

跨河橋梁安全預警系統暨橋梁沖刷試驗室 研討會論文集



主辦單位：交通部運輸研究所

協辦單位：臺灣科技大學、逢甲大學

中華民國 100 年 3 月

『跨河橋梁安全預警系統暨橋梁沖刷試驗室』研討會議程

2011年3月30日(星期三)

時間	內容	
09:30~10:00	報 到	
開 幕 式		
10:00~10:10	主持人致詞(交通部運輸研究所 林所長志明)	
10:10~10:20	貴賓致詞(交通部長官)	
「橋梁沖刷試驗室」成立揭牌		
主持人：交通部運輸研究所 林所長志明		
時間	講題	主講人
10:20~10:40	莫拉克風災回顧與沉思	交通部運輸研究所 邱主任永芳
10:40~11:10	橋梁沖刷試驗室成立目的 與設備功能介紹	交通部運輸研究所 邱主任永芳
11:10~11:20	「橋梁沖刷試驗室」成立揭牌	
11:20~12:00	橋梁沖刷試驗室 參觀與說明	交通部運輸研究所 邱主任永芳
12:00~13:30	午 餐	
「跨河橋梁安全預警系統」說明		
主持人：交通部運輸研究所 邱主任永芳		
時間	講題	主講人
13:30~13:45	「跨河橋梁安全預警系統」架構說明	交通部運輸研究所 邱主任永芳
13:45~14:00	橋河共治區基本資料調查	高雄應用大學 李副教授良輝
14:00~14:15	河道水位與橋墩沖刷 推估模式之建立研究	成功大學 游院長保杉
14:15~14:35	休 息	
14:35~14:50	橋墩沖刷計算模式之建立研究	中興工程顧問公司 廖博士翊鈞
14:50~15:05	以極限分析模式評估 跨河橋梁安全研究	臺灣海洋大學 林副校長三賢
15:05~15:20	跨河橋梁保護工法之研究	逢甲大學 廖主任清標
15:20~15:35	跨河橋梁安全預警系統 之建立研究	臺灣科技大學 鄭教授明淵
15:35~16:00	綜合座談	
	邱主任永芳、林副校長三賢、游院長保杉、鄭教授明淵 廖主任清標、李副教授良輝、廖博士翊鈞	

『跨河橋梁安全預警系統暨橋梁沖刷試驗室』
研討會論文集

目 錄

莫拉克風災回顧與沉思.....	1-1
主講人：邱永芳主任	
交通部運輸研究所港研中心	
「跨河橋梁安全預警系統」架構說明.....	2-1
主講人：邱永芳主任	
交通部運輸研究所港研中心	
橋河共治區基本資料調查.....	3-1
主講人：李良輝副教授	
高雄應用大學	
河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究.....	4-1
主講人：游保杉院長	
成功大學	
橋墩沖刷計算模式之建立研究.....	5-1
主講人：廖翊鈞博士	
中興工程顧問公司	
以極限分析模式評估跨河橋梁安全研究.....	6-1
主講人：林三賢副校長	
臺灣海洋大學	
跨河橋梁保護工法之研究.....	7-1
主講人：廖清標主任	
逢甲大學	
跨河橋梁安全預警系統之建立.....	8-1
主講人：鄭明淵教授	
臺灣科技大學	

『跨河橋梁安全預警系統暨橋梁沖刷試驗室』研討會論文集

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電 話：(04) 26587176

出版年月：中華民國 100 年 3 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 180 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

『跨河橋梁安全預警系統暨橋梁沖刷試驗室』研討會論文集

交通部運輸研究所

莫拉克風災回顧與沉思

邱永芳¹ 黃進國² 林雅雯³ 陳家隆⁴

摘要

莫拉克雖為中度颱風，但所引發的降雨量以及洪水，皆為歷年之最，多數測站皆超過 200 年雨量及洪水頻率，使得中南部地區，大規模山崩、土石流與淹水，多處橋梁及道路損毀。本文中，針對高屏流域中各項災損原因，包括雨量、堰塞湖、崩塌地、土石流、河川蜿蜒性與高程等因素，來分析這些災損因子與橋梁標高間的關係。由取得的資料顯示高屏流域災損橋梁主要集中在標高 400 至 600 公尺之間。再由橋損原因與標高間的關係分析得知，標高 300 公尺與 150 公尺約為災損原因的分界點，標高 300 公尺以上橋梁多為高複合性因素損壞，而標高 300 至 150 公尺之間多為純土石流造成之破壞，標高 150 公尺以下的橋梁則多為沖刷破壞。

關鍵字：莫拉克、土石流、崩塌地、堰塞湖

Review and Meditation on Morakot Typhoon

Yung-Fang Chiu¹, Chin-Kuo Huang², Ya-Wen Lin³, Jia-Long Chen⁴

ABSTRACT

Although Morakot typhoon is moderate typhoon. But the rainfall and flood caused by Morakot typhoon is the maximum which over the rainfall of 200 years and frequencies of flood. It makes a lot of landslides, mudflows, floods, bridges and roads broken in south area. In this paper, it discusses the relation between elvation and disaster reasons like rainfall, quake lake, avalanche place, mudflows,

¹ 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 主任

² 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 博士後研究員

³ 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 副研究員

⁴ 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 研究助理

the river winds the nature. From the analysis , it obtains elvation at 300 m and 150 m are threshold point of disasters. The bridge broken by high combined elements at the elvation over than 300 m. The bridges broken by mudflows between elvation 150 m and 300 m. Thebridges broken by flood at the elvation under 150 m.

一、前言

臺灣本島位於亞洲大陸東側新褶曲帶上，中央山脈高聳於中、東部，山地面積廣大，山系主要為南北走向。海拔高於 1000 公尺以上面積，約佔全島 31.5 %、100 至 1,000 公尺之丘陵台地約占 31.3%、100 公尺以下平原約 37.2 %，此一特殊地形分布，造成臺灣河川短、急之特殊現象以致水流流速快，河道易受單一降雨事件之降雨強度影響，造成局部流速加快、水流衝擊力加大，使得颱風期間造成沖刷、堆積情形嚴重。

98 年 8 月 7 日夜裡莫拉克(Morakot)颱風自花蓮登陸，8 月 8 日下午 2 點於桃園出海。雖為一中度颱風，但所引發而來的超級豪大雨，無論降雨量、降雨頻率以及洪水、流量等，皆為歷年之最，多數測站皆超過 200 年雨量、洪水頻率，使得中南部地區產生大規模山崩、土石流與淹水等災害，總計死亡及失蹤人數超過 700 人，多處橋梁及道路損毀，農漁損失高達 200 億元。本文中，針對高屏溪河系中發生的各項災損因素著手，並輔以相關資料包括雨量、堰塞湖、崩塌地與河川蜿蜒性等影響，來說明這些因子與橋梁間的空間關係。

二、受損橋梁概況

莫拉克帶來歷史最大雨量，短時間內降下至高屏河流域，累計雨量短時間內超過土石流警戒值(約為 450 至 650 mm)，造成邊坡滑動、高濃度土石洪水激流，道路橋梁損毀情況亦為歷史罕見。其中以高屏地區道路、跨河橋梁破壞最為嚴重，本文探討的損壞橋梁數量在荖濃溪有 25 座、旗山溪 21 座、隘寮溪 1 座、高屏溪 1 座。綜觀旗山溪、荖濃溪破壞現象可發現，位於標高 300 公尺以上及支流處橋梁破壞現象多為高複合因素造成橋梁破壞，如強降雨、土石淤埋、土石流沖毀、河道蜿蜒度、崩塌地與堰塞湖等，而標高 300 公尺以下至標高 150 公尺則為土石流衝擊、漂流木掛淤等複合現象，而標高 150 公尺以下多數為過大洪水沖刷損毀。探討各受損橋梁標高與橋長關係(圖 1)，圖中顯示受損橋梁集中在標高 400 至 700 公尺

間，此標高區間的橋梁數量佔了受損橋梁的 56%，且 48 座橋梁中有 65% 的橋梁長度低於 50 公尺以下，由此可知當初橋梁選址時，已儘可能挑選河道斷面長度較短處興建橋梁。

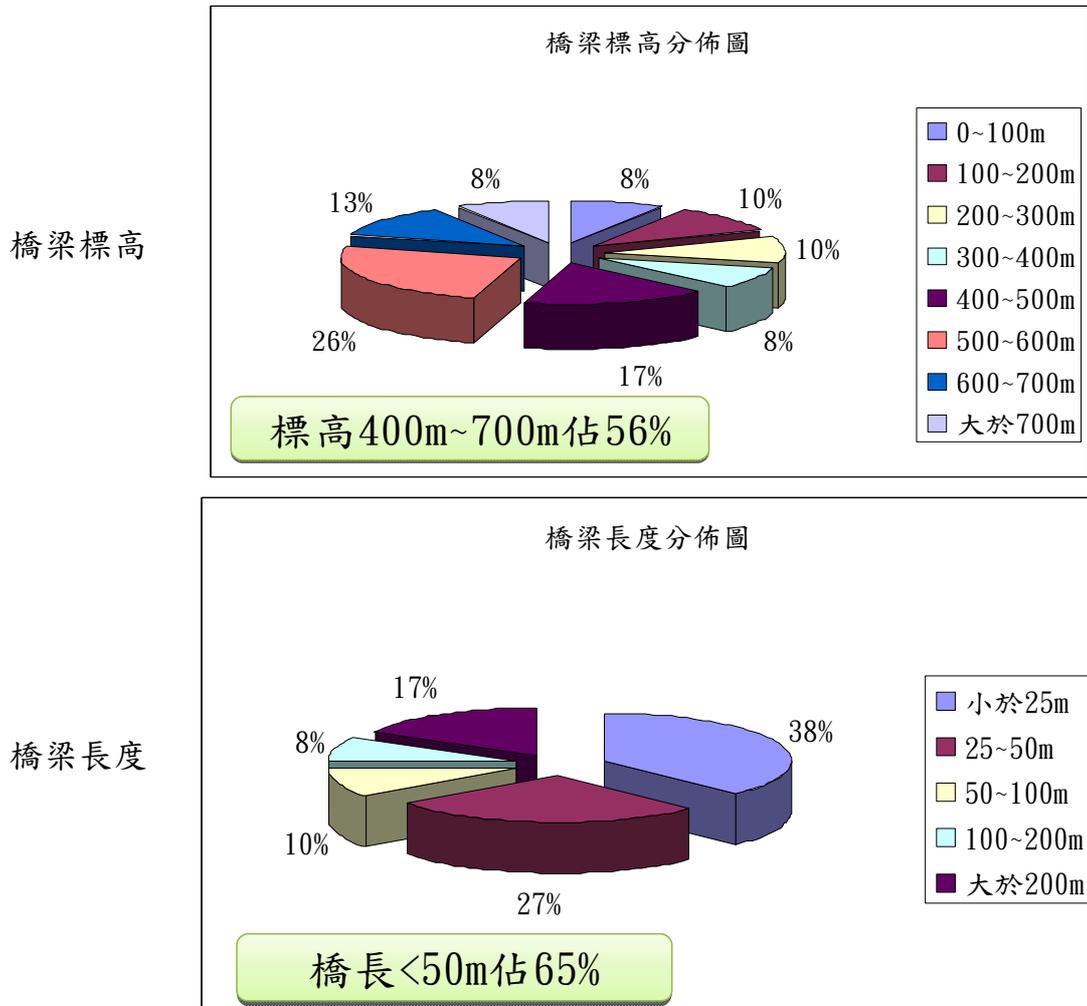


圖 1 受損橋梁標高與長度分佈圖

表 1 為 48 座損壞橋梁與雨量、河道蜿蜒度與高程變化等可能造成橋梁損壞因子間的關係。由表中橋梁鄰近雨量站關係，可觀察出累積雨量多數超過 1,000 mm，兩日平均降與強度多數大於 20 mm/hr，河道蜿蜒度也以大於 1.05 者居多，其中以天津橋的 1.78 居冠，河道土方淤積多數低於 2,000 m³，僅少數高達 5,000 m³ 以上，其中以新旗尾橋的 16,481 m³ 居冠。

表 1 各損壞橋梁災損原因分析表

所在溪流	橋梁名稱	所在溪流	河道標高 (m)	蜿蜒度	橋長 (m)	淤積高 (m)	土方增加量 (m ³)	坡度變化 (%)	鄰近雨量站	雨量站高程 (m)	兩日累積雨量 (mm)	兩日平均降雨強度 (mm/hr)
荖濃溪	武雄橋	野溪	2384	1.02	25	-	-	-	-	-	-	-
	禮觀橋	野溪	1854	1.02	18	-	-	-	-	-	-	-
	唯金溪橋	野溪	1003	1.14	24	-	-	-	梅山	860	1169	24.3
	榮光一橋	樟山溪	865	1.08	71	11	811	-10.58	梅山	860	1169	24.3
	復興橋	復興溪	681	1.18	71	22	1557	-1.28	梅山	860	1169	24.3
	青山橋	野溪	118	1.06	18	-	-	-	小關山	1865	1453	30.2
	明德橋	野溪	645	1.26	11	-	-	-	小關山	1865	1453	30.2
	勤和橋	勤和溪	638	1.10	35.1	47	1664	25.38	小關山	1865	1453	30.2
	東莊橋	東莊溪	575	1.23	35.1	12	414	-2.56	小關山	1865	1453	30.2
	撒拉啊塢橋	荖濃溪	566	1.17	125	46	5753	-	小關山	1865	1453	30.2
	桃源一橋	桃源溪	564	1.11	23.6	-	-	3.38	小關山	1865	1453	30.2
	塔拉拉魯芙溪橋	塔羅留溪	530	1.37	85	21	1817	3.40	小關山	1865	1453	30.2
	勝境橋	深溝溪	570	1.10	32	11	360	-11.12	高中	760	1429	29.4
	萬年橋	萬年松溪	540	1.05	35	22	786	-3.11	高中	760	1429	29.4
	炳才橋	埔頭溪	544	1.13	32.4	42	1357	3.12	高中	760	1429	29.4
	綠茂橋	大貓溪	541	1.21	40.2	31	1243	3.10	高中	760	1429	29.4
	寶來二橋	荖濃溪	423	1.47	220	30	6653	1.90	高中	760	1429	29.4
	建山二橋	荖滕溪	437	1.47	35	12	431	7.96	高中	760	1429	29.4
	建山一橋	打鐵溪	454	1.43	42	23	967	3.05	高中	760	1429	29.4
	新發大橋	荖濃溪	320	1.28	228	27	6126	0.56	新發	470	1816	37.3
	六龜大橋	荖濃溪	231	1.39	308	4	1294	0.56	六龜	259	1578	31.9
三合橋	野溪	217	1.01	39	23	906	3.27	六龜	259	1578	31.9	
六龜四號橋	山溝	208	1.01	16	2	38	-3.30	六龜	259	1578	31.9	
六龜三號橋	美濃溪	197	1.01	15	4	56	-3.61	大津	146	1004	20.1	
六津橋	濁口溪	174	1.01	7.6	12	89	7.97	大津	146	1004	20.1	
旗山溪	達卡努娃橋	山溪	657	1.16	20	9	183	-2.44	民族	530	1462	30.0
	民生大橋	旗山溪	601	1.09	60	12	745	-2.44	民族	530	1462	30.0
	自強橋	排水溝	617	1.48	20	8	169	40.01	民族	530	1462	30.0
	第十二號橋	旗山溪	450	1.13	200	9	1894		表湖	1100	762	15.9
	月兒橋	旗山溪	583	1.01	12.5	12	153	0.19	民族	530	1462	30.0
	民族橋	那尼薩羅溪	562	1.07	30	13	385	-4.63	民族	530	1462	30.0
	公園橋	野溪	550	1.21	10	3	26	2.10	民族	530	1462	30.0

所在溪流	橋梁名稱	所在溪流	河道標高 (m)	蜿蜒度	橋長 (m)	淤積高 (m)	土方增加量 (m ³)	坡度變化 (%)	鄰近雨量站	雨量站高程 (m)	兩日累積雨量 (mm)	兩日平均降雨強度 (mm/hr)
	第十四號橋	旗山溪	511	1.36	90	12	1049	0.67	民族	530	1462	30.0
	第十五號橋	野溪	495	1.53	31	8	261	0.67	民族	530	1462	30.0
	第十一號橋	野溪	441	1.09	20	11	217	0.10	民族	530	1462	30.0
	民治橋	野溪	430	1.64	15.6	20	314	0.10	民族	530	1462	30.0
	慈林橋	野溪	407	1.45	15	14	212	0.51	民族	530	1462	30.0
	第十號橋	野溪	388	1.40	30	10	313	-10.45	民族	530	1462	30.0
	第九號橋	野溪	379	1.20	10	8	83	5.85	高中	525	-	-
	第八號橋	野溪	389	1.45	36	13	477	-1.01	高中	525	-	-
	楠梓仙溪橋	旗山溪	289	1.12	290	25	7140	-0.59	甲仙(2)	350	1487	30.3
	四德橋	旗山溪	274	1.07	240	25	5974	-0.59	甲仙(2)	350	1487	30.3
	火山橋	山溪	152	1.02	18	-	-	-0.08	六龜(4)	259	1578	31.9
	旗尾橋	旗山溪	61	1.12	180	21	3814	-0.48	旗山	46	704	14.5
	新旗尾橋	旗山溪	60	1.12	720	23	16481	0.31	旗山	46	704	14.5
	大洲大橋	旗山溪	31	1.24	160	3	501	0.01	旗山	46	704	14.5
隘寮溪	大津橋	野溪	158	1.78	250	0	108	0.04	新豐	166	1158	24.0
高屏溪	雙園大橋	高屏溪	12	1.01	2083	-	-	-	屏東(5)	19	-	-

三、橋梁損壞之影響因素

本節將針對莫拉克颱風侵台期間之水文與地質相關資料進行蒐集與探討，並以 GIS 軟體繪圖輔助說明莫拉克颱風對高屏溪流域所造成之橋梁損害影響。

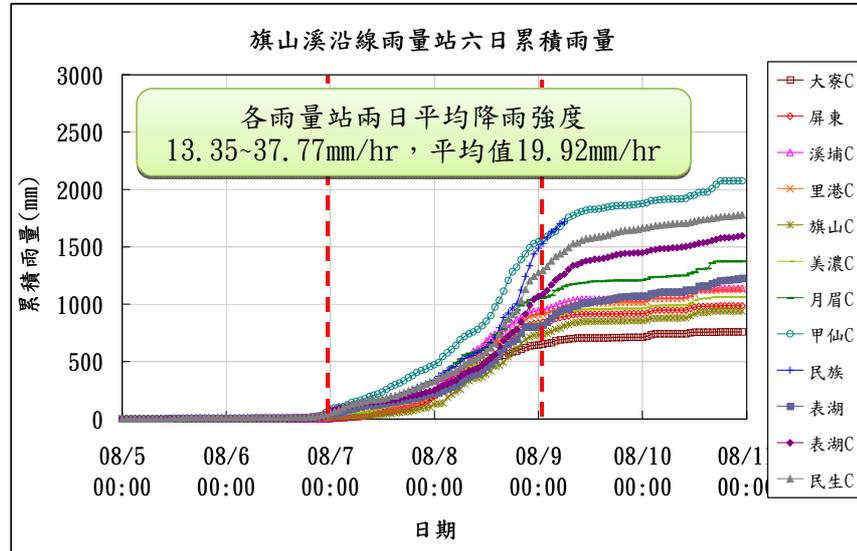
3.1 降雨歷程

莫拉克颱風影響本島時間為 8 月 6 日至 8 月 10 日，颱風中心於 8 月 7 日 23 時於花蓮登陸臺灣，8 月 8 日下午兩點於桃園出海，8 月 7~10 日降雨中心集中於高屏溪山區上游。8 月 5 日至 8 月 10 日之間，南部山區多處降雨量超過 2,000 mm，皆超過 200 年降雨頻率，期間總雨量多數測站超過 50 %之年平均雨量，荖濃溪測站更有達 80 %年平均雨量之紀錄。

旗山溪與荖濃溪沿線的雨量站於 8/5 至 8/10 這六日的累積雨量如圖 2 所示，圖中顯示由 8/7 零時至 8/9 零時為累積雨量增加最快的區間，旗山溪兩日平均降雨強度為 19.92 mm/hr，荖濃溪兩日平均降雨強度為 21.94 mm/hr，約接近於 20 mm/hr，為探討降雨強度較強時對於橋梁的影響，故

取 8/7 與 8/8 日兩日累積雨量及兩日平均降雨強度與其他橋梁相關損壞因素進行比對分析。

旗山溪



荖濃溪

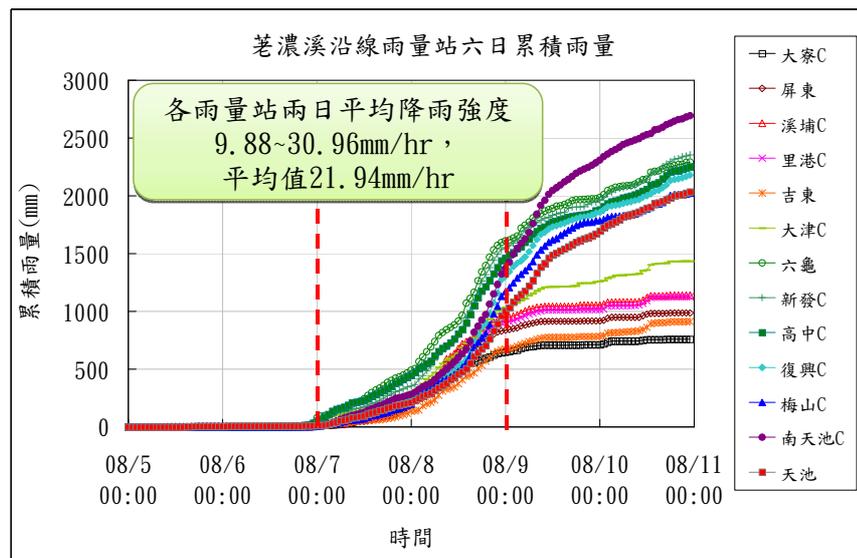


圖 2 旗山溪與荖濃溪沿線雨量站六日累積雨量圖

探討 8/7 至 8/8 兩日的累積雨量、兩日平均降雨強度和雨量站標高間的關係(圖 3)，可得 1. 標高 200 公尺以下的雨量站：累積雨量介於 500 mm ~ 1,000 mm 之間，兩日平均降雨強度介於 10 mm/hr ~ 20 mm/hr 之間；2. 標高 250 公尺以上的雨量站兩日累積雨量達 1,500 mm，降雨強度達 30 mm/hr 以上。

