆蓋層，每遇豪雨即易滑落。

### 6.3.2 陡坡段左岸歷次崩塌分析

1.七十八年六月十日於Sta.0k+345至Sta.0k+355之中心線左側30至40公尺，高程276 公尺處發生岩楔滑動，由現場檢視可見兩組極為發達之節理，位態分別為走向北偏東40度，向北傾斜54度及走向北偏西55度，向北傾斜78度，均與陡坡段節理組之平均位態相近，由運動力學之穩定分析（參見圖二十九），及現場狀況研判此二組節



2-3-66

理在坡面上形成岩楔，當工程開挖至此處時，造成其交線露光而產生滑動。

2.七十八年八月初於Sta.0k+316至Sta.0k+321之中心線左側20公尺，高程264 公尺處亦發生一小規模，岩楔滑動，由現場檢視結果，其位態與前述岩楔滑落之位態一致，因此研判其發生岩楔滑動破壞之模式與前者相同。

3.七十八年十一月一日夜間，Sta.0k+401至Sta.0k+413中心線左側40至50公尺，高程約252 至272 公尺區間，發生岩楔滑動，崩落岩方數量約40至60立方公尺，並有大量湧水消退之痕跡，研判此破壞原因亦為前述兩組節理所形成之岩楔所造成，但突然湧現之地下水應為此次發生滑動之誘因。

4.七十八年十二月十八日，在Sta.0k+395至Sta.0k+420，L50 至L80m，高程230 至284 公尺區間，發生大規模的岩楔滑動，崩落土方數量約4,000 立方公尺。此次滑動構成之原因，一為於七十八年十二月十日其下方已有局部性岩楔掉落，造成底部淘空，二為連日降雨後，岩體之地下水壓力上升，且地質材料軟化後，使不連續面之抗剪力驟減，而形成大規模岩楔滑落（參見圖三十）。此岩楔滑動主要沿走向北偏東35 度，向北傾斜59度與走向北偏西5 度，向北傾斜80度之兩組節理交切成之楔形破壞面滑動而造成。

5.七十九年七月所發生之大規模崩塌範圍係位於里程0k+320 至0k+417，距中心左20至150 公尺，高程自260 至355 公尺之區間。下游面之邊緣與一發生時間不詳之舊崩塌邊緣相連，因此可視為該舊崩塌之延伸。檢視崩落前後之地形（參見第三期期報圖四）及地質狀況可發現此一崩塌與景山溪之河谷解壓節理之特性一致；景山溪地理位置於陡坡段邊緣右側發生轉折，該組解壓節理之走向亦隨之變化，略保持與河道中心線成平行，且傾角



2.3-67

由坡頂至坡底有逐漸趨緩的現象。而崩塌地之地形與此相符，因此研判此大規模崩塌係發達之河谷解壓節理弱面，因開挖擾動後破壞原有平衡，複經數次暴雨所帶之豐富雨水，促使地下水壓力不斷上升造成不連續弱面之抗剪強度驟減所形成。



2.3-68

# 第七章　結　　論

1.溢洪道工址出露岩層為煮藤坪砂岩上部之砂岩、砂頁岩互層及錦水頁岩下部之粉砂岩。砂岩及砂頁岩互層膠結尚可，其出露範圍涵蓋自投池段至進口段鋸齒堰中心線右側並延伸至大壩之全部填方位置。粉砂岩膠結良好，強度亦佳，出露於鋸齒堰左端齒向進口邊緣延伸，並發展至其下邊坡達河床位置，此粉砂岩除易因風化剝離，需於開挖後立即以噴凝土保護外，對溢洪道進口段下邊坡之穩定頗為有利。

2.出露於投池段底版並略平行中心線之泥質砂岩夾潔淨砂岩互層，岩性軟弱，易遇水產生消散且本區有多道剪裂通過，層面亦夾有多道泥縫，於開挖過程中，復因多次暴雨來襲，積水不退，因此呈現條狀超挖現象，並於排水廊道及橫向截水槽邊緣發生多處小岩楔及平面滑動破壞，經挖除後，對投池基礎及結構物並無不良影響。

3.工址內之岩層於左岸部份為逆向坡，因此對左岸之開挖有利，然而陡坡段左岸則因發達之河谷解壓節理造成順向坡，於開挖過程中形成多處弱面露光而發生多次崩塌。經修正設計並完成之坡面地質狀況顯示，高程270 公尺以上之解壓節理已因修挖而少有發現，但高程270 公尺以下仍有多處弱面露光，工程處已針對此現象於高程230 至260 公尺間另加岩錨與格梁或獨立式混凝土錨座，並搭配岩栓予以保護，除右岸下邊坡局部增設岩錨部份外，其餘於左岸坡面上弱面露光處已全部施工中，施工完畢後，應可達穩定之效果。

4.工址內之節理以北偏西60至70度間，高角度向南或北傾斜位態之節理組最為發達，並可見多道剪裂與之並行，多出現於底版與右岸部份；影響左岸岩坡穩定之節理，除陡坡段之間河谷解壓節理外，另有一組北偏東35至55度，向北傾斜40度之節理零星散佈於



2-3-69

緩坡段左岸區域形成順向坡，此組節理之影響範圍不大，經打設岩栓後，已達穩定。

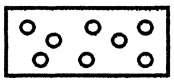
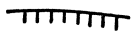
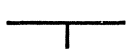
5.溢洪道右岸岩坡為一順向坡，其中投池右岸之小背斜構造軸部可能受構造運動影響，層位變化較劇烈，並有一粉砂岩層沿層面發生原生擾動，膠結較差，且上方有一發達之剪裂斜切，經地表水滲入達粉砂岩層後滯留並軟化該岩層，造成該處岩體下滑，經修正設計後，已挖除該層露光部份，並發現於修正開挖面上粉砂岩層已插入岩坡，靠上游面則有尖滅現象，因此，本岩坡已處於穩定狀態；另於3號道路旁局部岩體滑落則為排水溝挖除基腳，並受前述之同組剪裂截斷其上部，岩體迭順層面滑入溝內，已滑動之部份予以挖除，再施以回填保護即可達穩定，此工作將於八十一年六月前完成。

6.溢洪道本體上方於進口段與緩坡段分別有古河道通過，進口段之古河道河床沉積有潔淨砂層及砂質黏土夾腐植土，開挖後滲水不斷，並因局部淘空而崩塌，同時其延伸範圍及於鋸齒堰之左右兩端齒，因而工程處將此處重新修正設計。緩坡段之古河道底部以礫石為主，上部則為泥質砂層，開挖後滲水不斷，其上方地層遇豪雨加速沖刷後除造成流失外，無嚴重不良影響。

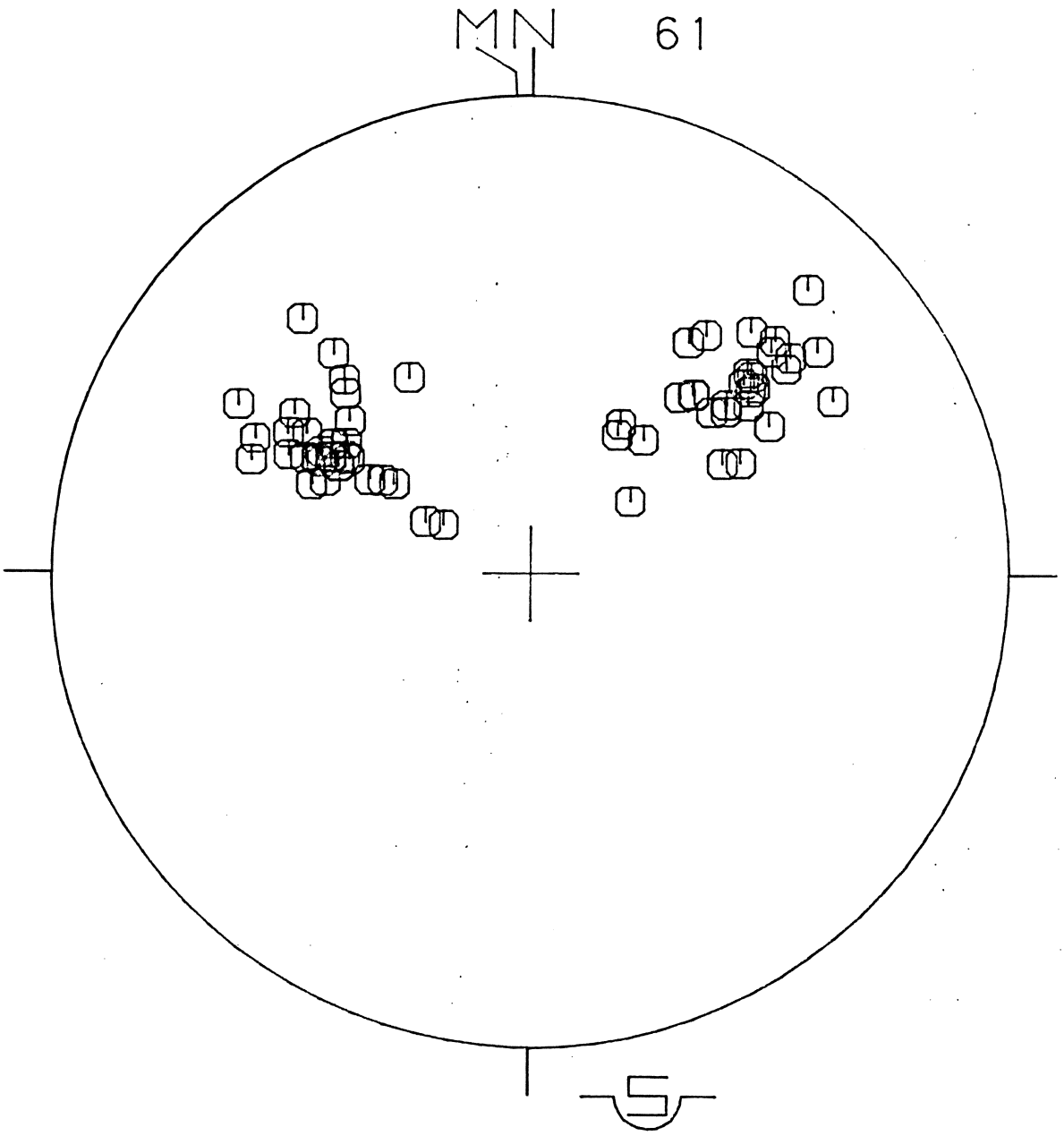


D-3-70

# 圖例 LEGEND

| | | |
|---|---|---|
|  | 台地堆積 | TERRACE DEPOSITS |
| M.S | 泥質砂岩 | MUDDY SANDSTONE |
| C.S | 潔淨砂岩 | CLEAN SANDSTONE |
| M.S/SH | 泥質砂岩偶夾頁岩 | MUDDY SANDSTONE/SHALE |
| C.S/SH | 潔淨砂岩偶夾頁岩 | CLEAN SANDSTONE/SHALE |
| AL. | 砂頁岩互層 | ALTERNATION OF SANDSTONE/SH. |
| ST. | 粉砂岩 | SILTSTONE |
| SH. | 頁　岩 | SHALE |
|  | 崩塌或流失 | FAILURE OR RUN OFF |
|  | 間　距 | SPACING |
|  | 滲　水 | SEEPAGE |
|  | 開挖線 | EXCAVATION LINE |
|  | 風化岩盤線 | WEATHERED ROCK BOUNDARY |
|  | 岩層界線 | ROCK UNIT BOUNDARY |
|  | 節　理 | JOINT |
|  | 剪裂帶 | SHEAR ZONE |
|  | 層面位態 | ATTITUDE OF BEDDING |
|  | 節理位態 | ATTITUDE OF JOINT |
|  | 層　縫 | BEDDING SEAM |
|  | 道　路 | ROAD |

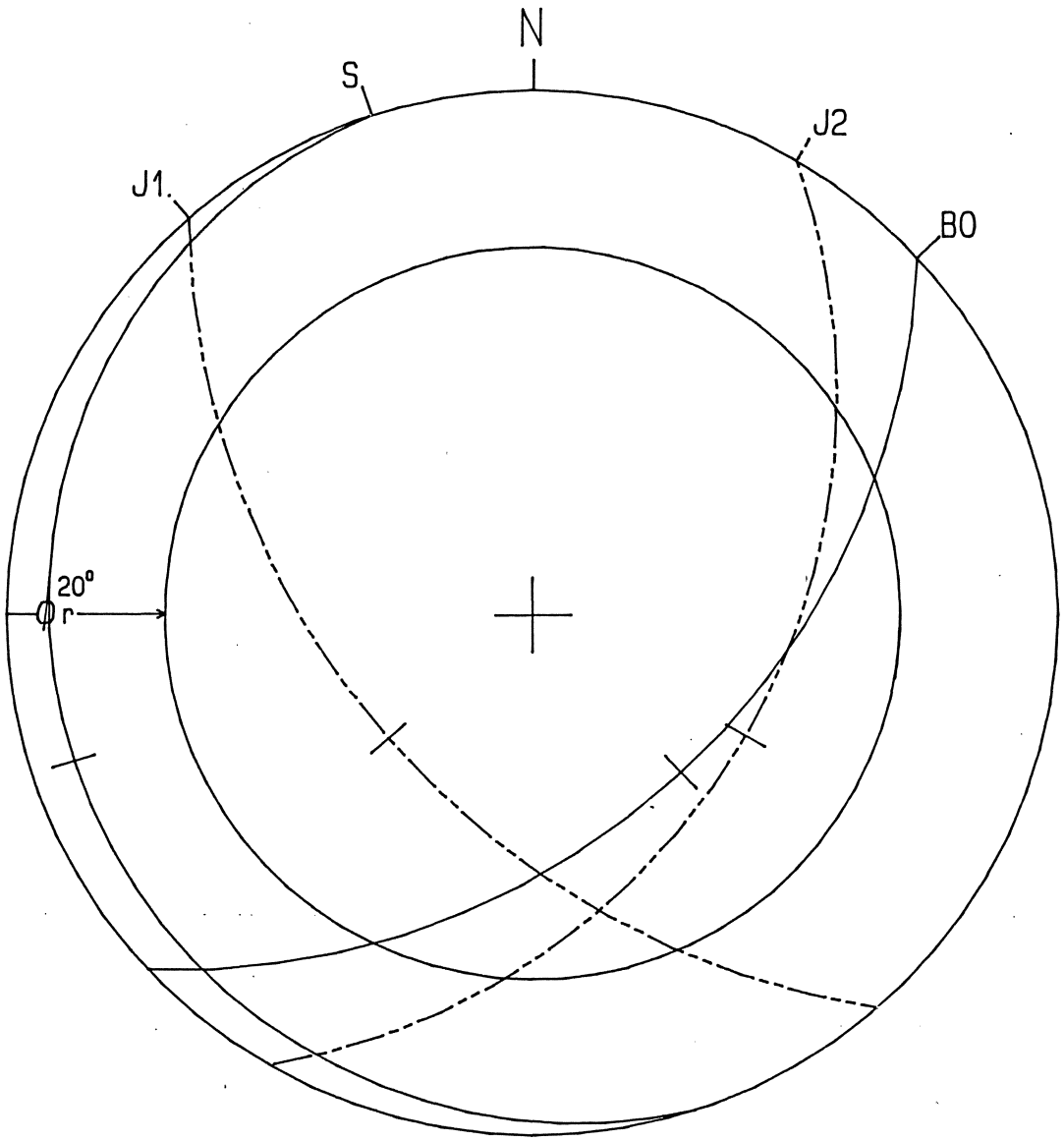
2-3-71




圖四 進口段節理極點投影圖



2·3-72




BO : Bedding (N47E45S)
S : Slope (N18W5S)
J1 : Joint 1 (N41W50S)
J2 : Joint 2 (N30E40S)

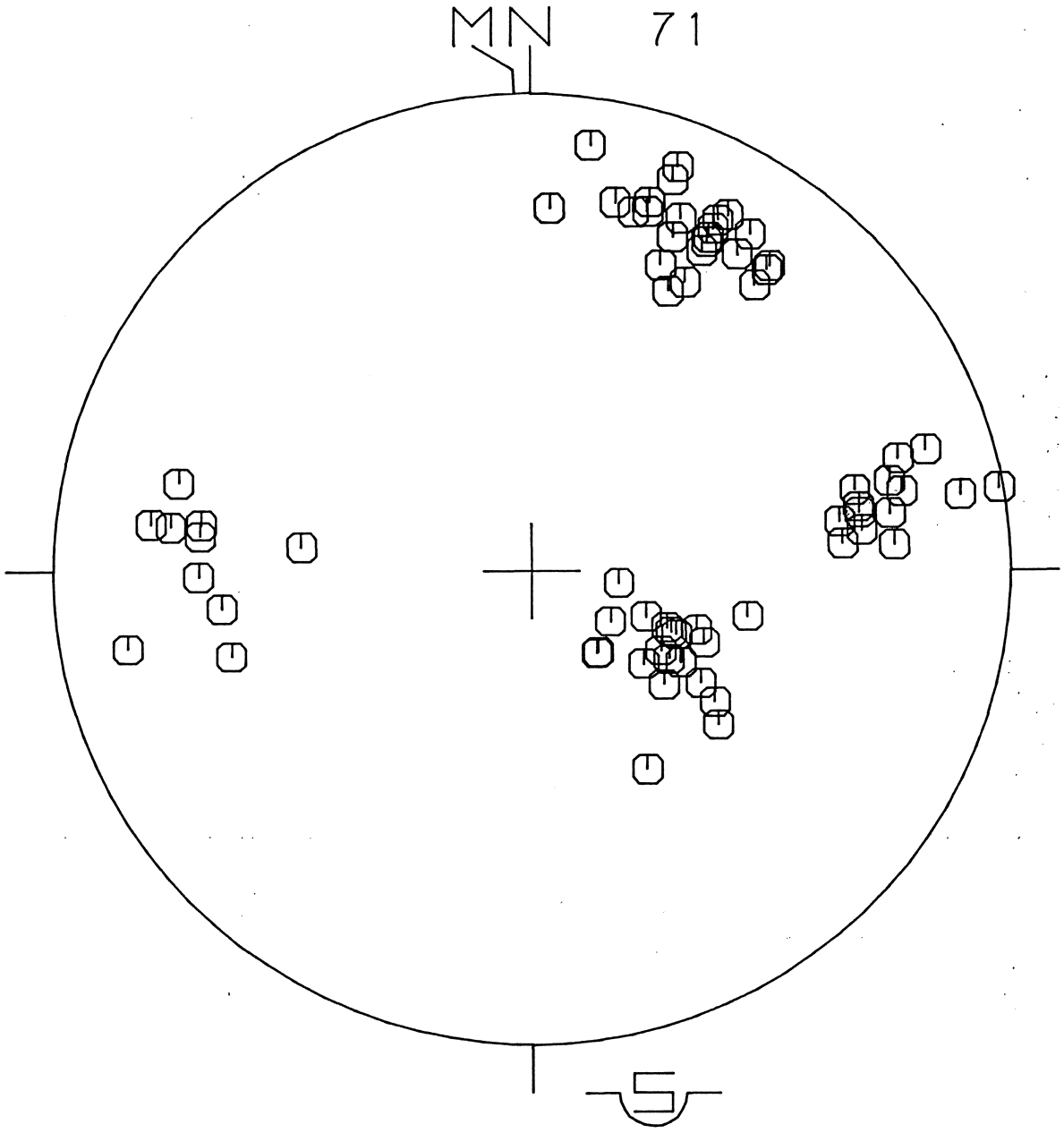
圖五進口段穩定分析圖

註：坡面平緩，未與摩擦角形成摩擦錐，坡面呈穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UNITED GEOTECH, INC.



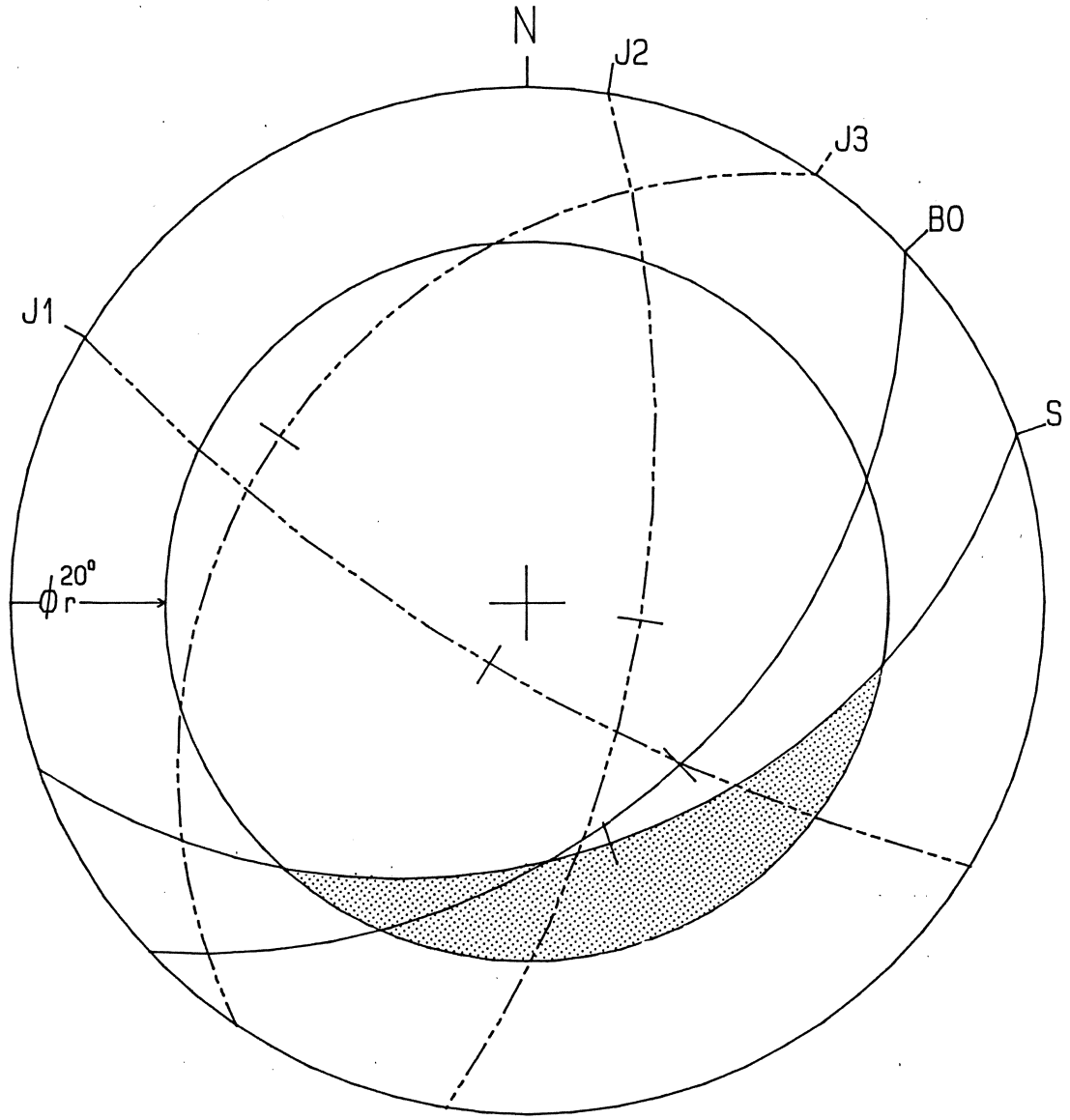
2-3-73




圖六　緩坡段右岸節理極點投影圖



2.3-74




BO : Bedding (N47E43S)
S : Slope (N71E37S)
J1 : Joint 1 (N59W74S)
J2 : Joint 2 (N9E65S)
J3 : Joint 3 (N34E30N)

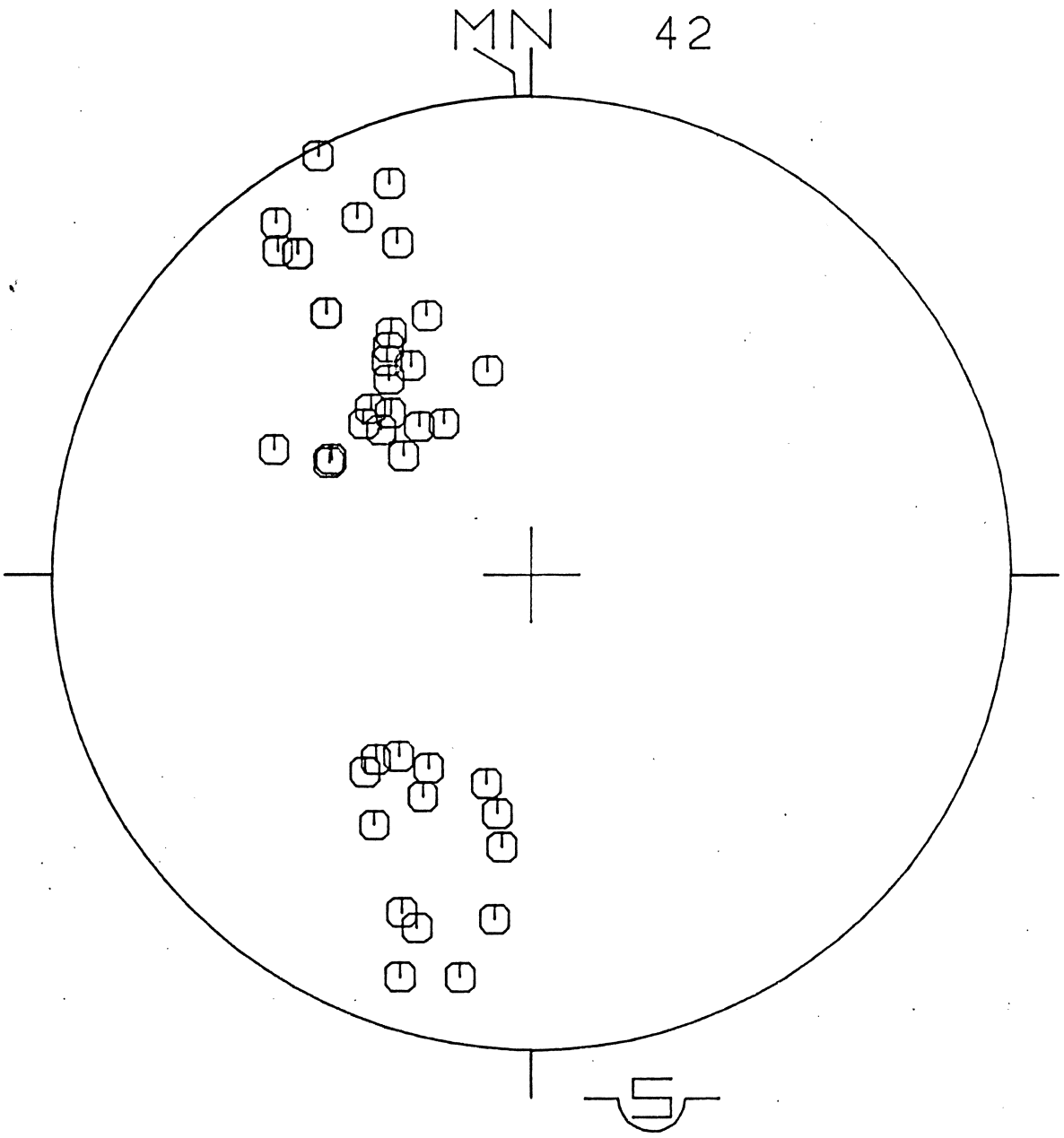
圖七 緩坡段右岸穩定分析圖

註：弱面未落入摩擦錐中，坡面呈穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.



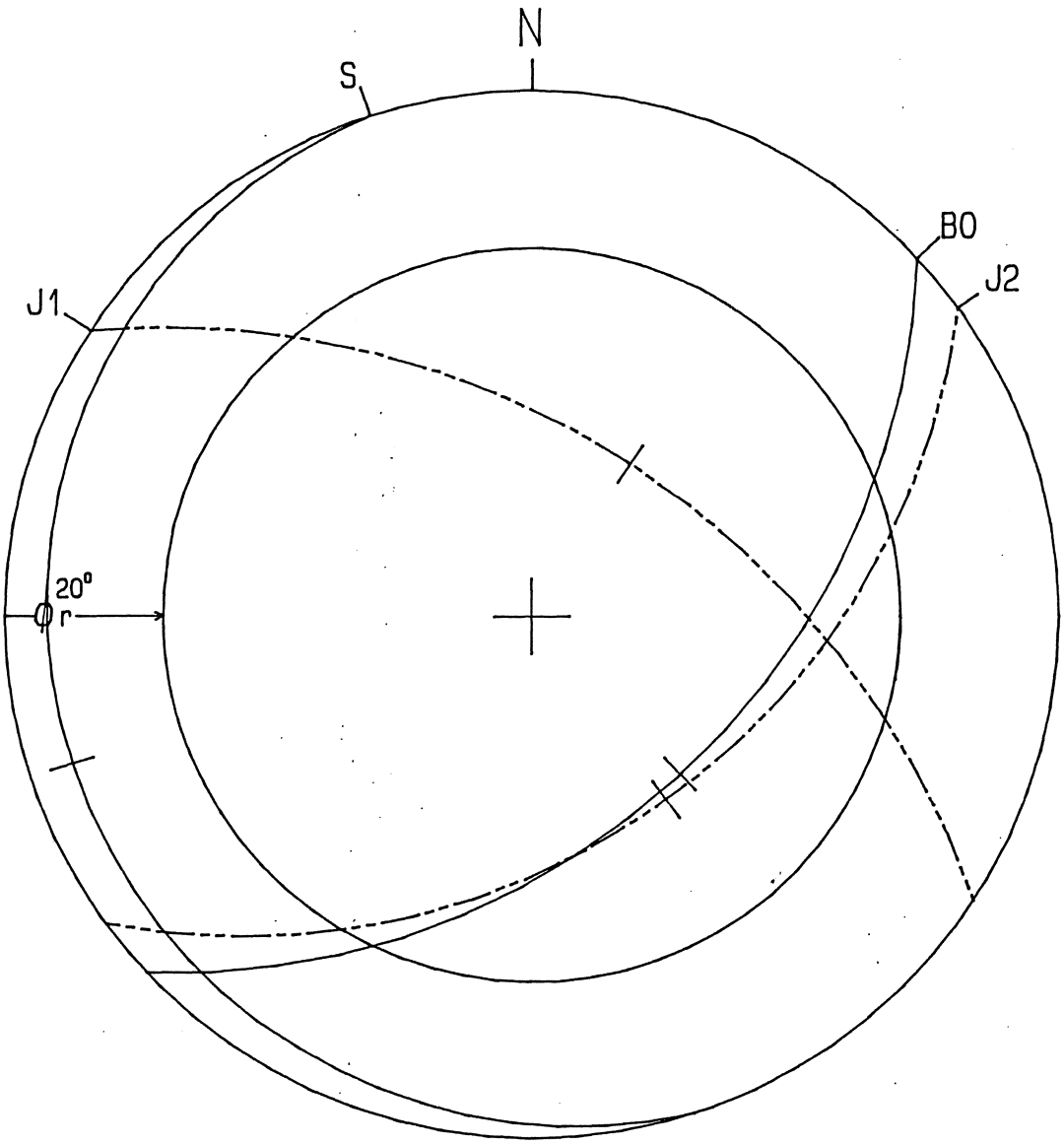
2.3-75




圖八 緩坡段底版節理極點投影圖



2-3-76



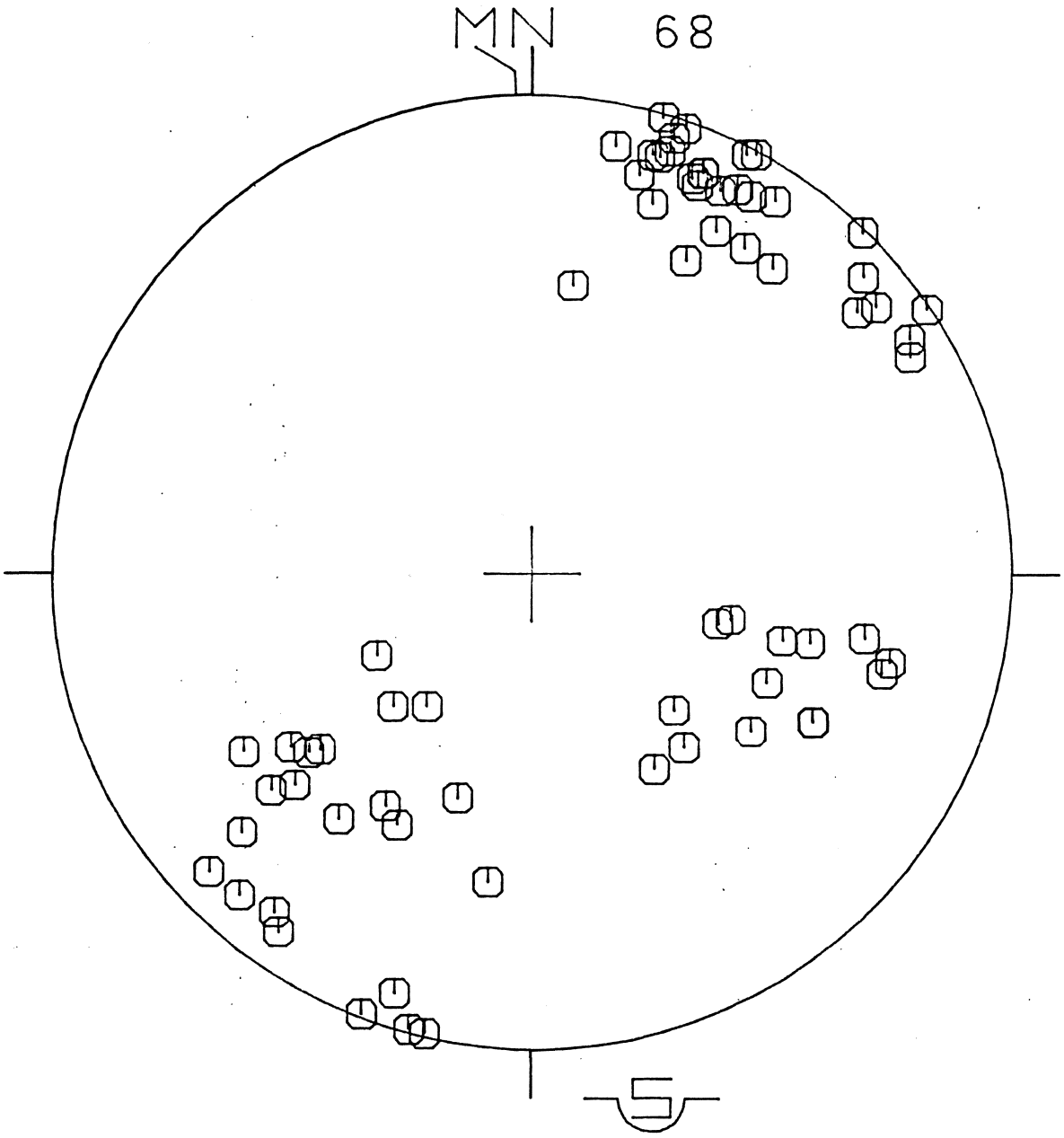

BO : Bedding (N47E45S)
S : Slope (N18W5S)
J1 : Joint 1 (N57W52N)
J2 : Joint 2 (N54E43S)

圖九 緩坡段底版穩定分析圖

註：坡面平緩，未與摩擦角形成摩擦錐，坡面呈穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.