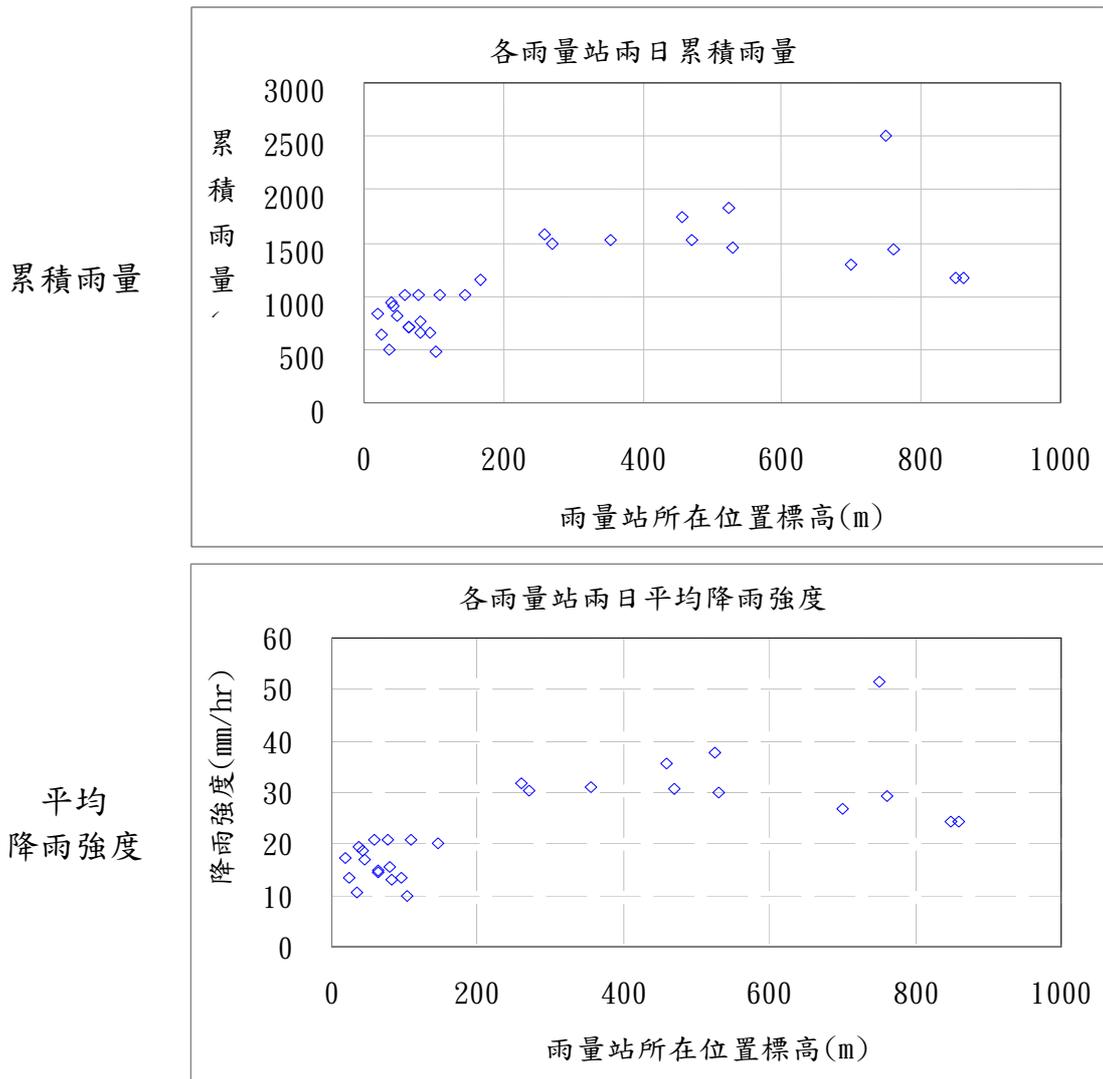


圖 3 各雨量站標高與兩日累積雨量與平均降雨強度關係圖

3.2 水位

本文中取得的水位站資料共有 8 個，分別為位於楠峰橋、新發大橋、六龜大橋、杉林大橋、東門橋、中壇橋、里嶺大橋與萬大大橋等處的水位站，逐一觀測各水位站於莫拉克颱風期間的水位資料(圖 4)，顯示最大水位發生時間點、平時水位高度與最大水位差(表 2)。水位最大增加率表示此期間內水位劇增，水位遽然上升，橋墩承受洪水及土石激流撞擊面積增加，造成橋基結構嚴重破壞。圖中顯示多數水位站主要於 8/7 零時開始快速遞增，並接近於 8/9 達到峰值，之後便開始下降，此現象與此次颱風降雨特性不謀而合(圖 2)。再由各水位站標高可以發現位於標高 200 公尺以上的三

個水位站，均於 8/8 或 8/9 後損壞，由此可進一步推知短時間高強度降雨對於橋梁具有相當的影響程度。

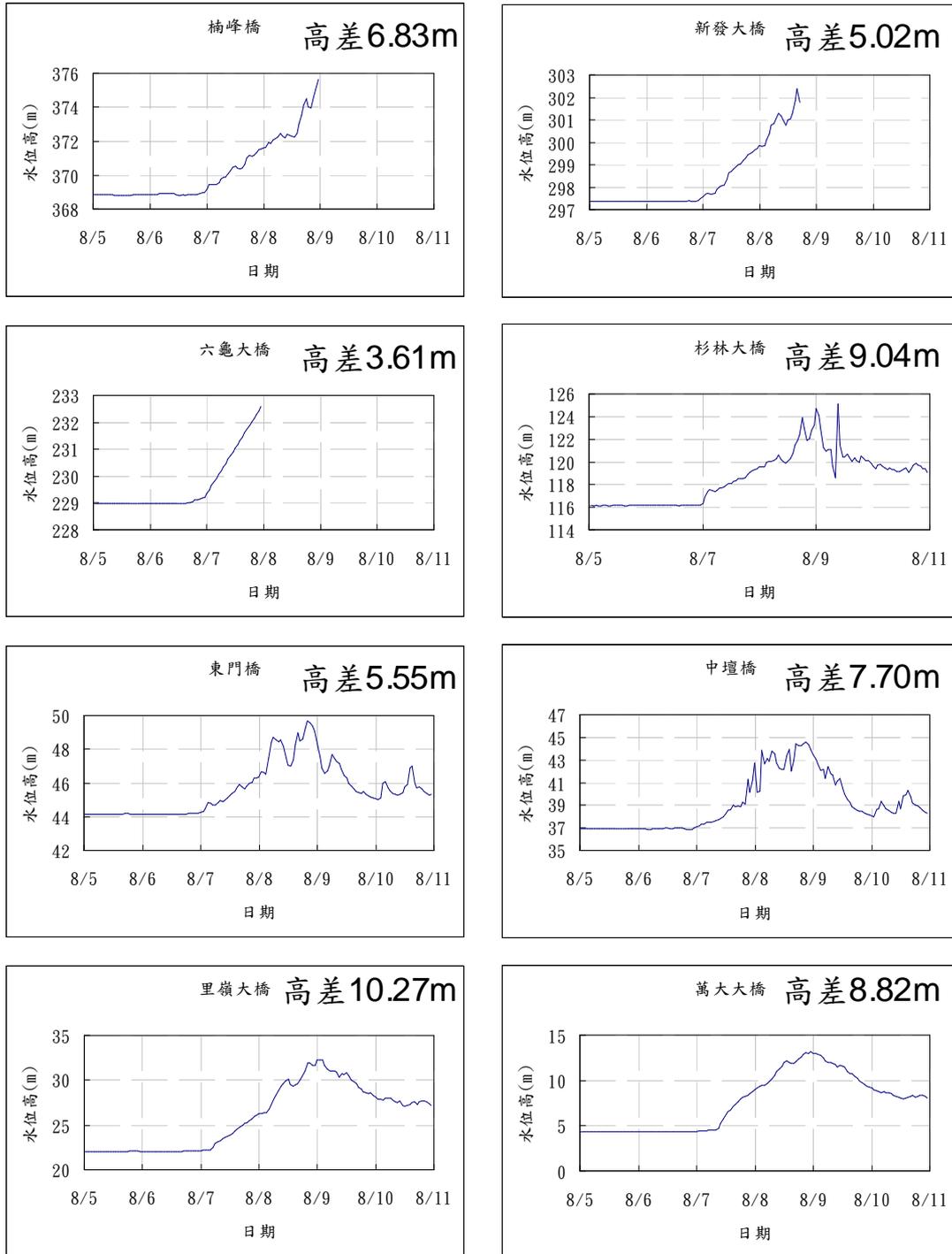


圖 4 高屏溪水水位站統計資料

表 2 各水位站資料

水位站	最大水位 發生時間	平時平均 水位高(m)	最大 水位差(m)	水位站 狀態
楠峰橋	8 月 9 日 01 時	368.84	6.83	損毀
新發大橋	8 月 8 日 17 時	297.38	5.02	損毀
六龜大橋	8 月 7 日 24 時	228.98	3.61	損毀
杉林大橋	8 月 9 日 01 時	116.14	9.04	良好
東門橋	8 月 8 日 20 時	44.16	5.55	良好
中壇橋	8 月 8 日 21 時	36.92	7.70	良好
里嶺大橋	8 月 9 日 02 時	22.06	10.27	良好
萬大大橋	8 月 8 日 24 時	4.33	8.82	良好

3.3 高屏溪河系各式地質災害

1. 堰塞湖

莫拉克颱風期間共有 10 個堰塞湖形成，由 GIS 圖層可知，多數堰塞湖形成地點，位於破壞橋梁附近，如旗山溪堰塞湖(3 號堰塞湖，鄰近第八、九與十號橋)、荖濃溪堰塞湖(2 號堰塞湖，鄰近建山二橋與寶來一與二號橋間)、荖濃溪支流濁口溪堰塞湖(4 號堰塞湖，鄰近大津橋)。

2. 崩塌地及土石流

探討各崩塌地發生崩塌時的兩日平均降雨強度和兩日累積雨量關係(圖 5)可發現此次崩塌地主要發生於標高 150 公尺以上的區域，且當兩日累積雨量超過 800 mm，或兩日平均降雨強度超過 20 mm/hr 時，即可能發生崩塌。崩塌地所引發的進一步災害為高濃度之土石激流，由於高強度的降雨，上游大規模的坡地坍塌、土石滑動，亦引發大量的土石流災害，上游所帶來的大量土石進入河道中，與洪水形成超濃度激流，造成河道改道推擠、侵蝕河岸，所挾帶的大量土石、岩塊亦重挫橋梁橋基結構，此次橋梁損毀主因多為土石流衝擊，尤其是以高程 300 公尺以上之山區橋梁皆為土石流破壞。

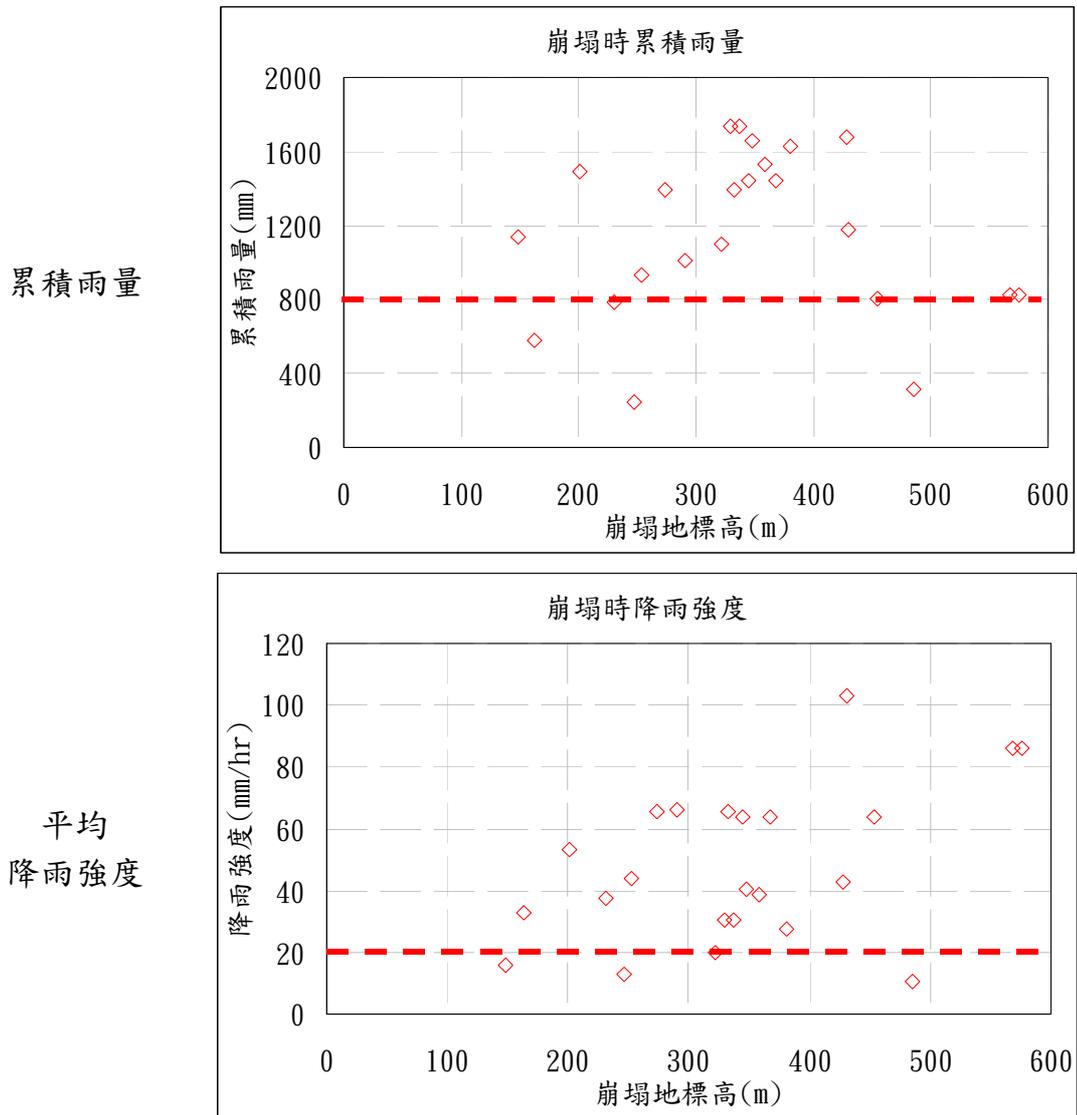


圖 5 各崩塌地崩塌時兩日累積雨量及平均降雨強度圖

3.4 河道蜿蜒性

河道蜿蜒除了會發生於沖積平原之外，也會發生於河谷。發生於河谷之蜿蜒是因為河床隆起，河川為保持其線形流路而縱向侵蝕峽谷所致，於沖積平原上的河川，會在曲線段產生不同旋轉方向的螺旋流，因其應力作用而形成砂礫州蜿蜒發達；沖積平原上河道之蜿蜒必為一串連續的反向曲線，兩曲線之間由短直河道連接。在蜿蜒之頂點或附近其深度最大，漸次減至短直河段最淺。河川蜿蜒度定義(圖 6)為：河川蜿蜒度=河道長/飛行距(L)，蜿蜒度在 1.3 以下可定義為直線河道；在 1.3 以上可定義為蜿蜒河道；大於 2.0 者常會進一步演變為瓣狀河道。

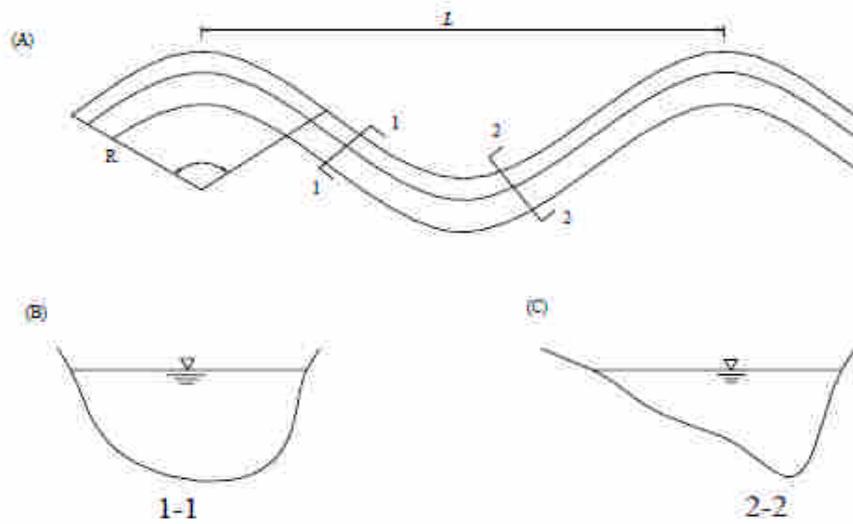


圖 6 彎道幾何示意圖【林秉賢】

探討各橋梁標高與河道蜿蜒度(圖 7)及損壞橋梁、未損壞橋梁(取台 20 線與台 21 線沿線未損壞橋梁 39 座)河道蜿蜒度分布圖(圖 8、圖 9)可觀察出以下幾點結論：

1. 挑選的 87 座橋梁中，有 48% 的橋梁其河道蜿蜒度低於 1.05，再加上河道蜿蜒度介於 1.05~1.10 之間的橋梁，則共有 63%，其比例相當高。
2. 受損橋梁其河道蜿蜒度幾乎均大於 1.05，其中僅有 19%(約五分之一)的橋梁低於 1.05。
3. 39 座未受損橋梁中，其河道蜿蜒度低於 1.05 者佔了 82%，約為五分之四，若加入河道蜿蜒度低於 1.10 的部分，則高達 97% 的比例。
4. 損壞橋梁中，標高介於 500 至 700 公尺間的橋梁，其河道蜿蜒度雖然低於 1.3，但仍然產生破壞，由此可知河道蜿蜒度過大並非決定橋梁受損的主要因素。
5. 損壞橋梁中河道蜿蜒度大於 1.3 以上的橋梁主要集中於標高 350 公尺至 550 公尺之間。

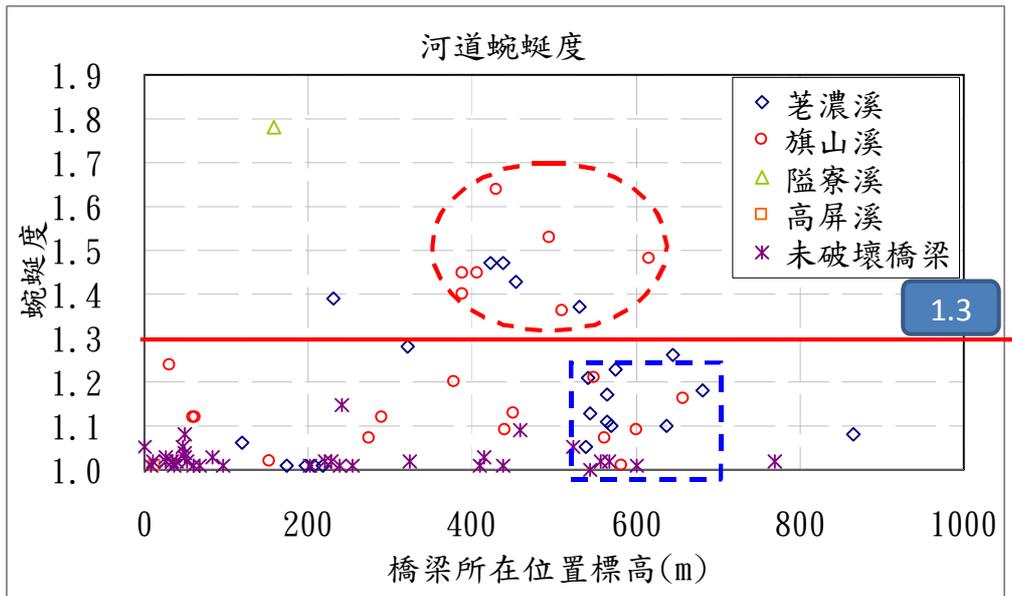


圖 7 高屏河流域各橋梁標高與河道蜿蜒度關係圖

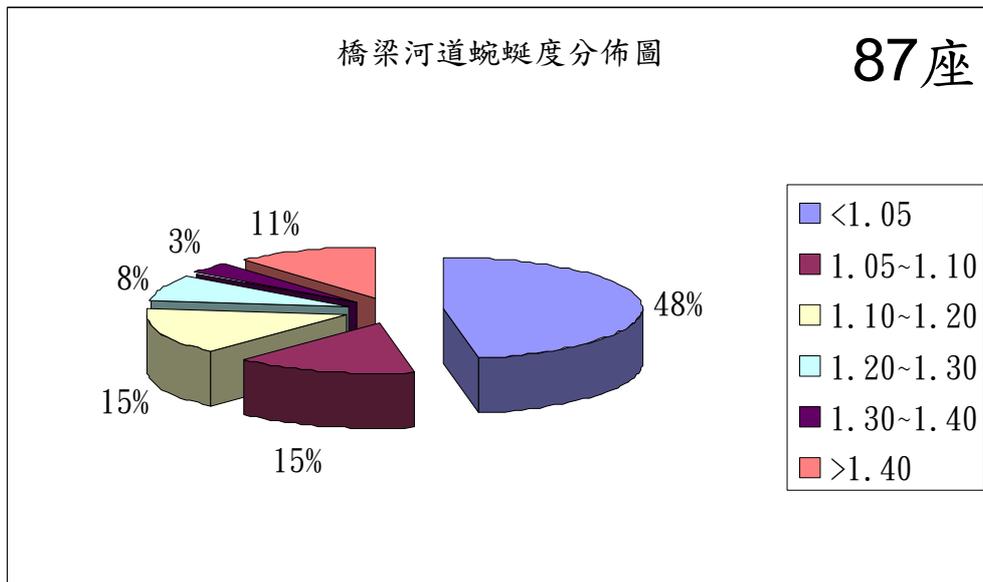


圖 8 損壞與未損壞橋梁河道蜿蜒度分布圖

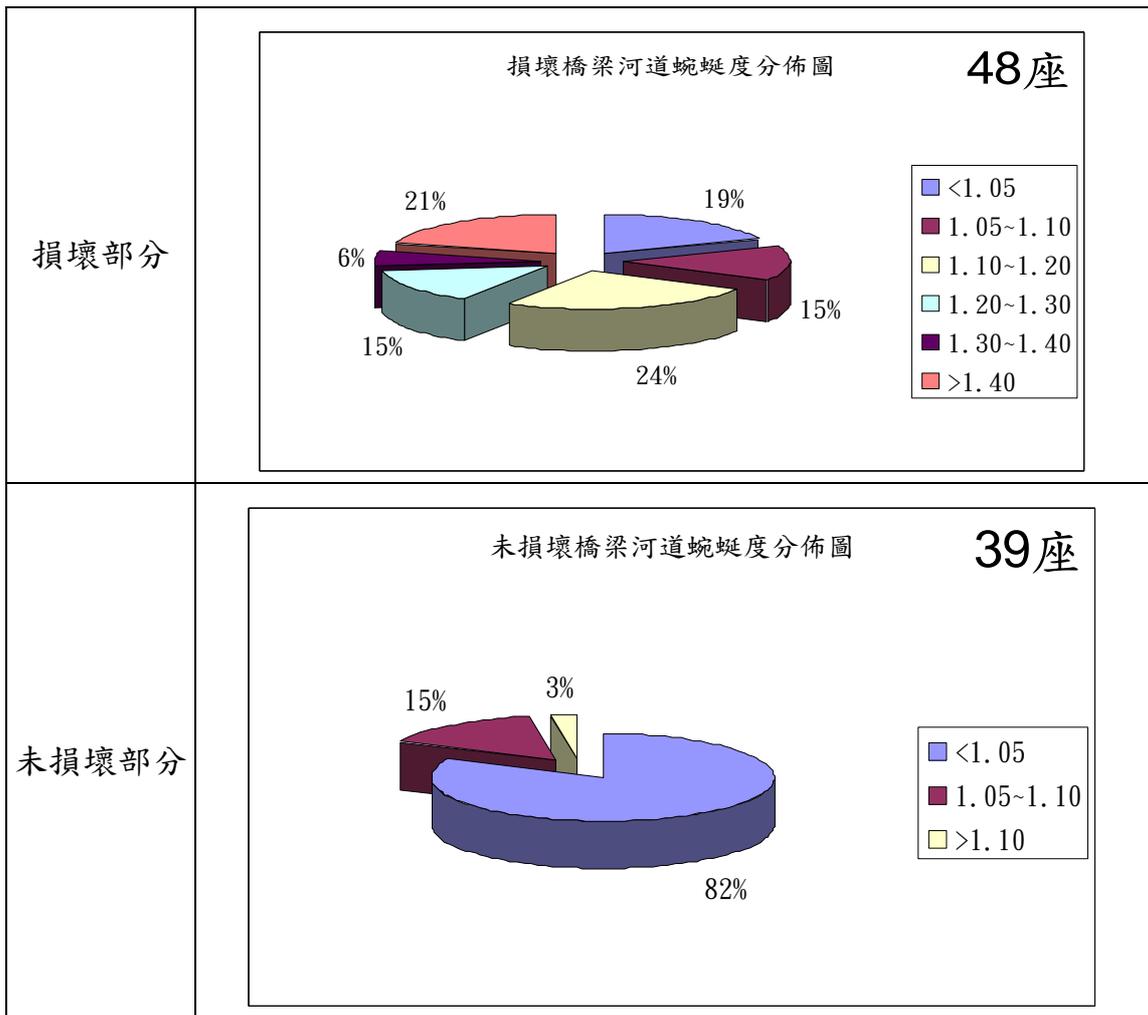


圖 9 損壞與未損壞橋梁河道蜿蜒度分佈圖

3.5 河道高程變化

探討各橋梁標高與土方淤積高度與土方增加量之間的關係(圖 10)，可觀察出以下幾點結論：

1. 旗山溪土方主要淤積於標高 300 公尺至 650 公尺之間，其淤積高度為 15 公尺以下，淤積土方量約為 2,000 m³ 以下。荖濃溪土方主要淤積於標高 200 公尺至 700 公尺之間，其淤積高度約為 30 公尺以下，淤積土方量亦為 2,000 m³ 以下。
2. 由淤積土方圖顯示大於 5,000 m³ 的土方主要淤積於標高 250 公尺至 350 公尺之間，而低於 2,000 m³ 的土方主要淤積於標高 350 公尺以上，由此顯示土石流將土石由上游往下游帶的過程中，在標高 700 公尺時開始累積土石，下降到標高 400 公尺時，土石開始大量被淤積下來，當

下降到標高 200 公尺時，土石幾乎已全數被淤積於標高 200 公尺以上的區域。

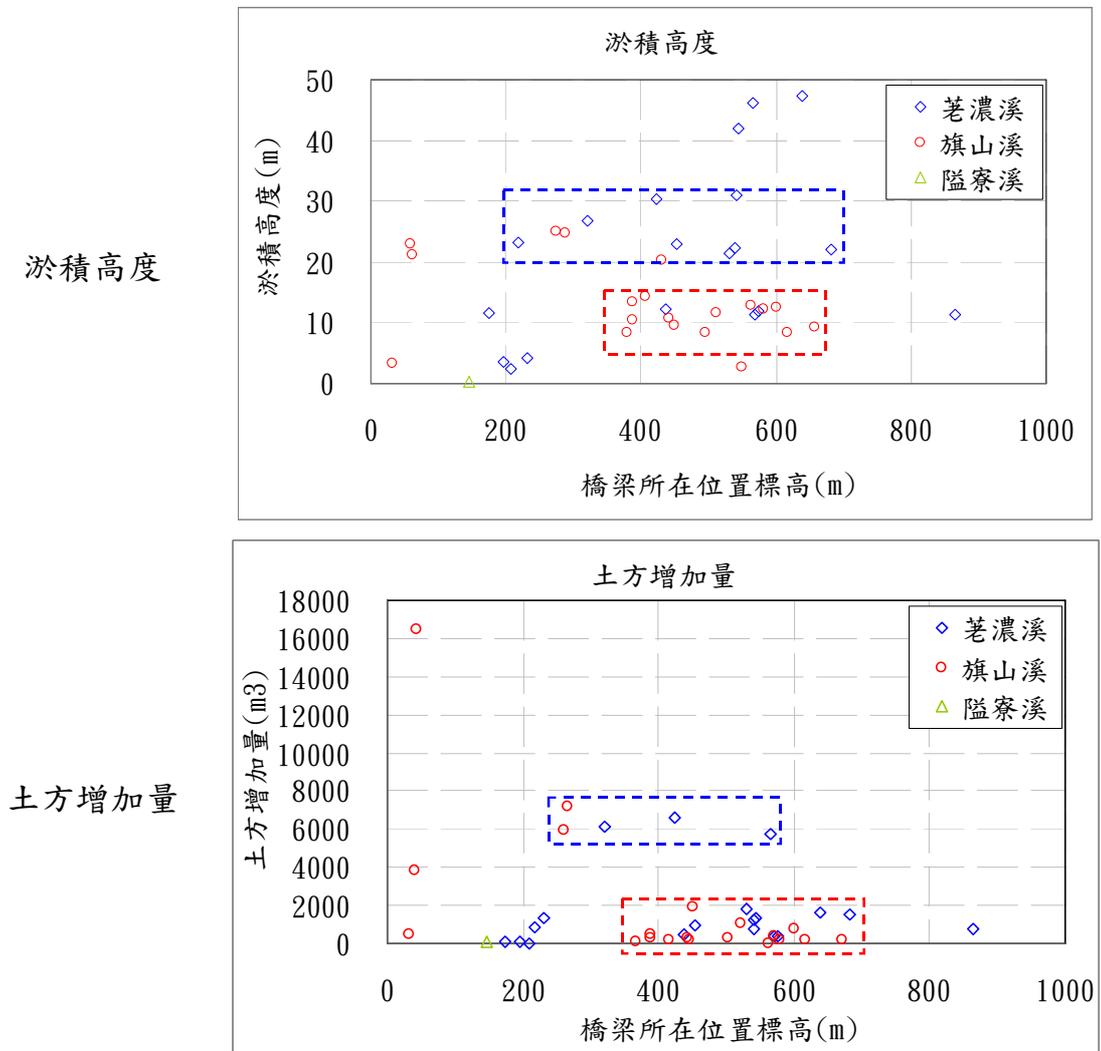


圖 10 各橋梁標高與土方淤積高度與土方增加量

四、損壞橋梁資料與災因分析案例

由先前的討論可得知標高三百公尺可作為本次災損原因的分界點，因此本節便以標高三百公尺作為分界點來說明部份橋梁的災損原因。

台 20 線寶來二號橋(標高 423)：由圖 11 可清楚看出，在颱風前後，寶來二號橋因深槽流路由右岸導引至左岸，造成左岸 A1 橋台損毀。由於莫拉克颱風所帶來之豪雨，造成寶來二號橋下游處之山區邊坡崩塌，大量土石

堆積於河道中，雖未直接對橋梁結構產生破壞，但卻使河道流路改變，深槽流路由右岸側 P4~P5 間，被導引至左岸 A1~P2 的位置，且寶來二號橋上游左岸側有蛇籠護坡及護岸工，遭受洪水土石衝擊影響，致使蛇籠及護岸沖毀，產生側向侵蝕，導致寶來二號橋橋台基礎遭到沖刷倒塌。



圖 11 寶來二橋災前與災後現況【林呈拍攝】

台 27 線新發大橋(標高 320)：圖 12 顯示颱風前後，新發大橋於上游左岸野溪發生嚴重之土石流，堆積成土石流沖積扇，造成新發大橋斷橋。新發大橋於莫拉克颱風後，上游左岸野溪發生土石流，大量土砂隨著雨水流入河道，造成河床淤積，佔據了主河道，致使通水斷面縮小，深槽也由原本之左岸挑流至右岸，主深槽由左岸 P3~P5 移至 A1~P2(圖 12)，對 A1 形成頂沖攻擊，造成右岸邊坡崩塌與橋體損壞；於災後利用三維掃描與 97 年斷面資料比對，災後高程淤高超過 10 公尺(圖 13)，更證實河道因土砂淤積致使通水斷面不足。



圖 12 新發大橋災前與災後現況【林呈拍攝】

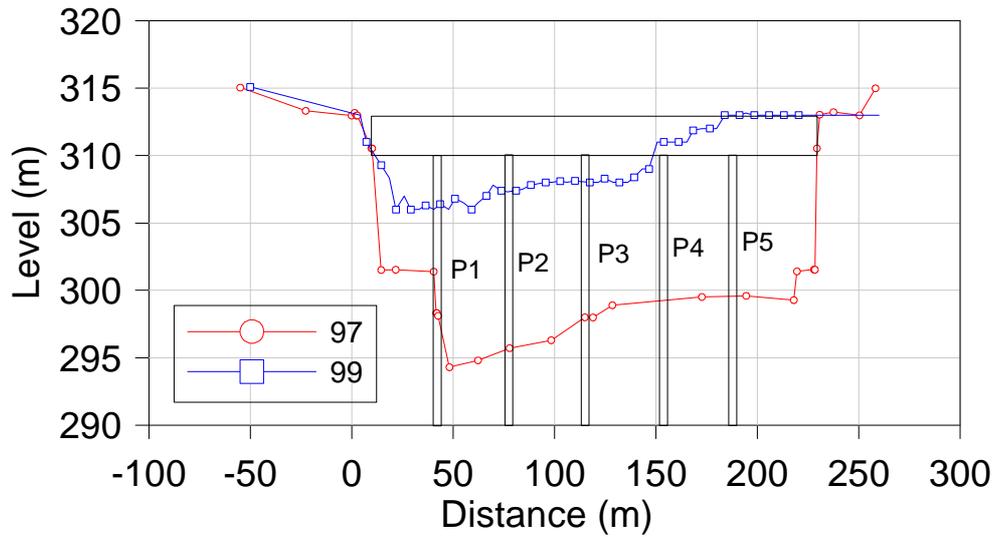


圖 13 新發大橋斷面高程圖

台 27 甲線六龜大橋(標高 231)：由圖 14 顯示颶洪前後，六龜大橋 S6~S7 橋面版及 P6 與 P7 橋墩遭沖毀流失，且橋面版上有大量漂流木存在。六龜大橋受損主要原因為受到彎道外側流速加快與漂流木掛淤影響，使深槽水流集中在右岸，當水流遇到大量漂流木掛淤無法通過時，向下形成高速水流沖刷河床，導致右岸處斷橋。



圖 14 六龜大橋災後破壞現況【林呈拍攝】

五、橋梁損壞成因分析統計

本文將災損原因主要分為 1. 土石淤埋、土石流沖毀、河道蜿蜒性、崩塌地、堰塞湖等高複合損壞因素，2. 土石流沖毀與 3. 洪水沖刷等三類，依此三類災損原因可發現橋梁損壞原因的分界點，約位於標高 300 公尺與 150 公尺處。由 GIS97 年地形資料及各損壞橋梁與高潛勢土石溪流、崩塌地與堰塞湖間的空間關係顯示各橋梁可能損壞的原因如下：

1. 荖濃溪沿線橋梁災損原因

觀察各橋是否鄰近於高土石潛勢溪流，其中僅有武雄橋、禮觀橋、唯金溪橋、榮光一橋與三合橋 5 座橋梁未臨近於高土石潛勢溪流，其餘橋梁所在位置均需注意豪雨時土石流發展狀況。於此次颱風期間崩塌地發生地點鄰近於綠茂橋、寶來二橋、建山二橋、建山一橋、新發大橋、六龜大橋、三合橋、六龜四號橋、六龜三號橋與六津橋等 10 座橋梁。鄰近堰塞湖的橋梁包含榮光一橋、復興橋、青山橋、明德橋、勤和橋、寶來二橋、建山二橋與建山一橋等 8 座橋梁。

2. 旗山溪沿線橋梁災損原因

觀察各橋是否鄰近於高土石潛勢溪流，其中達卡努娃橋、民生大橋、民族橋、公園橋、第十四號橋、第十五號橋、楠梓仙溪橋、四德橋、旗尾橋與新旗尾橋等 10 座橋梁鄰近於高土石潛勢溪流。於此次颱風期間崩塌地發生地點鄰近於達卡努娃橋、民生大橋、第十二號橋、月兒橋、民族橋、第十號橋、第九號橋、第八號橋、楠梓仙溪橋、四德橋與火山橋等 11 座橋梁。鄰近堰塞湖的橋梁包含第十號橋、第九號橋與第八號橋等 3 座橋梁。

3. 隘寮溪與高屏溪橋梁災損原因

大津橋位於隘寮溪中游，致災原因主要為蜿蜒性影響，其蜿蜒度高達 1.78，鄰近於兩條高土石潛勢溪流(高縣 DF046、高縣 DF047)，且鄰近於兩處崩塌地(六龜 001 與茂林 001)，更鄰近於 4 號堰塞湖。雙園大橋位於高屏溪下游處，其蜿蜒度僅有 1.01，為標準直線河道，其主要的致災原因為過大洪水沖刷導致橋梁損毀。

圖 15 為 48 座損壞橋梁其標高與各災損因子關係圖，圖中顯示標高 300 公尺(以新發大橋(標高 320 m)為分界點)與 150 公尺(以大津橋(標高 158)為分界點)約為橋梁損壞原因的分界點，標高 300 公尺以上橋梁多為高複合性

因素損壞，而標高 300 公尺至 150 公尺之間多為土石流伴隨其他因素造成之複合性因素破壞，標高 150 公尺以下之橋梁則多為洪水冲刷破壞。

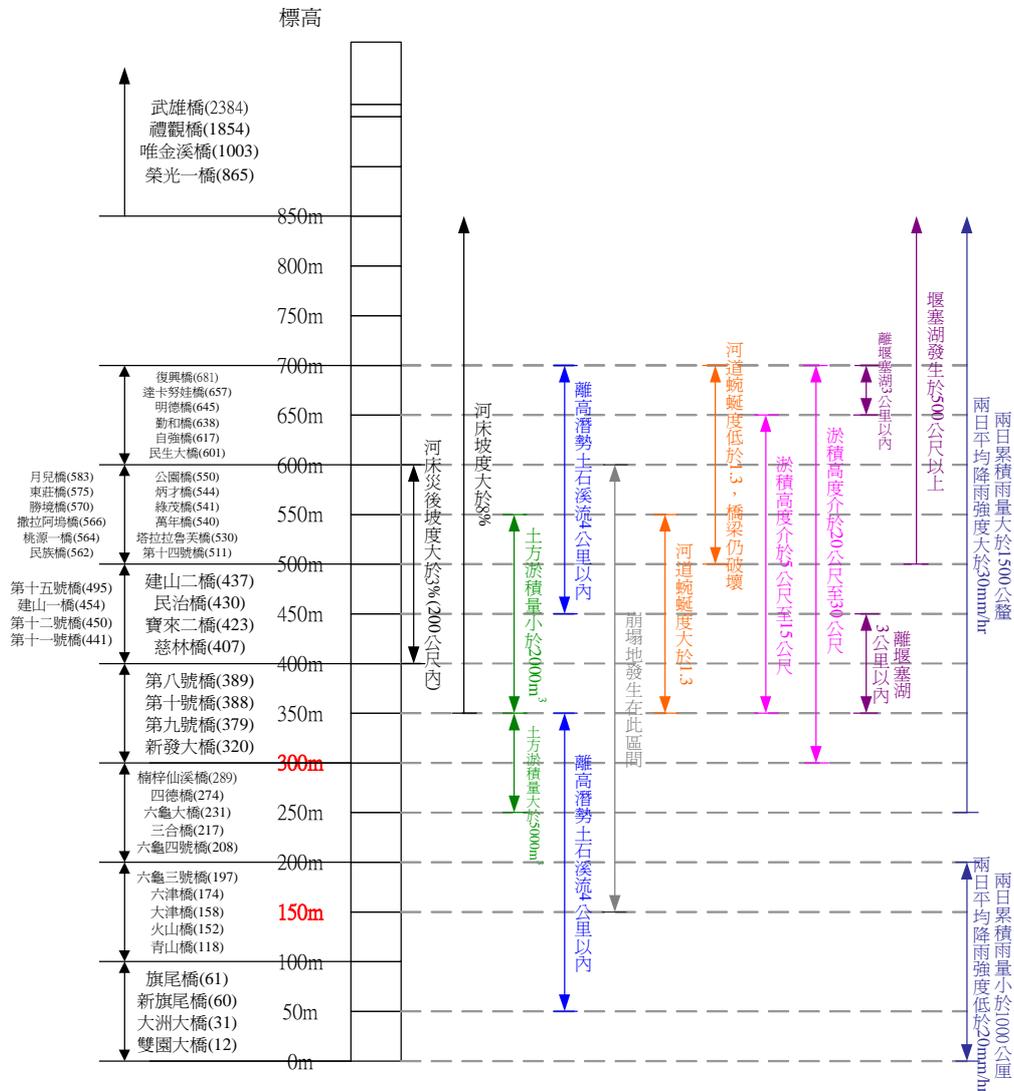


圖 15 各橋梁標高與災損原因分布圖

4. 未來研究課題

綜觀整個莫拉克颱風期間橋梁損壞原因，主要為豪大的集中降雨量導致邊坡處，土壤含水量急速上升，邊坡孔隙水壓驟升，鬆動的土石開始產生滑動，因此大量的雨水便夾雜著土石，形成土石洪流，急速的冲刷邊坡土壤，造成邊坡崩塌的產生，並淤塞於河道中，減少了河道的通水斷面積，甚至大量土石崩塌淤積成堰壅湖，導致河道地形地貌的嚴重改變，並衝擊著沿途經過的橋梁。因此建議未來相關研究議題主要包含如下：

- (1)土石流對橋墩沖擊機制之研究。
- (2)邊坡降雨量與土壤孔隙水壓力相關性之研究。
- (3)崩塌地及堰塞湖成因研究探討。
- (4)土石流影響範圍及土石移運機制之研究。
- (5)山區邊坡崩塌機制之探討。

六、結論

綜觀雨量、水位、土石流、堰塞湖、崩塌地與河道蜿蜒度等因素與橋梁標高間的相關性比對，可依災損原因整理得到以下結論：標高 300 公尺(以新發大橋(標高 320 m)為分界點)與 150 公尺(以大津橋(標高 158)為分界點)約為橋梁損壞型態的分界點，標高 300 公尺以上橋梁多為複合性因素損壞，而標高 300 公尺至 150 公尺之間多為純土石流造成之破壞，標高 150 公尺以下之橋梁則多為沖刷破壞。標高 300 公尺以上橋梁的破壞因素多為過大的降雨引起土石流、堰塞湖、崩塌地的發生，加上河道蜿蜒度過高且河床坡度較大，以致於大量的土石淤積於標高 250 公尺至 550 公尺這段區間，且由此可知此區間橋梁的破壞因素多為複合損壞因素所引起。

參考文獻

1. 林秉賢，「橫向堆石群對溪流生態棲地流況之影響」，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文，(2002)。
2. 林呈，(2005)，「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究—第一冊—」，第 5-2 頁~第 5-37 頁。
3. 經濟部水利署，「莫拉克颱風暴雨量及洪流量分析」，(2009)。
4. 陳樹群、許中立，「莫拉克颱風中形成之堰塞湖及危險度評估」，土工技術第 122 期，第 77 頁~第 86 頁，(2009)。
5. 李維峰，「莫拉克風災受損橋梁統計及致災原因初步分析」，交通部公路總局，(2009)。
6. 林呈，「莫拉克颱風造成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析」，交通部運研所，(2010)。

跨河橋梁安全預警系統架構說明

邱永芳¹ 黃進國² 林雅雯³ 鄭明淵⁴

摘要

橋梁是用來連絡河流兩岸的重要交通工程設施，然而每年的颱風，導致洪水氾濫，造成橋梁損壞。因此，為提升橋梁安全保護相關研究並培育專業技術人才，減少橋基沖刷災害之發生，以強化人民之用路安全。本系統為大甲溪跨河橋梁安全預警系統，首先透過取得中央氣象局 QPESUMS 雷達降雨資料，利用格網分佈型降雨逕流模式、水庫(壩)即時資訊，進行河川一維水理分析及橋河共治區二維水理分析，推算在大甲溪跨河橋梁即時、未來 1、2 及 3 小時的預測水位、流量及沖刷深度，最後進行橋墩安全分析，並提供給橋梁管理單位防災決策支援應用。

Architecture Description of Diagnosis System for Hazard Prevention of River-Crossing Bridges

Yung-Fang Chiu¹, Chin-Kuo Huang², Ya-Wen Lin³, Min-Yuan Cheng⁴

ABSTRACT

Bridges are important traffic engineering facilities used to cross the rivers. The bridges destroyed by overflows caused by annual typhoon. Therefore, studying and training professional and technical personnel for improve bridge safety is important. To reduce the disaster by scouring at foundation of bridge. To strengthen the safety for road users. The Computer-Aided Safety Diagnosis System for Hazard Prevention of River-Crossing Bridges is a security alerts system for Tachia river. First, it takes rainfall data by radar from QPESUMS

¹ 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 主任

² 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 博士後研究員

³ 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 副研究員

⁴ 國立臺灣科技大學營建工程系暨研究所教授

of Central Weather Bureau. Second, to analyze one-dimensional and two-dimensional hydraulic analysis by Grid-Based Distributed rainfall-runoff Model(GBDM) and real-time datas of reserveior and dam. Third, to predict water level, velocity and scouring depth of ream-time, the next hou, the next two hours and the next three hours. Finally, to analyze safety of piers. The Computer-Aided Safety Diagnosis System for Hazard Prevention of River-Crossing Bridges was created for bridge manager to make decisions and applications.