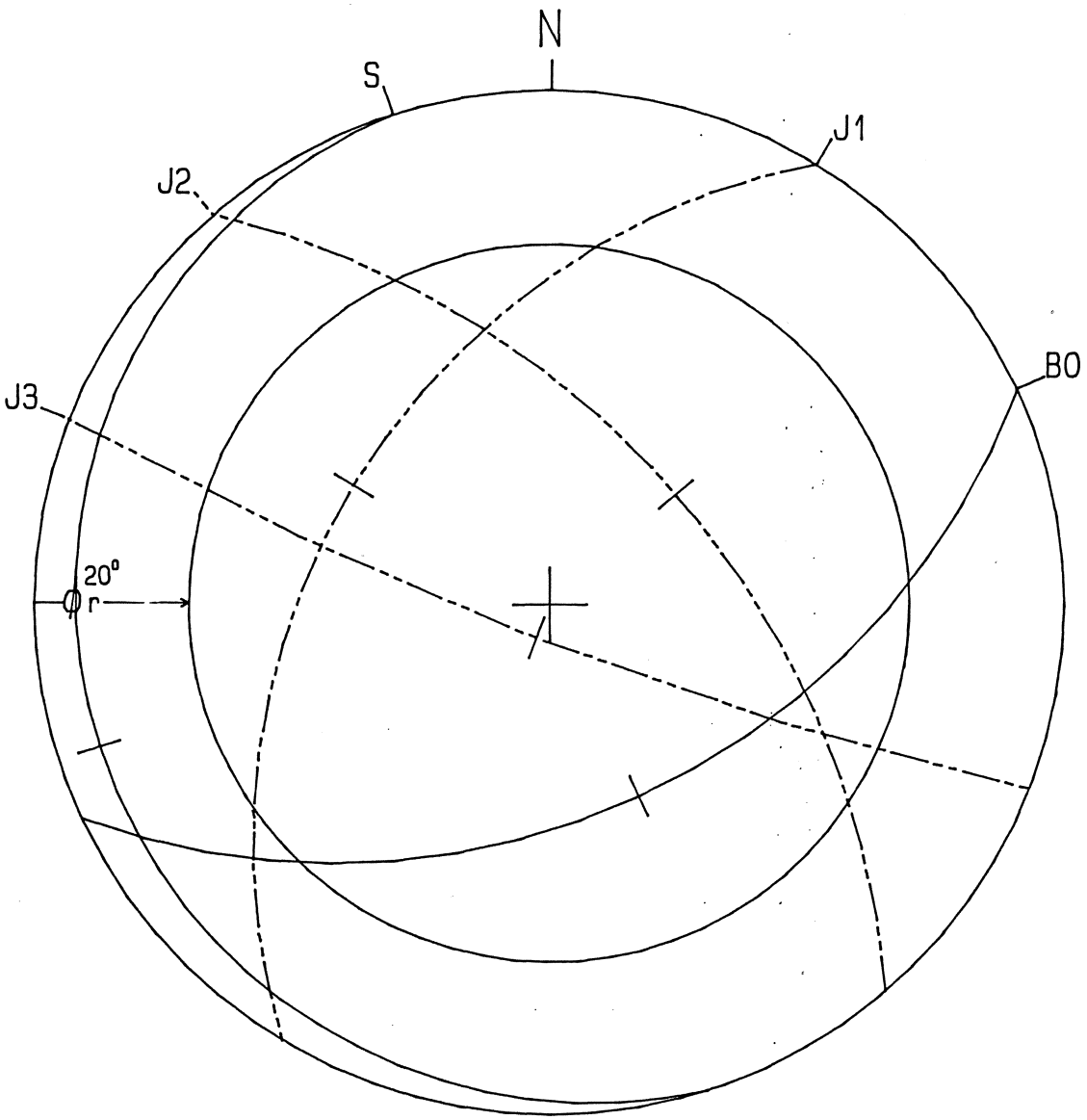
2-3-77




圖十 陡坡段底版節理極點投影圖



2.3 -78



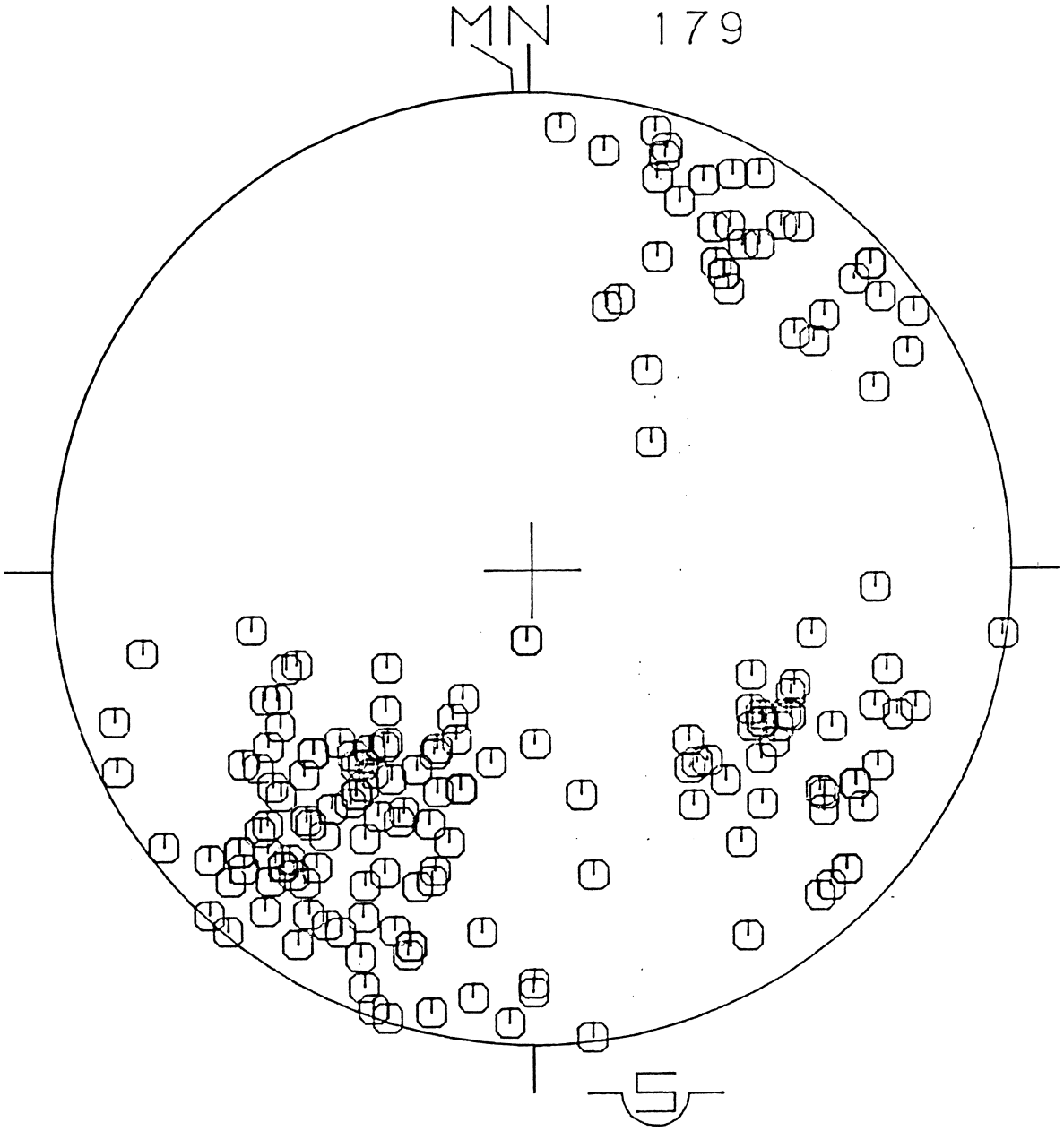

BO : Bedding (N65E45S)
S : Slope (N18W5S)
J1 : Joint 1 (N31E42N)
J2 : Joint 2 (N41W54N)
J3 : Joint 3 (N69W82S)

圖十一 陡坡段底版穩定分析圖

註：坡面平緩，未與摩擦角形成摩擦錐，坡面呈穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.

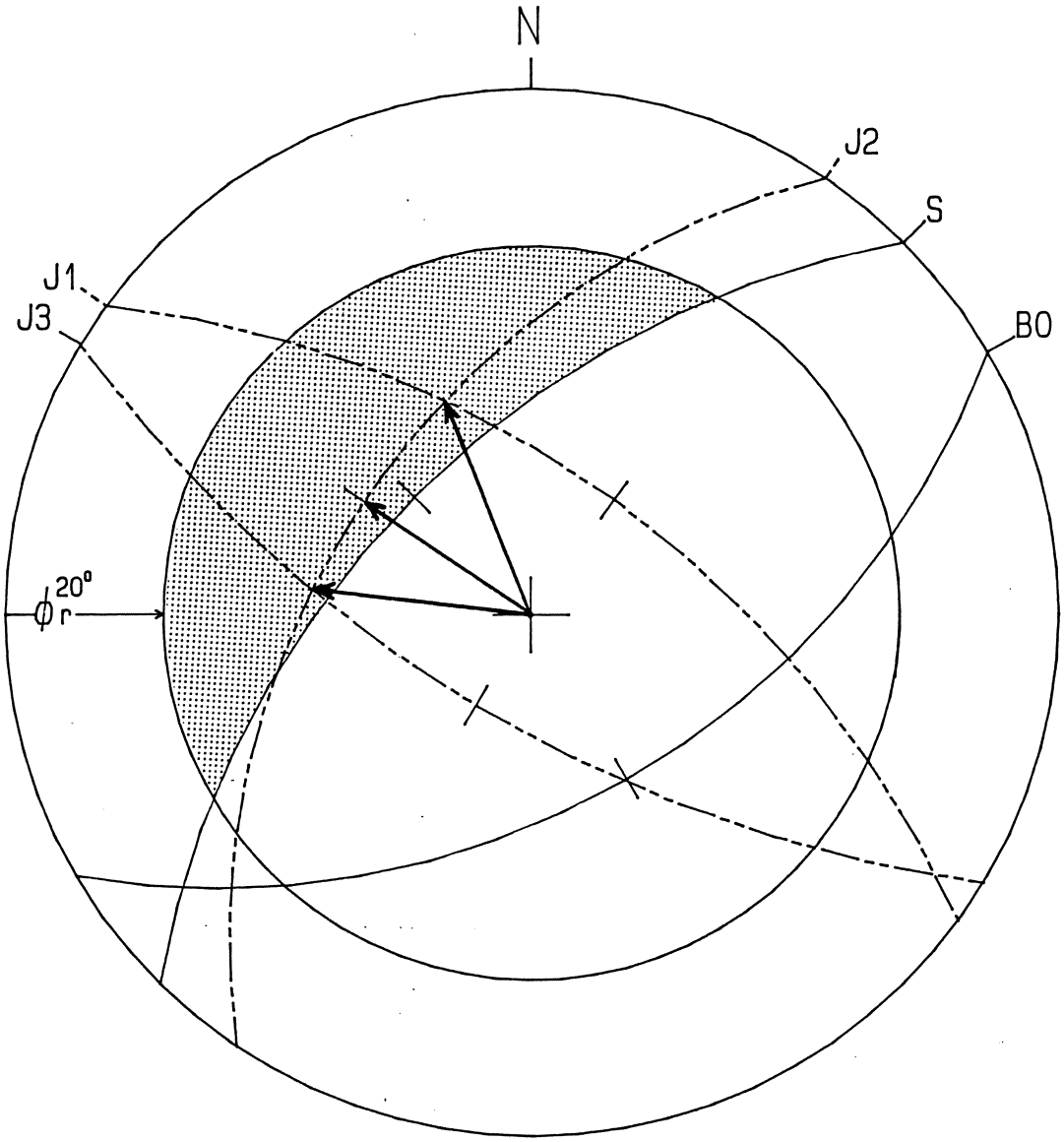
2.3-79




圖十二　陡坡段左岸節理極點投影圖



2.3-80




BO : Bedding (N60E50S)
S : Slope (N45E55N)
J1 : Joint 1 (N54W60N)
J2 : Joint 2 (N34E48N)
J3 : Joint 3 (N59W67S)

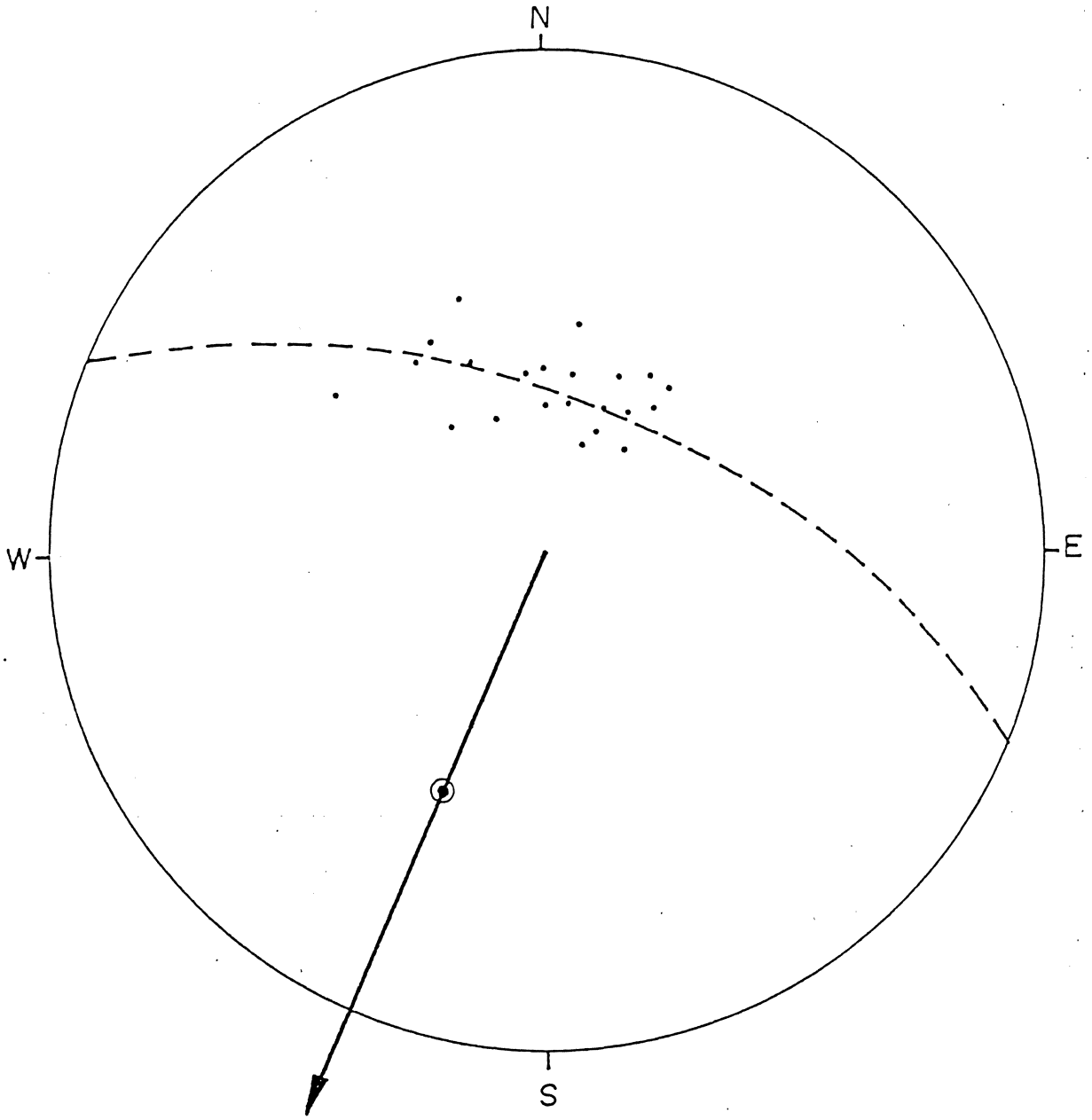
圖十三　陡坡段左岸穩定分析圖

註：多組節理交線落入摩擦錐中，坡面呈不穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.



2-3-81



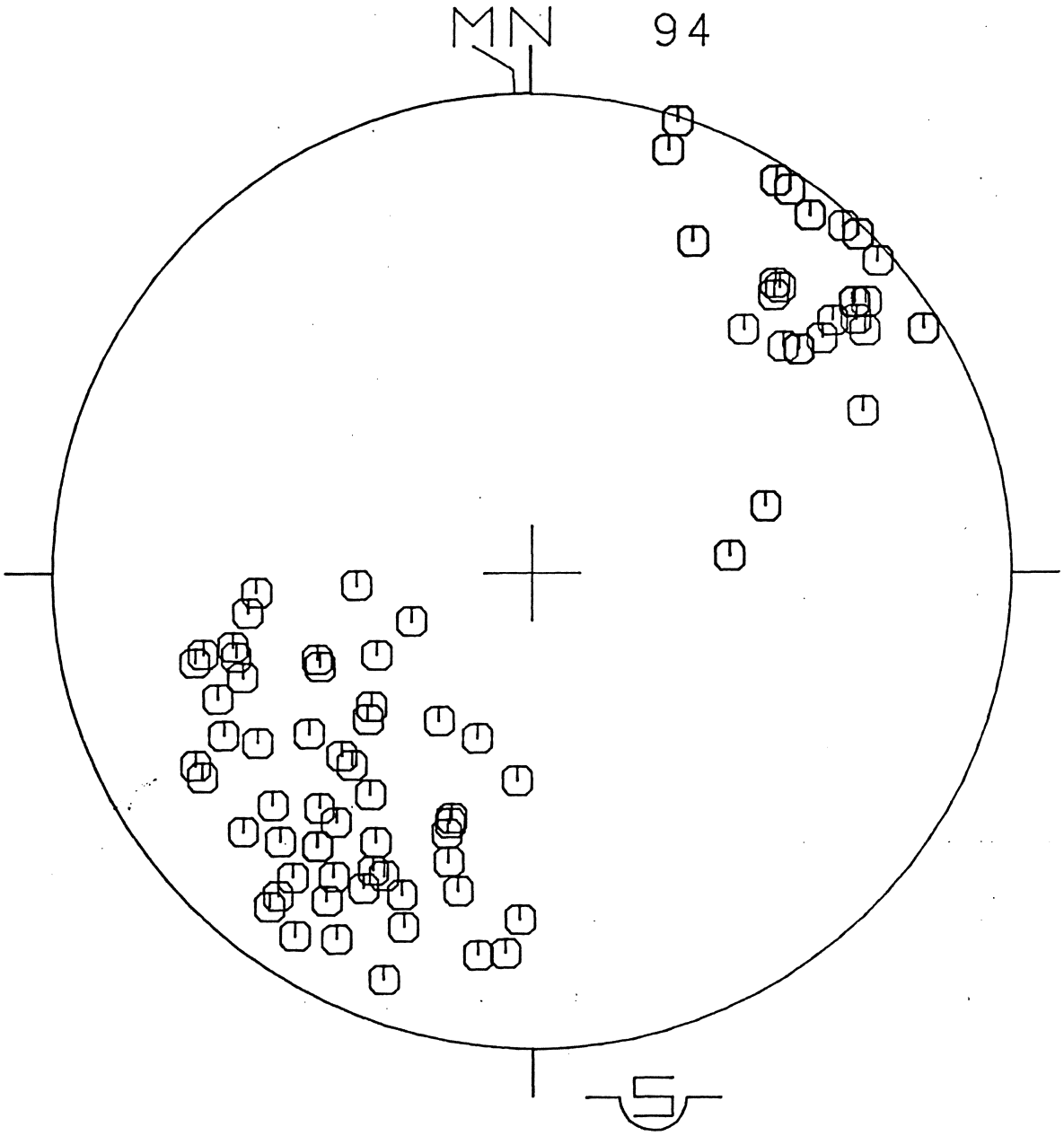

BEARING
203° /35° DIP
(褶皺軸傾沒方向)

圖十四　投池右岸岩層層面位態投影分析圖

（由圖中可看出整個投池右岸岩層成一小背斜構造，褶皺軸傾沒方向約南偏西20度，傾角35度）



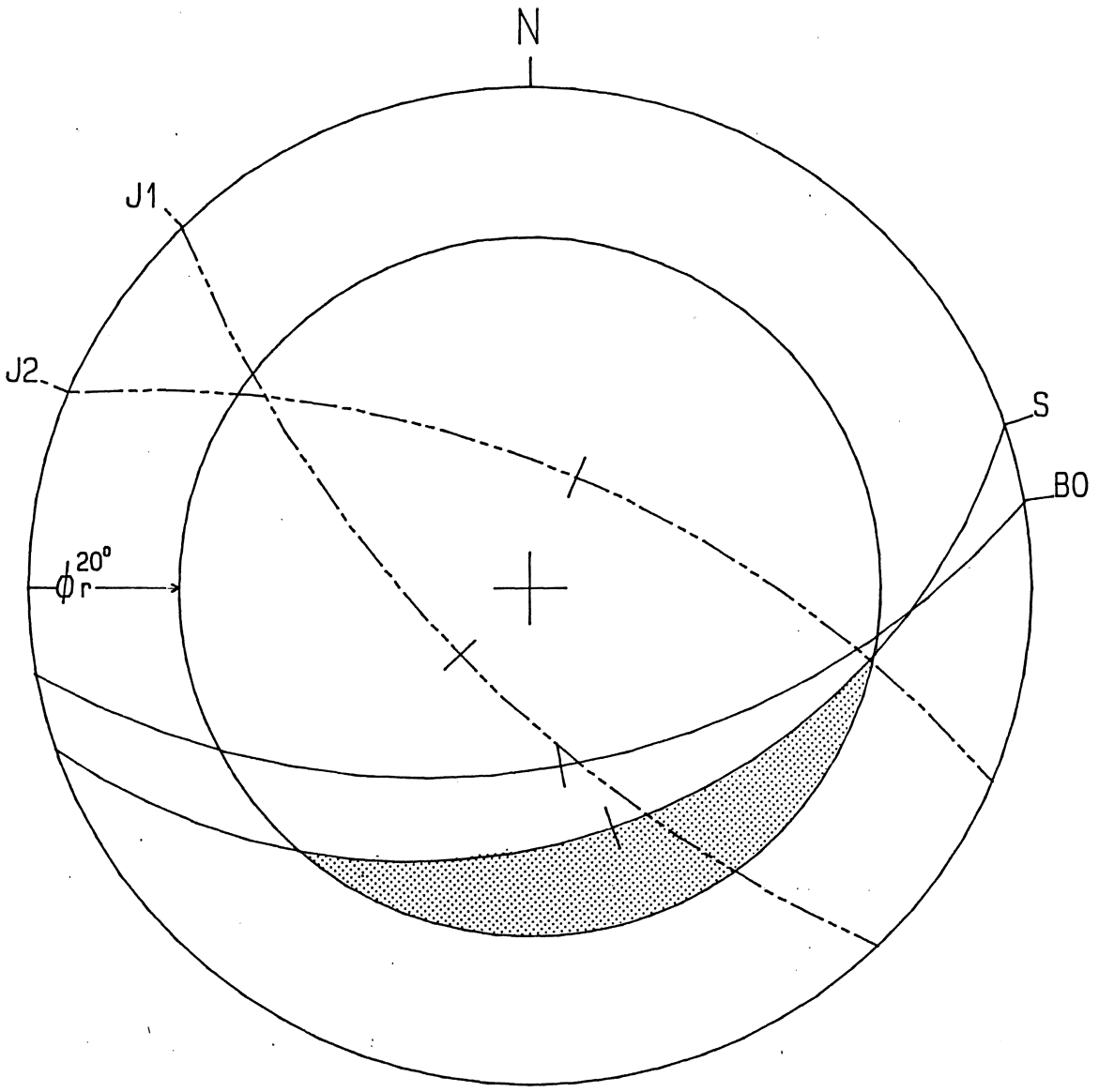
2.3-82




圖十五　投池段右岸（下部）節理極點投影圖



2-3-83

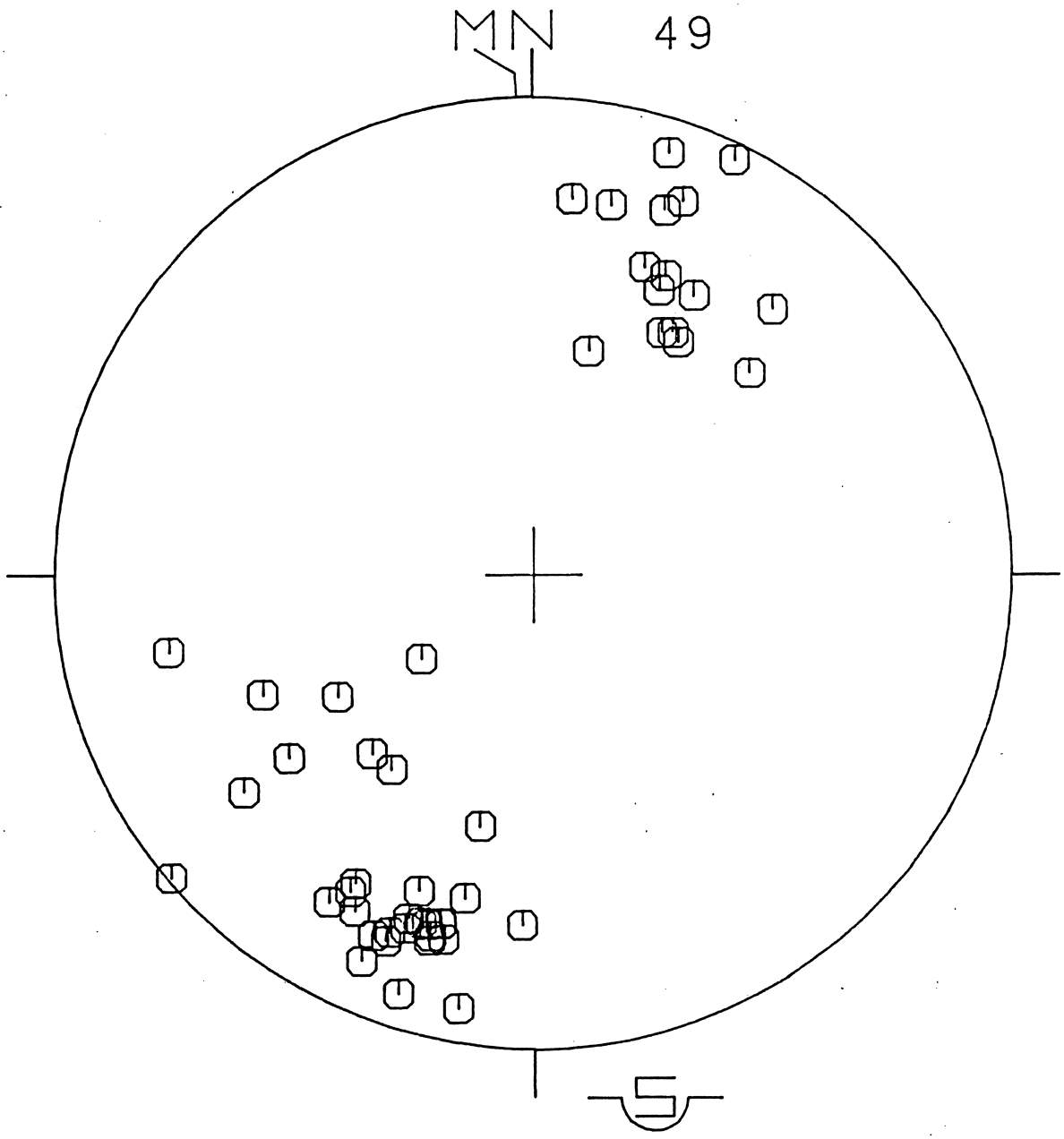



BO : Bedding (N80E50S)
S : Slope (N71E36S)
J1 : Joint 1 (N44W68S)
J2 : Joint 2 (N67W63N)

圖十六 投池段右岸（下部）穩定分析圖

註：弱面未落入摩擦錐中，坡面呈穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.