一、前言

臺灣地區河川短陡且雨量充沛，經常造成河川上游集水區每逢暴雨即發生洪水，進而對橋梁的安全造成莫大的威脅。以 2000 年碧利斯颱風為例，當時台 1 線高屏大橋受到暴漲溪水沖毀橋墩，造成長達 100 公尺的橋面掉落至高屏溪中。2008 年卡玫基颱風造成 4 座橋梁橋基裸露及一座橋梁達警戒水位而封閉橋梁，同年辛樂克颱風在中部地區帶來超過 700 毫米的降雨，大甲溪溪水暴漲造成台 13 線后豐大橋斷裂。同一起颱風也同時造成台 20 線甲仙橋、台 21 線牛眠橋、台 18 線五虎寮橋及北港台糖復興橋等橋梁傳出斷橋意外。2009 年莫拉克颱風降下刷新歷史紀錄的大雨，造成全台 107 座橋梁於颱風期間封閉，其中有 55 座橋梁損毀，雙園大橋橋墩被高屏溪洪水沖斷，造成斷橋長約 500 公尺。

因此，若能建構一套對於在降雨期間的橋梁安全預警系統，提早預估橋梁安全性，以提供作為相關單位作為預警的參考，方可給予民眾生命財產更多的保障。本文即介紹該系統之運作架構，說明如圖 1 與圖 2，首先由中央氣象局接收雷達降雨資料，再透過與地面雨量站進行降雨修正，透過集水區演算，得到石岡壩的放流量，接著以一維水理分析河道的流速與水位資料；再進行橋梁附近一維及二維的河床沖刷深度計算，最後計算橋墩的安全係數，透過警戒值與行動值，決定是否進行交通管制或封橋。本文建構的跨河橋梁安全預警系統網頁如圖 3 所示，目前該網頁除了介紹了整個系統的架構，亦可以直接查詢大甲溪下游石岡壩以下國一大甲溪橋、國三大甲溪橋的的一維水理分析資料、二維水理分析資料、橋梁安全分析資料等，並展示現在、未來一小時、未來二小時與未來三小時各橋梁的狀況(安全、警戒、行動)。後續將進一步納入(新山線鐵路橋、后豐大橋、高鐵橋、海線鐵路橋、台一線大甲溪大橋、西濱大橋等 6 座橋梁)進行相同水理及安全的分析。

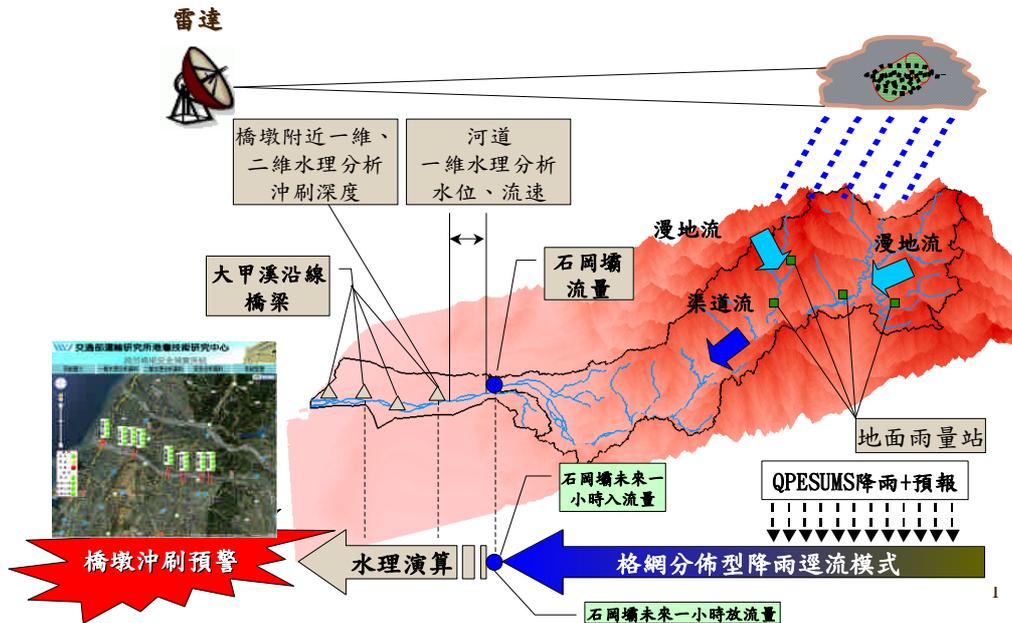


圖 1 橋梁安全預警系統架構圖

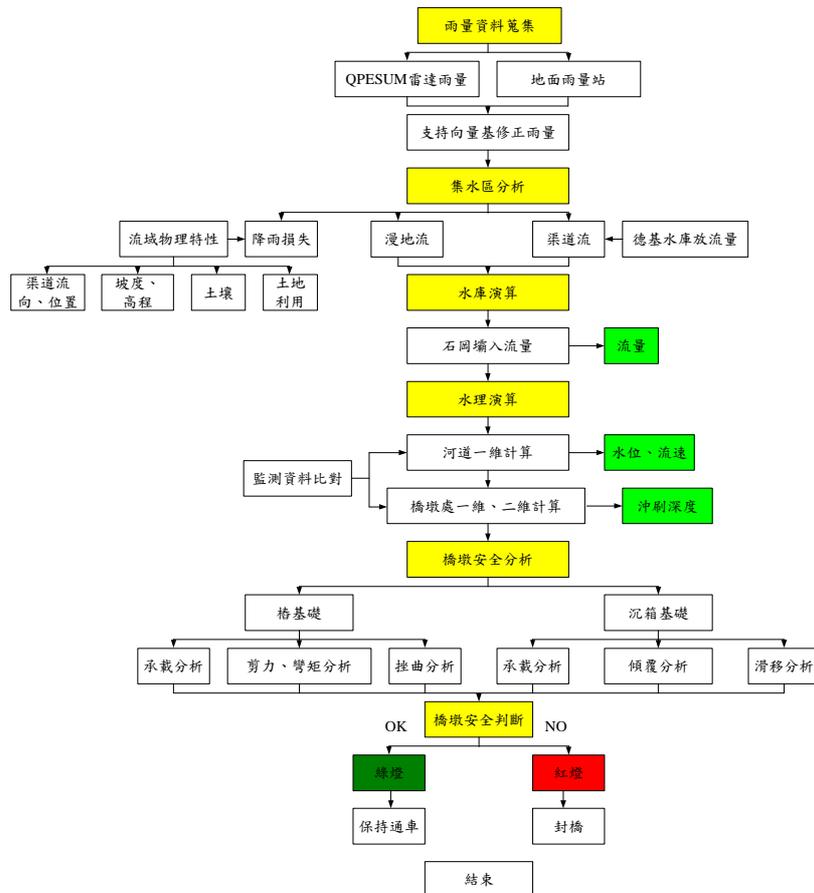


圖 2 安全預警系統分析流程圖



圖 3 跨河橋梁安全預警系統網頁

二、一維水理分析

此部份旨在建立大甲溪流流域橋梁橋墩之水位與沖刷深度推估模式。主要為(1)雷達降雨預報資料校正(2)利用格網分布型降雨逕流模式分析石岡壩入流量(3)石岡壩下游橋梁數值模式的檢驗與沖刷預測。首先結合中央氣象局雷達雨量預報、現場水位與橋墩沖刷觀測資料，建立利用水文模式預報降雨事件在橋梁上、下游處可能的水位，然後根據橋墩觀測水位與橋墩沖刷資料建立之關係，進而估算此降雨對下游橋墩可能的沖刷深度，可以提供橋梁管理單位對於可能產生的災害提出預警。在一維分析部份，本系統配合水利署大斷面資料建立相對應的 41 個分析斷面(圖 4)，一維水理分析所得流量曲線、水位高度曲線及河床沖刷深度曲線展示如圖 5，針對各斷面的水位資料，可取得大甲溪沿線的水位高度剖面圖(圖 6)，藉由剖面圖可以直觀且即時的觀察出目前即時水位是否有超出各橋梁警戒水位的情形。

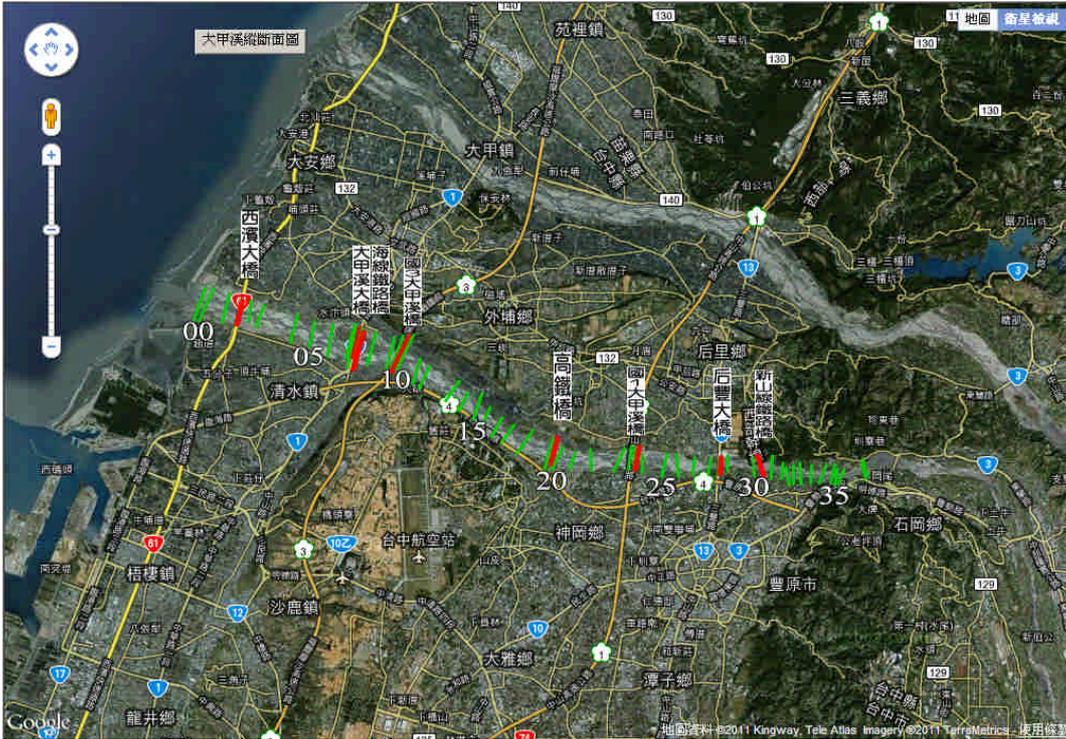


圖 4 跨河橋梁安全預警系統分析斷面圖

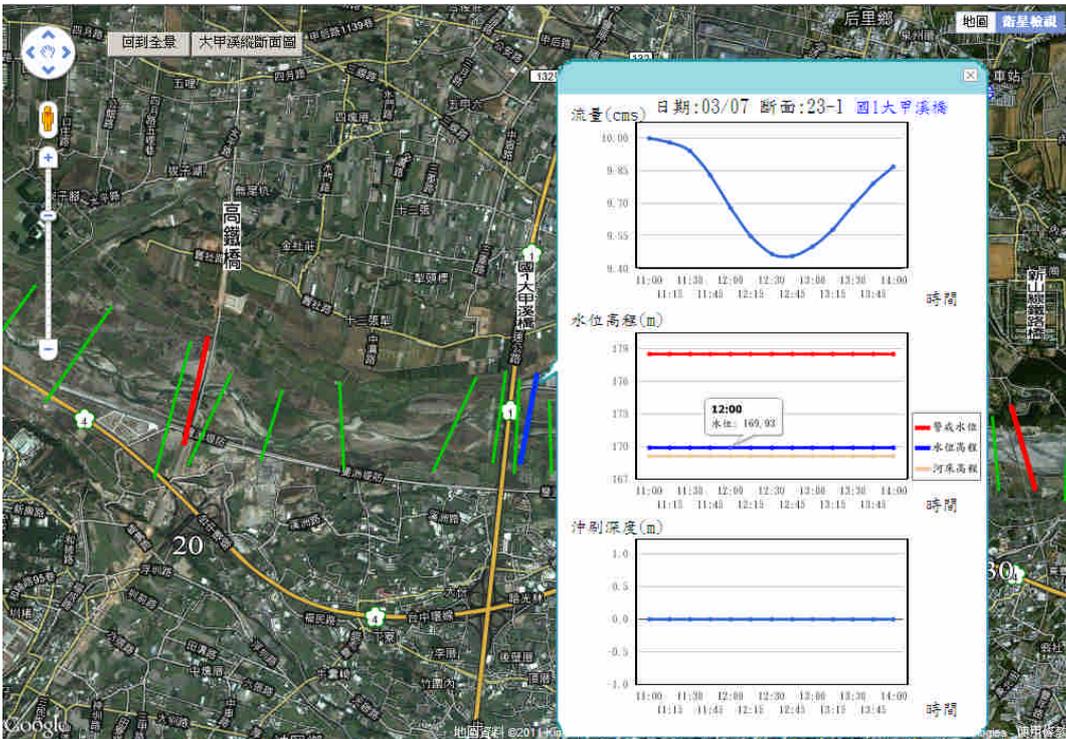


圖 5 跨河橋梁安全預警系統一維分析流量、水位與冲刷深度

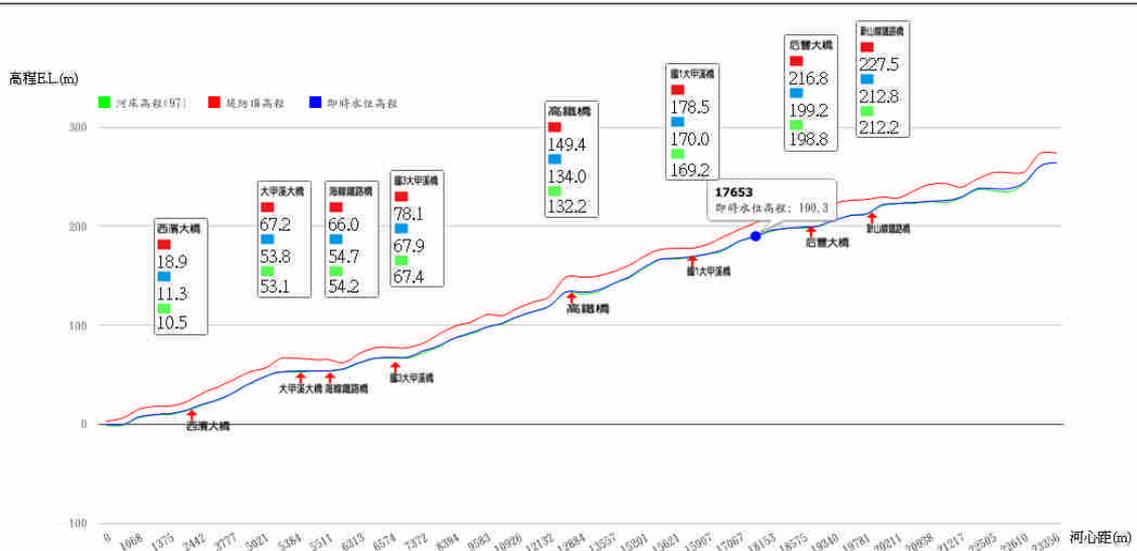


圖 6 跨河橋梁安全預警系統大甲溪沿線即時水位剖面圖

三、二維水理分析

此部份之分析成果預期為橋梁橋墩附近的河床沖刷深度，本部份將引用一維分析階段所得的流量及河床水位高程資料，作為二維計算的起始條件，經二維計算出水位、流速及沖刷深度後(圖 7)，再進行下一階段的橋墩安全評估，以建立起此跨河橋梁安全預警系統。除此之外，二維水理分析亦期望藉由理論的研析、數值分析計算模式的研發、現場案例的模擬檢討，協助釐清橋河共治區的水理與動床問題，提供相關管理單位作為橋梁維護管理的參考依據。

圖1 03-07 14:00 送出
圖3 03-07 14:00 送出

橋墩	水位(m)	流速(m/s)	沖刷深度(m)
P01	0	0	0
P02	0	0	0
P03	0	0	0
P04	0	0	0
P05	0	0	0
P06	0	0	0
P07	0	0	0
P08	0	0	0
P09	0	0	0
P10	0	0	0
P11	0	0	0
P12	0	0	0
P13	0	0	0
P14	0	0	0
P15	0	0	0
P16	0	0	0
P17	0	0	0
P18	0	0	0
P19	0	0	0
P20	0	0	0
P21	0	0	0
P22	0	0	0

圖 7 二維分析之橋墩水位、流速及沖刷深度

四、橋墩安全計算

此部分主要為建立受沖刷橋梁耐洪安全評估模式，除針對台灣地區跨河橋梁常使用的樁基礎(圖 8)與沉箱基礎(圖 9)分析外，並藉由結合國一大甲溪橋和國三大甲溪橋的橋梁資料進行模式驗證，與探討保護工法對橋梁沖刷之影響，最後期能經由基礎結構安全評估模式的建立，進行相關警戒及行動指標分析與研擬橋梁安全評估程序，以達到對橋梁中長期受沖刷之安全與維護管理效益。因此透過一維及二維的水理分析，結合橋河共治區的概念進行橋墩安全分析，便可得分析各橋梁的安全狀況，在預警系統網頁中以圖 10 與圖 11 的圖和表顯示即時、未來一小時、未來二小時和未來三小時的方式，展示各橋梁的安全狀態，如綠燈(安全)、黃燈(警戒值，暫定 FS=1.5)或紅燈(行動值，暫定 FS=1.3)等，藉此達到預警及防範的功效。網頁中同時提供了該橋梁竣工平面圖的查詢，還包含了即時顯示橋梁的橋面板高程、封橋水位、警戒水位、預測水位、原河床面、沖刷後河床面與基樁底高程等資料。

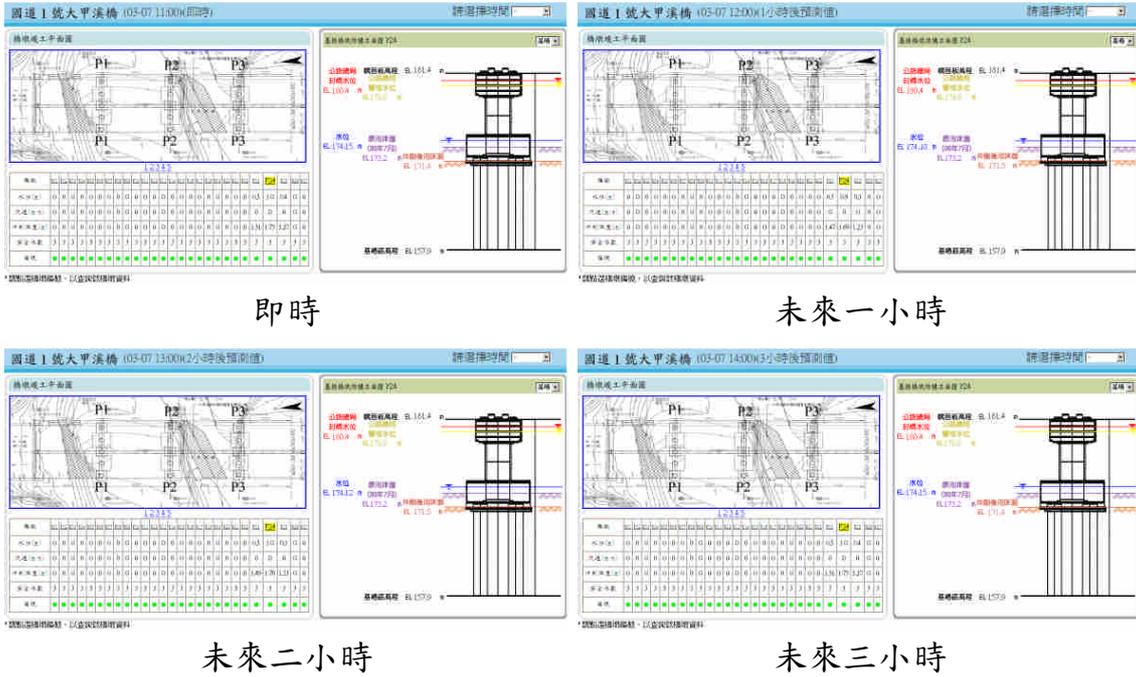


圖 8 基樁安全分析結果展示網頁

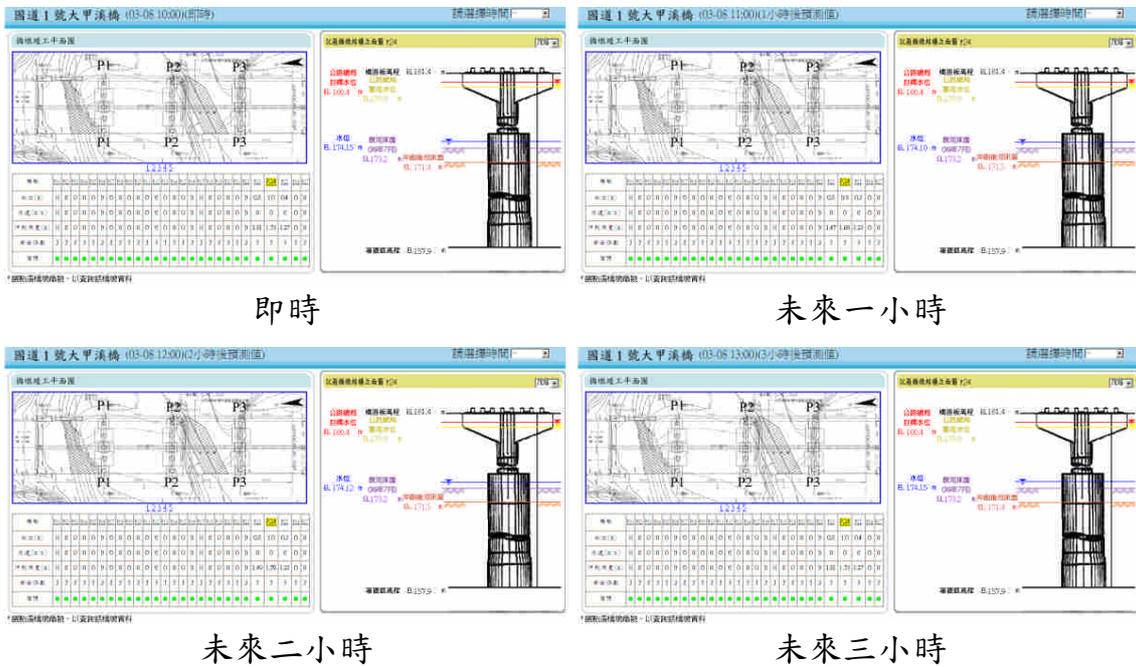


圖 9 沉箱安全分析結果展示網頁



圖 10 跨河橋梁安全預警系統各橋梁安全狀況展示圖

國1 03-07 14:00 送出

橋墩	水位 (m)	流速 (m/s)	沖刷深度 (m)	安全係數	警戒(黃色)標準	行動(紅色)標準
P06	0	0	0	3	1.5	1.3
P07	0	0	0	3	1.5	1.3
P08	0	0	0	3	1.5	1.3
P09	0	0	0	3	1.5	1.3
P10	0	0	0	3	1.5	1.3
P11	0	0	0	3	1.5	1.3
P12	0	0	0	3	1.5	1.3
P13	0	0	0	3	1.5	1.3
P14	0	0	0	3	1.5	1.3
P15	0	0	0	3	1.5	1.3
P16	0	0	0	3	1.5	1.3
P17	0	0	0	3	1.5	1.3
P18	0	0	0	3	1.5	1.3
P19	0	0	0	3	1.5	1.3
P20	0	0	0	3	1.5	1.3
P21	0	0	0	3	1.5	1.3
P22	0	0	0	3	1.5	1.3

國3 03-07 14:00 送出

橋墩	水位 (m)	流速 (m/s)	沖刷深度 (m)	安全係數	警戒(黃色)標準	行動(紅色)標準
P06	0	0	0	3	1.5	1.3
P07	0	0	0	3	1.5	1.3
P08	0	0	0	3	1.5	1.3
P09	0	0	0	3	1.5	1.3
P10	0	0	0	3	1.5	1.3
P11	0	0	0	3	1.5	1.3
P12	0	0	0	3	1.5	1.3
P13	0	0	0	3	1.5	1.3
P14	0	0	0	3	1.5	1.3
P15	0	0	0	3	1.5	1.3
P16	0	0	0	3	1.5	1.3
P17	0	0	0	3	1.5	1.3
P18	0	0	0	3	1.5	1.3
P19	0	0	0	3	1.5	1.3
P20	0	0	0	3	1.5	1.3
P21	0	0	0	3	1.5	1.3
P22	0	0	0	3	1.5	1.3

圖 11 各橋墩安全分析結果表

五、系統管理

為了確保本系統能夠隨時正常運作，因此建構了一套屬於管理員使用的後端監控管理系統(圖 12)，透過查看及點選系統中各個分析環節目前的狀態，於突發狀況時，立刻進入監控管理系統察看何處為問題的發生點，並即時的進行相關維護動作及問題排除，以確保預警系統的正常運作與預警功效。

跨河橋梁管理系統軟體代理人運作狀態表(2011/03/07)					問題排除		
類別	名稱	更新頻率	前一更新時間	目前更新時間	數值	狀態	歷史紀錄
一維水理分析	中央氣象局QPESUMS	20min	11:57	12:12	即時預報		查看
					1HR後預報		
					2HR後預報		
					3HR後預報		
	QPESUMS修正模式	11:12	12:12	修正結果			
降雨逕流模式	11:12	12:12	*.dat		查看		
石岡壩放流量	11:13	12:13	7.03(cms)				
河道演算	11:13	12:13	斷面: -01		查看		
二維水理分析	橋墩沖刷計算		10:18	11:18	計算結果		查看
橋梁安全分析	安全係數計算		10:18	11:18	計算結果		查看
災害資訊整合	大甲溪 監測	國道高速公路局	3min	12:11	12:11		查看
	東勢大橋	-	-	-	-	-	
	濁水溪 監測	西濱大橋	-	-	-	-	

圖 12 後端監控管理系統

六、結論

跨河橋梁安全預警系統的建立，主要在於提供橋梁管理單位在颱風前、颱風中和颱風過後的預警機制，對於交通管制或封橋的依據更提供了橋梁管理單位一個參考的方向。透過預警系統的分析運算及事前預警功能，提供相關單位派員至現地觀察橋梁的參考依據，避免工程人員如同無頭蒼蠅一般找不到遵循的方向。如此一來，可以有效的節省人力的浪費(針對預警系統提出可能有問題的橋梁進行現地調查)，並且可以降低不必要的經費消耗，增加橋梁管理單位的工作效率，確保用路人的安全。

參考文獻

1. 交通部運輸研究所，河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究，第三次期中報告書，中華民國 99 年 12 月。
2. 交通部運輸研究所，橋墩沖刷計算模式之建立研究，第三次期中報告書，中華民國 99 年 12 月。
3. 交通部運輸研究所，跨河橋梁安全評估之研究，第三次期中報告書，中華民國 99 年 12 月。
4. 交通部運輸研究所，跨河橋梁安全預警系統之建立研究及整合作業，第三次期中報告書，中華民國 99 年 12 月。

橋河共治區基本資料調查

李良輝¹ 薛憲文² 張庭榮³

摘要

本計畫針對大甲溪流域，就橋河共治區之基本資料進行調查，主要包括：河床高程測量、正射影像製作、跨河橋梁變形監測測量、建立 3D 模型等工作項目。河床高程測量則以航測配合空載雷射為之，以獲取河床高度、河川斷面資料與正射影像圖；橋梁測量及定位為以全站儀及電子水準儀觀測為基礎，同時引入近景攝影量測與地面雷射掃瞄技術，進行新技術應用之可行性探討與資料精度之分析。利用基本資料調查成果，建立橋河共治區資料庫，可提供橋梁相關防災與應用研究及橋梁管理單位使用。

關鍵詞：攝影測量、數值高程模型、正射影像、空載雷射、橋梁監測

Fundamental Data Survey of River and Bridges Co-management

Liang-Hwei Lee¹ Shian-Wen Shyue² Tin-Lung Chang³

ABSTRACT

This project aims at the fundamental data acquisition of watershed in Ta-Chia River. The work items include the elevation data of the river bed, ortho-image, bridge deformation surveying and 3D modeling etc. In river bed area, we use photogrammetry and airborne LiDAR techniques to generate DEM data, ortho-image and interpolated cross section data of river. Bridge deformation surveying is based on traditional surveying instrument, we introduced close range photogrammetry and the terrestrial laser scanner technique into the near view in the meantime, carry on the feasibility study of these new techniques, application and data accuracy analysis. Using the established database of the area in bridge and river collaboratively, it can provide the bridge related disaster prevention and application study.

Keywords : Photogrammetry, DEM, Ortho-image, Airborne LiDAR, Bridge Monitoring

¹ 國立高雄應用科技大學土木工程學系 副教授

² 國立中山大學海洋環境暨工程學系 副教授

³ 國立高雄應用科技大學土木工程學系 專任助理

一、前言

1.1 計畫背景與目的

橋梁的基本類型主要有簡支梁橋、拱橋、鋼構橋、懸索橋、斜張橋及其組合體系橋。大型橋梁建指拱橋、連續鋼構橋、斜張橋、懸索橋及由以上不同體系組合而成的橋梁。橋梁變形監測是對橋梁整體性能的監測，是用工程測量原理、技術和方法以及特種精密工程測量技術，對大橋主梁各控制斷面及索塔軸線的位移變形進行定期或即時監測，並繪編相應的位移變形影響線和影響面，以監視各控制部位位移變形狀態。透過觀測數據，對橋梁變形的顯著性進行分析，從而為總體評估橋梁的承載能力、營運狀態和耐久能力，以及特殊氣候、交通條件下或橋梁運營情況嚴重異常時發出預警信號，為橋梁的維修、養護與管理決策提供依據和指導。

臺灣的橋梁維護復建費用龐大，管理橋梁人力有限，橋梁因颱洪沖刷、地震...等因素，有些未達其設計年限即產生危險。且臺灣地質脆弱，土石易遭沖刷而崩落，導致大雨時河流常含有極高的含砂石量，在這些自然環境的影響下，臺灣的河川在雨季時，常有高流速、大流量並夾帶大量泥沙的情形出現。對橋梁及河川的穩定與安全造成極大的威脅，所以亟需極早建立完整的橋河基本資料庫，以期降低未來受災之可能性，維持橋梁壽齡及保障人民生命財產。

本計畫配合交通部所規劃一系列系統性的「橋梁安全保護中長期計畫」相關領域之研究，並執行交通部公路建設「永續經營」之政策。建立橋河共治區資料庫。

本計畫工作範圍為大甲溪流域(石岡壩以下至出海口)。就橋河共治區之基本空間資料(Spatial Data)進行調查，,主要包括：控制測量、數值河床高程測量、跨河橋梁測量及定位建立 3D 模型，建立橋河共治區資料庫，以提供後續本計畫其他子計畫研究案及橋梁管理單位使用。

1.2 工作範圍與對象

本計畫工作範圍為大甲溪流域(石岡壩以下至出海口)河道內及堤防外兩側 50 公尺之水平距離，範圍面積約 2300 公頃。

1.3 工作項目

1.3.1 地面控制點佈標及測量

1. 已知平面控制點檢測及高程控制點檢測。

2. 以合乎 1/1000 製圖精度為標準。地面控制點測量以 GPS 測量為原則。
3. 高程控制測量以直接水準測量為原則。

1.3.2 河床高程量測及製圖

1. 河床高程量測可採用雷射掃描技術(3D Lidar)或航空攝影,擇一測量。
2. 成圖精度為 1/1000 正射影像圖及河道數值地形模型建立。
3. 河床斷面之間距為地面 100 公尺並製作向量斷面圖。
4. 重要地形地物之標示:包括跨河橋梁、堤防、河岸保護工、跌水工、攔河堰、植生地類別、構造物(包括駁坎、欄杆、其他構築物等)等。

1.3.3 跨河橋梁測量及建模

1. 測量範圍:台 1 線大甲溪公路橋。
2. 運用 3D 雷射掃描技術、近景攝影及角距監測技術等三種方式測量,並建立 3D 模型。
3. 橋梁近景攝影 3D 建模與 3D 雷射掃描建模比較,並使用傳統量測方式做精度比較。
4. 進行在豐水期可能通水斷面上至少三個橋梁跨距及橋梁兩個側面之點位變形監測技術之探討與調查,橋墩與橋墩間之變位數至少 4 個點以上。
5. 分析角距監測技術、近景攝影技術及雷射掃描技術等監測方法之可能變位監測精度。

1.3.4 成果製作

1. 置 3D 動態導覽影片檔。
2. 製作 A0 地形彩色圖紙圖,內容編輯包含道路系統圖資及水系名稱等。
3. 正射影像圖資及斷面圖資之 3D 管理、展示查詢及分析功能。

二、地面控制測量及河床高程量測

本案所需製作之 1/1000 正射影像圖及河道數值地形模型,係採用數值航空攝影測量之作業方式辦理,主要工作流程如圖 2.1 所示。

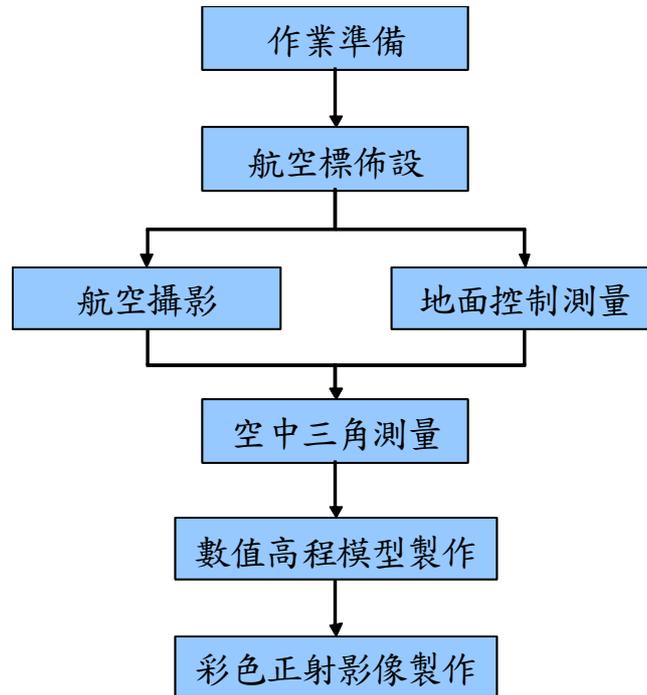


圖 2.1 航空攝影作業流程圖

2.1 航空標佈設

航空標盡量選擇佈設於現有 GPS 控制點，三角點、精密導線點、水準點等點位上，選取其對空通視良好者(由天頂起算至少 40 度)佈設航空標。如必須設置航空標之點位，其通視不良設立困難時得視實際需要於附近處選設補助點佈設航空標。本次係採用 GPS+IMU (慣性姿態儀) 輔助空中三角測量，航空標佈設於航線頭尾及測區四角，全部採用全控標。共計佈設 8 點。

2.2 彩色航空攝影

於地形圖上設計航線，航線方向以南北向為原則，規劃拍攝 8 條航線。如圖 2.2 所示。攝影採航測專用數位相機 DMC 進行拍攝，像比例尺為 1/10000，航向重疊(Endlap)為 80%，側向重疊(Sidelap)為 30%，地面解析度為 12cm/pixel。搭配使用 GPS+IMU (慣性姿態儀) 增加攝影時投影中心之 GPS 資料及拍攝時飛行姿態資料。



圖 2.2 航線規劃圖

2.3 地面控制測量

地面控制測量分為平面控制及高程控制，平面控制系統採用 TWD97 TM 二度分帶坐標系統。高程控制系統：採用基隆港平均海水面中潮位高程系統之內政部新公告之 TWVD2001 一等水準點。

經於測區附近踏勘尋找後選用 3 點 GPS 衛星控制點，包括：石城國小 (3081)、枋寮 (B030)、清水農會倉庫 (G002)。因以上 3 點皆為一等水準點與三等平面控制點共點，故本次各航測佈標點之平面坐標及高程值係以 GPS 施測求得。本次觀測展點圖如圖 2.3。

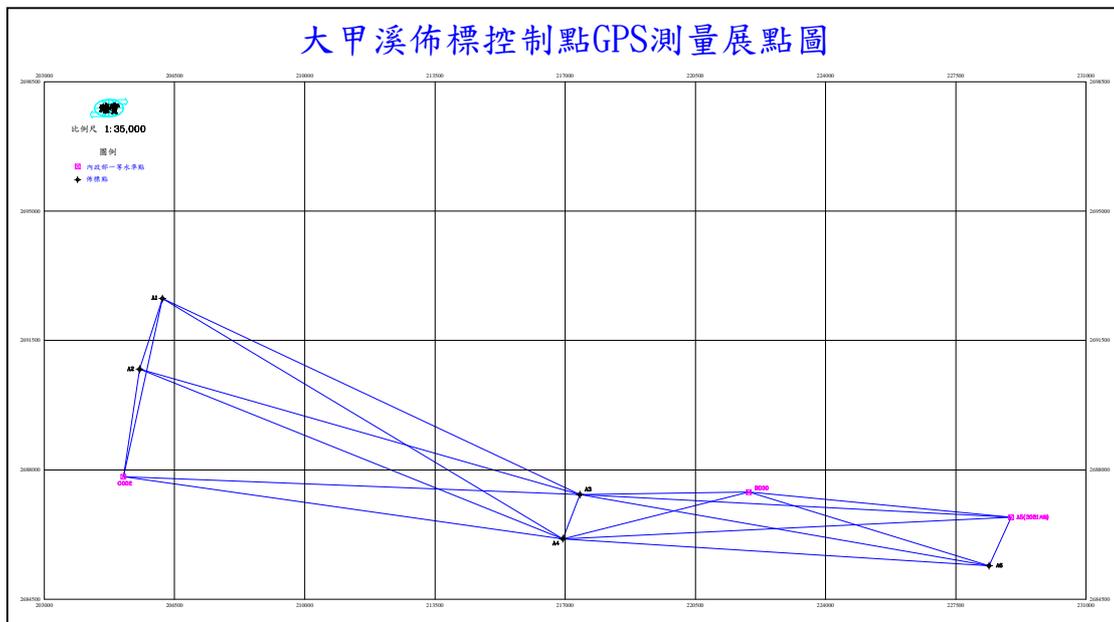


圖 2.3 GPS 控制測量展點圖

2.4 空中三角測量

採用光束法空中三角測量平差計算，需分 2 個過程進行計算，先以最小約制(或自由網)平差，以進行粗差偵測並得到觀測值精度的估值，其驗後觀測值之均方根誤差(RMSE)值在平地不得大於 10 μ m，在密林地不得大於 15 μ m。其次進行強制附合至控制點上平差，其驗後觀測值之均方根誤差值不得較上值增加 30% 以上，否則應重新檢核地面控制點之正確性。本次自由網中誤差為 2.62 μ m，強制網中誤差為 2.64 μ m，增量為 0.76%，均符合規範要求，如表 2.1 所示。

表 2.1 空中三角測量成果表

項目	最小約制平差	強制附合平差
規範要求	最小約制空中三角平差計算，驗後觀測值之 R.M.S 值須小於 10 μ m	強制附合於地面控制點後之中誤差增加量不得大於第一項 30 %
平差結果	最小約制空中三角平差觀測中誤差： SIGMANAUGHT=2.62 μ m	強制附合空中三角平差觀測中誤差： SIGMANAUGHT=2.64 μ m 增加量=0.76%
	觀測量數：47319；多餘觀測數：35648；照片數：361；平面控制點數：8；高程控制點數：8	

2.5 數值高程模型(DEM)製作

數值高程模型量測工作應在航測數值影像工作站上進行。量測方式將以等高線與離散獨立高程點量測為主，且應加測地形特徵點（山頂、山窪、鞍部等）、特徵線（山脊線、山谷線）及地形斷線（地面傾斜角度劇烈變化處）等資料。DEM 資料間距為 5m \times 5m。為保證測區範圍內高程資料完整性，數值地型量測時，各向測圖範圍外兩側延伸量測 50 公尺（河川範圍超測 100 公尺或測至對岸堤防）。

本計畫另以 Leica ALS50 空載雷射掃瞄儀完成全區掃瞄，以 DSM 經濾波處理成 1m \times 1m DEM 資料。經斷面地面實測資料驗證其高程精度約 10 公分。DEM 暈渲圖如圖 2.4 所示。