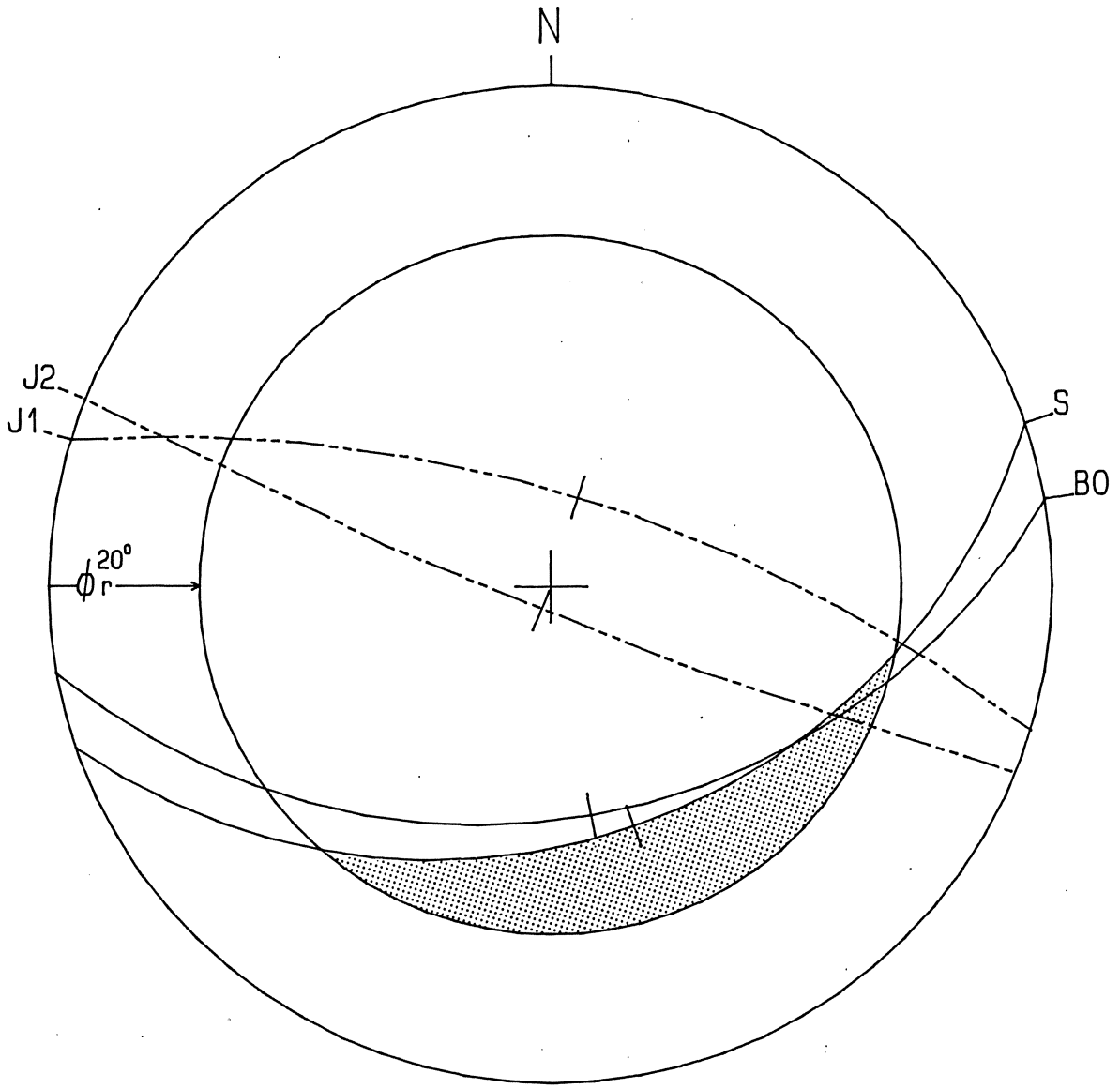



圖十七　投池段右岸（上部）節理極點投影圖



406

2.3-85




BO : Bedding (N80E40S)
S : Slope (N71E36S)
J1 : Joint 1 (N73W69N)
J2 : Joint 2 (N68W84S)

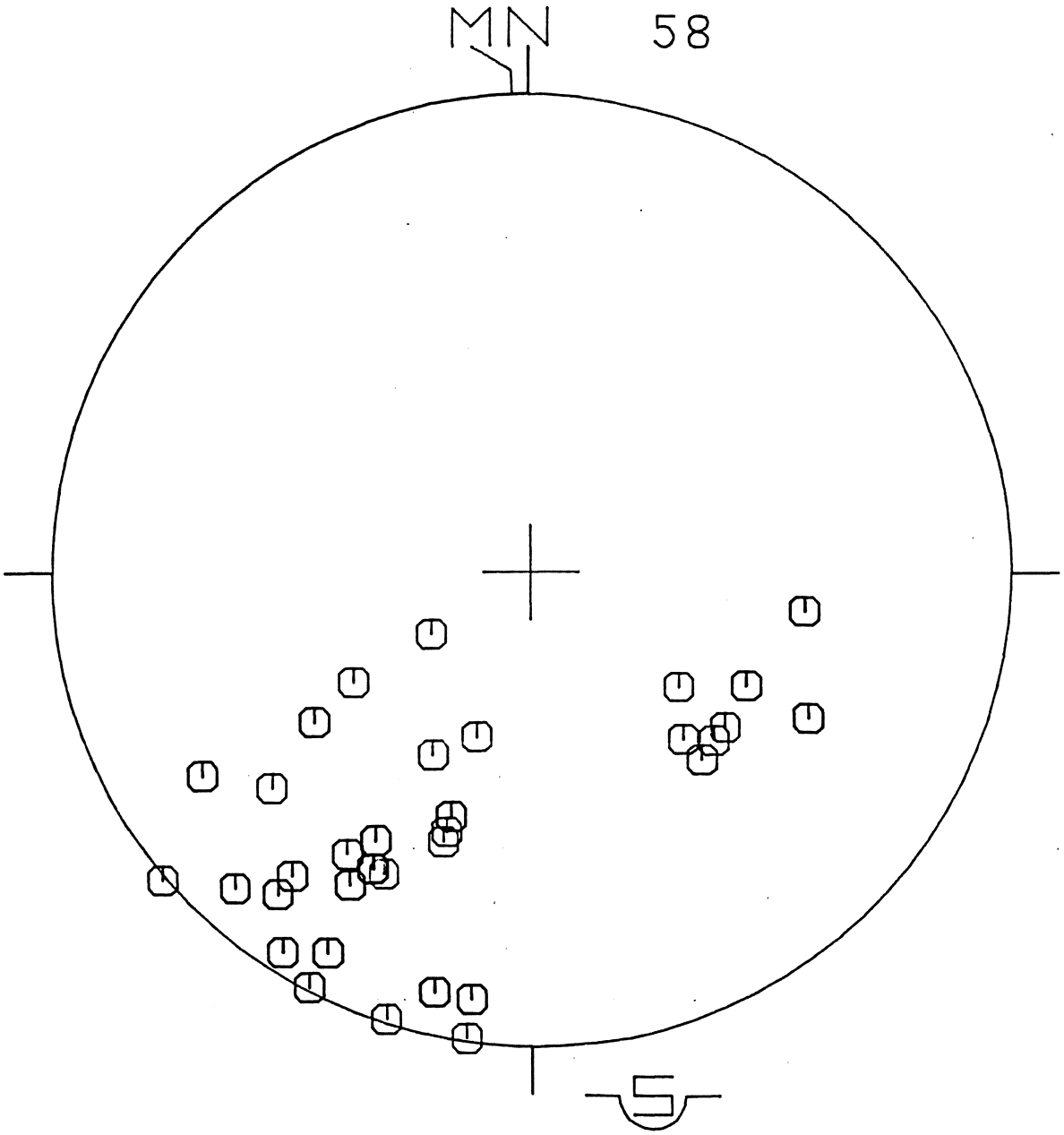
圖十八 投池段右岸（上部）穩定分析圖

註：弱面未落入摩擦錐中，坡面呈穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UNITED GEOTECH, INC.



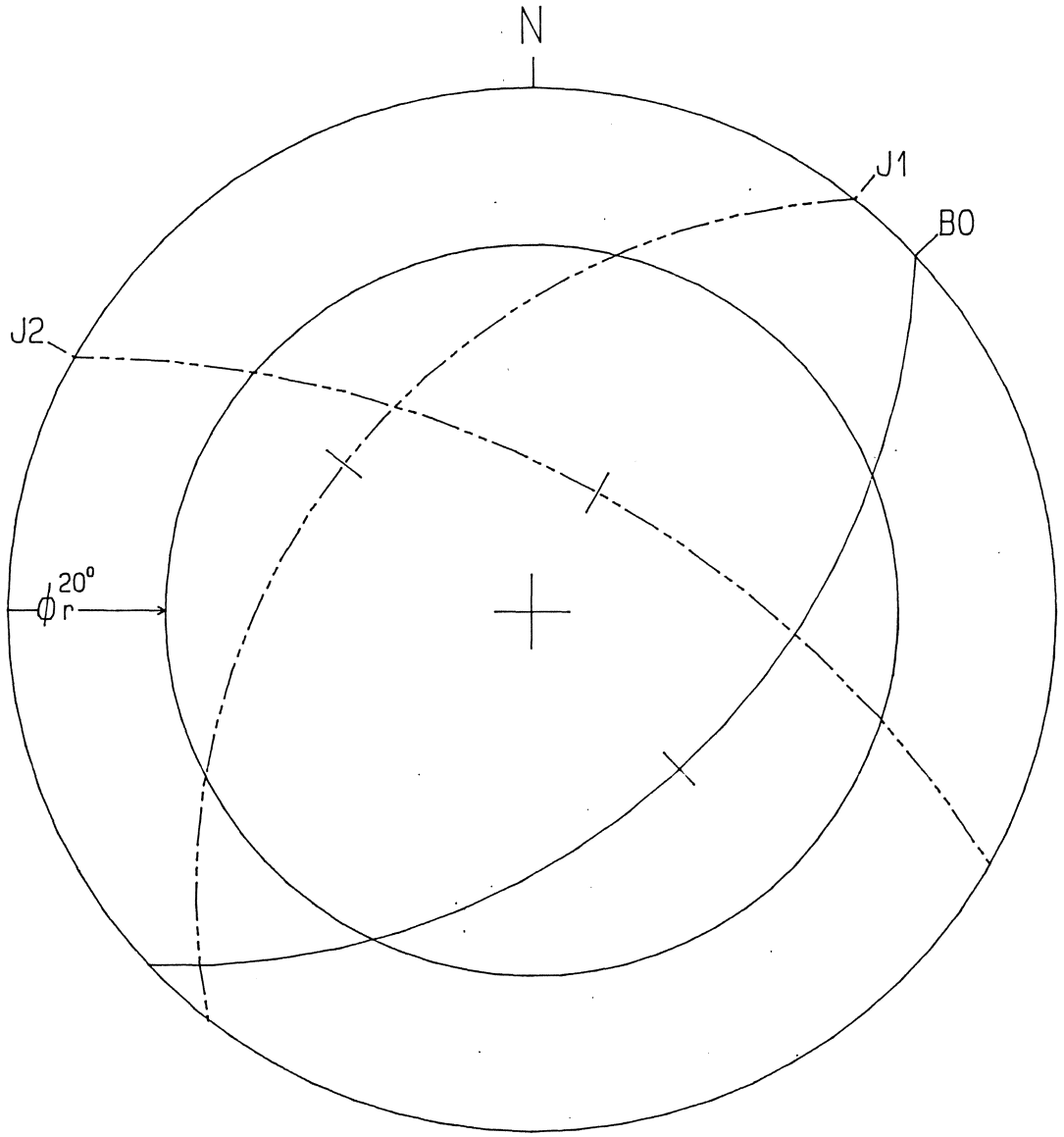
2-3-86




圖十九　投池段底版節理極點投影圖



2-3-87

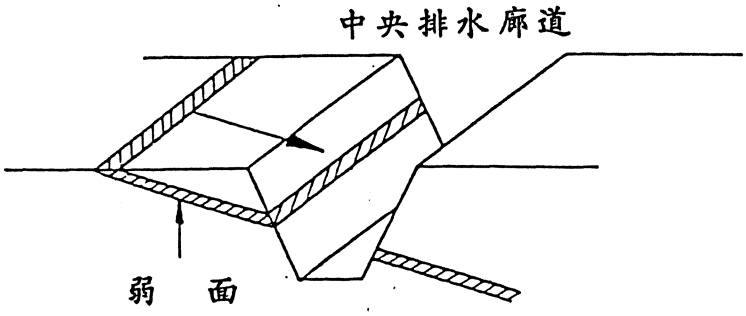



BO : Bedding (N47E45S)
J1 : Joint 1 (N38E41N)
J2 : Joint 2 (N61W61N)

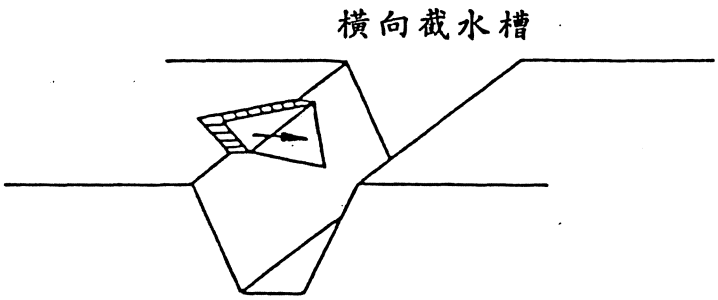
圖二十 投池段底版穩定分析圖

註：坡面平緩，未與摩擦角形成摩擦錐，坡面呈穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.



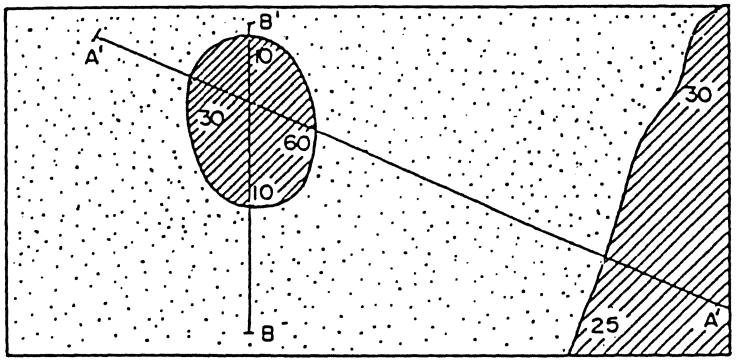

圖二十一　平面滑動示意圖



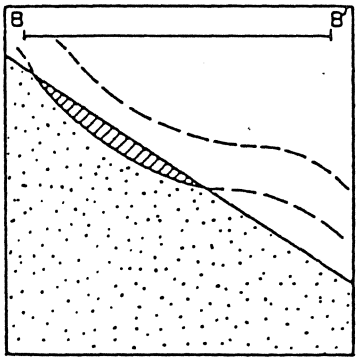

圖二十二 楔形破壞示意圖



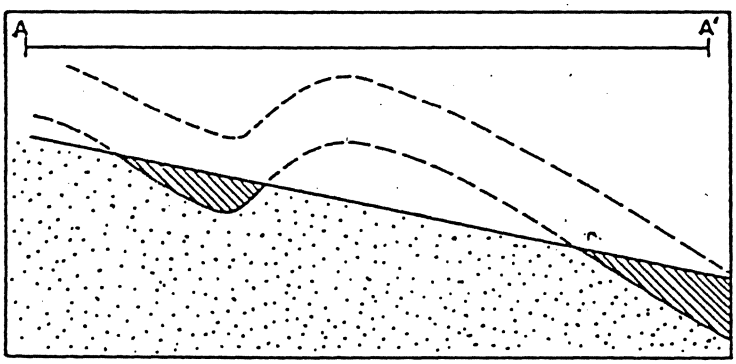
8-3-89



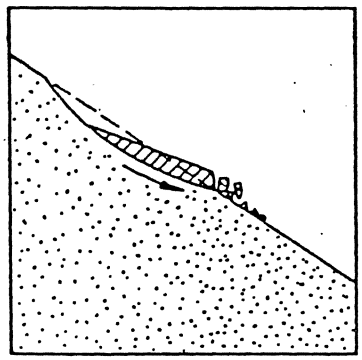

(a) 平面圖




(c) $\overline{BB'}$ 剖面圖



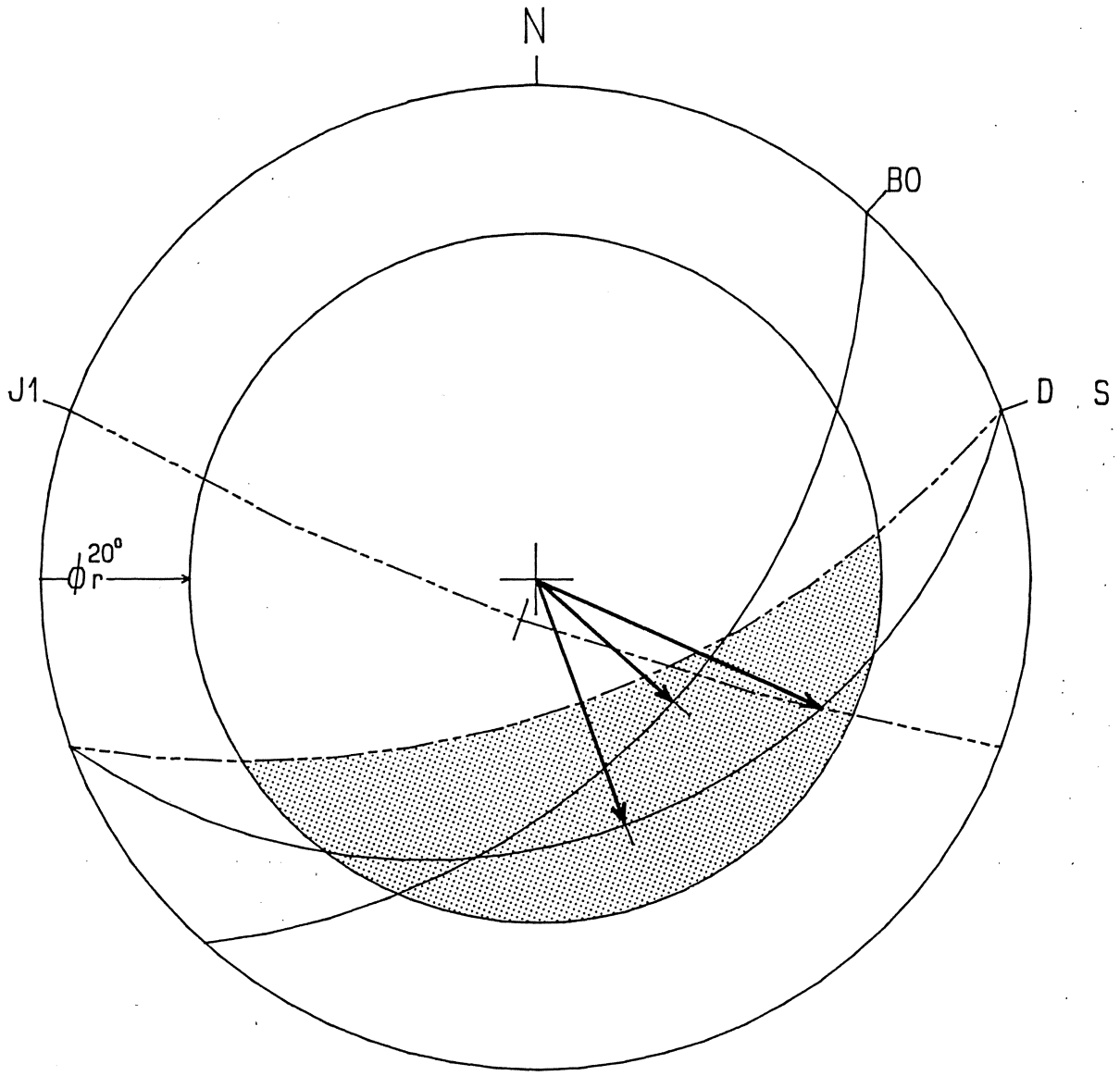

(b) $\overline{AA'}$ 剖面圖



(d) 破壞示意圖

砂 岩　　頁 岩

圖二十三　岩層褶皺而造成弧形破壞示意圖




BO : Bedding (N42E49S)
J1 : Joint 1 (N70W80S)
D : Ditch (N70E60S)
S : Slope (N70E34S)

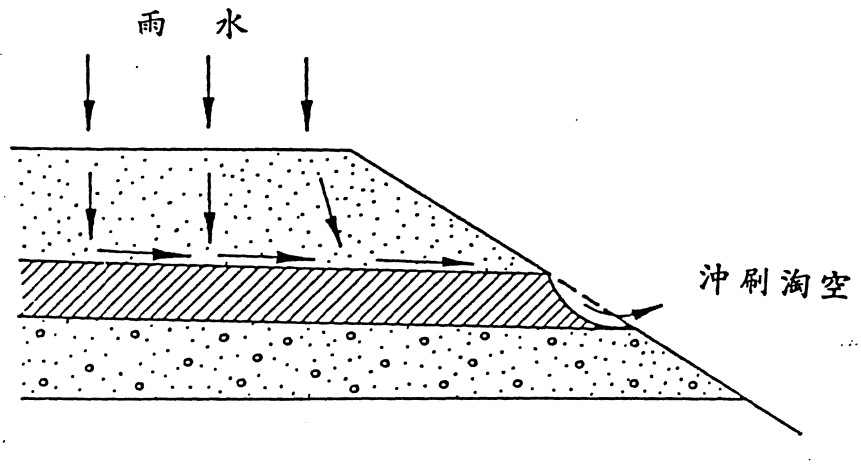
圖二十四 緩坡段右岸岩楔滑落之地質弱面投影分析圖

註：多組節理交線及層面落入摩擦錐中，坡面呈不穩定狀態

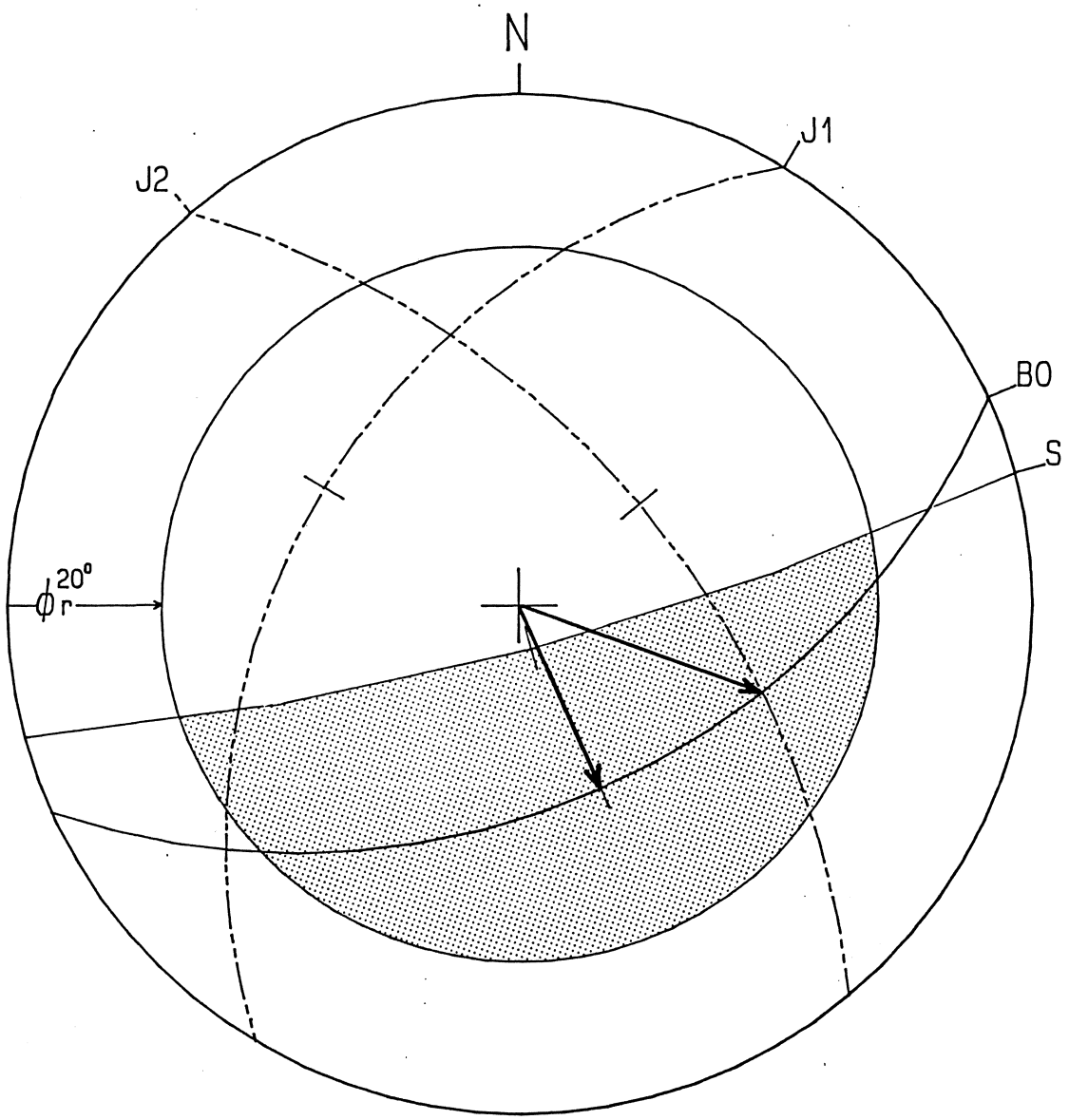
聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.



2-3-91




圖二十五　邊坡局部淘空示意圖

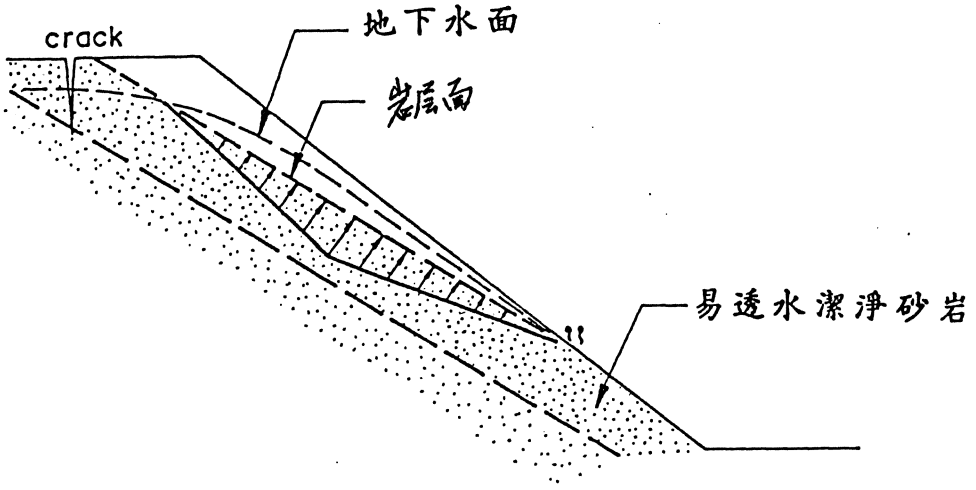



BO : Bedding (N66E47S)
J1 : Joint 1 (N31E42N)
J2 : Joint 2 (N40W56N)
S : Slope (N75E80S)

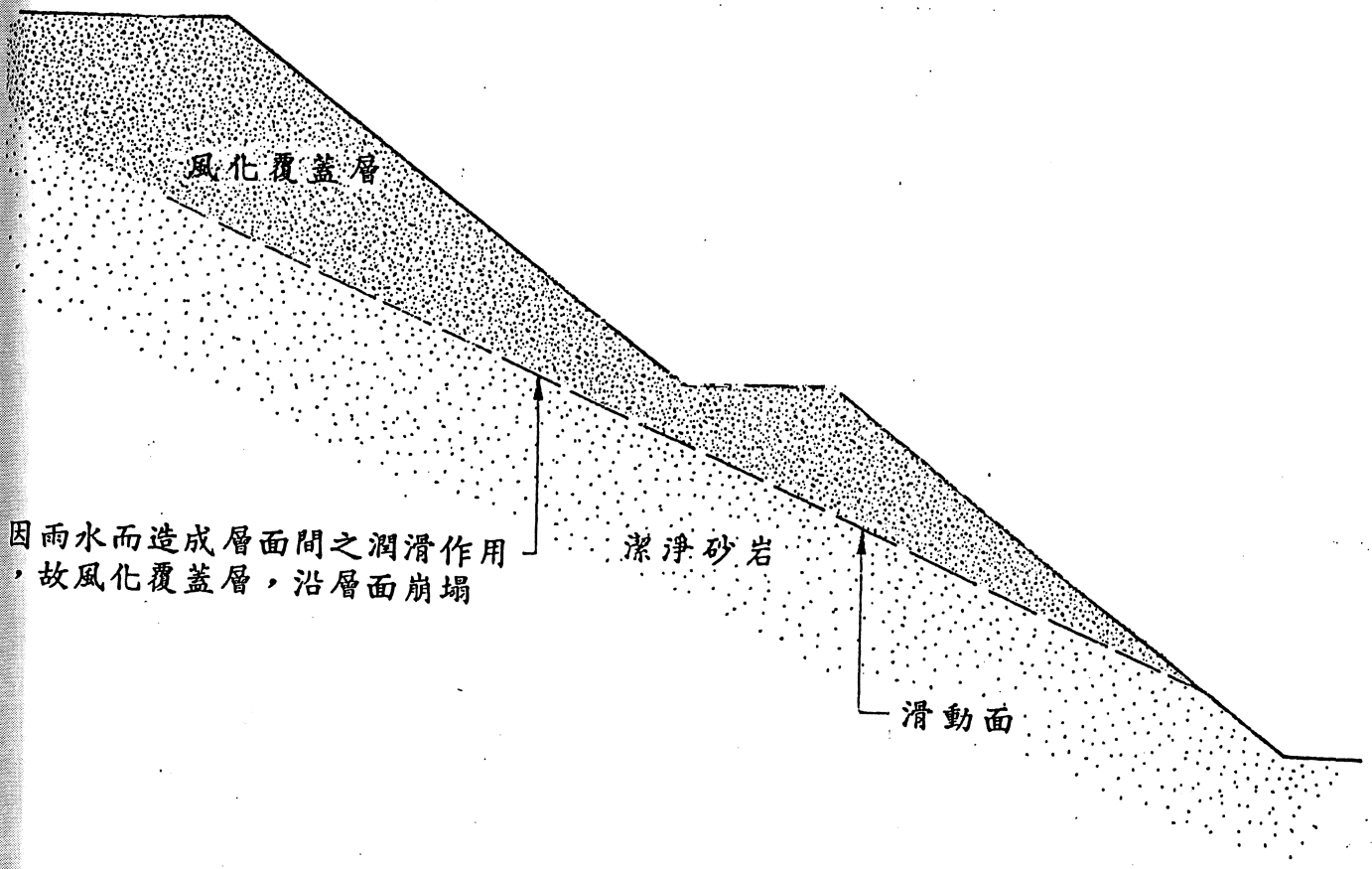
圖二十六 陡坡段底版排水溝側壁岩層滑落投影分析圖

註：多組節理交線及層面落入摩擦錐中，坡面呈不穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.



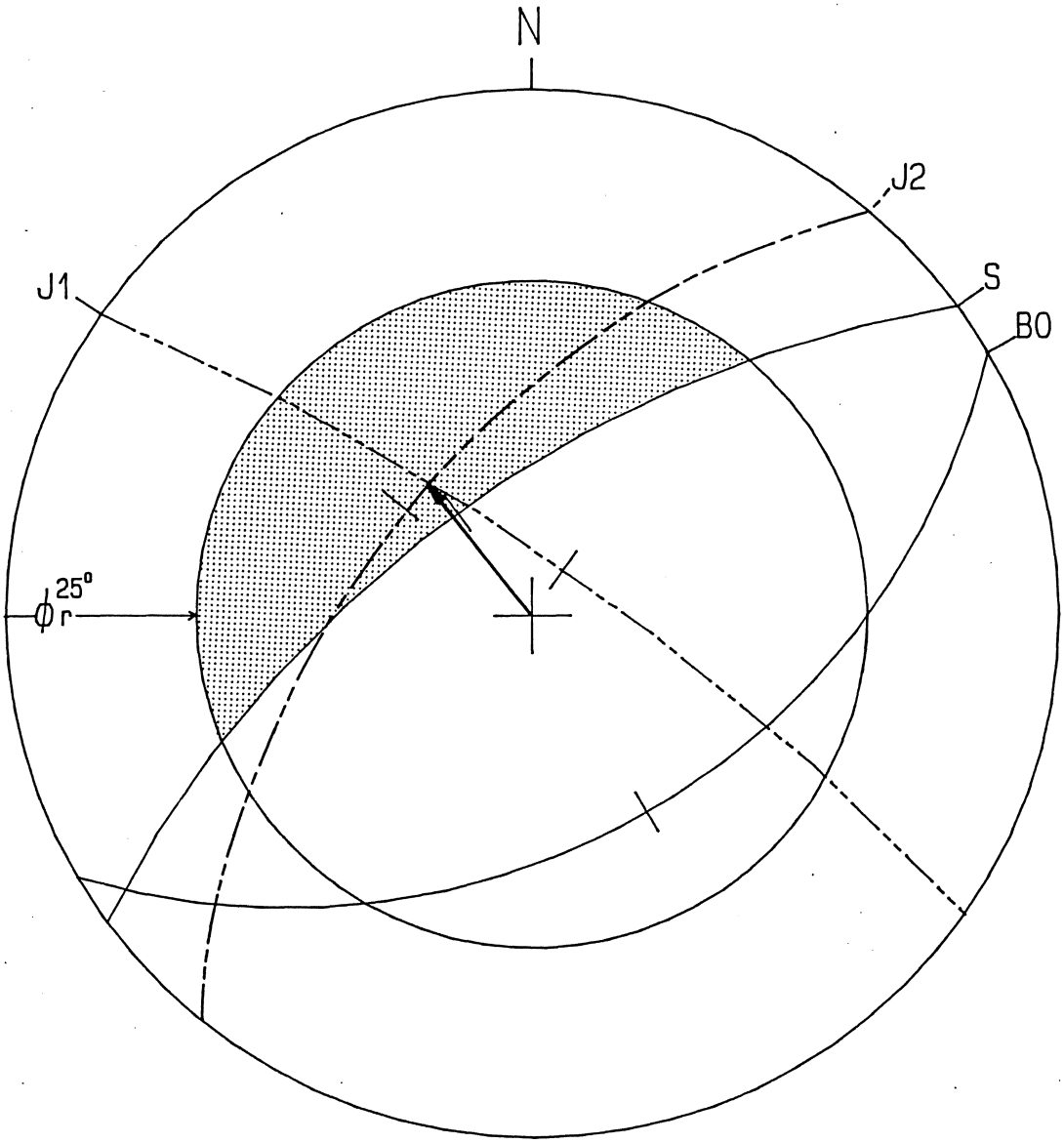

圖二十七 投池右岸局部崩塌分析圖（一）




圖二十八 投池右岸局部崩塌分析圖（二）



2-3-94



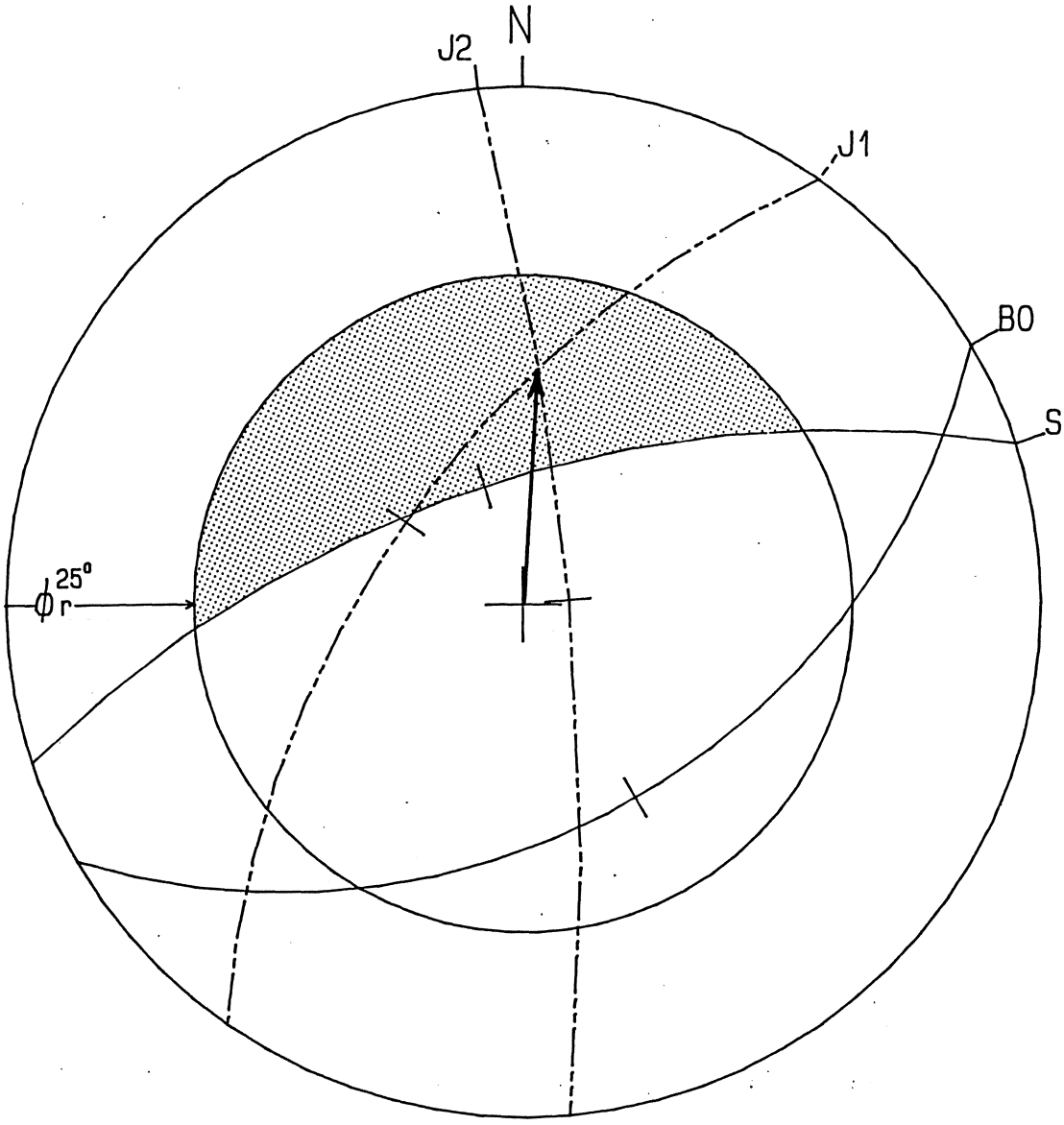

BO : Bedding (N60E43S)
J1 : Joint 1 (N55W78N)
J2 : Joint 2 (N40E54W)
S : Slope (N54E63N)

圖二十九 Sta.0k+345至0k+355之L30至L40處岩楔滑動分析圖

註：節理交線落入摩擦錐中，坡面呈不穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.

2.3-95




BO : Bedding (N60E43S)
J1 : Joint 1 (N35E59N)
J2 : Joint 2 (N5W80N)
S : Slope (N72E63N)

圖三十 Sta.0k+395至0k+420之L50至L80處岩楔滑動分析圖

註：節理交線落入摩擦錐中，坡面呈不穩定狀態

聯合大地工程顧問公司
UG UNITED GEOTECH, INC.



2.3-96

# (4) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 - (民國 81 年 7 月)

2-3-98

# 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告

台灣省水利局

中華民國八十一年七月卅一日

2.3-99

(1)地形

景山溪流經壩址狹谷前形成一凸向西南之河曲，但整體上在壩址附近流向略成西北，且大致與岩層走向直交。壩址所在狹谷長約 400公尺，左岸爲一堅厚山脊，頂部標高約 310公尺，爲佈置溢洪道理想位置。河流出狹谷處再以90° 轉向西南，流向與岩層走向平行，下行約 800公尺再折向西流，形成一「ㄈ」字型流路。

(2)覆蓋層

壩址附近河床礫石堆積在1至2公尺深，左右岸壩墩附近之覆蓋厚約 2公尺。位在左壩座頂部之赭土礫石層厚度在5至7公尺間，局部可能達10公尺；右壩座頂部標高約 300 公尺以上亦爲赭土礫石層覆蓋，厚度在3至8公尺間。

(3)岩層

(A)壩區出露的岩層主要爲中新世最上部的魚藤坪砂岩以及局部上新世的錦水頁岩。其中，魚藤坪砂岩主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、含泥質紋層砂岩及鈣質砂岩構成，而前兩者佔基岩含量的百分之九十以上；而錦水頁岩則以頁岩爲主，間夾少許泥質砂岩及粉砂岩。

潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，易受風化而呈土黃色。泥質砂岩呈淡灰色，極細至細粒，岩質緻密，夾有泥質條紋(Mud Chip)。含泥質紋層砂岩一般爲厚約30至40公分之潔淨砂岩夾薄層泥岩或頁岩。鈣質砂岩呈淡灰色；細至中粒，岩質堅硬，於壩區大部分延伸有限或呈透鏡狀。頁岩呈青灰色、暗灰或灰色，含砂粒及粉砂，風化後呈洋蔥狀剝裂或小條柱狀。粉砂岩係由極細粒有稜之石英粒與泥質物組成，並含石灰質膠結。



2-3-10

本區域自規劃調查，可行性評估、基本設計，詳細設計以至施工階段，其有關之壩址地質資料建立甚多，詳如參考資料，最新（施工期間）之~~壩區地質平面圖、大壩基礎地質剝面圖~~、溢洪道地質剝面圖、導水隧~~道地質剝面圖、取出水工地質剝面圖~~詳如圖 5-1-~~6~~8～~~圖5-1-10~~。

(B)鯉魚潭壩址以往規劃階段曾辦理 6組岩石指數試驗，34組岩石單壓試驗，及 4組岩石三軸强度試驗。試驗結果鯉魚潭水庫基本設計報告P.20。

可行性評估階段水利局於民國七十三年委託財團法人中興工程顧問社辦理補充岩石力學試驗，包括各類岩性之單壓試驗、三軸强度試驗、直剪試驗、抗張試驗、透水試驗、及動彈性試驗等。試驗結果詳如鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄二。

爲了解壩區各工址構造物所在岩盤之岩石力學性質，施工期間亦曾分別委託經濟部中央地質調查所與中興社辦理岩石力學試驗。試驗結果摘錄於表5-1-8。

(4)地質構造

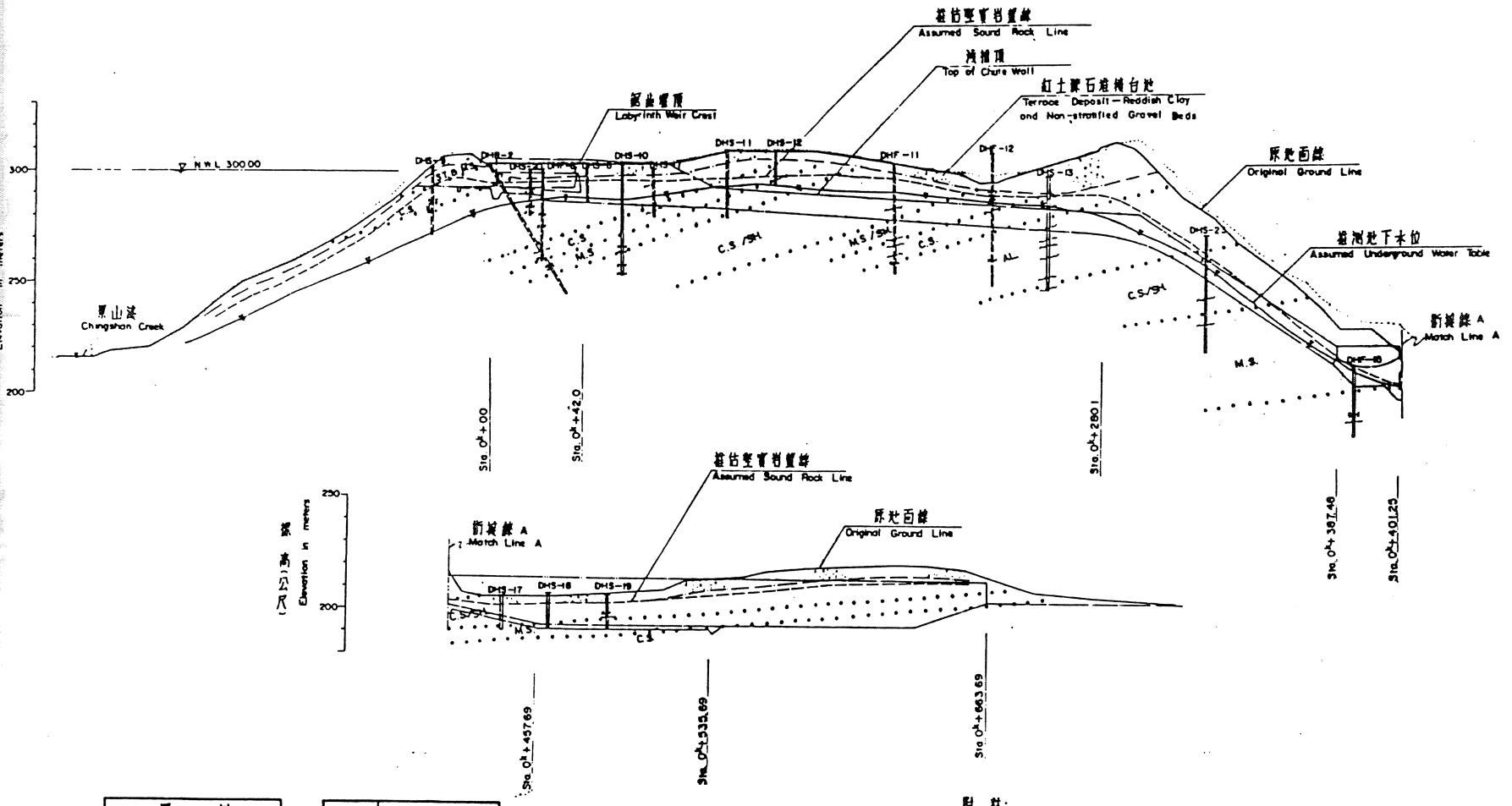
壩區岩層走向北東，傾向東南，河谷兩岸地層位態一致，且岩層連續無斷層、褶皺、或其他破碎帶。規劃設計階段壩址附近層面與節理調查結果可參考附錄A有關資料，施工期間壩區層面與節理調查結果見圖5-1-11及圖5-1-12。

其次於壩區出現的不連續面包括一組傾向節理與一組走向節理。其中，傾向節理較常出現，平均約2至3公尺間距出現一條，此節理除與層面略垂直外，也與台灣主要地質構造線垂直，此表示其走向與最大壓力方向一致，故傾



2-3-102

# 圖5-1-8　溢洪道地質剖面圖(1)




| 圖例 LEGEND | |
|---|---|
| | 台地堆積 Terrace Deposit |
| SH | 頁岩 Shale |
| ST & MS | 粉砂岩夾泥質砂岩 Siltstone and Muddy Sandstone |
| M.S | 泥質砂岩 Muddy Sandstone |
| C.S | 純淨砂岩 Clean Sandstone |

| | |
|---|---|
| M.S/SH | 泥質砂岩(偶夾頁岩) Muddy Sandstone/Shale |
| C.S/SH | 純淨砂岩(偶夾頁岩) Clean Sandstone/Shale |
| AL. | 砂質岩互層 Alternation of Sandstone and Shale |
| | 層理 Bedding Seam |
| | 岩層界線 Rock Unit Boundary |
| | 鑽孔 Drillhole |
| | 破碎 FRACTURED |

沿溢洪道中心線地質剖面圖 C－C'
(Geological Profile Along Center Line Of Spillway)

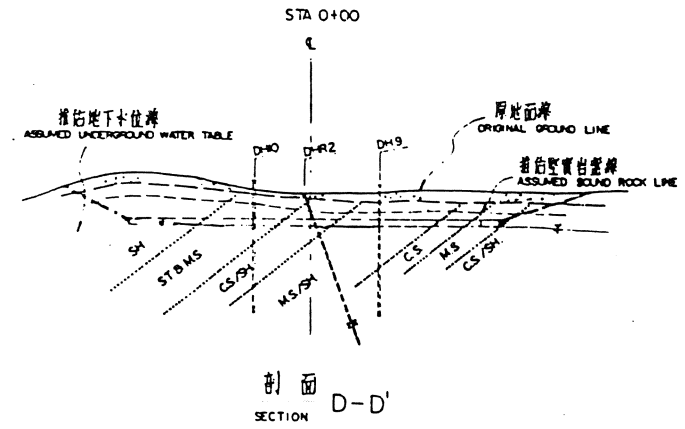
比例尺 SCALE 1:1000

附註：
NOTES:

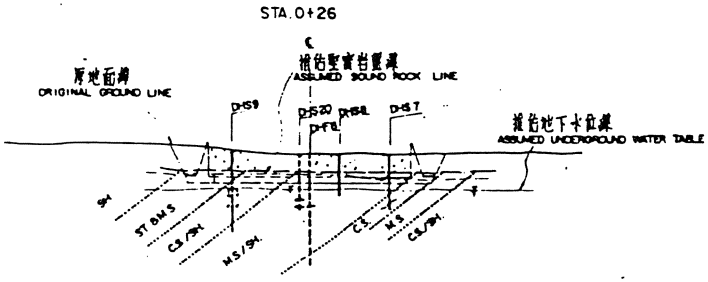
1. 斷面位置見圖 1G-C-02.
   For location of sections, see drawing 1G-C-02.
2. 圖示鑽孔位置係依岩層走向投影.
   Drillholes are projected along the strike of bedding.
3. 圖示之地質資料係根據鑽孔資料推估,並不代表實際地質狀況.
   All shown geological information do not represent what condition will be encountered in performing the work. They are inferred on the basis of Drillhole loggings and for reference only.

| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 鯉魚潭水庫工程 | | |
| 圖名 | 溢洪道地質剖面圖(1) Spillway—Geological Profile (1) | | |
| 設計 | | 校核 | |
| 繪圖 | | 審查 | |
| 描圖 | 吳美卿 | 核定 | |
| 日期 | | 圖號 | 4G-C-01 |

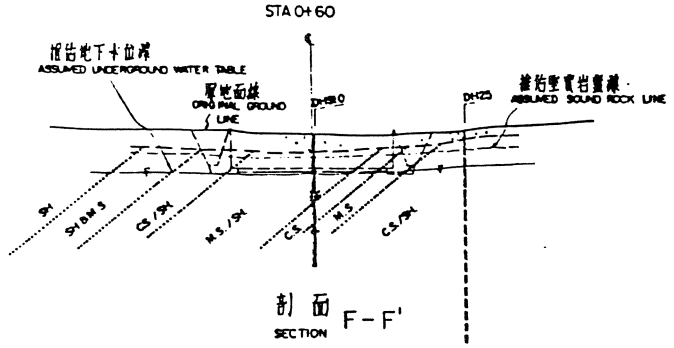
# 圖5-1-8　溢洪道地質剖面圖(2)



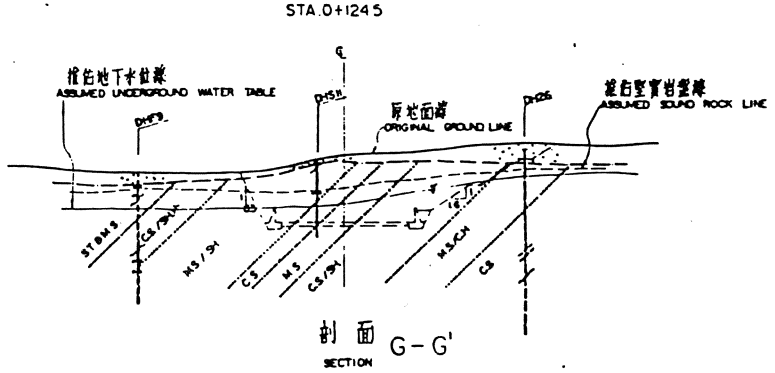

剖面 SECTION D-D'



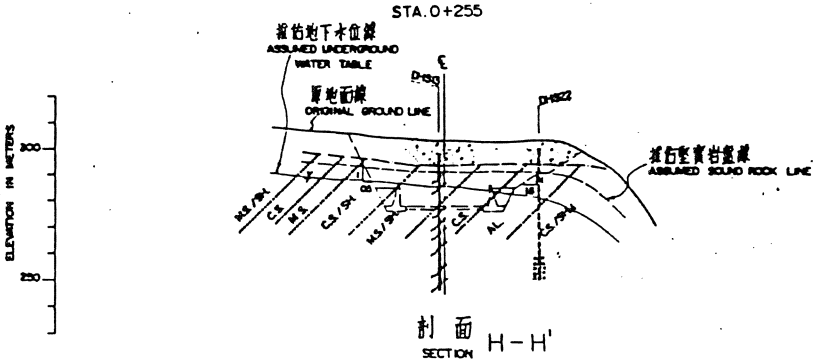

剖面 SECTION E-E'




剖面 SECTION F-F'




剖面 SECTION G-G'




剖面 SECTION H-H'

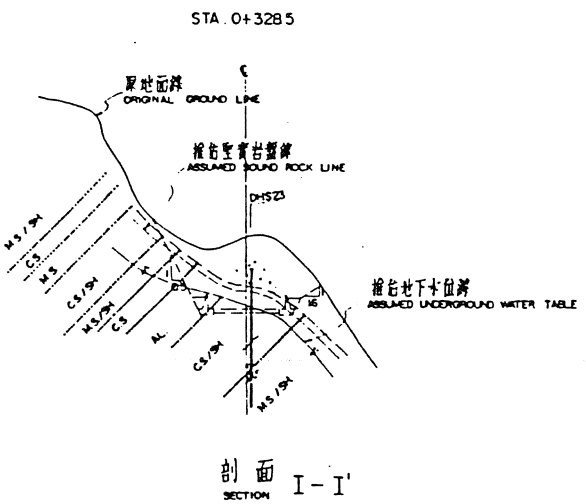
圖例 LEGEND

| | | |
|---|---|---|
| | 台地堆積 | TERRACE DEPOSITS |
| SH. | 頁岩 | SHALE |
| ST.BM.S | 粉砂岩與泥質砂岩 | SILTSTONE AND MUDDY SANDSTONE |
| M.S | 泥質砂岩 | MUDDY SANDSTONE |
| C.S | 潔淨砂岩 | CLEAN SANDSTONE |
| M.S./SH. | 泥質砂岩與頁岩互層 | MUDDY SANDSTONE / SHALE |
| C.S./SH. | 潔淨砂岩與頁岩互層 | CLEAN SANDSTONE / SHALE |
| AL. | 砂質岩互層 | ALTERNATION OF SANDSTONE AND SHALE |
| | 破碎 | FRACTURED |
| | 層理 | BEDDING SEAM |
| | 岩層界線 | ROCK UNIT BOUNDARY |
| | 鑽孔 | DRILLHOLD |

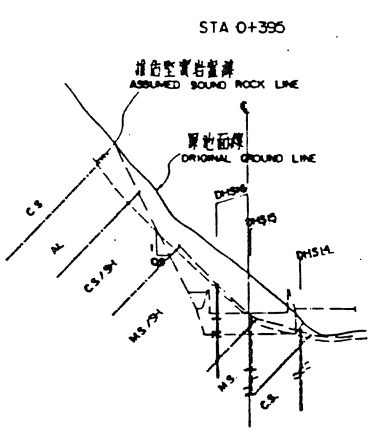
0　20　40　60公尺
SCALE 比例尺 1:1,000

| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 經濟潭水庫工程 | | |
| 圖名 | 溢洪道地質剖面圖 (2)<br>SPILLWAY—GEOLOGICAL SECTION (2) | | |
| 設計 | | 校對 | |
| 製圖 | | 審查 | |
| 描圖 | 王李錦 | 核定 | |
| 日期 | | 圖號 | 4G-C-02 |

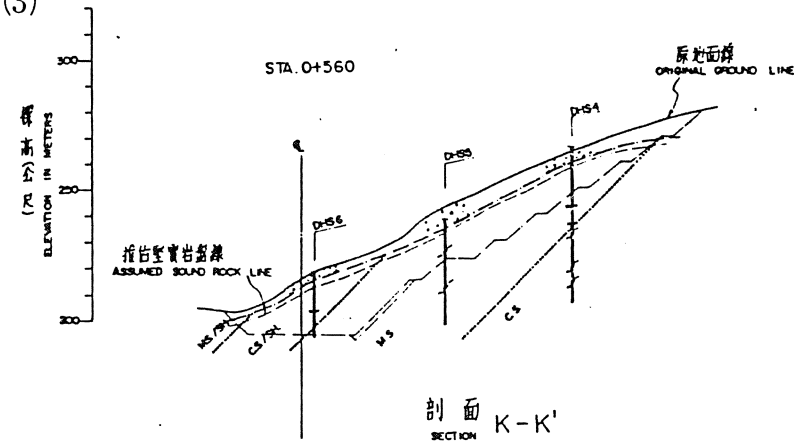
# 圖5-1-8　溢洪道地質剖面圖(3)



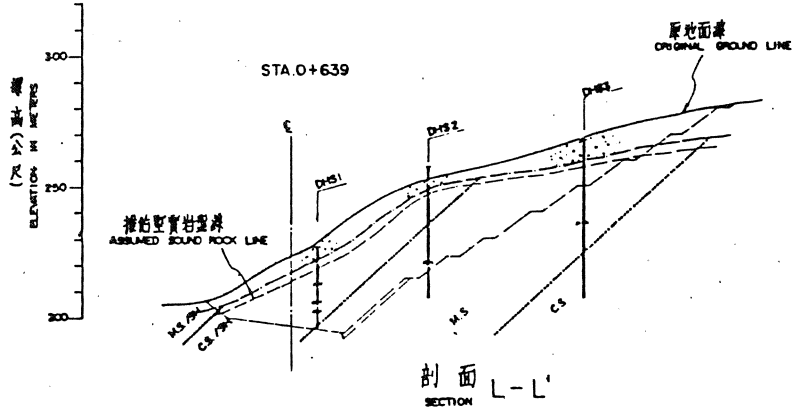

剖面 I-I'
SECTION




剖面 J-J'
SECTION




剖面 K-K'
SECTION




剖面 L-L'
SECTION

圖例 LEGEND

| | | |
|---|---|---|
| | 台地堆積 | TERRACE DEPOSITS |
| SH. | 頁岩 | SHALE |
| ST/M.S. | 粉砂岩與泥質砂岩 | SILTSTONE AND MUDDY SANDSTONE |
| M.S. | 泥質砂岩 | MUDDY SANDSTONE |
| C.S. | 潔淨砂岩 | CLEAN SANDSTONE |
| M.S./SH | 泥質砂岩與頁岩互層 | MUDDY SANDSTONE / SHALE |
| C.S./SH | 潔淨砂岩與頁岩互層 | CLEAN SANDSTONE SHALE |
| AL. | 砂質岩互層 | ALTERNATION OF SANDSTONE AND SHALE |
| | 破碎 | FRACTURED |
| | 層理 | BEDDING SEAM |
| | 岩層界線 | ROCK UNIT BOUNDARY |
| | 鑽孔 | DRILLHOLE |

0　20　40　60 公尺 M
比例尺 SCALE 1:1000

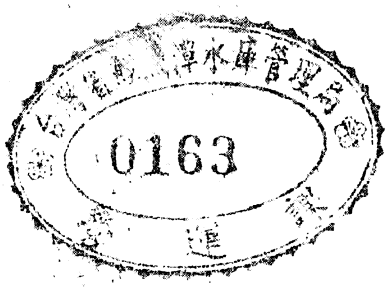
| 台灣省水利局 | | | |
|---|---|---|---|
| 工程名稱 | 翅 鳥 溪 水 庫 工 程 | | |
| 圖名 | 溢洪道地質剖面圖(3)<br>SPILLWAY — GEOLOGICAL SECTION (3) | | |
| 設計 | | 校核 | |
| 繪圖 | | 審查 | |
| 描圖 | 王雪珩 | 核定 | |
| 日期 | | 圖號 | 4G-C-03 |

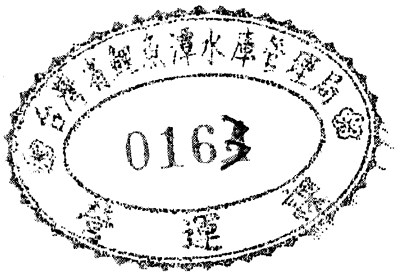
C-3-107

# (5) 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務完成工作總報告 - (民國 82 年 12 月)

台灣省水利局

# 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務
# 完成工作總報告




財團法人 中興工程顧問社

中華民國八十二年十二月

2.3-109

(3) 河床基礎

河床基礎係指標高208 公尺以下之基礎部份。河床兩岸原即岩盤裸露，經開挖顯示河床沖積層甚薄，一般厚度均在2 公尺以下，且沖積層以下之岩盤新鮮而完整，清理時岩盤表層易沿層面鬆脫，形成階梯狀之齒形槽溝，此槽溝以混凝土鑲補回填（圖3.8.14）。河床出露數個深達3 公尺之壺穴，亦以混凝土鑲補填滿。

河床心層基礎開挖出露之岩層與左、右壩座同。共計有九條層縫，河床層縫爲深灰色黏土，上下盤岩石完整良好，河床出露之層縫均與左、右壩座層縫延伸相連。主要剪裂帶之位態約與傾向節理平行，剪裂帶夾含數公分之剪磨泥，兩側岩盤少有破碎，不須特別處理。

由灌漿成果顯示，河床基礎之岩盤完整且節理閉合緊密，灌漿孔吃漿量甚低。由於河床地勢最低，兩壩座之滲流皆匯集於河床，通常使低標高之潔淨砂岩呈微滲水之濕潤狀，微量滲流水不易處理，施工初期未能進行有系統截流，復採取治標方式局部設置解壓水井(Relief well) 因而標高 220公尺以下填築面上解壓水井林立，在河床心層填築過程中造成甚多困擾，影響大壩填築品質及效率甚巨。

河床心層鍵槽顯露之主要地質情形示如圖3.8.8 。

3. 溢洪道

(1) 緩坡段

溢洪道緩坡段位於左山脊鞍部之河岸階地，緩坡段基盤主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、粉砂岩及砂頁岩薄互層等所構成。岩層走向呈北40至55度東，向東南傾斜爲40至50度，岩層傾向上

游，鋸齒堰位於此順向坡坡頂即左山脊上游側河階地之前緣，由於鋸齒堰上游端距順向坡坡面間設有 35 公尺寬之護床（Appron），又順向坡之岩層呈覆瓦狀疊層排列，順向坡右側由上游擋水壩之左末端支撐，左側亦由導水隧道進口所在之凸出山脊保護，因此，順向坡於水庫運轉狀況下應屬穩定，其長期之穩定性可依計測儀器監測岩坡之實際行爲，諸如變位、地下水水位等，以便適時採取必要邊坡保護措施及提供水庫安全評估之重要依據。

① 鋸齒堰

鋸齒堰基礎由泥質砂岩、潔淨砂岩及粉砂岩所組成，岩質新鮮密緻，爲鋸齒堰之良好基礎。惟基礎面經乾濕數次循環，表層極易風化崩散，在澆置混凝土之前，均以水沖洗表層風化岩面，清除粉泥以增加岩盤與混凝土之鍵著力。

鋸齒堰主要不連續面包括層面、JA與JB二組節理及一條剪裂帶，其中JA屬傾向節理，延伸長度約10至15公尺，節理面大多緊密無銹染；JB屬走向節理，主要出露於潔淨砂岩層，節理面大多銹染。剪裂帶出露於鋸齒堰右端齒之末端，略沿走向節理發育。各不連續面組，對鋸齒堰基礎開挖少有影響。

鋸齒堰位於左山脊地形線狀構造通過處，基礎開挖面露頭顯示，並無設計階段推測之弱帶存在，僅屬古河道沉泥堆積物，以不整合覆蓋於岩盤之上。

鋸齒堰兩端翼牆之基礎局部在舊河槽沖積層之上，爲了使翼牆基礎座落在岩盤， 右側翼牆往上游旋移 21.2度；左側翼牆末端分塊變更爲中央混凝土心牆及其兩側回填不透水材料。

爲增强鋸齒堰基礎所在邊坡之穩定，鋸齒

堰左隅上游坡面之沖蝕溝以拋石填築培厚，以保護此頁岩邊坡。

由於左山脊地形上稍嫌薄弱，且上下游貫穿山脊之傾向節理發育顯著，故大壩隔幕灌漿向左山脊延伸，涵蓋鋸齒堰前緣，至取出水工進水塔控制房爲止。

② 緩坡段洩槽

兩條古河道出現在溢洪道緩坡段左側開挖面，古河道之沉積物包括紅土、礫石、潔淨砂、有機土及沉泥等，最厚達20餘公尺。由於地下水滲流造成沉泥層管湧（ Piping ），以致開挖坡面淘空崩落，爲防止古河道堆積物因崩解而流入洩槽，左側開挖坡上舊河槽之槽底留一戟台，並將沖積層開挖坡度放緩，局部以隔柵擋牆 (Crib wall)保護。

緩坡段基礎開挖，於Sta.270標高約290公尺洩槽中心線附近古河道砂礫石層中，曾發現數塊黑色碳化之漂流木，經送往台大地質研究所作定年測試，定年測試結果爲 13300年。依此定年結果及取樣地點比高約 100公尺，初步推算壩區地盤隆升率可達7.5 公厘／年。臺灣本島自更新世以來，構造活躍，地盤升降可觀，且屬不等量。以往對更新世以來本島地盤隆升率之研究結果雖略有出入，大致在 2.0至5.0 公厘之間（恆春半島，台南一帶及海岸山脈等），島內山地部份則可能略高。與以往之研究結果相比較，本次推算值 7.5 公厘／年，在西部麓山帶而言，略爲偏高。惟單一試樣之測試結果尚難據區域代表性，壩址地盤隆升率偏高或許是反應出台灣中部地區較大隆起量，或僅是壩址附近局部構造反應所致，仍待進一步採樣試驗及研究。