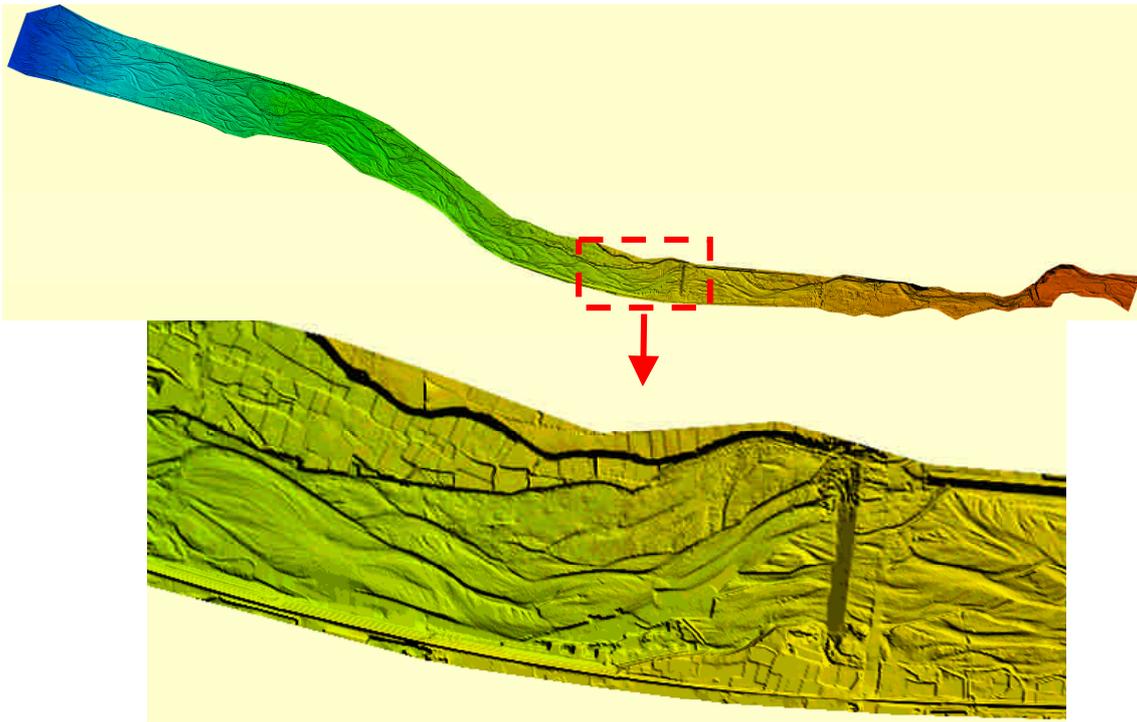


圖 2.4 DEM 暈渲成果圖

2.6 彩色正射影像製作

使用航測數值影像工作站，配合數值地形模型資料，作為正射糾正之高程控制資料，將中心投影之航空像片，糾正成正射投影，消除像片上投影誤差，製作數位正射影像資料檔。使用之數值地形模型資料其網格間距為地面 5m 以內。

數值正射影像以彩色影像表示，並進行無接縫鑲嵌及調整全區影像之色調、亮度一致。避免反光，保持柔和及清晰。

數值正射影像資料檔以 TIFF 格式儲存，包含影像定位檔(.tfw)，並與地形圖圖檔相配合，以每幅圖 1 個檔案為原則。正射影像地面解析度比例尺一千分之一為優於 10 公分，如圖 2.5 所示。

河床斷面圖製作為採用 RTK GPS 以人工於行水區內進行水深量測，結合航測 DEM 資料內插所得各斷面資料編輯而得，共計施測 41 條斷面資料，如圖 2.6。各斷面皆分別製作斷面圖，如圖 2.7。

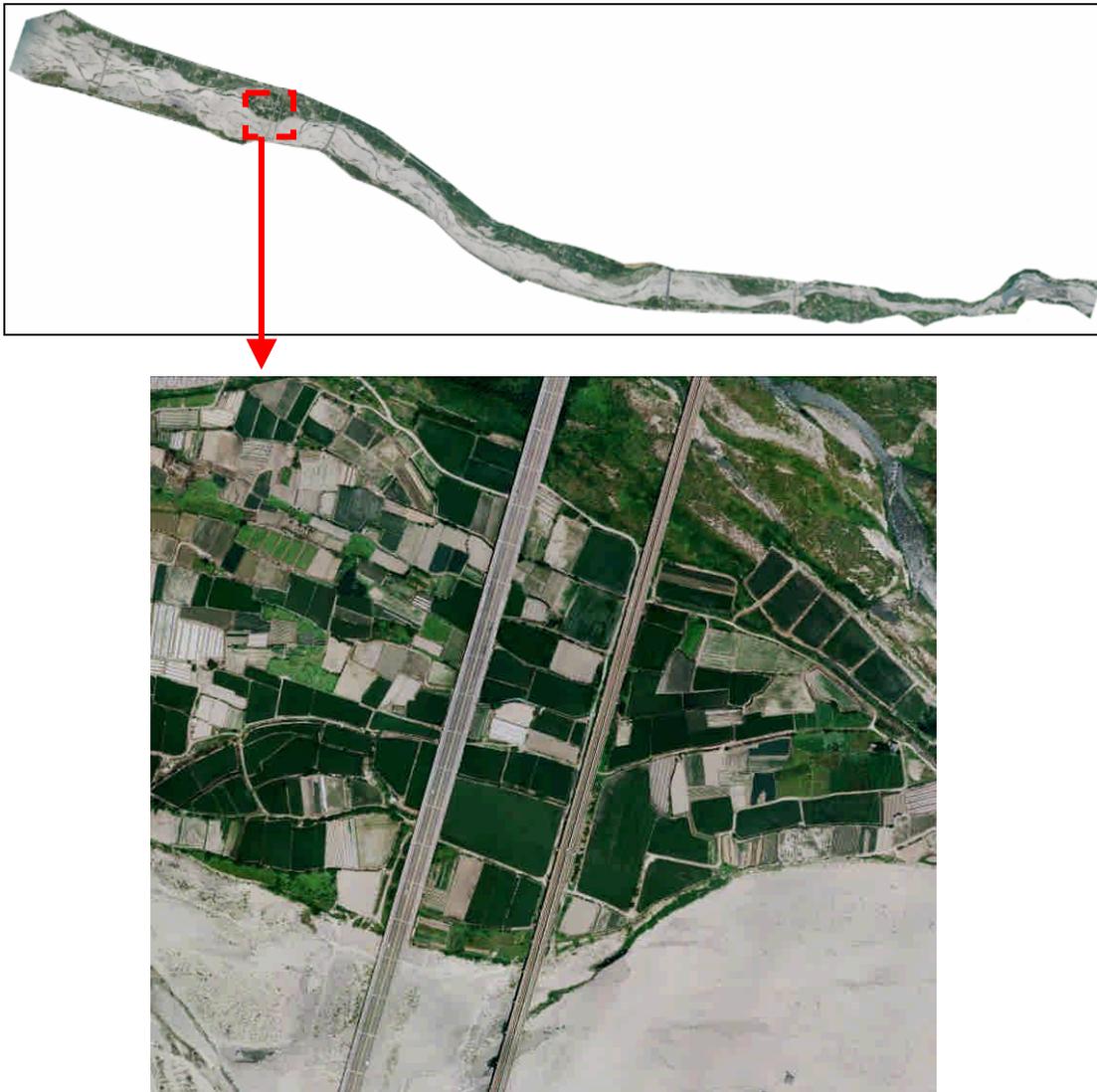


圖 2.5 正射影像接合圖

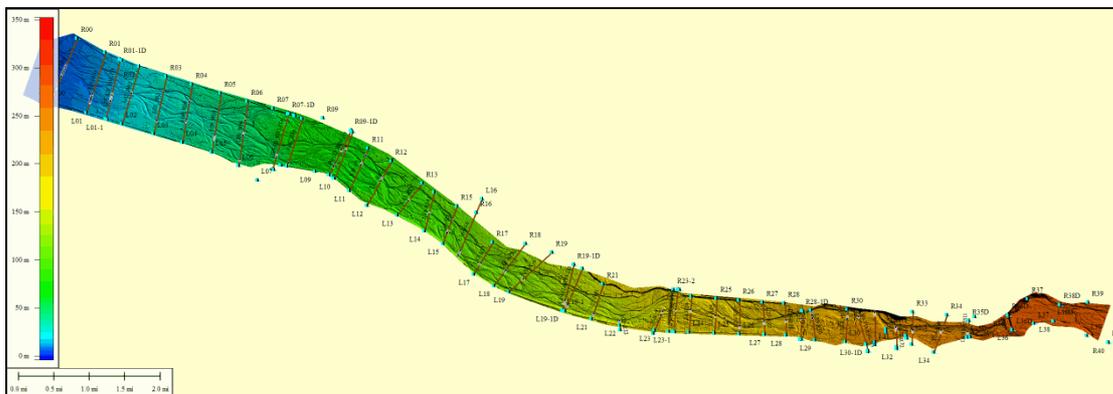


圖 2.6 河床斷面施測位置示意圖

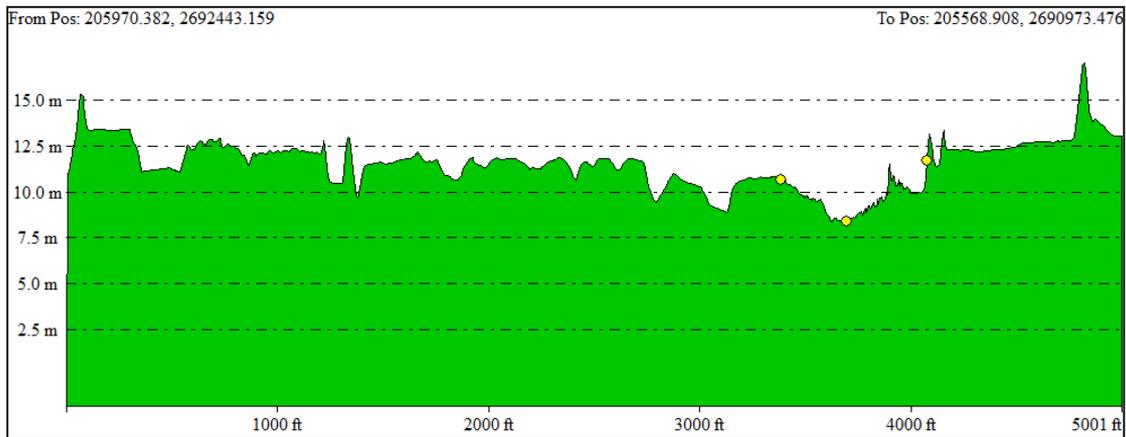


圖 2.7 河床斷面圖(節錄)

三、橋梁結構變形測量

3.1 垂直位移監測內容

當前橋梁垂直位移監測的方法主要有幾何水準測量方法、三角高程方法以及 GPS 測量方法、靜力水準測量方法等^{[1][3]}。幾何水準測量方法是最常規的垂直位移監測測量方法，其操作簡單、精度高，資料處理方便，理論和技術都已經是非常的成熟。代表當前水準測量儀器最高水準的 Leica DNA03 數值水準儀，其典型精度為每公里往返測高差中誤差 0.3 mm。^{[3][5]}

橋面撓度計算方法：

1. 撓度值 f_d 可按下列公式計算：

$$f_d = \Delta S_{AE} - \frac{L_{AE}}{L_{AE} + L_{EB}}$$

$$\Delta S_{AE} = S_E - S_A$$

$$\Delta S_{AB} = S_B - S_A$$

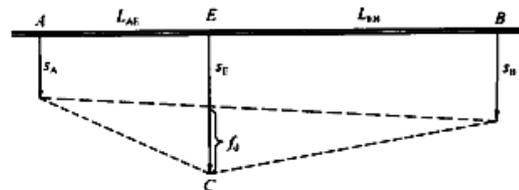


圖3.1.撓度計算

式中， S_A 、 S_B 為 A、B 點的沉陷量或位移量(mm)；

S_E 為 E 點的沉陷量或位移量(mm)，E 點位於 A、B 兩點之間；

L 為 A、E 之間的距離(m)； L_{EB} 為 E、B 之間的距離(m)。

跨中撓度值 f_{dc} 可按下列公式計算：

$$f_{dc} = \Delta S_{10} - \frac{1}{2} \Delta S_{12}$$
$$\Delta S_{10} = S_0 - S_1$$
$$\Delta S_{12} = S_2 - S_1$$

式中， S_0 為中點的沉陷量或位移量(mm)；

S_1 、 S_2 為兩個端點的沉陷量或位移量(mm)。

3.2 水平位移或傾斜監測內容

結構主體(橋墩)傾斜觀測應測定結構頂部觀測點相對於底部固定點或上層相對於下層觀測點的水平位移、傾斜度、傾斜方向及傾斜速率。[7][8][9]

當從建築或構件的外部觀測主體傾斜時，宜選用經緯儀前方交會法觀測法：所選基線應與觀測點組成最佳構形，交會角宜在 $60^\circ \sim 120^\circ$ 之間，觀測距離以清晰距離(80公尺)為宜。

水平位移計算，可採用直接由兩個週期觀測方向值之差解算坐標變化量的方向差交會法，亦可採用按每個週期計算觀測點坐標值，再以坐標差計算水平位移的方法。

傾斜偏移量的計算：如圖3-2。

$$\text{平面位移量}(\delta) = \Delta H \times (\omega''/3600) \times (\pi/180)$$

ΔH ：墩柱基礎頂端到帽梁頂端之距離

ω ：墩柱傾斜角(單位：秒)

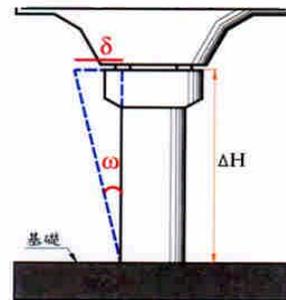


圖 3.2 傾斜量計算

四、橋梁結構變形觀測方法

為進行橋梁結構體之垂直(下陷)及水平位移(傾斜)監測，首先對橋梁本體結構適當地選定及佈設監測點。本計畫以台 1 線大甲溪公路橋第 25~29 號共五個橋墩(北往南算)為研究對象，利用精密水準測量、嚴密角距觀測之前方交會、近景攝影及 3D 雷射掃瞄等四種技術分別針對上述監測點進行觀測定位，並以嚴密角距觀測之前方交會為對照組，進行其他觀測方法之定位精度分析。同時預計利用間隔六個月周期之四次觀測成果進行橋梁結構體之變形分析。

4.1 監測點的選定與佈標

本計畫選定之監測點為：橋面上每一橋版面上下游二側各 5 點，總計 50 個點，如圖 4.1，實施精密水準測量，數據將用於進行垂直變形量-沉陷及撓度分析。

每一橋墩於基礎上下游二側各佈設 1 點，總計 10 個點，如圖 4.2，另選擇橋墩頂端自然點(角落點)為附加之監測點，實施嚴密角距觀測之前方交會、近景攝影及 3D 雷射掃瞄等量測技術，數據將用於進行水平位移、傾斜量等分析。



圖 4.1 橋版面監測點佈設



圖 4.2 橋墩監測點佈設

4.2 橋面版垂直變形(沉陷)量監測

使用 Trimble DiNi12 電子式水準儀搭配條碼式水準尺實施直接水準測量，以水利署大斷面樁【L7-1】作為高程控制已知點，觀測成果進行水準網形平差計算，以獲得監測點之高程值及精度分析。



圖 4.3 水準測量控制點



圖 4.4 DiNi12 電子水準儀

第一次觀測情形如下表 4.1 所示。經水準網形平差計算後，各觀測點位之標準誤差均小於 1mm (最大值為 0.9mm)。

表 4.1 第一次水準觀測

觀測量數目	108
總點數	51
已知高程點個數	1
多餘觀測數	58
單位權中誤差	1.064mm \sqrt{K} K 為公里

4.3 橋墩監測點觀測

以水利署大斷面樁作為平面控制已知點，於橋上下游二側距橋約 60 公尺處各引三個地面觀測點，如圖 4.6。使用 TOPCON 1 秒讀全測站經緯儀，以三點前方交會方式，對監測點進行角度觀測，每個角度觀測三個測回。

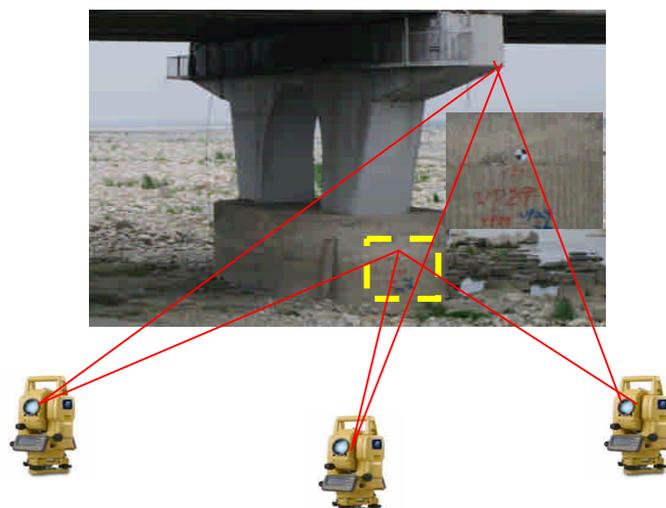


圖 4.6 前方交會角度觀測

以三角三邊嚴密平差計算方式，計算各點平面坐標及各點位之標準誤差。推求各點成果如表 4.2 (部份成果)，點位標準誤差約 2~3mm。

表 4.2 監測點平差坐標

點名	Y-Coord(m)	RMS_Y(cm)	X-Coord.(m)	RMS_X(cm)
P25	2690044.382	0.13	209903.329	0.26
U26	2689992.908	0.00	209937.993	0.00
U25	2690033.243	0.00	209947.254	0.00
U25-1	2690073.786	0.00	209954.583	0.00

4.4 近景攝影測量

近景攝影測量(Close-Range Photogrammetry, CRP)是使用相機於地面對特定目標物件進行立體像對攝影後，進行影像之三維模型之重建，藉以獲取物件之三維空間坐標，達到點位量測(Measurement)及物件三維建模(3D Modeling)之目的。多年來，多元的遙測攝影技術(衛照與航拍)、嚴密的攝影測量理論及自動化與數位化之軟體工具，已為航空攝影測量發展出相當成熟且實用之量測技術，對地表地形地物之量測與製圖，成為最主要及廣泛的方法。相對的，近景攝影因相機的精密度及地面攝影型式之限制，由於專業量測性相機相當昂貴，因此該技術在過去同一時期並未獲得同步的發展與普及的應用。近年來，由於一般數位相機品質快速提升，攝像解析度已可達上千萬畫素，價格低廉，同時，更因為影像處理的相關技術及演算法的成熟發展，如快速有效的相機率定(Camera Calibration)、自動影像匹配(Image Matching)的點位快速量測，使得現代的近景攝影測量技術獲得了重大的突破，於地物量測精度及三維重建之應用能力獲得大幅度的提升。^[2]

本研究以近景軟體 iWitness Pro 並搭配 Nikon D40X 數位單眼相機(有效像素：3872x2592 像素)，搭配定焦鏡頭來進行工作。

4.4.1 近景攝影

近景攝影測量主要有四種拍攝方式，分別為垂直攝影(Normal Case)、等偏攝影(Parallel -Averted)、交會攝影(Convergent)及等傾攝影(Equally Tilted)。

於監測橋墩中進行控制點與檢核點之佈設，如圖 4.7 所示。於橋梁部分繪製控制點標如圖中黑白圓形標所示，其左邊為控制點，而右邊則為檢核點。對橋梁拍攝方式如下圖所示。使用特定距離對該測量物體進行包圍環狀攝影，其左右兩張照片之拍攝角度需大於 3 度，拍攝距離與拍攝張數可依現地情況做決定。



圖 4.7(A)近景攝影



圖 4.7(B)近景攝影

4.4.2 相機率定：

相機率定目的在求取相機之內方位參數，包括相機焦距 f 及影像中心與像主點之偏移量 (x_0, y_0) 及透鏡畸變(Lens Distortion)參數，用以修正量測之像點坐標，提高量測之精確度^[2]。透鏡畸變參數包括：

- 內方位參數： f, x_0, y_0
- 輻射畸變差參數： $K_1, K_2,$
- 離心畸變差參數： P_1, P_2
- 仿射畸變差參數： B_1, B_2

表 4.3 為使用之 Nikon 相機之率定結果

表 4.3 Nikon AF-S Nikkor 18-55mm F3.5D

	內方位參數	
	f (mm)	17.849098
	x_0 (mm)	11.432618
	y_0 (mm)	7.414378
	輻射畸變差	
	K_1	3.462748e-004
	K_2	-3.056595e-007
	離心畸變差	
	P_1	-5.830947e-005
	P_2	8.270214e-006
Max of Before Correction : 92.935 Pixel		

4.4.3. 監測點坐標量測

以 iWitness 軟體工具進行資料與點位量測之處理。(圖 4-8)

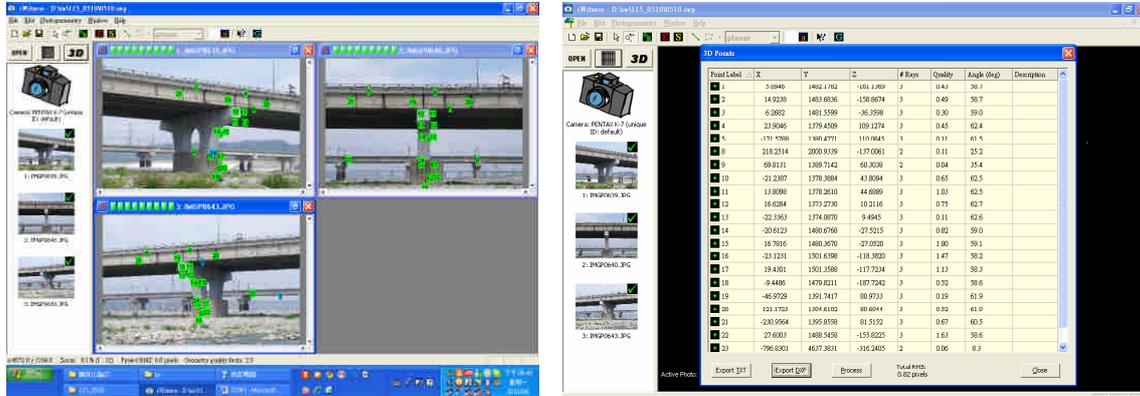


圖 4.8 近景攝影坐標量測

表 4.4 監測點近景攝影坐標量測 (25 號橋墩上游)

點號	Y_Coord(m)	RMS-Y(pixel)	X_Coord(m)	RMS-X(pixel)
DP25S	2690044.767	0.23	209896.478	0.27
DP25S1	2690044.983	0.23	209895.703	0.27
DP25	2690048.569	0.23	209892.296	0.27
DP251	2690048.243	0.23	209892.273	0.27
UP25	2690045.514	0.23	209903.801	0.27