緩坡段洩槽基礎岩盤爲泥質砂岩、潔淨砂岩及砂頁岩薄互層等岩層單位，一般岩質密緻，洩槽基礎共計有５條

層縫出露，層縫之黏土厚約 5至10公分，不需特殊處理。由於基岩表層易風化，在澆置混凝土之前需特別費時費力的清洗，以清除岩盤面之粉泥。洩槽截水溝以及右側邊坡之開挖，因層理砍腳有局部小岩楔之滑落。

緩坡段洩槽基礎之岩層位態爲北30至60度東，向東南傾斜30至50度，岩層走向與洩槽軸線呈小角度斜交，右側開挖坡爲 1:1.5 (V：H) 之緩坡，以避免層理或層縫自開挖面露出 (Daylight) ，而結構物回填線以上之開挖坡均以植生保護。左側開挖坡屬逆向坡，一般無邊坡穩定之問題。

緩坡段洩槽主要不連續面包括層面、JA與JB二組節理及數條剪裂帶，各不連續面組之位態見圖3.8.15其中JA屬傾向節理，延伸長度約 7至15公尺，節理面大多緊密無銹染；JB屬走向節理，主要出露於潔淨砂岩層，節理面大多銹染。剪裂帶主要出露於緩坡段右側開挖坡上，略沿傾向節理發育，錯距約 1至 2公尺，夾15至25公分之剪裂泥或岩石碎片，局部少量滲水。另一處剪裂帶呈帶狀出露於緩坡段左側開挖坡上，位態不一，延伸約60公尺。緩坡段不連續面對開挖邊坡未造成穩定問題。

緩坡段洩槽基礎出露之主要地質情形示如圖3.8.16及圖3.8.17。

(2) 陡槽段

溢洪道陡槽係位於左山脊下游側之逆向坡上，構成陡槽基礎之岩層包括潔淨砂岩、泥質砂岩及砂頁岩互層等岩層單位，基盤尚稱新鮮密緻。

陡坡段洩槽主要不連續面包括層面、JA、JB及JC三組節理以及數條剪裂帶，各不連續面組之位態見圖3.8.18，其中

JA屬傾向節理，延伸長度約 7至15公尺，節理面大多緊密無銹染；JB屬走向節理，係由河谷解壓所發育，爲陡槽左側邊坡主要不連續面，偶有開口，寬度不一，且延伸長度大，節理面大多銹染；JC屬剪力造成之傾斜節理，延伸長度爲 5至30公尺，節理面多未銹染，偶充填細碎角礫。剪裂帶主要有兩組，一組爲沿層間剪動，發育於潔淨砂岩之夾泥層或砂頁岩互層中之頁岩，其位態與層面相近，延伸頗長；另一組剪裂帶沿JC節理所發育，延伸長度約20至40公尺，夾 5至10公分黏土或破碎岩塊，錯距約0.5至0.8公尺，局部有滲水現象。

由於詳細設計所採用之地形圖精確度不足，造成陡槽右側基腳局部懸空，因此溢洪道變更結構物之佈置，將軸線向山側平移５公尺，變更設計後之右側開挖坡仍屬薄弱，爲增加基礎之穩定，陡槽右側開挖坡以岩錨與岩釘保護。

陡槽左側高達 130公尺之開挖坡實屬大規模之開挖，開挖坡之穩定關係到溢洪道之施工進度及正常運轉功能。陡槽左側邊坡原有植生被覆，大部份屬河道深刷掘鑿之天然陡坡，因而臨河側陡坡之河谷解壓節理顯著發育，其走向大致平行河道，高標高解壓節理傾角較陡，低標高者漸次轉緩，陡坡坡面大致與河谷解壓節理面平行或呈小角度斜交，坡面偶見懸岩及開口節理或裂隙。由於此邊坡陡峭，難於充分調查，設計階段之研判難於準確，施工期間發生邊坡滑崩，引致耽擱工程進度。

由於臨河側陡坡之解壓節理被開挖面砍腳而露出（Daylight），陡槽開挖影響天然邊坡之穩定，數度發生以解壓節理爲滑動面之小規模岩楔崩坍。陡槽開挖進行中曾研擬陡槽左側天然邊坡之覆土層應予剝除，施作岩釘加噴凝土以防止邊坡之不穩定，此邊坡穩定措施須緊隨開挖進行同時施作。惟左側陡坡施工條件甚差，

施工進度遲緩，邊坡穩定措施（岩釘及噴凝土）多未能及時執行，直至邊坡開挖完成一段長時間後才開始施作，穩定措施延誤或許是邊坡崩坍之部份原因。

陡槽左側邊坡曾發生大規模崩坍，其範圍係位於 Sta.320 至 Sta.417 間，距陡槽軸線左側20至 150公尺，高程自260 至355公尺間(圖3.8.19），崩坍範圍之下游側與一舊崩坍相鄰。79年6月21日發現位於標高310公尺，Sta.325至Sta.335間，距陡槽軸線左側55至65公尺處坡面之噴凝土面出露數條裂隙，經詳細檢視及設置簡易位移觀測儀，持續觀測追蹤裂隙之延展，發現裂隙逐日開裂增大，並同時向高、低標高及下游側等方向延伸，終在79年 7月21日下午 5點發生大規模之崩塌。陡槽左側邊坡雖已部份完成施作4至6公尺長之岩釘及掛網噴凝土之保護措施，然因施工困難度高延誤施作邊坡保護工，致使坡面表層解壓（走向）節理漸次鬆動至擴及大範圍邊坡滑崩，此外，由崩坍後滑動面因濕潤而吸附厚厚一層粉塵，推測係因地下水之出路爲噴凝土所封堵，研判地下水壓高可能也是邊坡崩坍誘因之一。崩坍後陡槽左側邊坡之整治，在標高 260公尺以上予以修挖，坡頂修挖爲一平臺（標高335公尺），修挖坡坡度爲1:0.7 (V:H)，坡高每隔10公尺留一 4公尺寬之戧臺；標高 260公尺以下之邊坡爲整個邊坡穩定之趾部支撐，邊坡仍維持原設計坡度爲 1:0.5 (V:H)，此區邊坡穩定措施採預力岩錨，並佈置排水孔以排除邊坡內之地下水；全坡面均施作掛網噴凝土。

陡槽出露之主要地質情形示如圖3.8.16及圖3.8.17。

(3) 投　池

投池基礎之岩盤主要係由泥質砂岩、潔淨砂岩



2.3-116

及砂頁岩互層所組成，岩質新鮮密緻。顯露在投池底版之岩層位態一致，走向呈北 45至 70度東，向東南傾斜約 40 度，略與投池軸線平行。

投池底版開挖面顯露之主要地質弱帶包括 5條層縫及 7條剪裂帶，層縫夾有厚約 3至 5公分之黏土；剪裂帶之位態呈北 50至 70度西，向北傾斜約80度，約與軸線斜交，剪裂帶錯移約0.5至1.5公尺，且夾有厚10公分以下之剪裂泥，兩側岩盤少有破碎，此地質弱帶均不需特殊處理。各不連續面組之位態見圖3.8.20。

當投池右岸邊坡開挖至標高 250公尺，由於開挖挖斷施工前未能辨識之老滑動帶坡趾，致使開挖坡發生滑崩，其範圍由Sta.520至Sta.590，標高250至270公尺間，由地表檢視，滑崩岩體呈塊體狀，係由砂頁岩互層所組成，滑動面爲層面，傾向河側約30度，標高 260公尺之戧臺下滑 3公尺，戧台大致仍保持水平與完整，滑動面以上之岩層局部爲已擾動且岩層位態變動大（見圖3.8.21）。

投池右岸開挖坡重新修挖，位於標高 240公尺設置一個14公尺寬之戧臺，開挖坡坡度由1:1.2（V:H）變更爲1:1.3(V:H），用以挖除高標高所有已知老滑動帶之材料，而14公尺寬之戧臺則可攔截將來任何坡面所有不穩定材料。由於高地下水位所產生之上舉壓力，將是邊坡不穩定之機制所在，故開挖坡鑽設15公尺長之排水孔以適時消除上舉水壓。

投池出露之主要地質情形示如圖3.8.16及圖3.8.17。

4. 取出水工

(1) 斜倚式進水塔

斜倚式進水塔在進行詳細設計之前，曾辦理坡



2-3-117

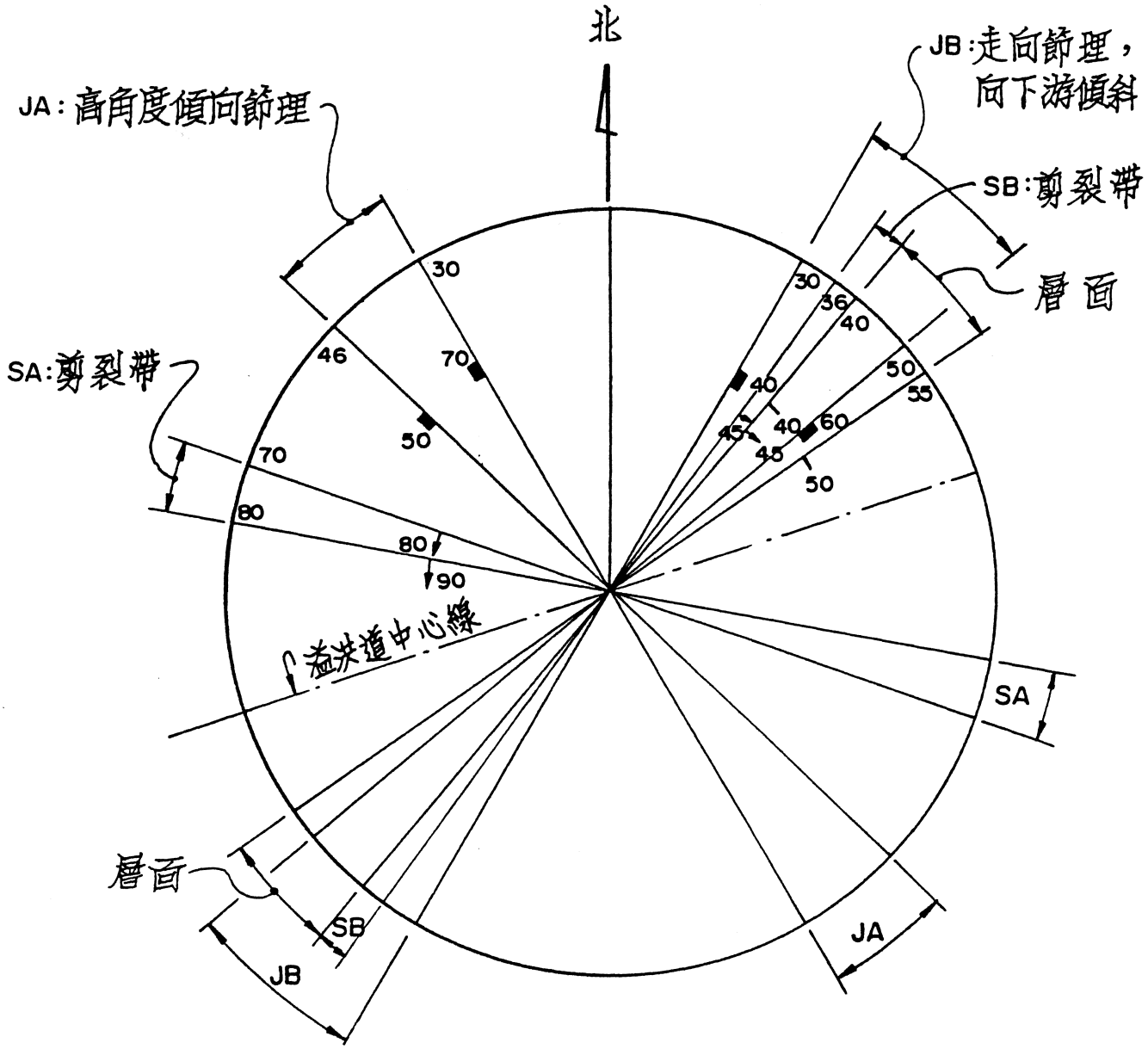



圖3.8.15溢洪道緩坡段節理位態分佈圖

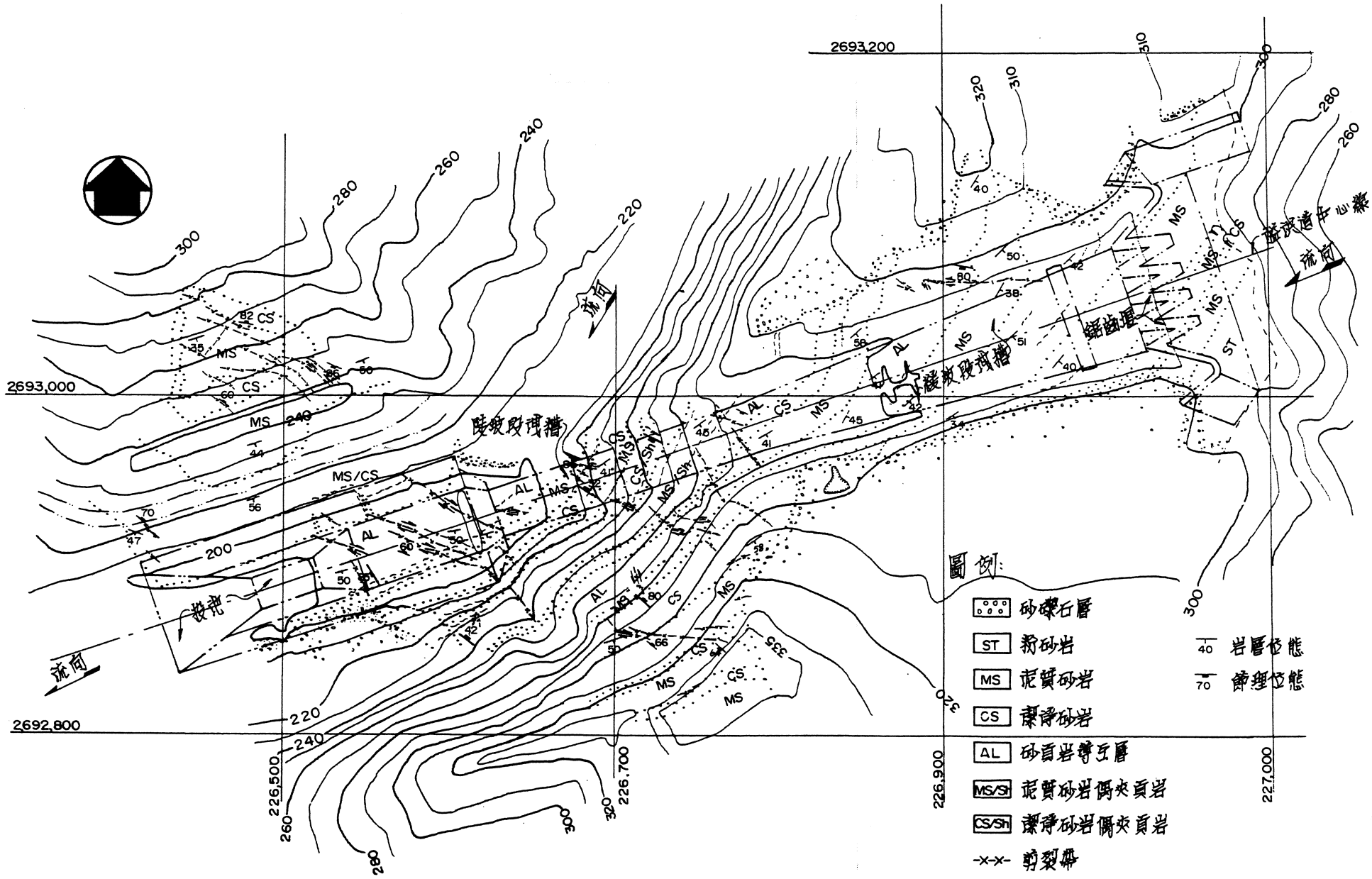



圖3.8.16 溢洪道開挖地質平面圖(改繪自水利局,1992)

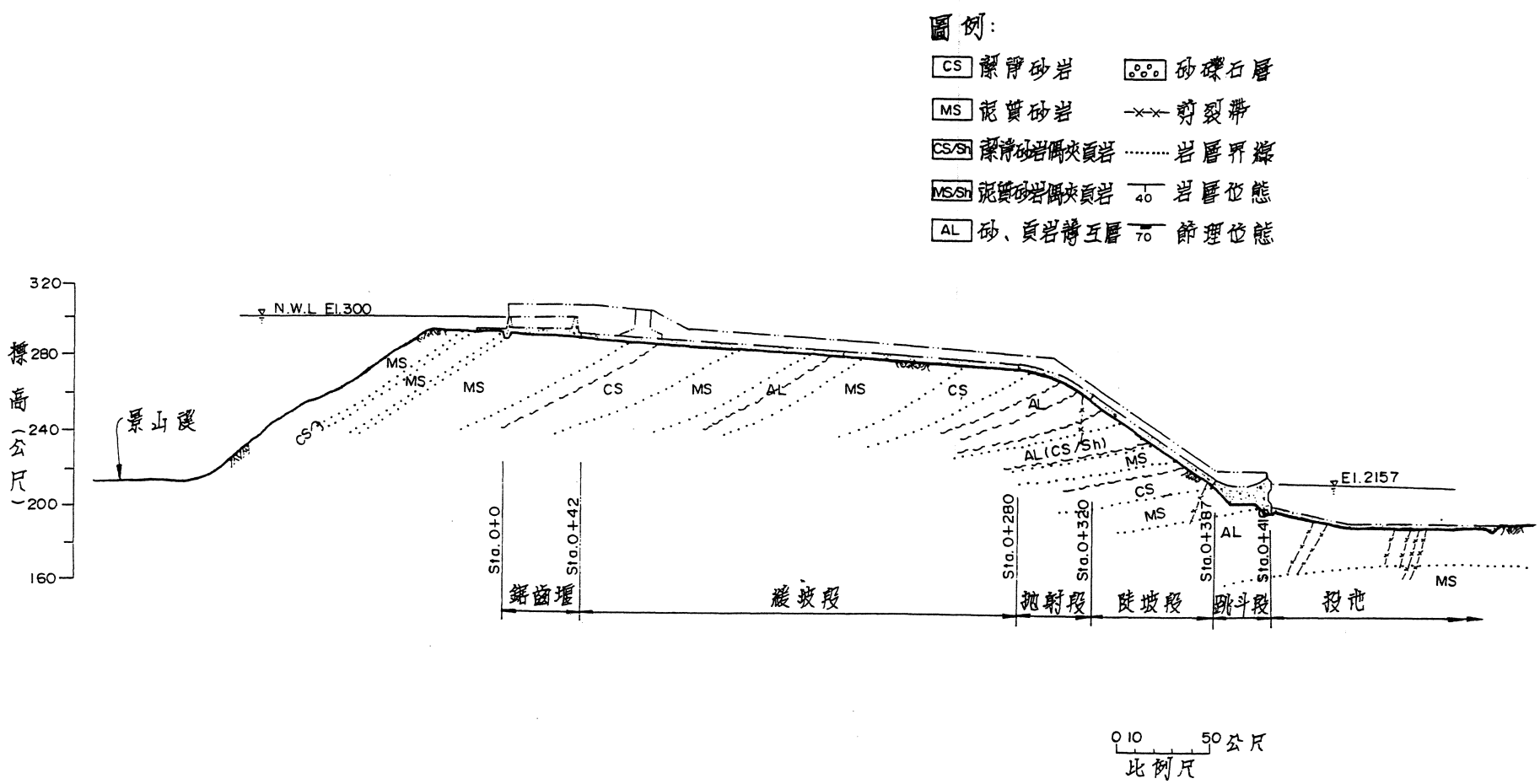



圖3.8.17 溢洪道中心線地質縱斷面圖

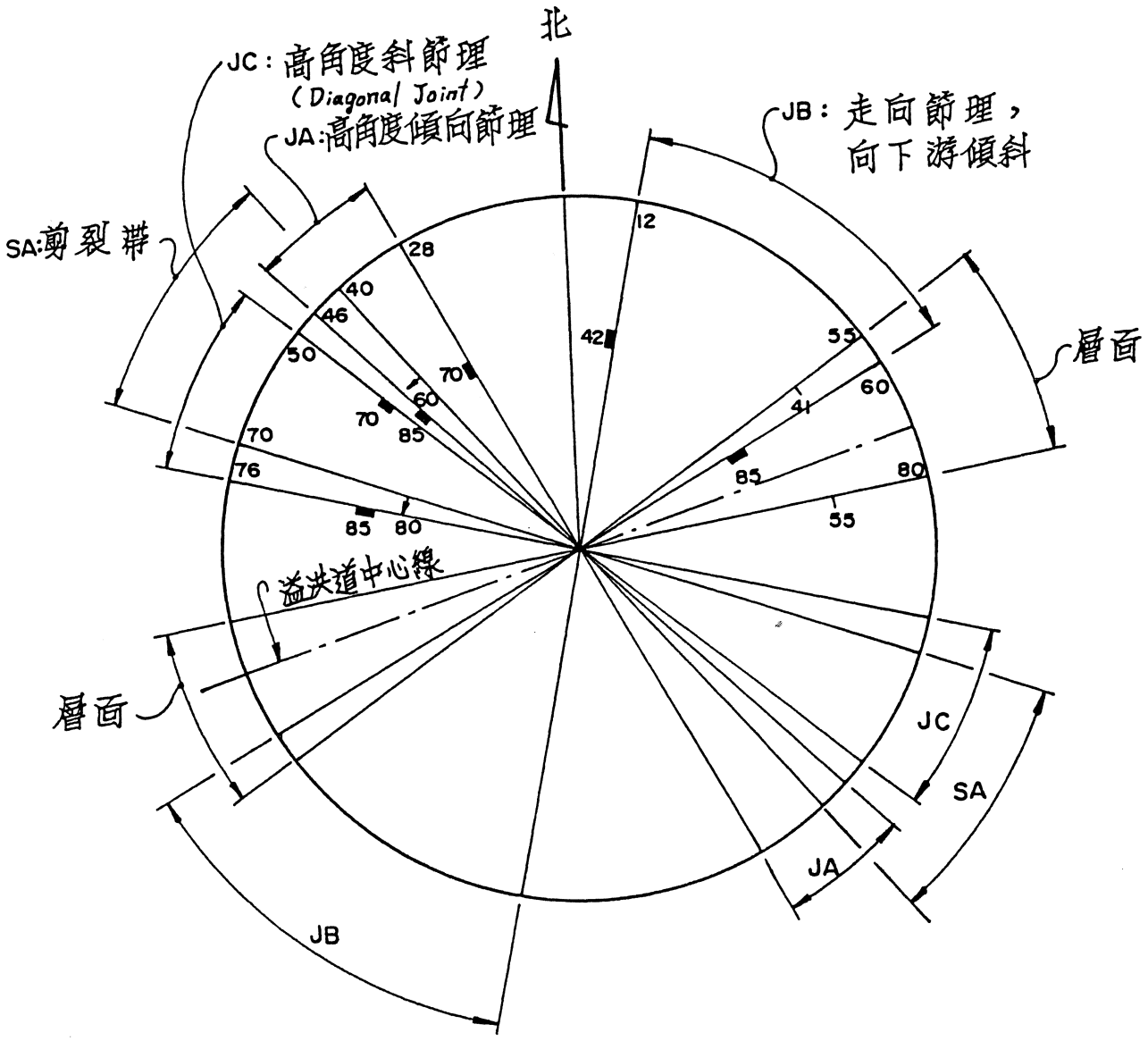



圖3.8.18 溢洪道陡坡段節理位態分佈圖

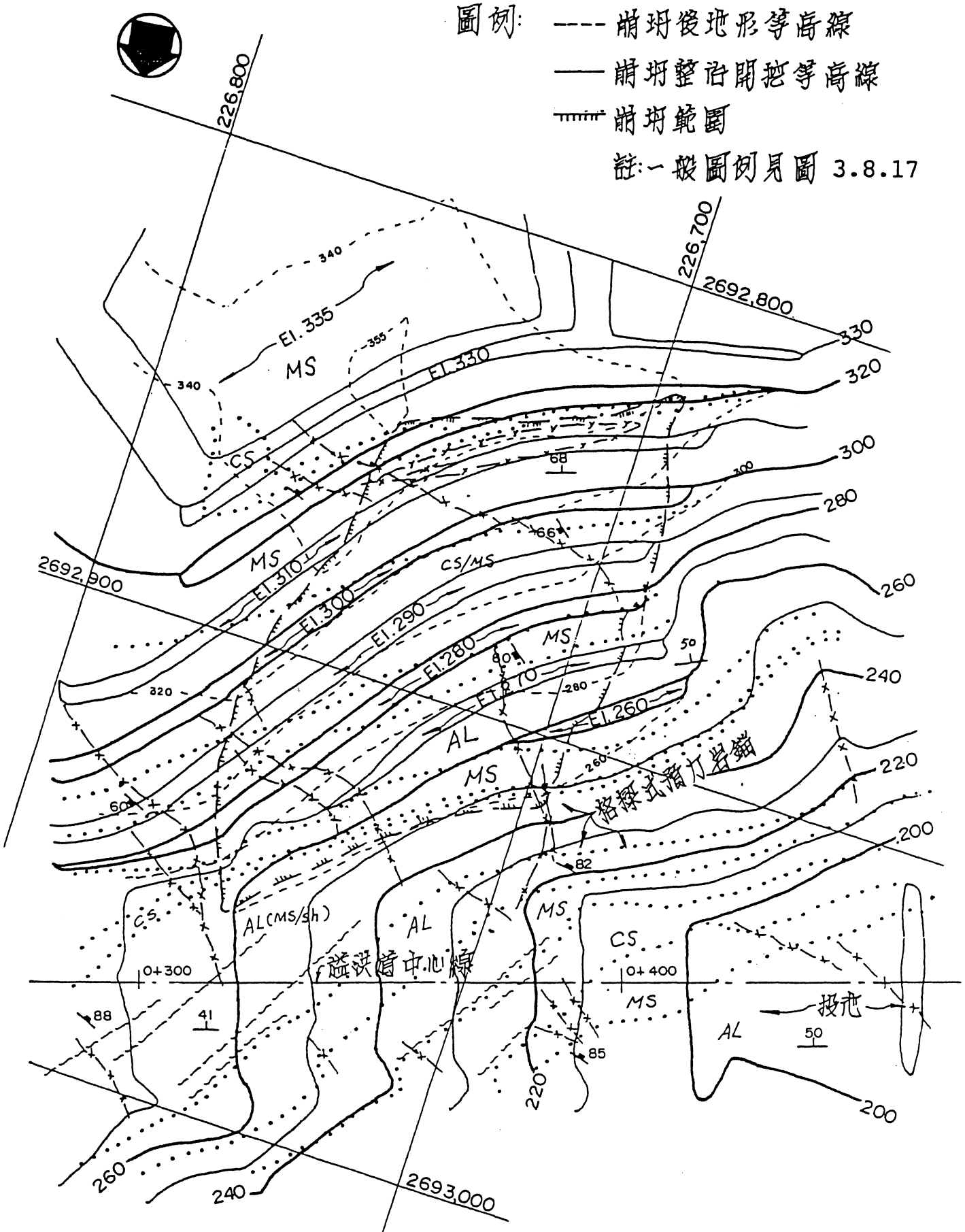



圖3.8.19陡槽左側邊坡崩坍修挖範圍

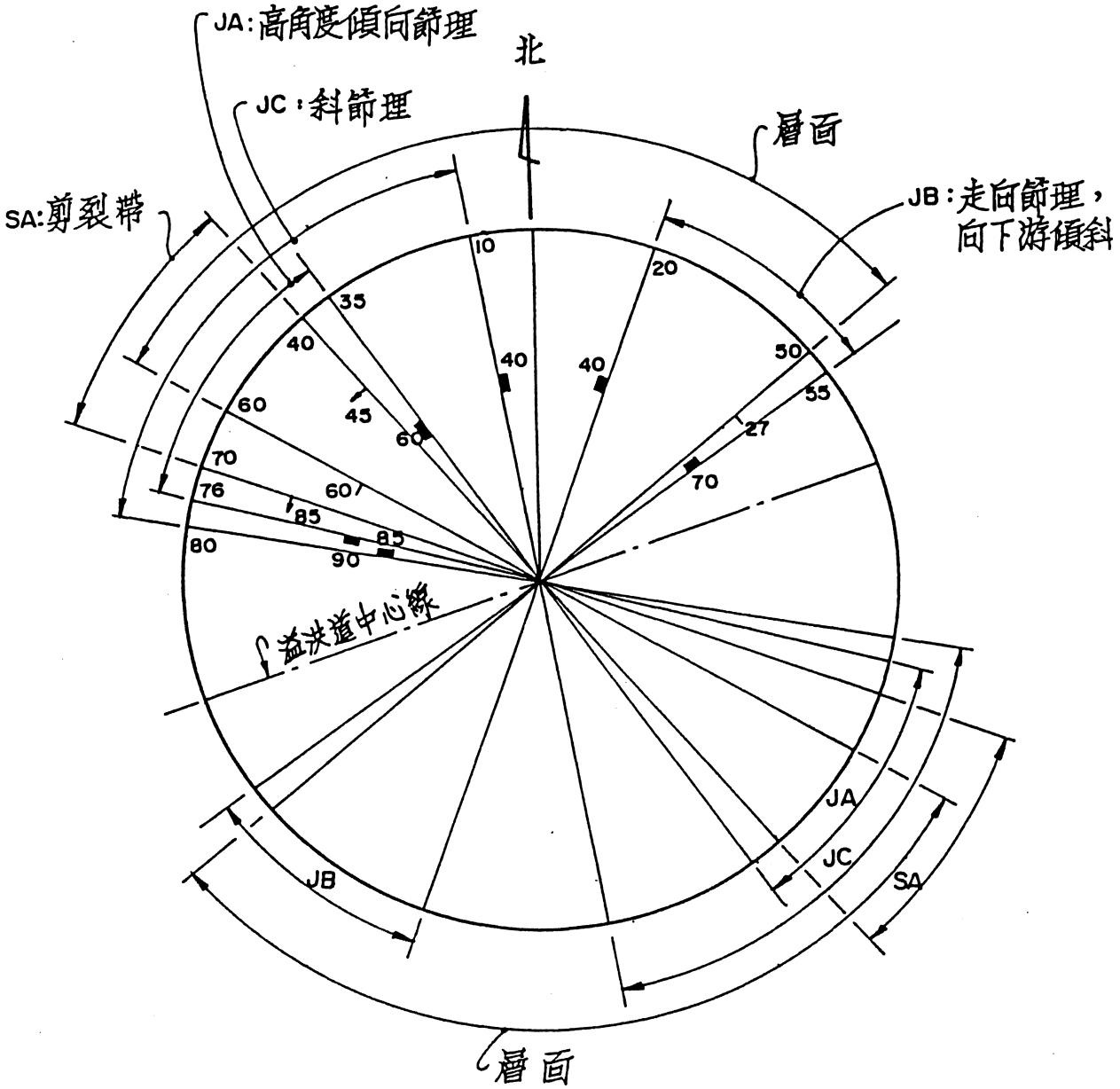



圖3.8.20溢洪道投池節理位態分佈圖



2-3-123

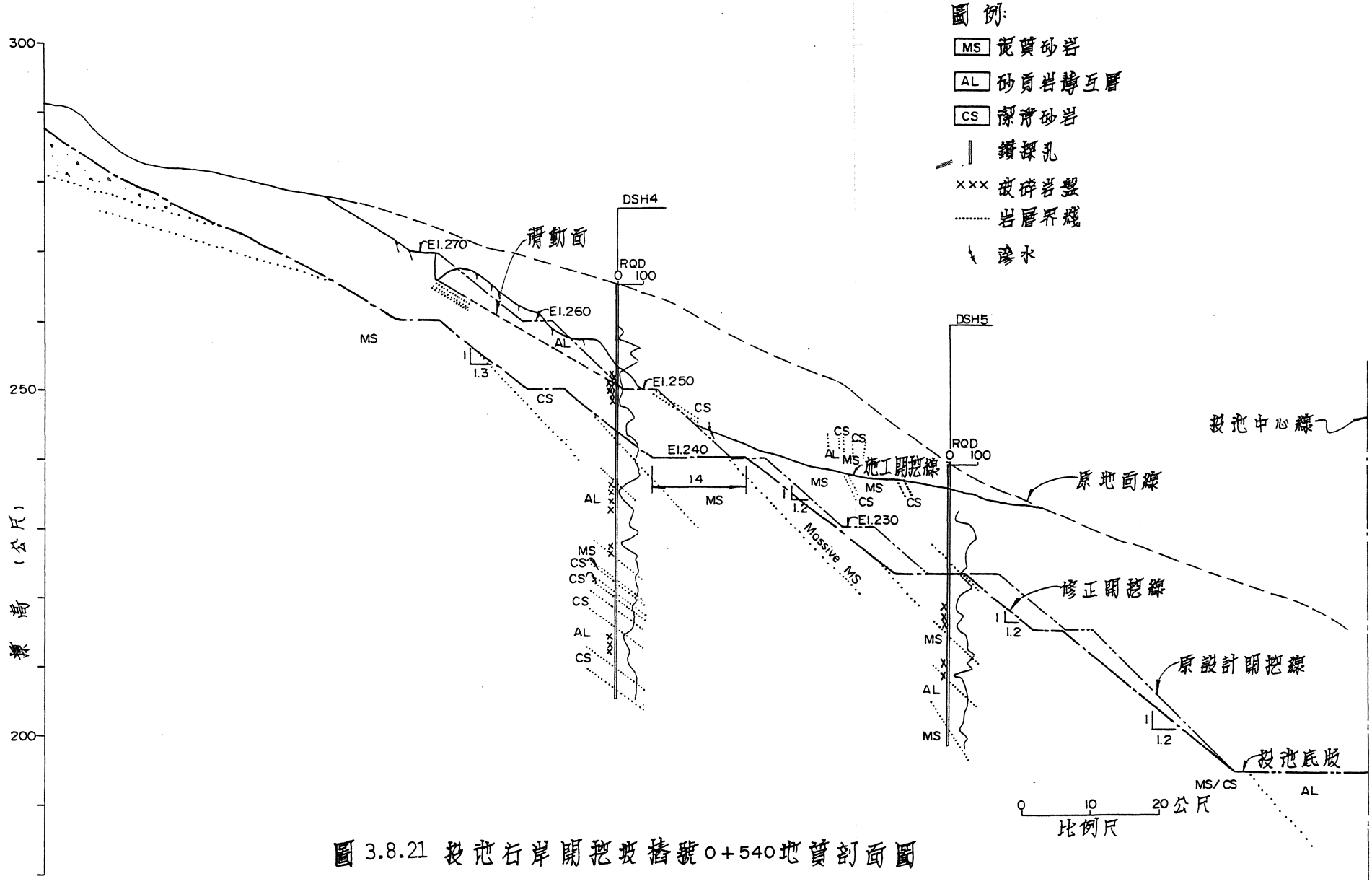



圖 3.8.21 投地右岸開挖坡樁號0+540地質剖面圖

# 2.3-4 竣工及營運階段

# (1) 鯉魚潭水庫竣工報告 - (民國 88 年 6 月)

# 鯉魚潭水庫竣工報告




台灣省中區水資源局

中華民國八十八年六月

2-3-127

配合底版混凝土施工。(c) 如係埋設透水管者，則填以排水級配濾層，將透水管包裹覆蓋，並於濾層頂部舖設PE布，以避免混凝土漿液流入而影響排水功能。(d) 中間縱向混凝土管，每支2.5公尺，由於坡度陡峭，需用吊車或捲揚機吊索（移動式）吊裝並配合人工按裝固定。

應特別注意者，透水管及級配濾料應於灌漿作業完成後埋設，因其施工地點已與灌漿位置相距20公尺（水平距離或垂直深度）以上；主要爲防止壓力灌漿時，漿液進入排水管或濾層內，影響排水功能。

㈤混凝土澆置：

溢洪道構造物混凝土之骨材，最大粒徑爲3"與1/2"，故使用拌合車運輸，以吊車配合吊桶及混凝土壓送車澆置混凝土。

施工單位設備有兩座混凝土拌合廠，以生產供應所有鯉魚潭水庫工程所需之混凝土，其生產拌合機分別爲1.5$M^3$×2鼓及2.0$M^3$×1鼓，並設置骨材處理廠一座。

混凝土施工時，不論以吊車澆置或以混凝土泵壓送，均應垂直落下，且落下高度不得超過1.5公尺，以減少分離。卸下時應逐層散舖，每層散舖厚度不超過0.5公尺爲原則，並避免冷接縫的發生。卸下之混凝土均以震動機搗實，使用震動機時，應穿越至下一層之散舖深度內，俾能使各層間之混凝土充分密實。

混凝土上昇層面，在初凝後以壓力水流將表面之乳膜清除至粗骨材浮面爲原則，而於上一昇層施工時，先以同配比之水泥砂漿覆蓋一薄層後，再澆置原配比之混凝土

## 5-4-5 工程地質：

㈠緩坡段

溢洪道緩坡段位於左山脊鞍部之河岸階地，緩坡段基盤主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、粉砂岩及砂頁岩薄互層等所構成。岩層走向呈北40至55度東，向東南傾斜爲40至50度，岩層傾向上游，鋸齒堰位於此順向坡坡頂，即左山脊上游側河階地之前緣，由於鋸齒堰上游端距順向坡坡面間設有35公尺寬之護床 (Appron)，又順向坡之岩層呈覆瓦狀疊層排列，順向坡右側由上游擋水壩之左末端支撐，左則亦由導水隧道進口所在之凸出山脊保護，因此，順向坡於水庫運轉狀況下應屬穩定，其長期之穩定性可依計測儀



2-3-129

器監測岩坡之實際行爲，諸如變位、地下水水位等，以便適時採取必要邊坡保護措施及提供水庫安全評估之重要依據。

1. 鋸齒堰

鋸齒堰基礎由泥質砂岩、潔淨砂岩及粉砂岩所組成，岩質新鮮密緻，爲鋸齒堰之良好基礎。惟其礎面經乾濕數次循環，表面極易風化崩散，在澆置混凝土之前，均以水沖洗表層風化岩面，清除粉泥以增加岩盤與混凝土之鍵著力。

鋸齒堰主要不連續面包括層面、二組節理及一條剪裂帶，其中傾向節理延伸長度約10至15公尺，節理面大多緊密無銹染；走向節理主要出露於潔淨砂岩層，節理面大多銹染。前裂帶出露於鋸齒堰右端齒之末端，略沿走向節理發育。各不連續面組，對鋸齒堰基礎開挖少有影響。

鋸齒堰位於左山脊地形線狀構造通過處，基礎開挖面露頭顯示，並無設計階段推測之弱帶存在，僅屬古河道沉泥堆積物，以不整合覆蓋於岩盤之上。

鋸齒堰兩端翼牆之基礎局部在舊河槽沖積層之上，爲了使翼牆基礎座落在岩盤，右側翼牆往上游旋移21.2度；左側翼牆末端分塊變更爲中央混凝土心牆及其兩側回填不透水材料。

爲增強鋸齒堰基礎所在邊坡之穩定，鋸齒堰左隅上游坡面之沖蝕溝以拋石填築培厚，以保護此頁岩邊坡。

由於左山脊地形上稍嫌薄弱，且上下游貫穿山脊之傾向節理發育顯著，故大壩隔幕灌漿向左山脊延伸，涵蓋鋸齒堰前緣，至取出水工進水塔控制房爲止。

2. 緩坡段洩槽

兩條古河道出現在溢洪道緩坡段左側開挖面，古河道之沉積物包括紅土、礫石、潔淨砂、有機土及沉泥等，最厚達20餘公尺。由於地下水滲流造成沉泥層管湧 (Piping)，以致開挖坡面淘空崩落，爲防止古河道堆積物因崩解而流入洩槽，左側開挖坡上舊河槽之槽底留一戟台，並將沖積層開挖坡度放緩，局部以隔柵擋牆 (Crib wall) 保護。

緩坡段洩槽基礎岩盤爲泥質砂岩、潔淨砂岩及砂頁岩薄互層等岩層單位，一般岩層密緻，洩槽基礎共計有5條層縫出露，層縫之黏土厚約5



2-3-130

至10公分，不需特殊處理。由於基岩表層易風化，在澆置混凝土之前需特別費時費力的清洗，以清除岩盤面之粉泥。洩槽截水溝以及右側邊坡之開挖，因層理砍腳有局部小岩楔之滑落。

緩坡段洩槽基礎之岩層位態爲北30至60度東，向東南傾斜30至50度，岩層走向與洩槽軸線呈小角度斜交，右側開挖坡爲1:1.5 (V:H) 之緩坡，以避免層理或層縫自開挖面露出 (Daylight)，而結構物回填線以上之開挖坡均以植生保護。左側開挖坡屬逆向坡，一般無邊坡穩定之問題。

緩坡段洩槽主要不連續面包括層面、二組節理及數條剪裂帶，各不連續面組之位態見圖5-4-5-1，其中傾向節理延伸長度約7至15公尺，節理面大多緊密無銹染；走向節理主要出露於潔淨砂岩層，節理面大多銹染。剪裂帶主要出露於緩坡段右側開挖坡上，略沿傾向節理發育，錯距約1至2公尺，夾15至25公分之前裂泥或岩石碎片，局部少量滲水。另一處剪裂帶呈帶狀出露於緩坡段左側開挖坡上，位態不一，延伸約60公尺。緩坡段不連續面對開挖邊坡未造成穩定問題。

緩坡段洩槽基礎出露之主要地質情形示如圖5-4-5-2。

㈡陡槽段

溢洪道陡槽係位於左山脊下游側之逆向坡上，構成陡槽基礎之岩層包括潔淨砂岩、泥質砂岩及砂頁岩互層等岩層單位，基盤尙稱新鮮密緻。

陡坡段洩槽主要不連續面包括層面、三組節理以及數條剪裂帶，各不連續面之位態見圖5-4-5-3，其中傾向節理 (JA) 延伸長度約7至15公尺，節理面大多緊密無銹染；走向節理 (JB) 係由河谷解壓所發育，爲陡槽左側邊坡主要不連續面，偶有開口，寬度不一，且延伸長度大，節理面大多銹染；剪力造成之斜節理 (JC)，延伸長度爲5至30公尺，節理面多未銹染，偶充填細碎角礫。剪裂帶主要有兩組，一組爲沿層間剪動，發育於潔淨砂岩之夾泥層或砂頁岩互層中之頁岩，其位態與層面相近，延伸頗長；另一組剪裂帶沿JC節理所發育，延伸長度約20至40公尺，夾5至10公分黏土或破碎岩塊，錯距約0.5至0.8公尺，局部有滲水現象。

陡槽左側高達130公尺之開挖坡實屬大規模之開挖，開挖坡之穩定關係到溢洪道之施工進度及正常運轉功能。陡槽左側邊坡原有植生被覆，大部分屬河道深刷掘鑿之天然陡坡，因而臨河側陡坡之河谷解壓節理顯著發



2-3-131

育，其走向大致平行河道，高標高解壓節理傾角較陡，低標高者漸次轉緩，陡坡坡面大致與河谷解壓節理面平行或呈小角度斜交，坡面偶見懸岩及開口節理或裂隙。

由於臨河側陡坡之解壓節理被開挖面砍腳而露出 (Daylight)，陡槽開挖影響天然邊坡之穩定，數度發生以解壓節理爲滑動面之小規模岩楔崩坍。陡槽開挖進行中曾研擬陡槽左側天然邊坡之覆土層應予剝除，施作岩釘加噴凝土以防止邊坡之不穩定，此邊坡穩定措施須緊隨開挖進行同時施作。

陡槽左側邊坡曾發生大規模崩塌，其範圍係位於sta.320至sta.417間，距陡槽軸線左側20至150公尺，高程自260至355公尺間，崩坍範圍之下游側與一舊崩坍相鄰。79年6月21日發現位於標高310公尺，sta.325至sta.335間，距陡槽軸線左側55至65公尺處坡面之噴凝土面出露數條裂隙，經詳細檢視及設置簡易位移觀測儀，持續觀測追蹤裂隙之延展，發現裂隙逐日開裂增大，並同時向高、低標高及下游側等方向延伸，終在79年7月21日下午5點發生大規模之崩塌。陡槽左側邊坡雖已部分完成施作4至6公尺長之岩釘及掛網噴凝土之保護措施，然因施工困難度高延誤施作邊坡保護工，致使坡面表層解壓（走向）節理漸次鬆動至擴及大範圍邊坡滑崩，此外，由崩坍後滑動面因濕潤而吸附厚厚一層粉塵，推測係因地下水之出路爲噴凝土所封堵，研判地下水壓高可能也是邊坡崩坍誘因之一。崩坍後陡槽左側邊坡之整治，在標高260公尺以上予以修挖，坡頂修挖爲一平台（標高335公尺），修挖坡坡度爲1:0.7 (V:H)，坡高每隔10公尺留一4公尺寬之戧台；標高260公尺以下之邊坡爲整個邊坡穩定之趾部支撐，邊坡仍維持原設計坡度爲1:0.5 (V:H)，此區邊坡穩定措施採預力岩錨，並佈置排水孔以排除邊坡內之地下水；全坡面均施作掛網噴凝土。

陡槽出露之主要地質情形示如圖5-4-5-2。

㈢投池

投池基礎之岩盤主要係由泥質砂岩、潔淨砂岩及砂頁岩互層所組成，岩層新鮮密緻。顯露在投池底版之岩層位態一致，走向呈北45至70度東，向東南傾斜約40度，略與投池軸線平行。

投池底版開挖面顯露之主要地質弱帶包括5條層縫及7條剪裂帶，層縫

夾有厚約3至5公分之黏土；剪裂帶之位態呈北50至70度西，向北傾斜約80度，約與軸線斜交，剪裂帶錯移約0.5至1.5公尺，且夾有厚10公分以下之剪裂泥，兩側岩盤少有破碎，此地質弱帶均不需特殊處理。各不連續面組之位態見圖5-4-5-4。

當投池右岸邊坡開挖至標高250公尺，由於開挖挖斷老滑動帶坡趾，致使開挖坡發生滑崩，其範圍由sta.520至sta.590，標高250至270公尺間，由地表檢視，滑崩岩體呈塊體狀，係由砂頁岩互層所組成，滑動面爲層面，傾向河側約30度，標高260公尺之戧台下滑3公尺，戧台大致仍保持水平與完整，滑動面以上之岩層局部爲已擾動且岩層位態變動大。

投池右岸開挖坡重新修挖，位於標高240公尺設置一個14公尺寬之戧台，開挖坡坡度由1:1.2 (V:H) 變更爲1:1.3 (V:H)，用以挖除高標高所有已知老滑動帶之材料，而14公尺寬之戧台則可攔截將來任何坡面所有不穩定材料。由於高地下水位所產生之上舉壓力，將是邊坡不穩定之機制所在，故開挖坡鉆設15公尺長之排水孔以適時消除上舉水壓。

投池出露之主要地質情形示如圖5-4-5-2。



D-3-133

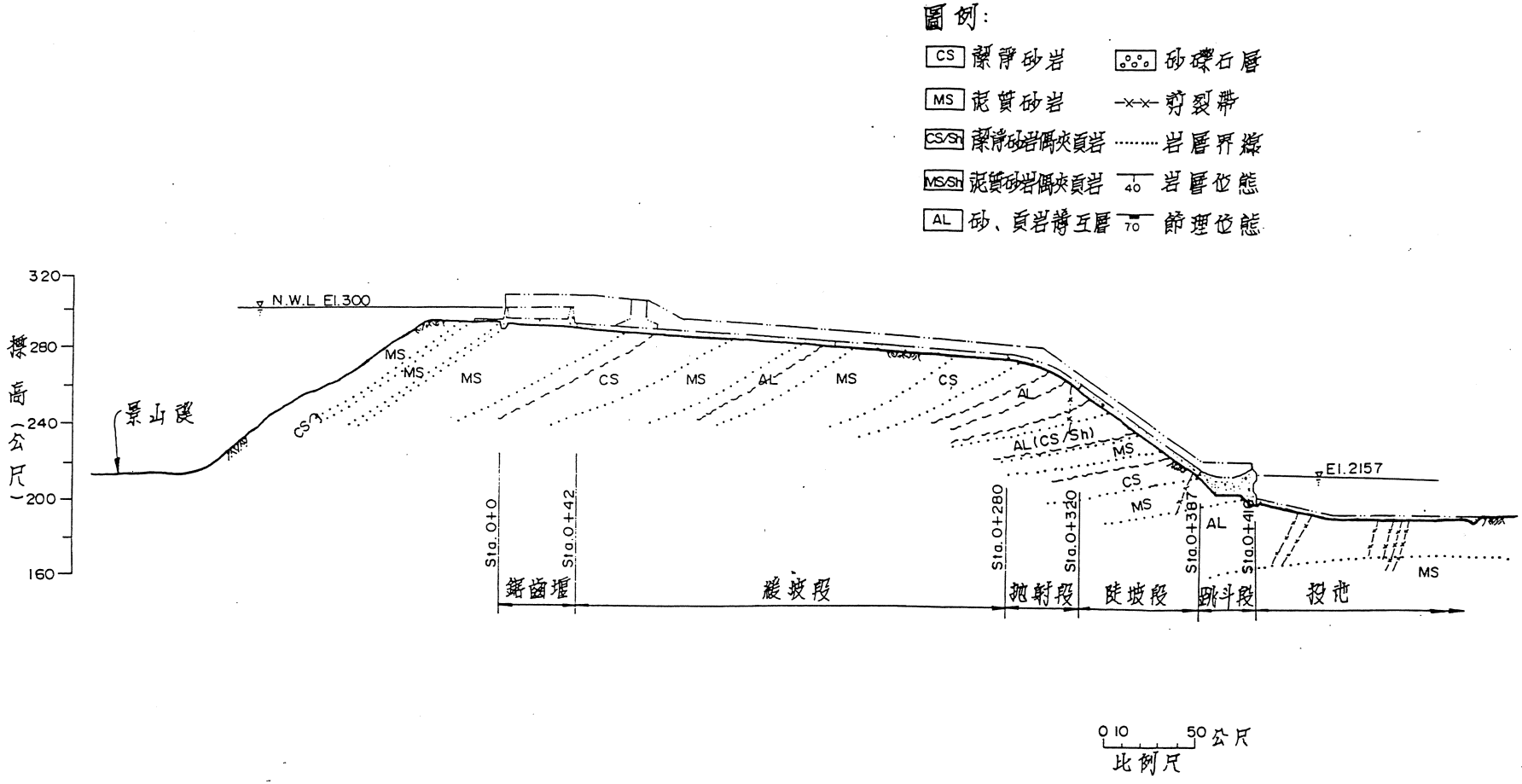



圖 4.1.4-7 溢洪道地質剖面圖(沿中心線)

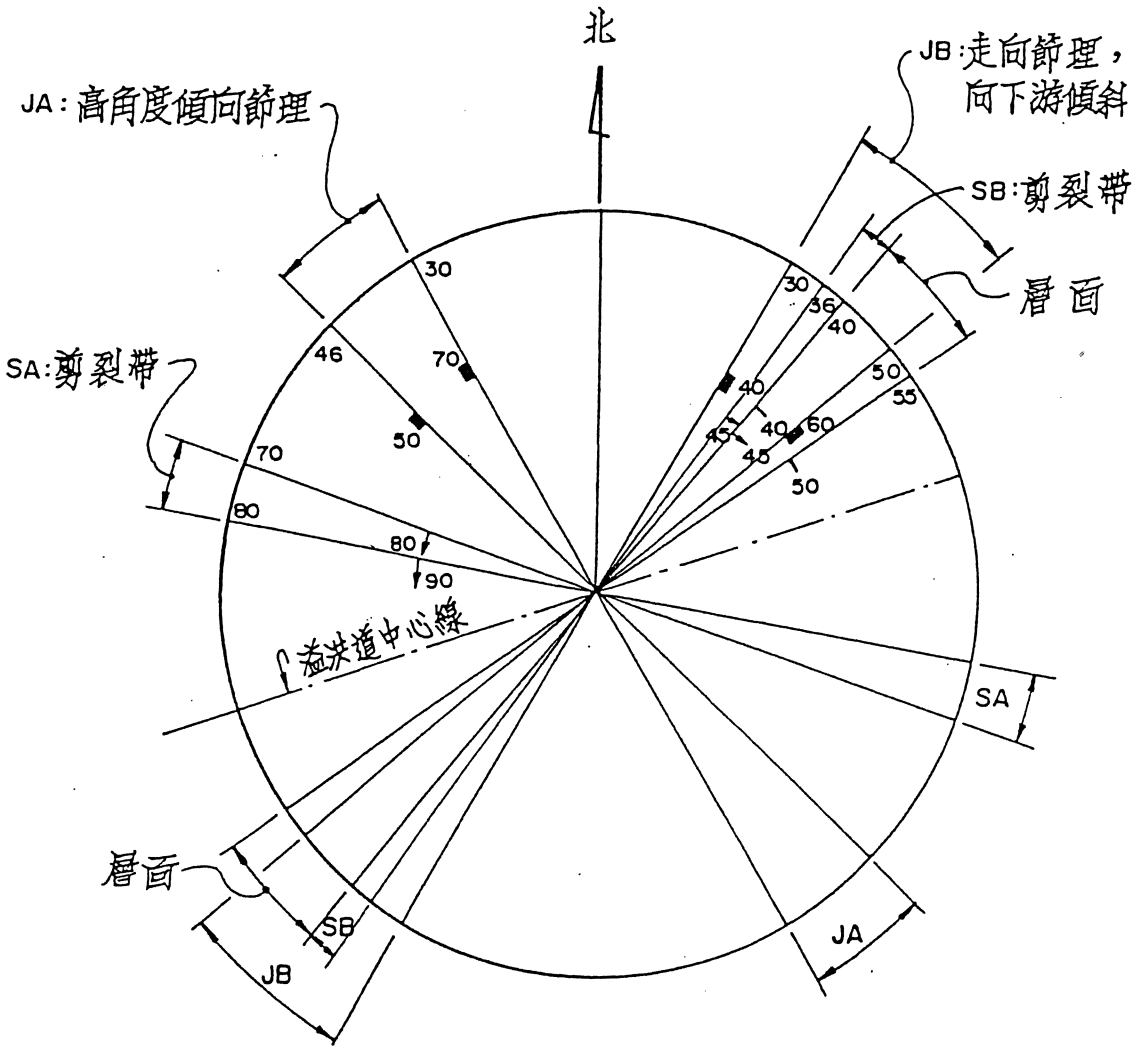



圖 5.4.5-1　　溢洪道緩坡段不連續面位態分佈圖



2-3-135

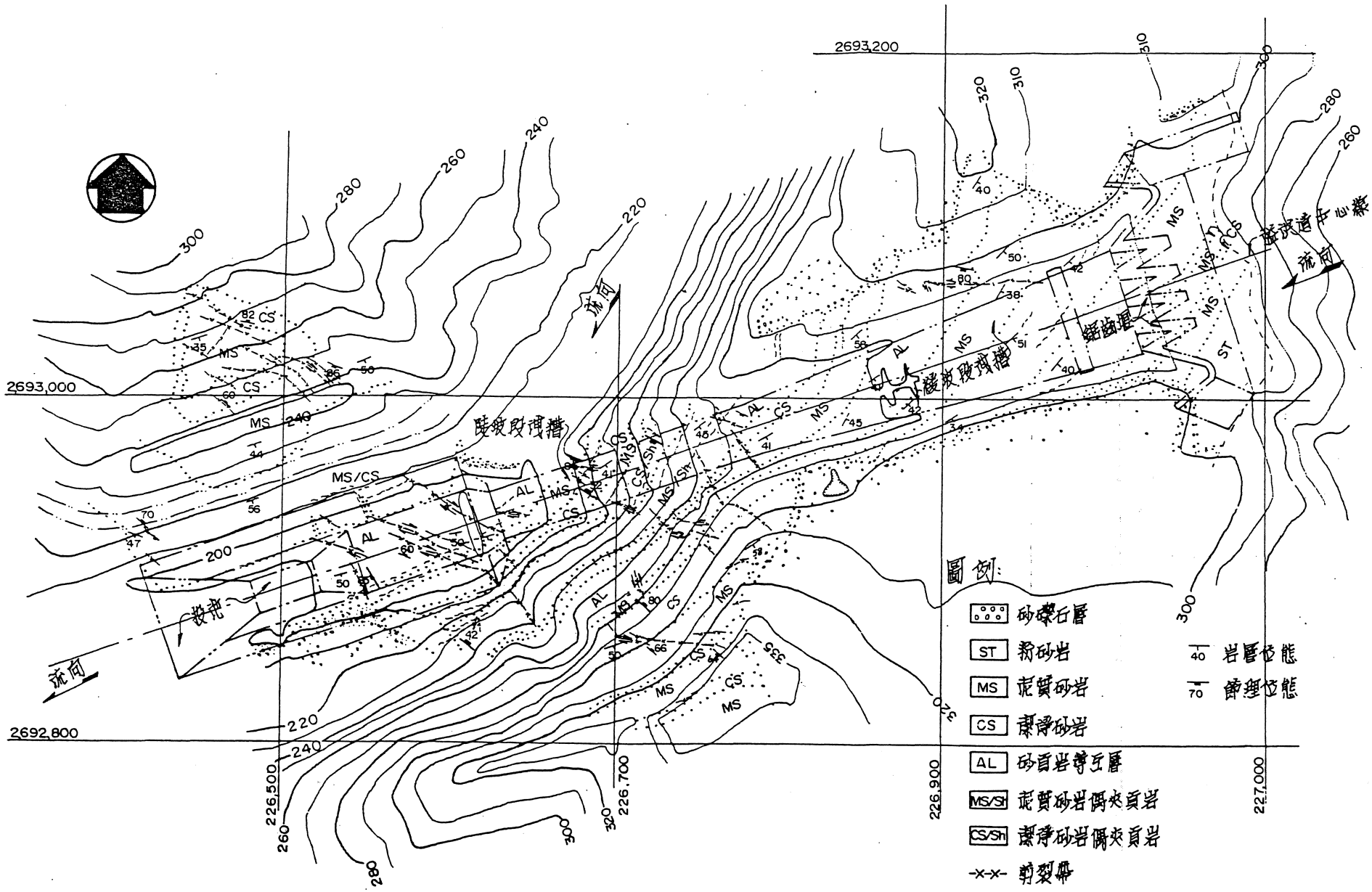



圖 5.4.5-2　　溢洪道開挖地質平面圖

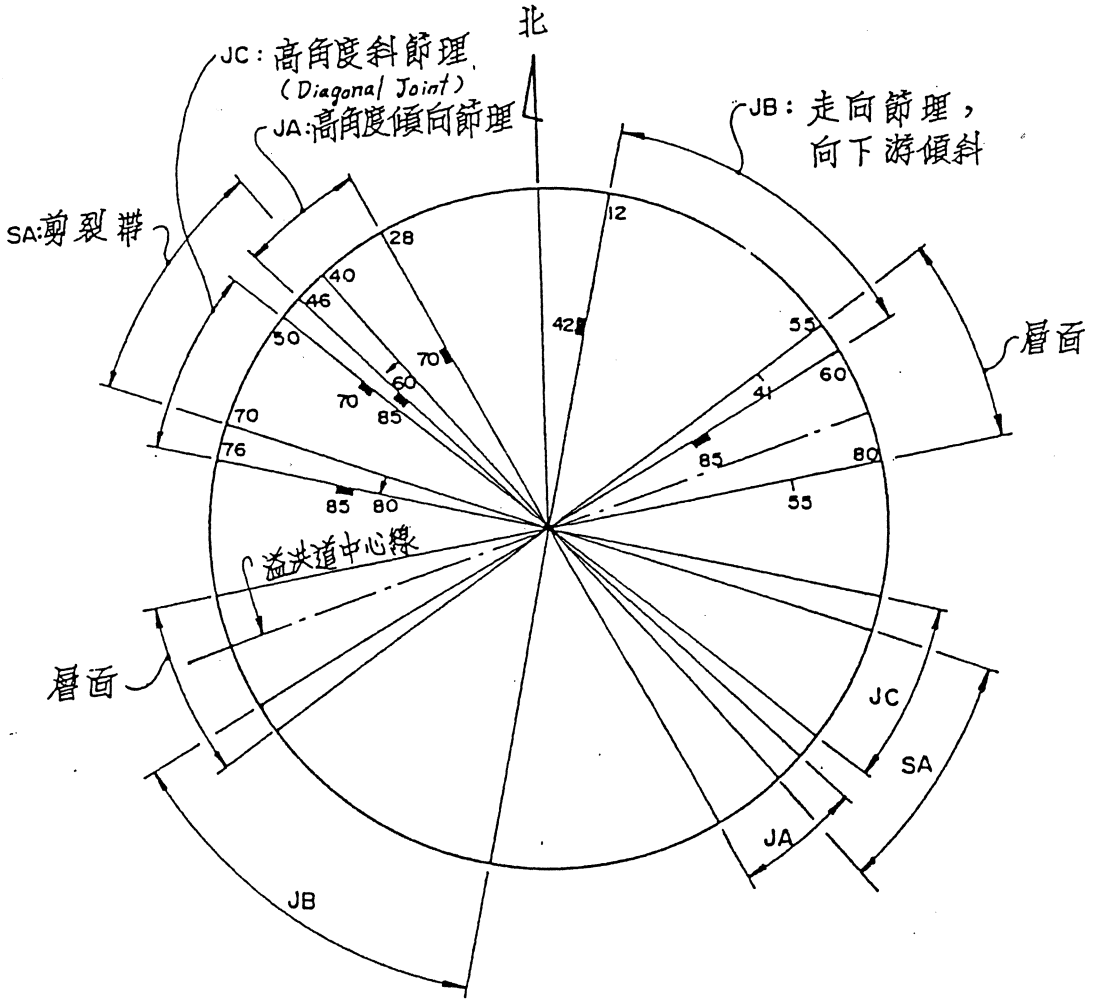



圖 5.4.5-3　　溢洪道陡坡段不連續面位態分佈圖



2-3-137

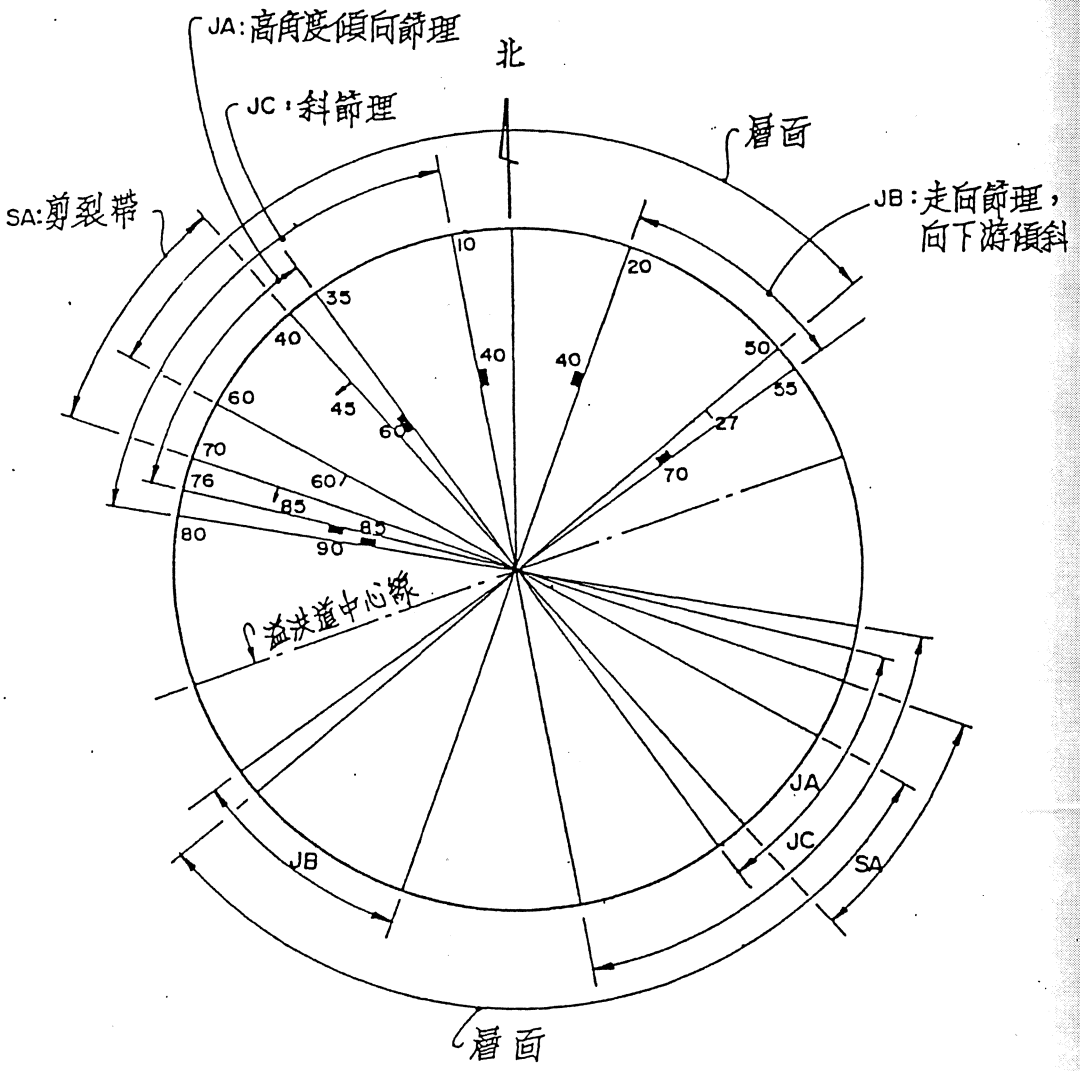



圖 5.4.5-4　　溢洪道投池不連續面位態分佈圖



2-3-138

# 2.4　取出水工

# 2.4-1 規劃階段

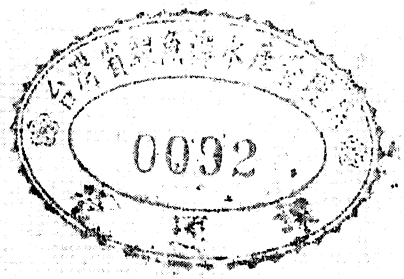
(1) 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告
二、工程專題
1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估
附錄 - (民國 73 年 8 月)