4.5 地面雷射掃瞄測量

地面雷射掃瞄技術於近幾年來快速崛起，具有相當潛力及使用價值。地面雷射掃瞄之基本原理為根據儀器中心與物間點位間之角度及距離，即可求解出該物間點相對於儀器坐標系之三維坐標，屬於主動式量測技術，不須搭配稜鏡使用，能在短時間內獲取大量之物間點位三維坐標資料(X,Y,Z)，稱為點雲(Point Cloud)，其掃瞄速度可高達每秒上萬點。大量點雲資料可詳細地描述物件表面資訊，經後製處理後即可應用於各項應用。地面雷射掃瞄依掃瞄距離可分為短、中、長距離及空載雷射掃瞄儀等四種類型；掃瞄距離短於 1 公尺為短距離雷射掃瞄儀；掃瞄距離介於 1 至 30 公尺者為中距離雷射掃瞄儀；掃瞄距離大於 30 公尺為長距離雷射掃瞄儀；空載雷射掃瞄儀之掃瞄距離通常大於 1 公里，同時需配合精確之導航定位系統，用於大範圍地表起伏之測量。一般工程測量應用大多屬於長距離掃瞄儀類型。^{[10][11][12]}

利用 RIEGL LMS-Z420i 雷射掃描儀於橋梁範圍五個站完成掃描，並經後處理程序予以接合成全區 LiDAR 點雲資料，成果如圖 4.9 所示。



圖 4.9 地面雷射掃描

4.6 橋梁 3D 建模

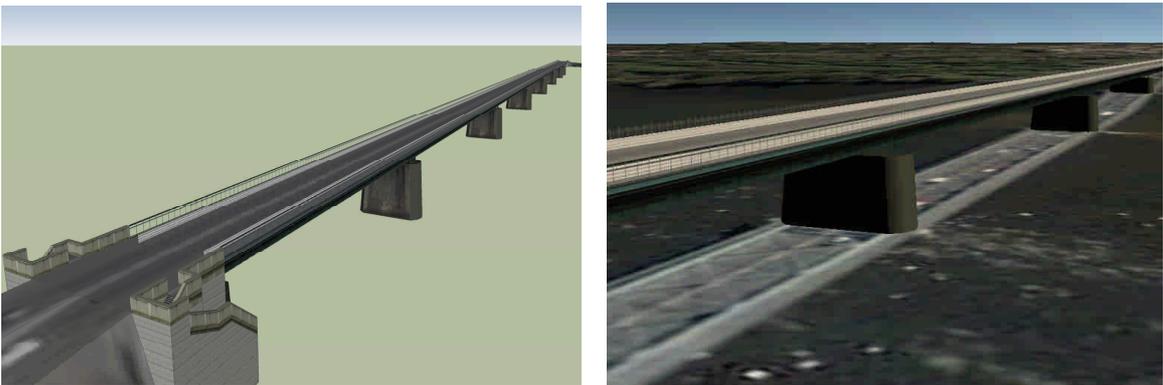


圖 4.10 橋梁 3D 建模



圖 4.11 橋梁 3D 動態瀏覽

五、結論

第一階段目前已完成下列工作：

1. 控制點檢測工作(GPS 測量)
2. 航空測量方法完成全測區河床高度測量工作(第一年度)，包括：
 - (1) 全區 5m×5m 網格河床高程資料製作(數值高程圖檔)。
 - (2) 全區 1/1000 比例尺正射影像圖(數值影像圖檔)。
3. 完成全區空載雷射掃瞄及資料處理作業，獲取 1m×1m 網格河床高程料 DSM 與 DEM 資料，同時配合水深測量完成全區大斷面向量圖繪製及數值圖檔。。
4. 橋梁監測點選點與佈設。
5. 完成大甲溪橋地面雷射掃瞄及前級處理作業，橋梁點雲建模完成。
6. 完成第一年度第一次監測點各種測量觀測作業及數據計算，第二年度監測點觀測部份完成，不同階段觀測資料之交互比對分析工作正進行中。

參考文獻

1. Lovell, J.L., Jupp, D.L.P., Culvenor, D.S. et al., (2003), “Using Airborne and Ground Based Ranging Lidar to Measure Canopy Structure in Australian Forest” , Can. Journal Remote Sensing, Vol.29, No.5, pp607-622.
2. Luhmann, T., Robson, S., Kyle, S., Harley, I., (2006), “Close Range Photogrammetry“, Whittles Publishing, Scotland, UK.
3. Meng, X. , Dodson, A. H., Robert, G. W., (2007), “Detecting Bridge Dynamics with GPS Triaxial Accelerometers” , Engineering Structures, doi:10.1016 / J. engstruct.
4. 張啟傳，「大型橋梁健康監測概念與監測系統設計」，http://info.tgnet.cn/Detail/200606282799155215_1/
5. 林承毅，「空載雷射掃描資料產生數值高程模型之研究」，國立高雄應用科技大學土木工程與防災科技研究所碩士論文，2004
6. 何秀鳳，「變形監測新方法及其應用」，科學出版社，2007。
7. 伊曉東，李保平，「變形監測技術與應用」，黃河水利出版社，2007。

8. 姚平，「GPS 在橋梁監測中的應用研究」，同濟大學地圖製圖與地理信息工程系碩士論文，2008。
9. 黃聲享，尹暉，蔣征，「變形監測數據處理」，武漢大學出版社，2008。
10. 徐祖艮，王滋政，陽鋒，「機載激光雷達測量技術及工程應用實踐」，武漢大學出版社，2009。
11. 賴旭東，「機載激光雷達基礎原理與應用」，電子工業出版社，2010。
12. 劉春，陳華雲，吳杭彬，「激光三維遙感的數據處理與特徵提取」，科學出版社，2010。

河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究

游保杉¹ 呂珍謀² 楊道昌³ 郭振民³ 詹勳全⁴ 周容辰⁵ 陳潔⁵ 張智威⁵

摘要

本計畫旨在建立國道 1 號與國道 3 號跨越大甲溪下游兩座橋梁橋墩之水位與沖刷深度推估模式。計畫包含雷達降雨預報資料校正、格網分布型降雨逕流模式分析石岡壩入流量，與石岡壩下游橋梁數值模式的檢驗與沖刷預測。首先在雷達降雨預報資料修正方面，利用支撐向量機迴歸方法修正 QPESUMS 雷達雨量的偏估，再利用 Kriging 空間誤差修正法修正雷達預報降雨，修正後的雷達雨量經由格網分布型降雨逕流模式計算後可以估算出石岡壩入流量，配合石岡壩的操作規則計算放流量，續以 CCHE1D 模式計算橋梁處的水位與流速，最後配合一般沖刷的分析即可提供橋梁處的可能沖刷深度，提供公務單位進行預警作業。目前已利用 2008 年辛樂克颱風的觀測資料檢驗，本計畫的動床模組具備模擬大甲溪颱風洪事件的能力，並可以合理預測水位與底床變化。

關鍵字：QPESUMS 雷達雨量、降雨逕流模式、水理演算、橋墩沖刷

Prediction of Flood Stage and Scour Depth around Bridge Piers

Pao-Shan Yu, Jan-Mou Leu, Tao-Chang Yang, Chen-Min Kuo, Hsun-Chuan Chan,
Jung-Chen Chou, Chieh Chen, Chih-Wei Chang

ABSTRACT

This project aims to establish a model to predict the flood stage and scour depth around the bridge piers of National Freeway No. 1 and No. 3 across the Dajia River.

¹國立成功大學水利及海洋工程學系 特聘教授兼工學院院長

²國立成功大學水利及海洋工程學系 教授

³國立成功大學水利及海洋工程學系 博士後研究員

⁴國立中興大學水土保持學系 助理教授

⁵國立成功大學水利及海洋工程學系 碩士班研究生

The Shih-Kang Dam of the Dajia River controls the available water for the downstream. The outflows of the Shih-Kang Dam were calculated by using the grid-based distributed rainfall-runoff model (GDRRM) and the radar rainfall from QPESUMS. Then, the flood stage and scour depth were calculated through the river hydraulic routing.

The real-time and forecasted QPESUMS radar rainfall data were modified by the support vector machine regression method to reduce the error from the radar data. The rainfall data were input to the GDRRM to estimate the inflow and outflow of the Shih-Kang Dam. Then, the river hydraulic routing for the downstream of the Shih-Kang Dam was carried out to predict the flood stages and flow rate of the downstream bridges. With the analysis of the general scour, the possible scour depth was predicted during floods. The aforementioned information can be provided to the bridge administrative department for the early warning of bridge damage.

Keywords: QPESUMS radar rainfall, grid-based distributed rainfall-runoff model, river hydraulic routing, scour depth around bridge piers

一、前言

1.1 計畫背景與目的

由於臺灣地區河川多屬短陡且雨量相當充沛，經常造成河川上游集水區面臨每逢暴雨即發生洪水，進而對橋梁的安全造成莫大之威脅。以 2000 年碧利斯颱風為例，當時台 1 線高屏大橋受到碧利斯颱風帶來暴漲溪水沖毀橋墩，造成長達 100 公尺的橋面掉落至高屏溪中，且有 22 位民眾受輕重傷，就難相關單位動員近千名人員前往救援。2008 年辛樂克颱風在中部地區帶來超過 700 毫米的降雨，大甲溪溪水暴漲造成台 13 線后豐大橋斷裂，造成民眾 2 死 4 失蹤。2009 年莫拉克颱風在中南部多處降下刷新歷史紀錄的大雨，雙園大橋橋墩被高屏溪洪水沖斷，南端橋面剩 1100 公尺長，北端剩 200 公尺長，多位民眾失蹤。因此，需要發展一套降雨期間橋梁水位與沖刷預警系統，給予民眾生命財產更多的保障。

本計畫旨在建立跨河橋梁橋墩沖刷預警方法，結合中央氣象局雷達雨量預報、現場水位與橋墩沖刷觀測資料，建立利用水文模式預報降雨事件在橋梁上、下游處可能的水位，然後根據橋墩觀測水位與橋墩沖刷資料建立之關係，進而估算此降雨對下游橋墩可能的沖刷深度，可以提供橋梁管理單位對於可能產生的災害提出預警。

1.2 計畫架構

本計畫是針對國道 1 號與國道 3 號跨越大甲溪下游的兩座橋梁進行橋梁水位與沖刷深度關係建立，並作為預警方法之參考。在發展過程除蒐集相關文獻與大甲溪資料整理，主要分成三大部分，架構圖如圖 1 與圖 2 所示：

1. QPESUMS 雷達雨量預報：利用中央氣象局的 QPESUMS 降雨資料，以支撐向量迴歸法修正雷達降雨受到地形或測站位置的影響。同時根據氣象局的未來 1~3 小時的雨量預報，提供集水區未來的可能降雨量空間分布。
2. 格網分布型降雨逕流估算下游洪水量：結合格網分布型降雨-逕流模式與雷達降雨資料，計算暴雨期間目前與未來 1~3 小時石岡壩的入流量與放流量，提供石岡壩下游河道變量流演算。格網分布型降雨-逕流模式具有模擬空間降雨、地文等特性外，主要範圍由德基水庫至石岡壩。
3. 水位與橋梁沖刷計算：根據河道水理演算與沖刷深度分析結果可以計算暴雨時期的水位與橋梁沖刷。首先根據預估的石岡壩的放流量，藉由變量流水理模式模擬石岡壩以下斷面的河道水位，即可預測國道 1 號與國道 3 號跨越大甲溪下游橋梁的水理特性(水位與流量)，配合動床模組可以計算出可能的沖刷深度。
4. 橋墩沖刷預警：整合以上模式期望能由預測未來 1~3 小時水位與沖刷深度，提供橋梁管理單位對於可能產生的災害提出預警。

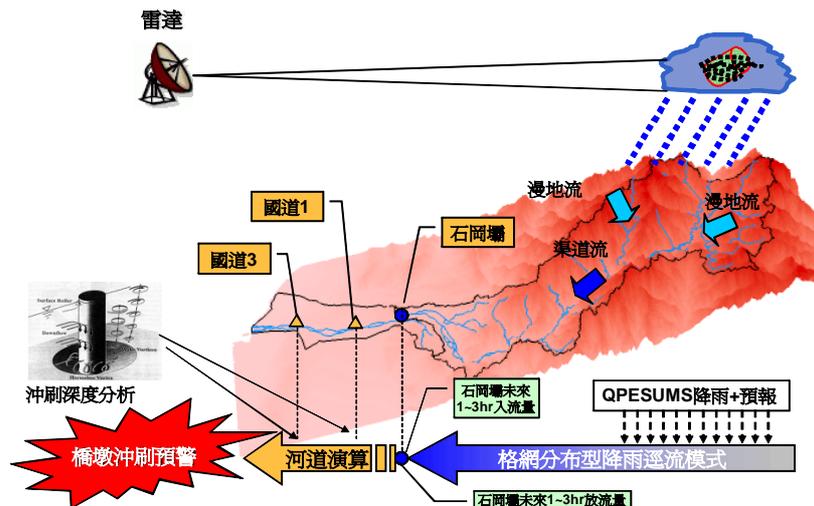


圖 1 計畫架構

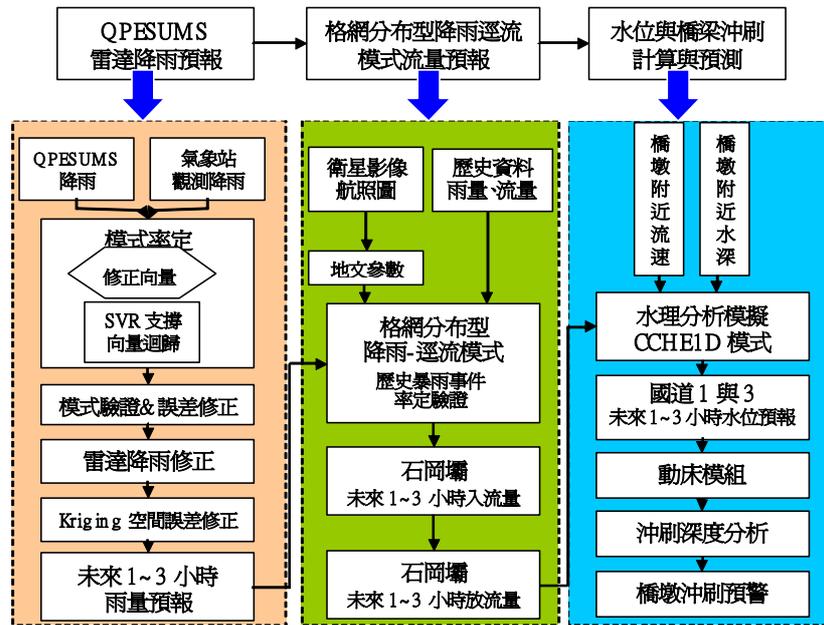


圖 2 計畫架構

二、文獻回顧

2.1 雷達雨量預報

雷達應用在天氣觀測上已發展一段時間，從最早期之單一雷達回波強度 (Z)-降雨強度 (R) 關係式利用雷達回波來推估降雨強度，Marshall & Palmer (1948)^[1] 以電磁波相關研究為基礎，於二次世界大戰後計算出第一個 Z-R 關係式 ($Z=200R^{1.6}$)。許多學者也根據此原則建立不同的 Z-R 關係式。

然而此種單一的關係式在各地點時仍無法有效的應用，因此開始有各種修正方法：Borga (2002)^[2] 使用 MFB (Mean Field Bias)，以某一地區之地面雨量站與雷達估計雨量之日雨量的比值進行修正 Z-R 關係式；Gjertsen *et al.* (2003)^[3] 建議 G/R ratio 方法適用於長時間之雨量修正，且建議必須要有足夠之地面雨量站數，以避免觀測誤差影響雷達雨量之修正。後續則有利用空間誤差修正的方式：Kim *et al.* (2008)^[4] 將地面觀測雨量以 Kriging 內插法計算與雷達估計雨量之增減量進行雷達估計雨量之修正；Cole and Moore (2008)^[5] 考慮地形起伏特性，將地面觀測雨量先進行 Multiquadricfm 曲面擬合法進行內插後，再以雷達估計雨量與內插後之地面觀測雨量各加入一係數求得修正後之比值，進行雷達估計雨量之修正；Moore *et al.* (1991^[6], 1994^[7]) 與 Wood *et al.* (2000)^[8] 更進一步發現，利用 Multiquadricfm 曲面擬合法進行地面雨量站

與雷達估計雨量整合，會比一般使用 Co-Kriging 內插法計算簡單，且此方法應用於極端降雨事件之模擬表現良好。另外，則是有利用回歸方法來修正：Xiao and Chandrasekar (1995)^[9]及 Tsintikidis *et al.* (1996)^[10]結合類神經網路以多層前饋式類神經網路結合衛星觀測資估計雷達降水；Xiao and Chandrasekar (1997)^[11] 建立前饋式類神經網路整合地面觀測雨量應用於雷達估計降水。

雷達降雨的技術已經開始應用於水文模式上，Collier(1996)^[12]指出雨量站網的單點雨量資料乃不足以滿足分布型水文模式之需求，雷達測雨提供高解析度之時空資訊，可以有效提升洪水預報之精度。Corral(2000)^[13]使用雷達降雨於半分布型水文模式上，發現模擬結果明顯優於集塊型模式。Bedient *et al.* (2003)^[14]結合美國雷達降雨推估系統與網際網路建立都市洪水警戒系統，透過雷達的即時累積降雨資訊，可以使防災預警方面獲得良好之成效。

2.2 分布型降雨逕流模式

分布型降雨-逕流模式之發展相當早，近年隨著電腦運算技術快速地進步，地理資訊系統(Geographic Information System, GIS)，數值地形模型(Digital Terrain Model, DTM)及遙感探測(Remote Sensing, RS)…等技術迅速發展，為建立分布型降雨-逕流模式之研究提供有利的技術與更詳盡可用的資訊。

在分布型降雨-逕流模式方面，國外自早期開始就有許多學者進行研究，如：Huggins and Monke (1968)^[15]、Smith and Woolhiser (1971)^[16]、Engman and Rogowski (1974)^[17]，Rovey *et al.* (1977)^[18]，Ross *et al.* (1979)^[19]，Kutchment (1980)^[20]等學者。而最具代表性的分布型降雨-逕流模式為 SHE 模式，此模式利用 250m × 250m 的方形格網將集水區分割，而每個格網與格網之間利用多個模組模擬逕流產生之過程，此模式乃是目前發展最複雜之分布型水文模式之一。格網分布型水文模式是利用實際地形及河川走向將集水區分成若干小區域，每個小區域具有相似的水文特性，再根據河川網路給予適當連結成為多層核胞的形式，建立涵蓋整個集水區的分布型降雨-逕流模式。

2.3 水理演算與橋墩沖刷

在洪水期間，橋墩沖刷是導致橋樑破壞的主因。將河床沖刷行為大致可分為一般沖刷、局部沖刷與束縮沖刷。無論河道中是否有結構物存在，河床泥砂均會受水流作用產生一般沖刷。當水流流經橋墩之間時，因水工結構物

阻礙，使通水斷面積減少，產生束縮沖刷。在橋墩前緣處，則因為水流因橋墩轉向，產生向下射流而造成橋墩前緣及周圍的局部沖刷。在先前的研究著重在試驗室內的平衡沖刷(Laursen, 1958^[21]; Neill, 1964^[22]; Shen *et al.* 1969^[23]; Coleman, 1971^[24]; Breusers *et al.*, 1977^[25])，有些研究則是在穩定流況下，利用經驗公式驗證短暫變化下的沖刷深度變化(Ettema, 1980^[26]; Yanmaz and Altinbilek 1991^[27]; Mia and Nago, 2003^[28])，而在變量流狀況下針對局部沖刷研究的學者，如：Butch and Lumia (1999)^[29]，Chang *et al.* (2004)^[30]，Oliveto and Hager (2005)^[31]雖然研究局部沖刷經驗公式的文獻甚多，但在現今預測橋墩周圍附近的沖刷深度方法是極端保守的(Melville and Chiew, 1999^[32])，故局部沖刷的水理學仍未能被充分瞭解，常有在相同水力條件下，不同公式所得計算結果有明顯差異，因此經驗公式的選用尚需經過審慎評估。

三、大甲河流域雷達降雨預報資料校正

由於臺灣降雨的空間變異很大，因此本計畫採用中央氣象局的 QPESUMS 雷達降雨(以下簡稱 QPESUMS)資料，再利用影響雷達波降雨的重要因子(比如距離與高度)來修正雷達降雨的誤差以提高估算精度。

3.1 QPESUMS 雷達降雨

目前中央氣象局已於 2001 年完成全省四個地區雷達站設置，並且完成全島雷達網的建立，圖 3 為全省雷達網分布圖。因為雷達觀測易受到地形屏障與雷達觀測距離的限制，仍需整合其他觀測工具來增加定量降水估計的正確性，特別是衛星與自動雨量站資料的配合。目前 QPESUMS 系統主要採用兩種方法並行之方式，分別為單一因子之降水估計:Power-law Z-R 關係式; 多重因子之降水估計:雷達與地面雨量計配合法(Radar-Rain gauge Method)，現階段所使用之 Z-R 關係式為下式:

$$Z = 32.5R^{1.65} \dots\dots\dots (1)$$

目前雷達定量降水估計技術在山區地形遮蔽影響較為嚴重，目前在南部地區的研究發現利用支撐向量機回歸方法可以有效的修正雷達降雨，因此本計畫嘗試將此方法應用在大甲河流域中，以提升雨量在時空分布資訊之準確度。



圖 3 全省雷達網分布圖(丘台光等人，2003^[33])

3.2 支撐向量迴歸修正

支撐向量機(Support Vector Machine, SVM)是由 Vapnik (1999)^[34]基於統計學習理論所提出的機器學習方法，最初應用於處理二位元分類的問題，後來漸漸應用於分類技術，並延伸至迴歸問題，也因此本計畫是利用支撐向量迴歸法(SVR)來修正 QPESUMS 雷達估計降雨量，期望解決雷達降雨量低估的問題，並可保有雷達雨量具高解析度及涵蓋完整區域之優點。