# 苗栗縣鯉魚潭水庫計畫檢討報告

## 二、工程專題

### 1.鯉魚潭水庫壩工可行性評估

## 附　　錄




主辦機關：台灣省水利局

執行機關：財團法人中興工程顧問社

中華民國七十三年八月

2.4-3

心壕開挖後，兩壩座之解壓節理應可以灌漿處理。但解壓裂縫則必須加以清洗，而以水泥砂漿回填，以達到止水及改善強度與減少不均勻變形之目的。

根據透水試驗資料，以 50%水頭作為灌漿幕之深度，並由河床向兩壩座漸減為水平深度 40 公尺，地質上應可接受。灌漿孔之方向以儘可能與傾向節理及解壓節理正交為理想，以達到完善之止水效果。

橫坑 AD-2 內發現之方解石溶蝕現象，在完善的基礎止水處理後將可減至最低程度，而不致構成日後之基礎穴蝕問題。

心壕以外之壩基原地之覆蓋土，應視其強度及密度決定是否挖除。由於軟弱易蝕之淨砂岩亦存在於心壕以外之壩基，故須在心壕下游之基礎面設置適當之濾層，以防止管湧發生。

## Ⅲ－3　左山脊

### 1　地質特點

由於地層走向平行於左山脊線，基本上左山脊地層及構造與左壩座出露者相似，地層走向及傾斜均無明顯變異。左山脊上游面為 Unit Ⅱ及 Unit Ⅲ最上層所構成

的順向坡，下游面為Unit Ⅵ至Ⅷ所構成的逆傾坡。逆傾坡面大致順走向節理發展，坡度陡峻。山脊頂部為平坦面，堆積有紅土及台地礫石。此種地形及地質構造與德基水庫左山脊及石門水庫右山脊極為類似，均有利於建壩。

左山脊地形地質方面之主要疑慮為計劃水庫滿水位很接近山脊地形上之極限，且山脊頂部之堆積物及風化岩局部低於滿水位，須做截水設施。同時左山脊是否有破碎帶存在亦為本章討論之重點。

2. 溢洪道

大壩下游右岸為廣大之順向坡面，為改善溢洪道排洩洪流引起順向坡之不穩定，建議將溢洪道之方向轉移，使之直向下游較為順直之河道。建議溢洪道之位置及地質剖面如圖Ⅲ－2及Ⅲ－8。

根據節理發展情形研判，溢洪道左側開挖坡穩定情形較佳。右側開挖坡可能有局部由層面與傾向節理構成之不穩定岩楔出現，宜以加固處理。

溢洪道進水堰位於左山脊地形線狀構造通過之處，可能有弱帶存在，應連同左山脊頂部截水處理一併考慮處理。

3. 導水隧道

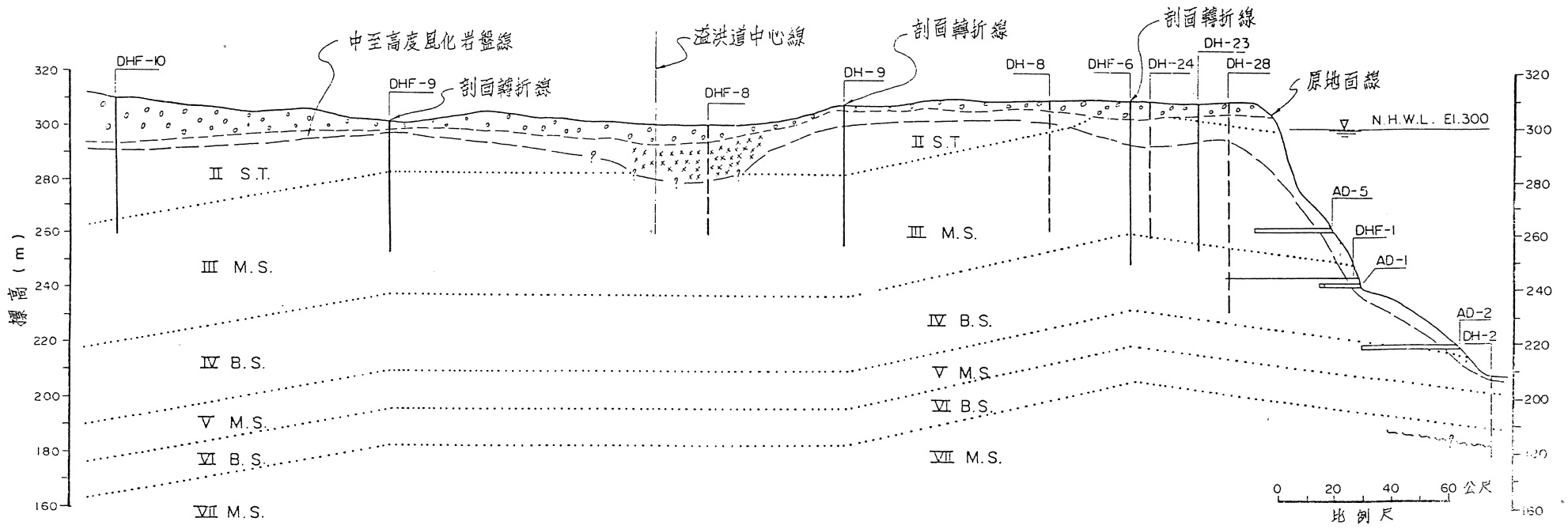
導水隧道中心線方向大致與此區地層走向呈50 度之交角，而與傾向節理呈約 47 度之交角，隧道開挖問題不大。隧道下游出口位處逆傾坡，地質條件上，亦為有利之佈置。至隧道上游進口位處順向坡厚層頁岩上，洞口設計應避免深開挖為原則。

由於軟弱易蝕之淨砂岩亦可能存在於導水隧道開挖面，故隧道開挖後立即以噴漿支撐，防止砂岩強度劣化，隨後再以混凝土襯砌應屬必要。

4. 左山脊處理

根據鑽探結果，左山脊頂部礫石層及風化岩深度頗不規則。鑽孔 DHF-10 處礫石層且深達 20 公尺，即達標高 292 公尺左右，較之水庫滿水位尚低 8 公尺。鑽孔 DHF-6 處覆蓋層連同高度風化岩深達 20 公尺，即標高 290 公尺左右，亦較水庫滿水位為低。鑽孔 DHF-7, DHF-8 發現地形上之線狀構造，可能有弱帶存在（見圖III—9）。此外，山脊內可能尚有局部較深之古河道深槽或局部較深之風化岩，甚或尚未發現之弱帶存在，凡此皆有待設計階段繼續探查加以澄清處理。

若能在主工程施工前沿山脊線挖掘一大型槽溝直至岩




剖面 E－E

圖例見圖 Ⅲ-2

圖Ⅲ-9 鯉魚潭壩址左山脊地質剖面圖

盤線或標高300公尺，則一方面可作為地質探查材料即可達到截水之效果。

由於山脊地形上稍嫌薄弱，且有貫穿上下游之傾向節理發展，故大壩灌漿幕應向左岸延伸，涵蓋整個左山脊。

目前左山脊之鑽孔大部份為垂直孔，與傾向節理相交之概率不大，故現有之透水試驗資料顯示大部份表示透水度不高。下一階段探查工作宜佈置若干斜孔，並且至少有一孔須深達河床之高程，以了解山脊之透水情形，提供灌漿幕設計參考。

2-4-10

578

# 2.4-2 基本設計階段

# (1) 鯉魚潭水庫工程基本設計報告 - (民國 75 年 5 月)

627.8024
Wc.2

# 鯉魚潭水庫工程基本設計報告

中興工程顧問社
圖書館
0010993

主辦機關：台灣省水利局
執行機關：鯉魚潭水庫工程調查設計隊

中華民國七十五年五月

010993

2-4-13

壩址附近之河床礫石堆積一般在1～2公尺深。左右岸壩墩附近之覆蓋層厚約2公尺。左壩座頂部爲一侵蝕台地，其上覆蓋著紅土礫石層，一般的厚度約在5～7公尺，局部可能達10公尺，甚或更厚；右壩座頂部標高約300公尺以上之地表亦全爲紅土礫石所覆蓋，其厚度約3～8公尺。惟左壩座山脊之岩盤線局部低於水庫滿水位，可能有庫水滲漏之慮，需作處理。

③構造

壩址附近地質爲一單斜構造，地層向上游傾斜，岩層走向北24°至35°東，傾角28°至40°東南。兩岸地層位態一致，且地層爲連續，無斷層、褶皺或其他構造擾動帶發現。故整體而言，壩址的地質條件相當不錯，基岩之性質及構造形態上，亦頗有攔阻地下水外滲之效，是築壩之適當位置。

④不連續面

壩址岩盤主要不連續面爲層面裂理（parting）及層縫（bedding seam），次要弱面爲一組傾向節理及一組走向節理。其中傾向節理較爲常見，平均約2至3公尺間距出現一條。此節理因略與兩壩座地形面平行，故近地表處與解壓節理混雜，在節理等密度圖內形成雙中心之現象。其中右壩座傾向節理集中於北42°至73°西，傾角50°至85°西南；左壩座則集中在北60°至84°西，傾角52°至80°東北。走向節理在壩址一帶較少發展，位態集中情形較不明顯，其位態約北54°至85°東，傾角52°至75°西北。

(2)崩塌地調查

①水庫邊坡

水庫周圍地形平緩，植生情形良好，現有坡地少有坍塌之現象，亦無具規模之舊崩坍地。張石角（民國五十八年）曾調查水庫周圍山坡穩定性，認爲分佈於大壩上游之錦水厚層頁岩邊坡穩定上較爲不



2-4-15

利，其中接近大壩之右岸部份且爲順向坡，故評定爲本水庫地區最不利之一級。惟就整體而言，由於水庫兩岸坡度緩，坡高低，蓄水後無發生大型崩坍而擠溢庫水之潛能。大壩上游右岸順向坡岩層尙無砍脚之現象，岩層結構穩定情形尙佳。惟水庫蓄水後頁岩分佈區發生較小規模之潛移當爲可預期之現象。在砂岩或砂頁岩互層之地區，除陡坡外，表土滑移可能性較低。

②電廠預定地

位於壩址下游 500 公尺，標高 210 至 320 公尺之崖錐堆積地，依照試坑調查資料及現地的勘察，判定此爲一古老的崩塌地。本區岩層因爲順向坡，且經航照圖的判釋及野外露頭的調查，此崩塌地應屬平面型破壞，而在靠近河床附近，其崩積層厚度可能有 20 公尺厚。爲顧及日後電廠之安全，建議將此預定地遷移它處。惟此崩塌地目前已趨穩定，日後若無大量的開挖及坡脚與邊坡之破壞，應不至再發生大規模的崩坍。有關此崩塌地之範圍，見圖 2 — 2 — 3 。

(3)不連續面分析調查

由於各主要結構物的建造均需相當的開挖，爲配合各結構物局部開挖時及日後的邊坡安定，在各開挖地區，必須對不連續面作詳細的調查、記錄，以爲邊坡安定分析之需。由調查結果所得資料整理，並作等面積投影圖分析，本調查區不連續面之位態分佈情形如圖 2 — 2 — 4 至 2 — 2 — 9 。

2.地下探查

爲補充地面地質調查之不足，並進一步探查壩址河床可能弱帶，左右壩座風化情形及解壓裂縫，左岸上游面順向坡，左山脊線型構造，左山脊頂部台地礫石層分佈及風化帶深度，並取樣供試驗室作物理特性及強度試驗，自民國五十五年至七十三年在壩址及附近共鑽探44孔，總深度 2,355 公尺，並在壩軸及其上游開挖 7 座探查橫坑，共長



2.4-16

310 公尺。

壩址岩層之風化影響深度，在右壩座約達水平距離 35 公尺，在左壩座約達水平距離 25 公尺。此一範圍之岩石，尤其是潔淨砂岩類，大部份已轉爲土黃色，並有解壓節理發展。河床在淺薄之堆積物下，主要爲新鮮灰色之砂岩，但部份潔淨砂岩類已呈鬆軟之狀態。這種鬆軟之潔淨砂岩亦在兩壩座及左山脊風化帶以下發現，分佈頗不規則。

中度及高度風化岩盤之深度在右壩座約爲 5 至 10 公尺，平均約 7 公尺；在左壩座約 3 至 7 公尺，平均約 5 公尺。左壩座最頂部風化情形略深。

因風化、解壓之故，傾向節理及解壓節理開口加大而成爲解壓裂縫，左岸橫坑 AD—2 內發現之二條解壓裂縫寬度達二十餘公分。開口較小之解壓裂縫亦在橫坑 AD—1，AD—3，及 AD—4 發現。至於探查橫坑所量測到之不連續面位態，經分析結果如圖 2—2—10至 2—2—13。

關於壩址附近岩層之透水性，由以往及現階段所有鑽探孔之透水試驗資料整理並計算各試驗孔之透水度（Lugeon）值，其結果如圖 2—2—14。由圖 2—2—17 可知，一般垂直孔之透水度均甚低（3 Lugeon 以下），而斜孔與水平孔之透水度則屬中等（7 至 15 Lugeon）或高 15 Lugeon 以上）。此一現象顯示斜孔及水平孔穿過較多之傾向節理及解壓裂縫，故較爲透水。此現象爲本壩址灌漿孔佈署方向之一主要考慮因素。

由於左山脊是溢洪道，導水隧道等主要構造物之佈置場所，因此對地下水的分佈與流向亦需有所了解。由左山脊的鑽孔作定期的水位觀測與記錄得知，整個左山脊的水位分佈情形如圖 2—2—3。

此外，爲進一步了解導水隧道沿線之地質情況，目前正進行導水

隧道段亦色，心提較差值變段岩取率尺，%以岩，多爲迴水岩，%，

及 4

由表最高分。分，

）補



2.4-17

隧道進、出口段各200公尺之水平鑽探，現在出口段已完成，而入口段亦接近完成。由已鑽取之岩心得知，導水隧道出口段岩性主要爲灰色，細粒之泥質砂岩及潔淨砂岩。泥質砂岩一般膠結良好而堅硬，岩心提取率平均高達 90 %以上， RQD 值約 85 ～ 90 ；潔淨砂岩膠結較差，部份岩層軟弱而易蝕，岩心提取率平均約 75 ～ 80 %， RQD 值變化較大，平均約 50 ～ 60 ，局部低於 30 ，甚至爲 0 。隧道入口段岩性則爲頁岩、粉砂岩、泥質砂岩及少數的潔淨砂岩。頁岩岩心提取率平均 90 %以上，但RQD 值變化大，平均約 60 。在 60 至 150 公尺，岩性爲粉砂岩及泥質砂岩，岩心膠結良好，提取率平均高達 95 %以上，RQD 值亦有 90 。 150 至 180 公尺爲泥質砂及少數的潔淨砂岩，岩心提取率平均不及 50 %，在 155 至 173 公尺處，提取率甚至多爲零，由所得零星的岩心研判，此段砂岩因膠結極差，加上鑽取時迴水的冲洗，以至岩心都流失掉而無法取得。 180 公尺以後爲泥質砂岩，岩石膠結較前段略好，但部份岩心亦流失掉，其提取率平均約50 %，RQD 值約 40 。

(二)各種試驗

1.以往岩石力學試驗

鯉魚潭壩址以往曾辦理 6 組岩石指數試驗， 34 組岩石單壓試驗及 4 組岩石三軸強度試驗。試驗結果見表 2 — 2 — 1 ， 2 — 2 — 2 。由表中可知壩址基岩之單壓強度變化甚大，隨岩質而異，以泥質砂岩最高，約 331 公斤 / 平方公分，潔淨砂岩最低，僅 21.5 公斤/ 平方公分。表 2 — 2 — 1 中岩石三軸試驗之平均強度 C = 8.5 公斤 / 平方公分， $\phi$ = 37.9 度。

2.補充岩石力學試驗

由民國七十三年財團法人中興工程顧問社（以下簡稱中興顧問社）補充之岩石力學試驗包括各類岩性之單壓試驗、三軸強度試驗、直



2-4-18

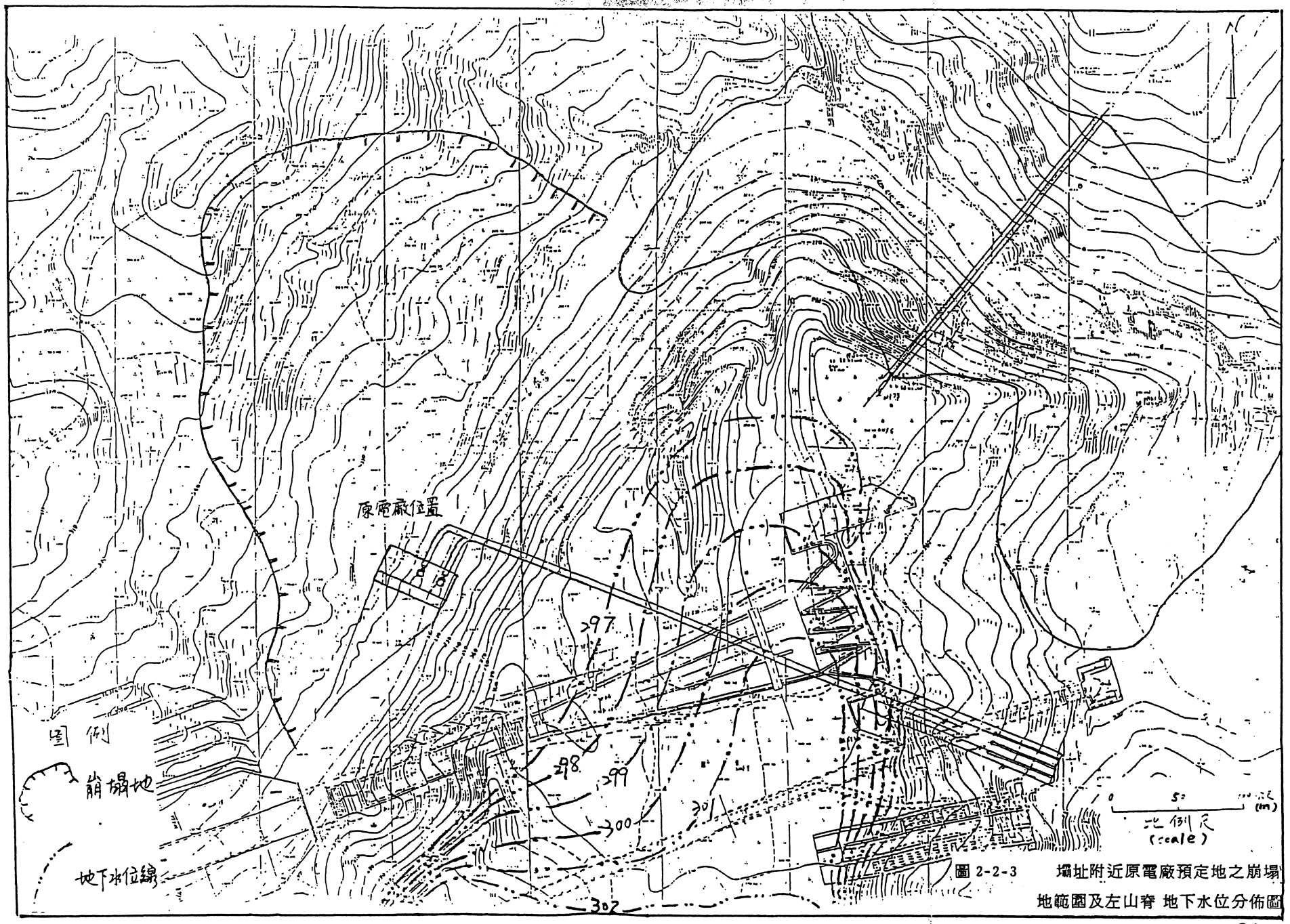


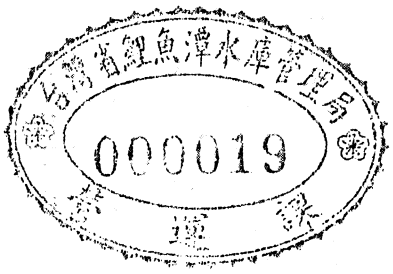

圖 2-2-3　壩址附近原電廠預定地之崩塌地範圍及左山脊 地下水位分佈圖

2-4-20

# 2.4-3 詳細設計及施工階段

# (1) 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議 - (民國 78 年 2 月)

# 臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術指導小組第七次會議




臺灣省政府興建鯉魚潭水庫工程技術小組

中華民國七十八年二月

2-4-23

2-4-24

附錄二

# TECHNICAL REVIEW
# OF
# LIYUTAN DAM
# DECEMBER 1988

This technical review of the Liyutan Dam design was performed by the undersigned members of the U.S. Bureau of Reclamation Technical Review Team

---

Richard W. Kramer, Civil Engineer, Embankment

---

Louis R. Frei, Engineering Geologist



2·4-25

Contents

Page No.

~~I. Introduction~~

~~II. Summary~~

III. Geology

~~A. General~~

~~B. Cofferdam Seepage~~

~~C. Dam Foundation~~

~~D. Spillway~~

E. Sloping Intake Structure for Water Releasing Facilities

F. Grouting and Tunnel Under the Left Abutment Ridge

~~G. Design Earthquakes~~

IV. Embankment

A. Design

B. Initial Embankment Placement

1. General
2. Equipment
3. Foundation Preparation
4. Placement

C. Cofferdam

D.



2-4-26

D. Spillway

Excavation of overburden materials from the spillway is in progress from station 0+280 toward the inlet structure and we understand that the final excavation plan will be determined after this overburden is removed. Downstream from station 0+280 the spillway chute crosses the steep canyon slope. Once this portion of the excavation is started, it should be completed to final grade and the slope stabilized as the excavation progresses to ensure a safe and stable slope. We recommend that a contour map of the proposed excavation be made so that the design slope can be evaluated as to its compatibility with the jointing and the natural slope of the canyon.

Stripping along the upstream slope below the spillway inlet structure has not revealed any indications of potential instability. Therefore, we do not expect any stability problems in this area.

E. Sloping Intake Structure for Water Releasing Facilities

We were asked to review a proposed change in the location of the sloping intake structure to about 60 m south (left) of the present location. We concur that this proposed change appears to be beneficial. At the new location the sloping intake could be more parallel to the dipslope and founded on a muddy sandstone unit that is present in the largely shale formation. This unit should provide a better foundation for the structure than the shale foundation at the current location and eliminate the need for extensive concrete slope protection. It may also allow the water

conveyance tunnel to be straight and somewhat shorter. The haul road to the embankment can probably be located between the sloping intake and the spillway which is not possible with the present intake location. One possible disadvantage is that the lower bulkhead gate at about elevation 240 is located in a more restricted area and some protection may have to be provided to prevent material from the shale unit to the south and east from entering the gate. This situation can be improved by excavation at the base of the slope south of the gate and redirecting the main drainage away from the lower bulkhead gate area. Even if the intake is not moved, removal of overburden which potentially may cause sedimentation problems at the intake and shaping of the east side of the gully to enhance hydraulic conditions should be considered.

Before the location is changed however, exploration in the area should be carried out to determine (1) the thickness of the muddy sandstone unit, (2) the condition of the muddy sandstone dip slope and (3) the field location of the upper and lower contact of the sandstone unit. This can be accomplished by field mapping and stripping both along the proposed centerline, at horizontal locations and at any other locations where information can be obtained. One horizontal location would be an extension of the existing stripping in the center of the slope and another should be located at the base of the slope. Several vertical boreholes should be drilled to further define conditions at this location.

F. Grouting and Drainage Tunnel Under the Left Abutment Ridge

We agree with your decision to only extend the elevation 250 grouting tunnel 100 m from the dam foundation. We also agree with elimination of the drainage holes originally proposed downstream of the grout curtain. The surface grout curtain which extends past the spillway crest structure should provide an adequate cutoff through the ridge. Considerable information can be gained by geologic mapping and evaluating the conditions exposed in the 100 m long grouting tunnel. This information and, if necessary, drilling and water testing from the end of the tunnel will provide assurance as to the final grouting requirements.

G. Design Earthquakes

The geologic and topographic map at a scale of 1:50,000 of the project and surrounding area which is presently being prepared is a valuable tool to assess the overall significance of faulting in the area. This map shows the general geology, bedrock structure and faults in and around the area of the Liyutan Project. Faults shown on the map are those defined or postulated by investigators in past studies. In some cases, more recent studies have demonstrated that some of the faults do not exist. In these cases the faults should be removed from the map so that only those with possible significance to the project are shown.

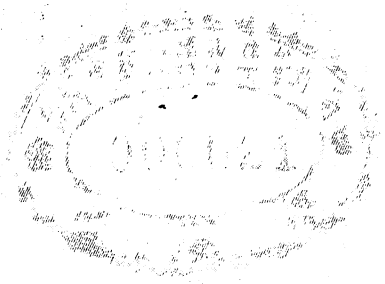
Work should continue to define the fault or faults associated with the 1935 magnitude 7.1 earthquake. Also, if possible the ground breakage that occurred during this event should be determined and shown on the 1:50,000 scale map. This map should become a permanent part of the geologic record for the Liyutan Project.



2-4-29

# (2) 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告 - (民國 81 年 7 月)

# 鯉魚潭水庫蓄水前安全複核報告



台灣省水利局

中華民國八十一年七月卅一日

2-4-33

(1)地形

景山溪流經壩址狹谷前形成一凸向西南之河曲，但整體上在壩址附近流向略成西北，且大致與岩層走向直交。壩址所在狹谷長約 400公尺，左岸爲一堅厚山脊，頂部標高約 310公尺，爲佈置溢洪道理想位置。河流出狹谷處再以90° 轉向西南，流向與岩層走向平行，下行約 800公尺再折向西流，形成一「ㄈ」字型流路。

(2)覆蓋層

壩址附近河床礫石堆積在1至2公尺深，左右岸壩墩附近之覆蓋厚約 2公尺。位在左壩座頂部之赭土礫石層厚度在5至7公尺間，局部可能達10公尺；右壩座頂部標高約 300 公尺以上亦爲赭土礫石層覆蓋，厚度在3至8公尺間。

(3)岩層

(A)壩區出露的岩層主要爲中新世最上部的魚藤坪砂岩以及局部上新世的錦水頁岩。其中，魚藤坪砂岩主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、含泥質紋層砂岩及鈣質砂岩構成，而前兩者佔基岩含量的百分之九十以上；而錦水頁岩則以頁岩爲主，間夾少許泥質砂岩及粉砂岩。

潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，易受風化而呈土黃色。泥質砂岩呈淡灰色，極細至細粒，岩質緻密，夾有泥質條紋(Mud Chip)。含泥質紋層砂岩一般爲厚約30至40公分之潔淨砂岩夾薄層泥岩或頁岩。鈣質砂岩呈淡灰色；細至中粒，岩質堅硬，於壩區大部分延伸有限或呈透鏡狀。頁岩呈青灰色、暗灰或灰色，含砂粒及粉砂，風化後呈洋蔥狀剝裂或小條柱狀。粉砂岩係由極細粒有稜之石英粒與泥質物組成，並含石灰質膠結。



2-4-35

本區域自規劃調查，可行性評估、基本設計，詳細設計以至施工階段，其有關之壩址地質資料建立甚多，詳如參考資料，最新（施工期間）之壩區地質平面圖、大壩基礎地質剝面圖、溢洪道地質剝面圖、導水隧道地質剝面圖、取出水工地質剝面圖詳如圖 5-1-6～圖5-1-10。

(B)鯉魚潭壩址以往規劃階段曾辦理 6組岩石指數試驗，34組岩石單壓試驗，及 4組岩石三軸强度試驗。試驗結果鯉魚潭水庫基本設計報告P.20。

可行性評估階段水利局於民國七十三年委託財團法人中興工程顧問社辦理補充岩石力學試驗，包括各類岩性之單壓試驗、三軸强度試驗、直剪試驗、抗張試驗、透水試驗、及動彈性試驗等。試驗結果詳如鯉魚潭水庫壩工可行性評估附錄二。

爲了解壩區各工址構造物所在岩盤之岩石力學性質，施工期間亦曾分別委託經濟部中央地質調查所與中興社辦理岩石力學試驗。試驗結果摘錄於表5-1-8。

(4)地質構造

壩區岩層走向北東，傾向東南，河谷兩岸地層位態一致，且岩層連續無斷層、褶皺、或其他破碎帶。規劃設計階段壩址附近層面與節理調查結果可參考附錄A有關資料，施工期間壩區層面與節理調查結果見圖5-1-11及圖5-1-12。

其次於壩區出現的不連續面包括一組傾向節理與一組走向節理。其中，傾向節理較常出現，平均約2至3公尺間距出現一條，此節理除與層面略垂直外，也與台灣主要地質構造線垂直，此表示其走向與最大壓力方向一致，故傾

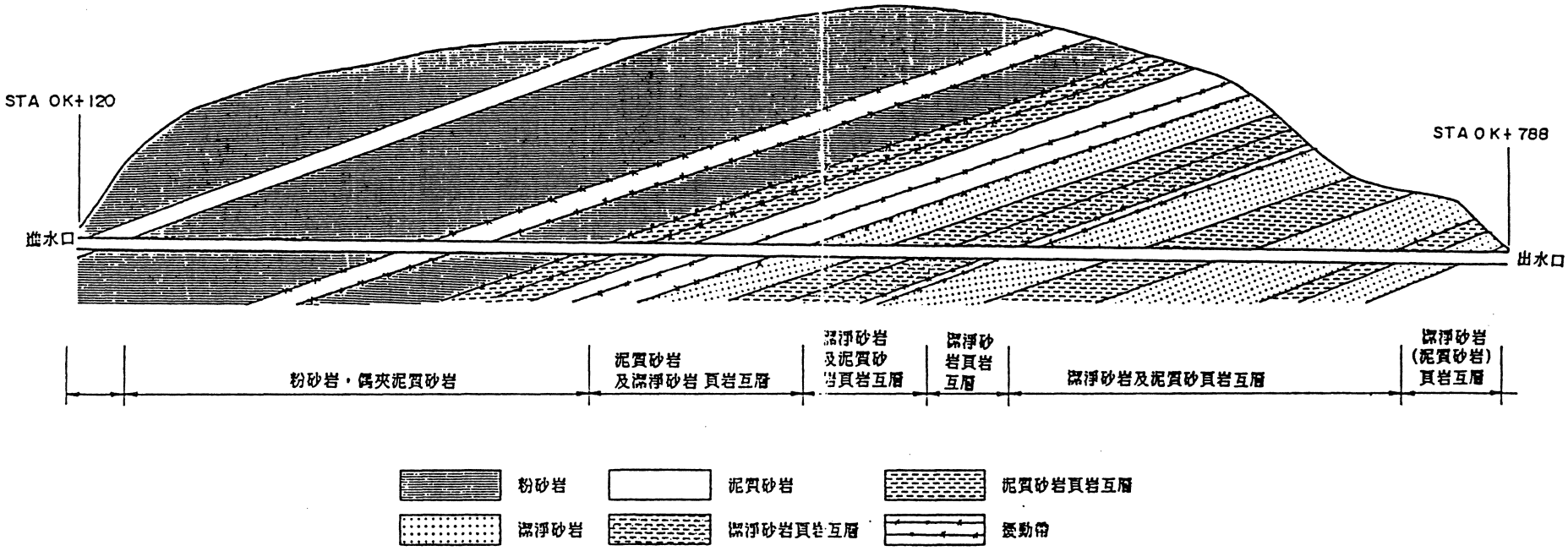


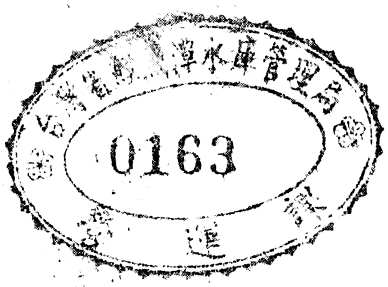

圖5-1-10　隧道開挖現場地質調查分佈圖

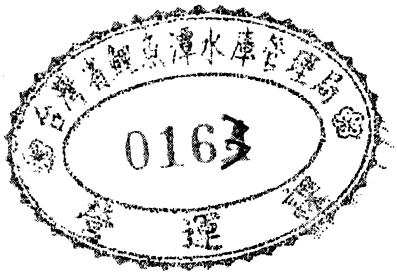
（公共用水兼緊急放水輸水隧道）

# (3) 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務完成工作總報告 - (民國 82 年 12 月)

台灣省水利局

# 鯉魚潭水庫工程國內外顧問諮詢服務
# 完成工作總報告




財團法人 中興工程顧問社

中華民國八十二年十二月

2-4-21

及砂頁岩互層所組成，岩質新鮮密緻。顯露在投池底版之岩層位態一致，走向呈北 45至 70度東，向東南傾斜約 40 度，略與投池軸線平行。

投池底版開挖面顯露之主要地質弱帶包括 5條層縫及 7條剪裂帶，層縫夾有厚約 3至 5公分之黏土；剪裂帶之位態呈北 50至 70度西，向北傾斜約80度，約與軸線斜交，剪裂帶錯移約0.5至1.5公尺，且夾有厚10公分以下之剪裂泥，兩側岩盤少有破碎，此地質弱帶均不需特殊處理。各不連續面組之位態見圖3.8.20。

當投池右岸邊坡開挖至標高 250公尺，由於開挖挖斷施工前未能辨識之老滑動帶坡趾，致使開挖坡發生滑崩，其範圍由Sta.520至Sta.590，標高250至270公尺間，由地表檢視，滑崩岩體呈塊體狀，係由砂頁岩互層所組成，滑動面爲層面，傾向河側約30度，標高 260公尺之戧臺下滑 3公尺，戧台大致仍保持水平與完整，滑動面以上之岩層局部爲已擾動且岩層位態變動大（見圖3.8.21）。

投池右岸開挖坡重新修挖，位於標高 240公尺設置一個14公尺寬之戧臺，開挖坡坡度由1:1.2 (V:H) 變更爲1:1.3(V:H) ，用以挖除高標高所有已知老滑動帶之材料， 而14公尺寬之戧臺則可攔截將來任何坡面所有不穩定材料。由於高地下水位所產生之上舉壓力，將是邊坡不穩定之機制所在，故開挖坡鑽設15公尺長之排水孔以適時消除上舉水壓。

投池出露之主要地質情形示如圖3.8.16及圖3.8.17。

4. 取出水工

(1) 斜倚式進水塔

斜倚式進水塔在進行詳細設計之前，曾辦理坡

面剝洗及施鑽鑽探孔等地質探查工作(圖3.8.5），以決定進水塔之位置，經研判及評估，進水塔位置移至基本設計選定位置之左方約60公尺處，新位置較舊位置有較佳之岩盤基礎，且可避免與溢洪道鋸齒堰左翼牆之前緣重疊，使兩結構物間有充裕之施工空間以及佈置大壩施工便道。

進水塔頂部及控制房正好位於由礫石、細砂及粉土組成之古河道沖積層上。古河道之延伸不詳，但槽底標高較水庫高水位爲低。此區之開挖除將沖積層挖除外，並以混凝土回填，使控制房基礎置於岩盤上。控制房兩側之河階臺地建造截水土堤或截水結構物，以防止庫水滲入而飽和溢洪道左岸廣大範圍之平緩古河道。

進水塔基礎出露之岩層主要爲泥質砂岩，岩質尚屬堅實。爲避免開挖面岩盤風化，基礎開挖後噴上一層噴凝土保護之，此噴凝土於結構物混凝土澆置之前再予以挖除。標高270至280公尺間出露一條剪裂帶，其走向呈北60度東，傾向東南約55度，自基礎開挖面往左右坡面延伸，剪裂帶夾有約 3公分厚之剪裂泥及40公分厚之破碎岩片（圖3.8.22）。

進水塔之基礎及兩側邊坡需確保穩定，避免坍方堵塞進水口，危及水庫運轉功能。進水塔基礎底版施作岩錨，進水塔兩側開挖坡面以噴凝土與岩栓等保護。

(2) 發電輸水路隧道

發電輸水路隧道中心線與岩層走向呈大角度斜交，貫穿之岩層主要爲粉砂岩及頁岩，岩質密緻，不連續面分佈較少，又開挖面大致乾燥，隧道之岩體品質尚佳，施工上無問題。

主要之地質弱面有 8條含泥層縫，層縫上下盤岩石完整，沿隧道中心線之地質剖面如圖3.8.23。



606

2-4-44

(3) 公共用水輸水隧道

公共用水輸水隧道所通過之岩層包括潔淨砂岩、泥質砂岩、粉砂岩及砂頁岩薄互層。潔淨砂岩膠結差，透水性佳，岩體强度低。泥質砂岩呈灰色，細至中粒淘選差，透水性差，岩體强度較佳。粉砂岩顆粒細，膠結佳，一般强度較高，呈厚層狀（Massive）。

公共用水輸水隧道之地質構造屬單斜構造，除局部出露擾動剪裂帶外，其餘皆爲層序連續完整，岩層位態規則一致，其走向主要爲北48度至75度東，向南傾斜30度至61度。岩層走向與隧道中心線呈小角度斜交，有利於開挖面之穩定。

隧道內分別在樁號 A0+228至A0+314 、A0+379至A0+387 、A0+468至A0+496 、A0+539至A0+578 、A0+739至A0+788 等多處出露剪裂帶，這些剪裂帶常延伸至層縫爲止，剪裂帶岩層位態變化較大，剪裂過之潔淨砂岩常因滲水更軟化，在頂拱附近呈條塊狀崩落，造成崩落與超挖，增加施工危險性，影響施工進度；此區之支撐工採鋼支堡及於頂拱鑽設前進鋼筋，每輪炸之後儘速進行噴凝土及裝設岩釘。

隧道沿線出露之節理呈中度發達，JA 、JB及JC三組節理節理組，其位態分別爲 N43° W／45° N 、N47° E／49° S 、N65° W／65° S。JB與JC組節理對隧道開挖少有影響， 大部份節理間距約在 1至 4公尺間，局部間距在 0.5公尺以下。節理面微粗糙，大多未夾泥或銹染。

公共用水輸水隧道沿線主要之地質情形如圖3.8.23所示。



2.4-45

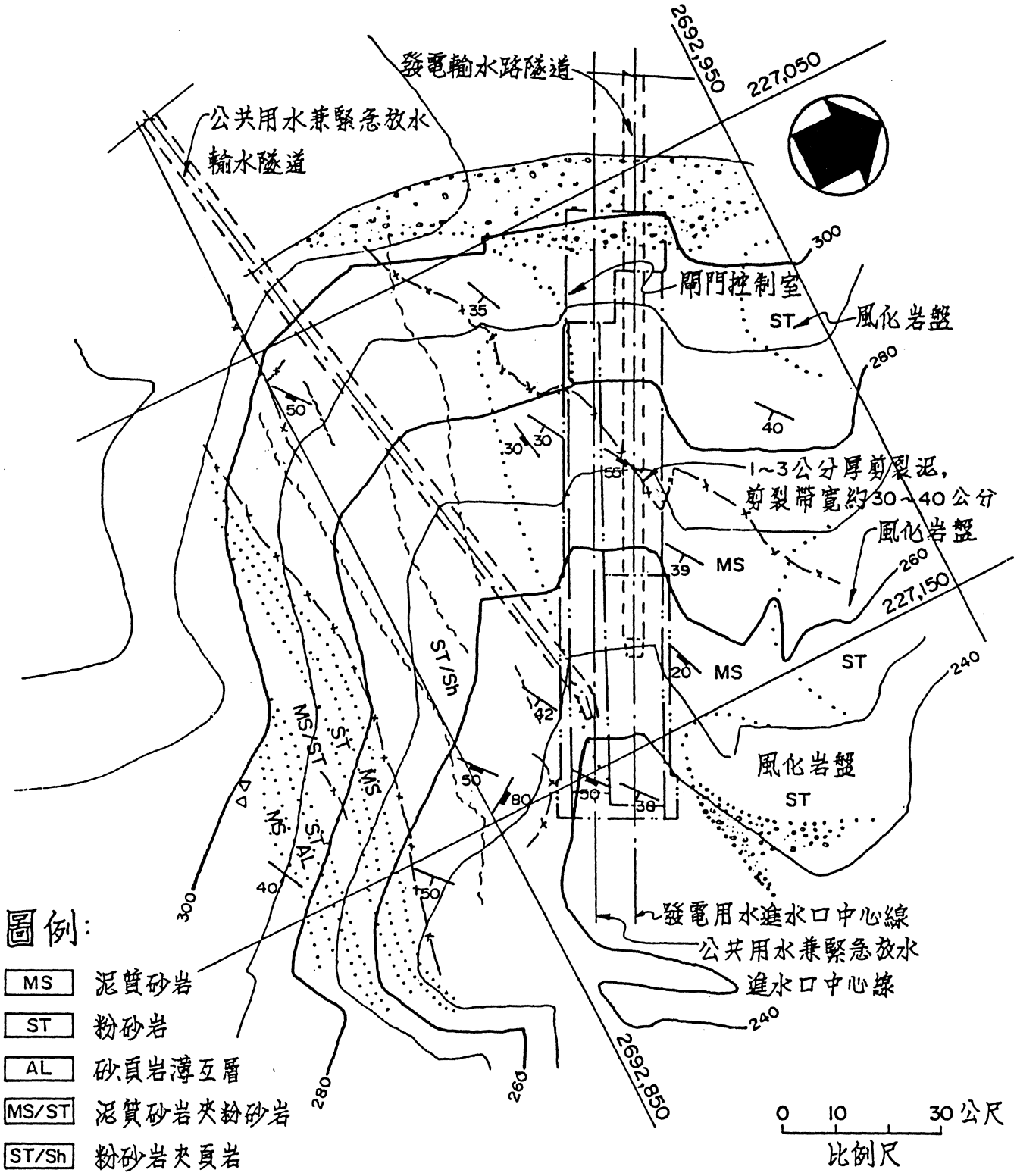



圖3.8.22取出水工進水塔地質平面圖 (改繪自水利局, 1990)



2.4-46

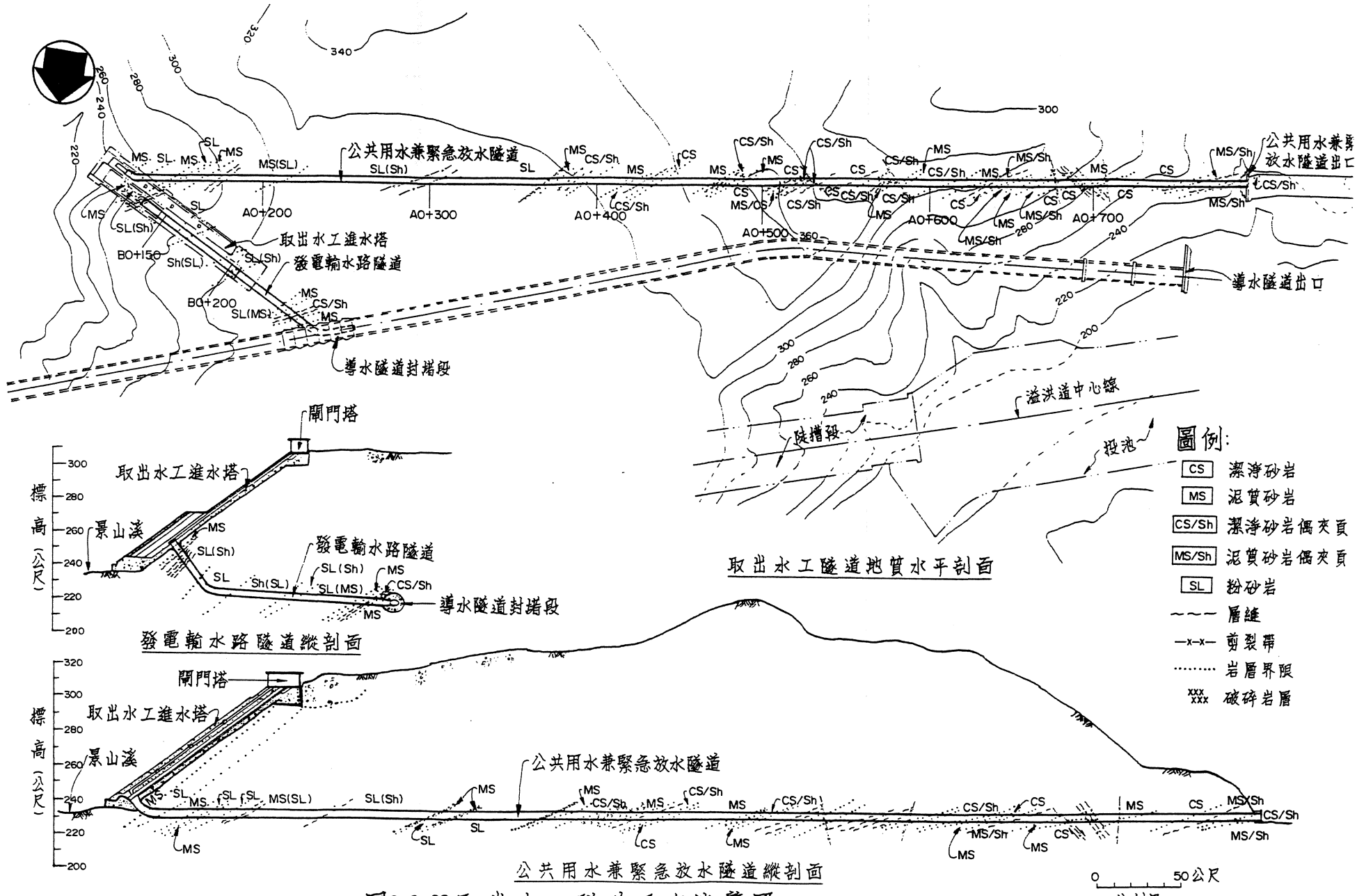



圖3.8.23取出水工隧道沿線地質圖

# 2.4-4 竣工及營運階段

# (1) 鯉魚潭水庫竣工報告 - (民國 88 年 6 月)

# 鯉魚潭水庫竣工報告




台灣省中區水資源局

中華民國八十八年六月

D.4-51

安裝完成後之試運轉，亦委由工程顧問公司會同辦理，本工程各項設備皆於國外製造，廠內製造期間，本處無法隨時派員赴廠監造，僅於製造完成時，由本處及督導人員奉派赴該製造廠會同進行廠內試驗及製造過程之資料審核，爲確保該等設備製造之品質，其製造過程之資料，除該製造廠執行人員及負責人核章外，亦責其委託第三公證者，常駐廠房，以爲公證，並於所有資料上簽認。由於主要設備皆甚爲龐大及笨重，故採海運運輸，又由於中北部海港起重設備能量不足，故由高雄港上岸，並利用夜間路運至工地現場，完成開箱點收作業。其安裝計分爲二階段進行，第一階段爲閘閥門及有關鋼管設備之安裝，爲設備特殊，其最重設備含包裝總重達48噸，經現場勘查，發覺既有開挖面，無法進行安裝，遂由機電承攬廠商自行增加開挖工作，於開挖完成後，即進行放樣測量，並全線先行假組立，俟校測調整，各項設備安裝精度符合要求，再予以固定焊接，然後交田土木部份進行基座及建築工程施工，第二階段爲控制系統及附屬設備之安裝，本作業係於閘門控制室完成，始予進行，並由機械與電機人員分別進行油壓系統，管線、電路及動力設備之組立安裝，安裝完妥後，由國外製造廠商派專業技師至現場先行檢視各項設備是否安裝完妥，作最後部份調整，隨後即進行油壓系統操作，調整閘門閥啓閉速度，一切正常後，由工程顧問公司、工程處工程人員、承攬廠商及國外製造廠商之專業技術人員，會同辦理水工機械無水試運轉，依慶顧問公司審核之試運轉程序，進行設備外觀檢查、電氣控制線路及油壓設備管路檢驗，經閥門運動功能各項測試；結果均能達到合約規範及認可設計圖說之需求，詳細之各檢驗項目及檢驗結果，詳載於該試運轉報告。

取出水工工程使用主要機具計有TY-24、25鉆岩機、D80A推土機、D115A推土機附刮裂器、KATOTC 400挖土機、6 $m^3$傾卸車、KOMATSA D60鏟裝機、混凝土壓送車、8 $m^3$與6$^3$輸送車、15KW電焊器、7.5T、15T小吊車、50HP、100HP空壓機、7.5HP送風機、發電機100HP、大型板車、40T、60T、100T大型吊車，5HP 2"$\varphi$抽水機、2HP振動機、Aliver噴漿機、東都製自動計量器及灌漿機等。

### 5-5-5 工程地質：

取出水工隧道新奧工法檢測工作，原計畫安裝主計測斷面12處及副計測斷

面31處，共43處計測斷面。主計測斷面檢測項目包括隧道淨空變形、頂拱沉陷及地層位移，副計測斷面檢測項目包括隧道淨空變形及頂拱沉陷，實際安裝11處主計測斷面及31處副計測斷面，有關公共用水兼緊急放水輸水隧道及發電用水輸水隧道施工期間，地質記錄及觀測結果等資料，詳鯉魚潭水庫取出水工第一期工程（土木部份），施工安全觀測系統設備安裝、量測與分析第一期至第十二期工作報告暨總結報告，本節不另詳述，又進口邊坡係處於魚藤坪砂岩上部與錦水頁岩底部交界，岩層以細粒泥質砂岩、粉砂岩及頁岩爲主，其保護工在高空作業、施工緩慢、機械開挖後，岩盤風化程度甚爲嚴重，基於蓄水後急洩降邊坡穩定需要，責施工單位於噴凝土前務須將風化岩盤清除乾淨，並由工程處地質工程司隨時詳細記錄岩質狀況，其邊坡地質由地質工程司另撰文報告，本節不另詳述。

**5-5-6　基礎及邊坡處理：**

取出水工工程包括斜依式進水塔、發電取水隧道及公共用水兼緊急放水輸水隧道三部份，後二項工程之地質狀況記錄，岩體評分、破壞模式預估及觀測儀器之保管、安裝、量測等工作，係委託國內工程顧問機構辦理，相關工作成果詳參「鯉魚潭水庫取出水工第一期工程（土木部份）施工安全觀測系統設備安裝、量測與分析總結報告」。

進水塔基礎出露之岩層主要爲泥質砂岩，岩質尚屬堅實。爲避免開挖面岩盤風化，基礎挖後噴上一層噴凝土保護之，此噴凝土於結構物混凝土澆置之前再予挖除。本區岩層位態爲北偏東47度，向南傾斜約44度，於標高270至280公尺間出露一條剪裂帶，其走向呈北60度東，傾向東南約55度，自基礎開挖面往左右坡面延伸，剪裂帶夾有約3公分厚之剪裂泥及40公分厚之破碎岩體（如附圖）。

進水塔頂部及控制房爲正好位於由礫石細砂及粉土組成之古河道沖積層上。古河道之延伸不詳，但槽底標高較水庫高水位爲低，此區之開挖除將沖積層挖除外，並以混凝土回填，使控制房基礎置於岩盤上。控制房兩側之河階台地建造截水土堤或截水結構物，以防止庫水滲入而飽和溢洪道左岸廣大範圍之平緩古河道。進水塔之基礎及兩側邊坡需確保穩定，避免坍方堵塞進水口，危及水庫運轉功能。進水塔基礎底版施作岩錨，進水塔兩側開挖坡面以噴凝土與岩栓等保護。

爲改善進水塔基礎岩盤之天然缺陷，使之固結而形成均勻之基礎，以增強其承截力，而有效控制基礎沈陷量以及進水時之振動力，以提供進水塔有利之基礎，確保結構物之安全，因此有進水塔基礎固結灌漿之設計。

固結灌漿孔係在斜塔基礎範圍內以棋盤式均勻佈孔處理，排距（上、下排斜距）與列距（左、右方向）各爲5.0公尺，而相鄰之兩排孔相錯排列；灌漿孔設計密度約爲25㎡／孔。灌漿處理深度爲10公尺（斜長）；灌漿孔之方向與進水塔中心線平行，傾角一律爲57度，孔徑爲 "EX"。

另於公共用水及發電輸水隧道洞口周圍各佈置10孔固結灌漿孔，用以加強隧道進口段之安定。

進水塔固結灌漿全區總共施灌75孔，鑽孔深度合計750m，灌入水泥量共計12,489.0kg（250包），平均灌漿量16.6公斤／公尺。

「進水塔固結灌漿施工統計表」見附表。

表　　進水塔固結灌漿施工統計表

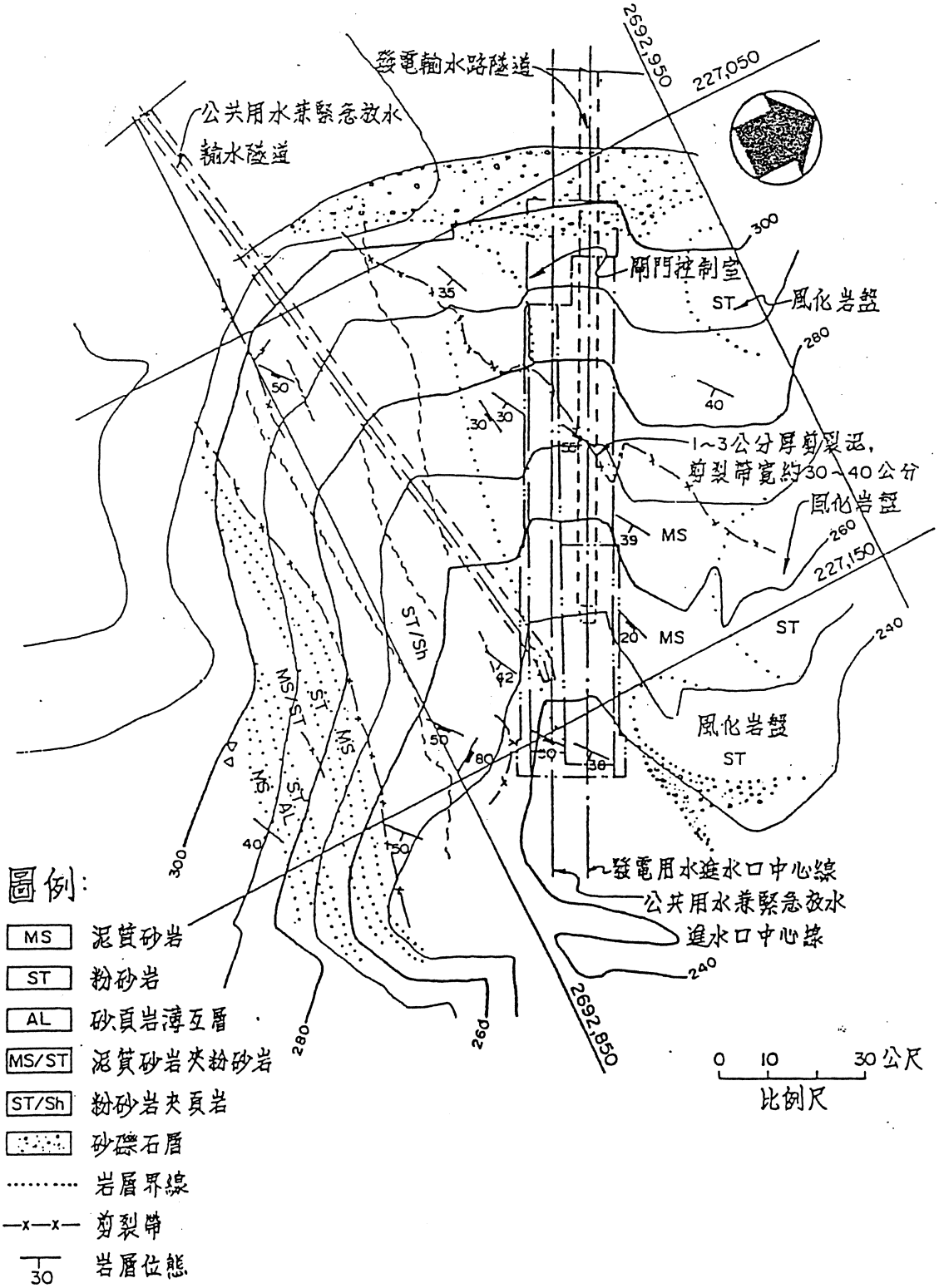
LIYUTAN RESERVOIR PROJECT
WATERWAY INTAKE-CONSOLIDATION GROUTING
STATISTIC DATA OF WHOLE AREA

| ITEM / WORK SEQ. | NUM. HOLES (h) | DRILL. LENGTH (m) | CEMENT TAKE (Kg) | AVG. CEMENT TAKE (Kg/m) |
|---|---|---|---|---|
| 1st. Sequence | 35 | 350.0 | 4153.0 | 11.0 |
| 2nd. Sequence | 40 | 400.0 | 8336.0 | 20.0 |
| 3rd. Sequence | — | — | — | — |
| 4th. Sequence | — | — | — | — |
| Additional Hole | — | — | — | — |
| Check Hole | — | — | — | — |
| Total： | 75 | 750.0 | 12489.0 | 16.0 |

79／09／22～80／01／25



2·4-55




取出水工進水塔地質平面圖



2-4-56

~~。河流出狹谷處再以90°轉向西南，流向與岩層走向平行，下行約800公尺再折向西流，形成一「匕」字型流路。~~

⑵覆蓋層

埧址附近河床礫石堆積在1至2公尺深，左右岸埧墩附近之覆蓋厚約2公尺。位在左埧座頂部之赭土礫石層，厚度在5至7公尺間，局部可能達10公尺；右埧座頂部標高約300公尺以上，亦爲赭土礫石層覆蓋，厚度3至8公尺間。

⑶岩層

①埧區出露的岩層，主要爲中新世最上部的魚藤坪砂岩，以及局部上新世的錦水頁岩。其中，魚藤坪砂岩主要由潔淨砂岩、泥質砂岩、含泥質紋層砂岩及鈣質砂岩構成，而前兩者佔基岩含量的百分之九十以上；而錦水頁岩則以頁岩爲主，間夾少許泥質砂岩及粉砂岩。

潔淨砂岩一般呈淡灰色，細至中粒，顆粒均勻而較多孔隙，易受風化而呈土黃色。泥質砂岩呈淡灰色，極細至細粒，岩質緻密，夾有泥質條紋（Mud Chip）。含泥質紋層砂岩，一般爲厚約30至40公分之潔淨砂岩，夾薄層泥岩或頁岩。鈣質砂岩呈淡灰色；細至中粒，岩質堅硬，於埧區大部分延伸有限或呈透鏡狀。頁岩呈青灰色、暗灰或灰色，含砂粒及粉砂，風化後呈洋蔥狀剝裂或小條柱狀。粉砂岩係由極細粒有稜之石英粒與泥質物組成，並含石灰質膠結。

本區域自規劃調查，可行性評估、基本設計，詳細設計以至施工階段，其有關之埧址地質資料建立甚多，詳如參考資料，最新（施工期間）之~~埧區地質平面圖、大埧基礎地質剖面圖、溢洪道地質剖面圖、導水隧道地質剖面圖~~取出水工地質剖面圖詳如~~4-1-4-5~~圖4-1-4-9。

②~~鯉魚潭~~埧址，以往規劃階段曾辦理6組岩石指數試驗，34組岩石單壓試驗，及4組岩石三軸強度試驗。

可行性評估階段水利局於民國七十三年委託財團法人中興工程顧問社，辦理補充岩石力學試驗，包括各類岩性之單壓試驗、三軸強度試驗、直剪試驗、抗張試驗、透水試驗、及動彈性試驗等。

爲了解埧區各工址構造物所在岩盤之岩石力學性質，施工期間亦

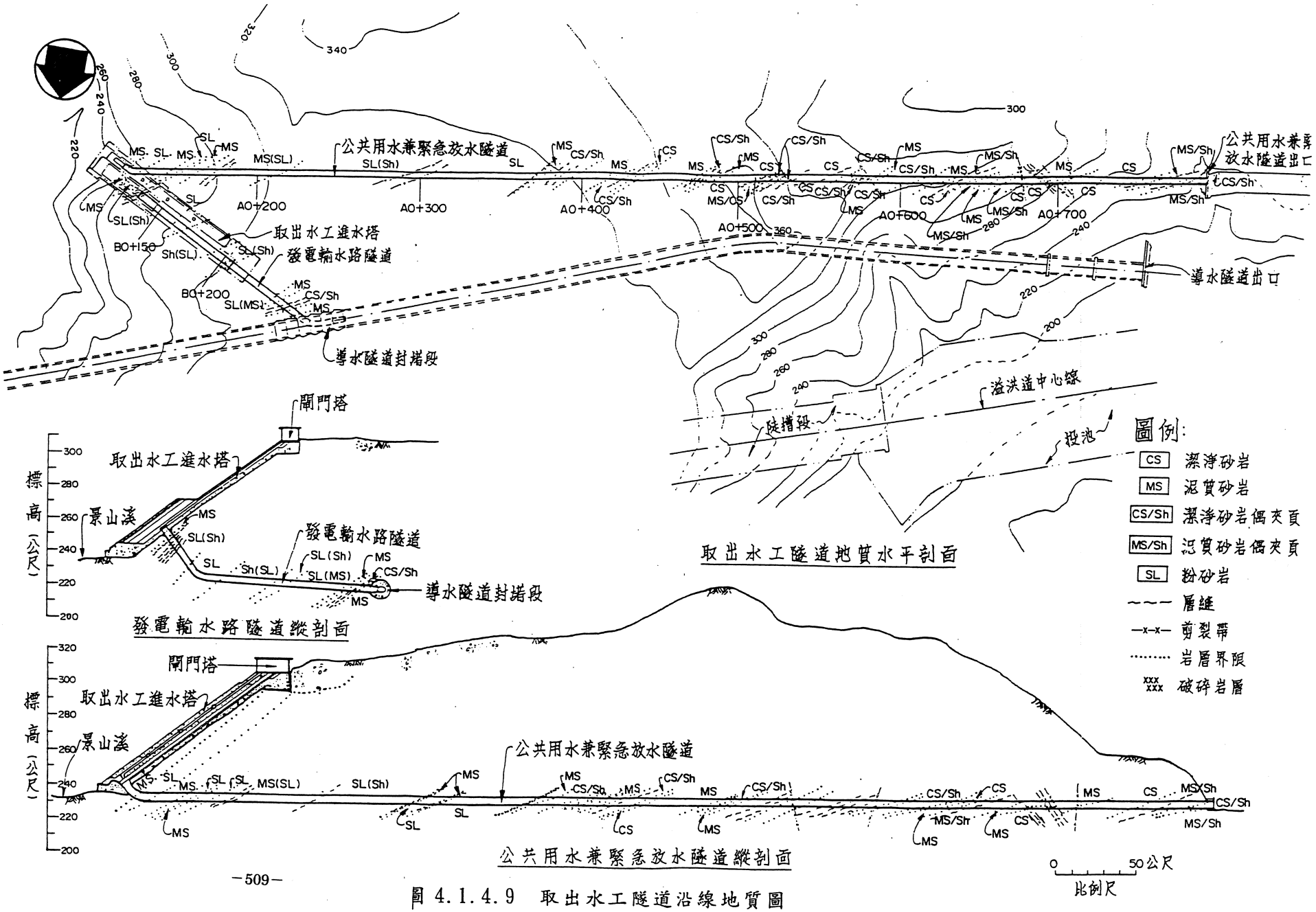





圖 4.1.4.9 取出水工隧道沿線地質圖