本計畫的雨量站選自大甲溪流域附近的 14 個中央氣象局測站，如表 1 所示。雷達資料來自南部的七股雷達或北部的五分山雷達中較低仰角得到的資料為主。並選用 2005~2008 年間 9 場颱風事件作為 SVR 模式之率定(3 場)與驗證(6 場)，如表 2 所示。

表 1 大甲溪流域 14 個地面雨量站

測站代碼	測站名稱	二度分帶 X 座標	二度分帶 Y 座標	海拔高度(m)
C0F860	梨山	275498.57	2683538.11	1980
C0T790	大禹嶺	281268.30	2675862.89	2565
C1F850	東勢	232256.98	2682541.90	320
C1F870	上谷關	251100.45	2677762.27	1045
C1F890	稍來	249294.94	2684684.28	2010
C1F910	新伯公	233015.33	2679802.82	440
C1F920	石岡	225859.92	2686243.11	280
C1F930	大甲	212851.80	2694178.06	90
C1F940	雪嶺	251889.43	2686345.69	2605
C1H850	翠巒	272209.24	2676610.50	2297
C1F9C0	白冷	242041.34	2675487.84	619
C1F9D0	白毛臺	237692.73	2672783.72	613
C1F9E0	龍安	232103.91	2673004.96	537
C1F9G0	慶福山	233715.48	2675310.43	782

表 2 模式選取率定與驗證事件

	颱風名稱	資料時間(年-月-日-小時)
率定	馬莎 (MATSA)	2005-08-04-05~2005-08-05-04
	鳳凰 (FUNG-WONG)	2008-07-28-03~2008-07-29-02
	薔蜜 (JANGMI)	2008-09-28-17~2008-09-29-16
驗證	海棠 (HAITANG)	2005-07-18-24~2005-07-19-23
	泰利 (TALIM)	2005-08-31-16~2005-09-01-15
	碧利斯 (BILIS)	2006-07-13-12~2006-07-15-11
	聖帕 (SEPAT)	2007-08-18-20~2007-08-19-19
	柯羅莎 (KROSA)	2007-10-06-05~2007-10-07-04
	辛樂克 (SINLAKU)	2008-09-14-05~2008-09-15-04

SVR 輸入因子以地面雨量站對應上方之 9 個雷達估計雨量，另外加入地面雨量站位置之二度分帶 X 坐標與 Y 坐標、地面雨量站與七股雷達站之直線距離(m)、地面雨量站與五份山雷達站之直線距離(m)共 14 個因子，並採用兩個指標進行評估：

(1)相關係數(Correlation Coefficient, CC)：

$$CC = \frac{\sum_{i=1}^K (P_i - \bar{P})(G_i - \bar{G})}{\sqrt{\sum_{i=1}^K (P_i - \bar{P})^2 \times \sum_{i=1}^K (G_i - \bar{G})^2}} \dots\dots\dots (2)$$

(2)均方根誤差(Root Mean Squared Error, RMSE)：

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{K} \sum_{i=1}^K (P_i - G_i)^2} \dots\dots\dots (3)$$

其中， P_i 為雷達雨量， \bar{P} 為雷達雨量之平均值， G_i 為地面觀測雨量， \bar{G} 為地面觀測雨量之平均值， K 為總資料筆數，CC 越接近 1.0、RMSE 越接近 0 則效果越好。以此兩種指標作為評估之原因在於，CC 能反應兩種資料序列之趨勢消長吻合程度，RMSE 可以看出雷達估計降雨與地面雨量站的誤差值的離散程度。

原始 QPESUMS 雷達降雨在未修正前與雨量站資料比較時可以發現，大部分之雷達估計雨量有低估情形，如圖 4(a)所示；經由 SVR 修正之後可以發現，RMSE 由原本 10.81(mm/hr)降至 7.93(mm/hr)，比原來之雷達估計雨量減少約 27%，CC 由 0.50 提升至 0.76，如圖 4(b)所示。驗證分析如圖 3(c)與 3(d)所示，SVR 修正後 CC 稍微提升且 RMSE 有下降，但幅度不大。

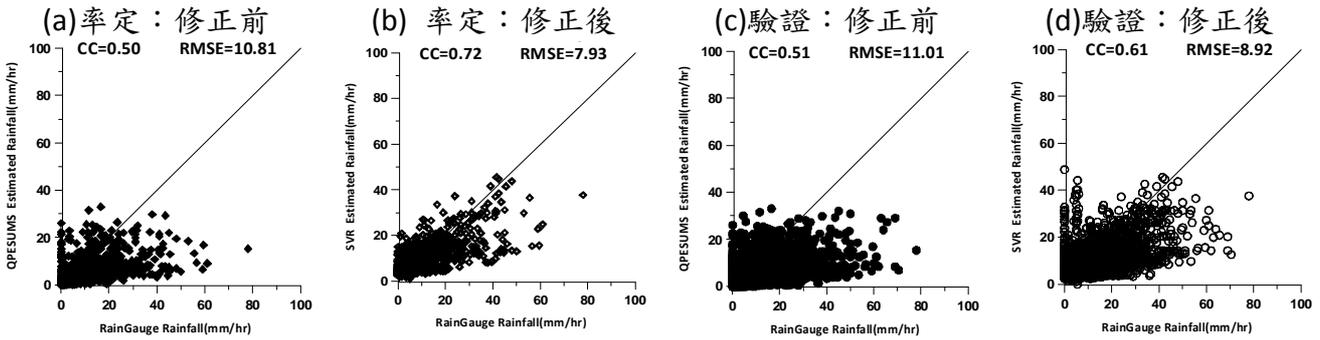


圖 4 大甲河流域 SVR 修正結果比較

3.3 雷達雨量修正方式改進

為了提高 SVR 修正的效果，本計畫加入 Kriging 空間誤差修正法，將 SVR 修正後的雷達估計降雨再進行第二次的修正，本計畫利用大甲河流域周圍與內部共 35 個雨量站進行 Kriging 的空間誤差修正，另外還選出 5 個站進行驗證。圖 5 為雨量站空間分佈。使用 Kriging 修正雷達估計降雨的流程分為以下幾個步驟：

1. 使用 SVR 修正 QPESUMS 後的修正雷達估計降雨。
2. 選取雨量站其上方對應的修正雷達估計降雨值。
3. 計算率定站觀測雨量與雷達雨量的誤差空間分佈。
4. 將空間誤差計算至所有雷達格網中，修正為新的雷達降雨值。

目前以馬莎颱風進行測試，並以第 19~22 個小時的誤差來比較修正的成效，其中第 19~20 小時為大雨，第 21~22 小時為小雨。率定雨量站與驗證雨量站的修正比較結果如表 3 所示。率定資料中，經過 Kriging 修正後其 CC 與 RMSE 也都有明顯改善；而驗證結果可發現 Kriging 可以掌握到大甲溪空間降雨誤差分佈，因此藉由 Kriging 法可以有效提升 SVR 修正雷達雨量的效果。

表 3 Kriging 空間誤差修正之成果比較

		第 19 小時(大雨)		20 小時(大雨)		21 小時(小雨)		22 小時(小雨)	
		修正前	修正後	修正前	修正後	修正前	修正後	修正前	修正後
率定	CC	0.29	1.00	0.42	0.99	0.67	1.00	0.44	0.98
	RMSE(mm)	6.61	0.52	4.56	0.57	21.51	2.09	16.49	3.09
驗證	CC	0.99	0.97	0.93	0.99	0.63	0.92	-0.39	0.87
	RMSE(mm)	7.24	2.68	5.89	2.39	14.81	10.35	21.63	8.17

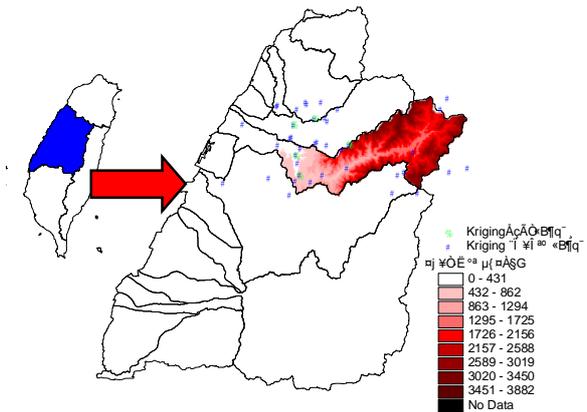


圖 5 Kriging 誤差修正中使用的雨量站分佈

四、格網式分布型降雨逕流模式

石岡壩為大甲溪最下游的水利設施，本計畫選擇以石岡壩為分界，結合雷達降雨利用格網分布型降雨逕流模式來計算石岡壩的入流量，再配合石岡壩的操作規則即可以估算出石岡壩的放流量，提供石岡壩以下河道水理模式演算的輸入。

4.1 模式架構

格網分布型降雨逕流模式，模擬暴雨時的洪水量，由三個主要因素組成：流域物理特性(地文因子)、降雨損失(入滲)與基本水流方程式(漫地流與渠道流)，如圖 6 所示，架構說明如下：

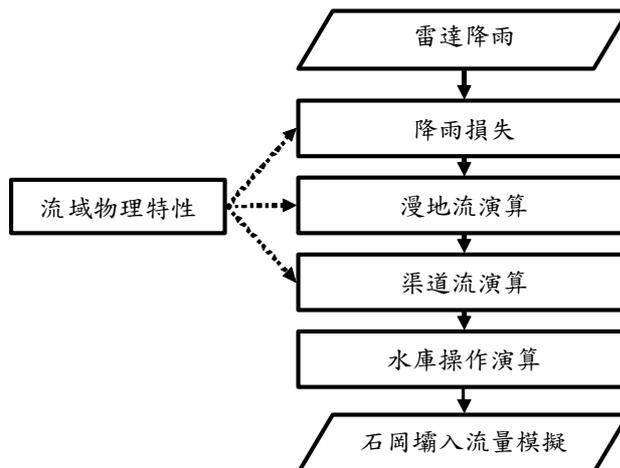


圖 6 分布型降雨逕流模式架構圖

1. 流域物理特性：主要為表現流域內的地文特性與水流狀況，將集水區劃分為等距格網，藉由數值高程模型(DTM)計算各格網的高程、坡度、面積及邊界長度；根據衛星影像提供土地利用的情形；配合河道、集水區邊界與土壤等數化圖層，經由套疊分析可以提供河道位置與土壤等因子。
2. 降雨損失：降雨量由 QPESUMS 雷達降雨提供，暴雨期間降雨多數穿越植物，植生的截留量與蒸發散量比例較少，且地表下逕流與地下水流較緩慢，因此只考慮入滲損失部分，此部份採用修正型 Horton 公式，修正降雨強度小於入滲容量時不合理狀況。
3. 水流基本方程式：水流基本方程式方面，又可分為二部分，分別為漫地流演算及渠道流演算。在漫地流方面，由於分布型模式將集水區劃分為方形網格來模擬，因此每一網格均視為一概念水庫。

4.2 地文參數建立

集水區地文參數資料主要為配合模式計算之需要，傳統上是以人工判釋地形圖的方式進行，為了加速模擬的效率，本計畫藉由地理資訊系統的協助建立參數的地理特性以及空間分布，資料來自衛星遙測、DTM 資料與土壤數化資料。地表參數建立過程如圖 7 所示。

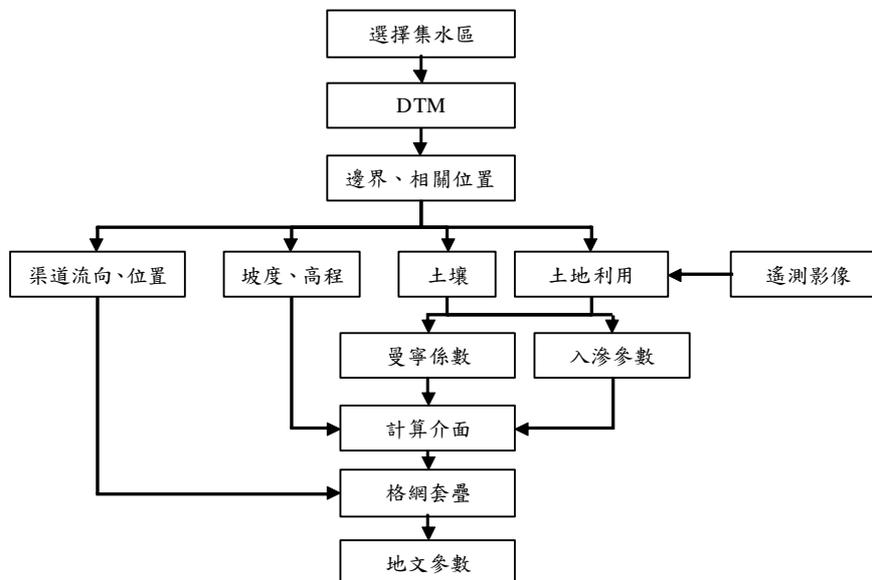


圖 7 地文參數建立過程

1. 集水區格網：本模式採用規則方正格網來分割集水區以縮短模擬時間。劃分的原則是以前臺灣 2 度分帶座標為主，每 1000 公尺一格，總計有 670 個格網，如圖 8 所示。
2. 集水區地理特性：集水區地理特性包含高程、坡度、漫地流流向與渠道位置，這些特性主要為影響集水區內水的流動過程，為能掌握集水區實際的地表起伏狀態，必須藉由地理資訊系統與數值地形模型來加以分析，集水區高程與坡度如圖 9 與圖 10 所示。
3. 集水區土地利用分布：集水區土地利用空間變異甚大，現場調查工作費時費力，且地表入滲與曼寧粗糙係數會受地表覆蓋條件而有所不同，因此引進具空間變化掌握能力之衛星遙測技術進行地物分類分析。使用影像為福衛二號多光譜影像，為了可以獲得大甲溪流域清晰的影像，選用攝影日期為 2007 年到 2008 年之間的 4 張清晰影像加以融合。分類結果如圖 11 所示，配合土壤資料即可推算出各格網的曼寧粗糙係數與入滲參數。

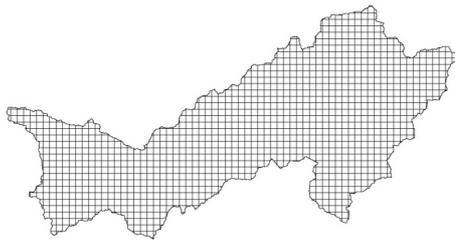


圖 8 集水區格網

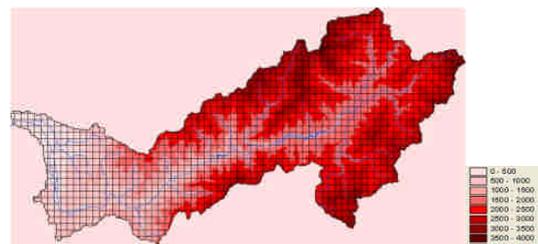


圖 9 大甲溪石岡壩上游集水區高程分布圖



圖 10 大甲溪石岡壩上游集水區坡度分布圖



圖 11 利用衛星影像分析土地利用分類結果

4.3 模式參數與模擬結果

根據瑪莎、泰利、科羅莎與鳳凰等四場颱風事件之率定結果，如圖 12 所示，降雨逕流模式的模擬結果與觀測流量之間的 R^2 可以達到 0.7 以上，且模擬的流量趨勢均與實測流量相近。

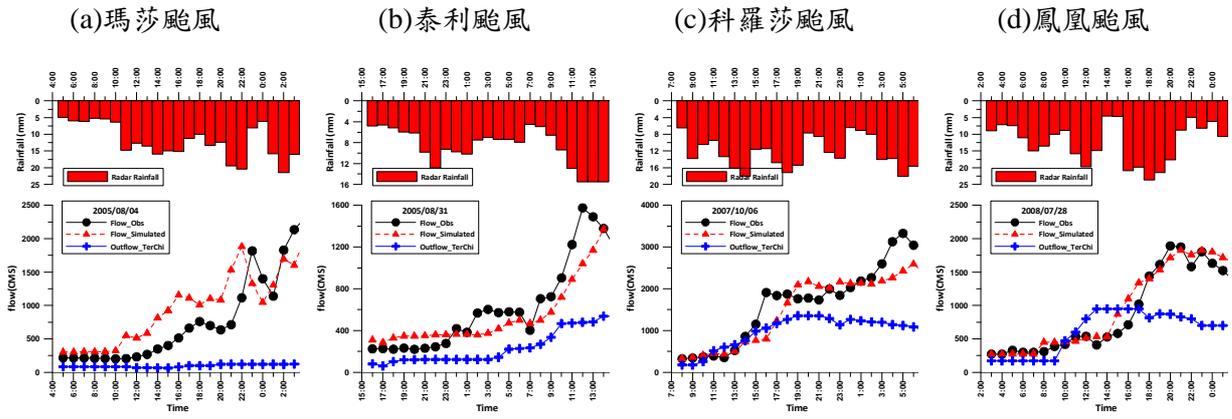


圖 12 降雨逕流模式率定結果

驗證事件採用海棠、聖帕與辛樂克等三場颱風，結果如圖 13 所示，驗證事件的計算結果相當不錯，唯辛樂克颱風模擬較差，但是辛樂克颱風的降雨與模擬流量的趨勢相近，因此可以推斷模擬的流量有反應出實際降雨，反而實際觀測的流量趨勢與降雨有不同的情況，此為模式出現誤差的原因。

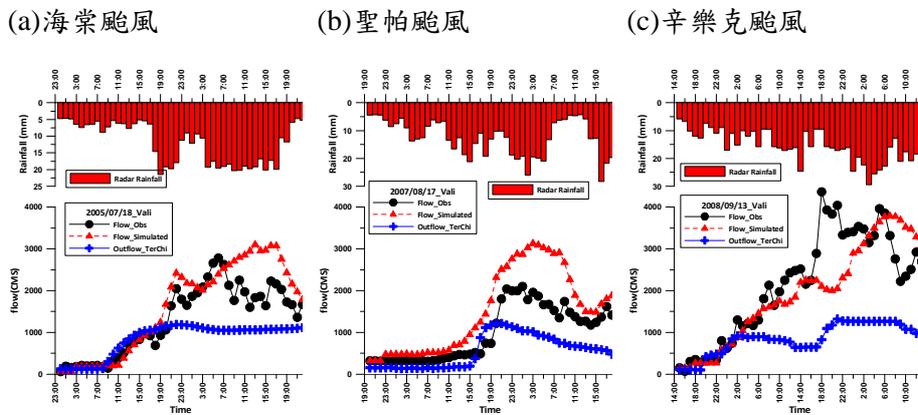


圖 13 降雨逕流模式驗證結果

五、橋梁數值模式

為監控水位，公路總局在橋梁底下由低而高畫出黃色(警戒水位)及紅色(封橋水位)兩條水位線，依據現行公路總局封橋標準作業程序，警戒水位為距梁底淨空 1.5 公尺，封橋水位是距梁底淨空 1 公尺；倘若橋梁屬於危橋，則水位到達黃色水位線(淨空 1.5 公尺)，旋即進行封橋。

辛樂克颱風期間，后豐大橋在封橋過程中發生斷橋，2009 年八八水災，更多橋梁來不及封橋就斷橋。因此本計畫利用 QPESUMS 降雨的預報作業，進而推估出石岡壩可能放流量後，再借重水理模式快速計算出洪水量在下游橋梁附近相應之水位與流速等水理參數，作為計算橋梁沖刷之依據。

5.1 水理模式

傳統半經驗水理模式，如曼寧公式(Manning's formula)、謝塞公式(Chezy's formula)等，雖然能快速推估出水理參數，但實際之洪水過程屬變量流流況，水理參數隨時間變化，半經驗水理模式無時間連結，缺乏精確反應時變水理特性之能力，再者半經驗水理模式無法推估洪水過程底床變動量。因此，本計畫選擇美國密西西比大學國家計算水科學及工程中心發展之 CCHE1D 模式做為一維動床水理模擬模式。

藉由動床水理模式搭配不同之輸砂公式，可得到不同輸砂公式之模擬底床縱剖面，進行輸砂公式適用可行性評估。以研究範圍內歷年之大斷面資料，避開人為干擾事件，如：清淤作業，利用研究範圍上下游最近之流量水位測站為上下游邊界條件，以水理模式分析河床沖淤特性，評估洪水過程河床沖刷之程度。選擇以歷史颱風事件為基準，進行水理模擬床形比對，藉以評估輸砂公式之適用性。

動床水理模式內水理模組檢定方法係利用歷史颱風事件之實測水位與數值模擬結果相比較，研判數值模組之可靠性。本計畫動床水理模式之分析範圍為石岡壩至下游河口，全長約 23.24 公里。目前可獲得完整之石岡壩下游水位記錄站，僅 2005 年泰利颱風期間之台 1 線大甲溪橋水位記錄，現階段乃以泰利颱風之洪水過程為模式檢定對象。

1. 底床大斷面：測試與檢定之底床採用 2005 年水利署第三河川局提供之實測大斷面資料，模擬範圍自上游石岡(斷面 36)至出海口(斷面-1)。
2. 模擬颱風：2005 年泰利颱風期間，挑選出颱風過程完整流量上升與下降歷線(2005/8/31 至 2005/9/6)，共 168 筆資料，總延時為 7 天。
3. 邊界條件：上游採用石岡壩於泰利颱風實測放流量，泰利颱風期間石岡壩放流歷線過程如圖 14 所示，最大放流量發生於 2005/9/1 12:000，放流量約為 1548cms。大甲溪河口附近並無設置潮位站，無法利用潮位記錄作為下游邊界條件，根據 2005 年大斷面資料，大甲溪河口河床最低點高程在 0 公尺以上，即河道水位受潮位影響程度可加以忽略，因此採用下游水位邊界條件為自由流出狀態，並輔以下游潮位高程對

水理計算之敏感度分析。

4. 河道糙度值：模式測試與檢定過程所採用之河床糙度，參考現場勘查實際河道情況，於石岡(斷面 36)至新山線鐵路橋(斷面 30-1)段之曼寧 n 採用 0.040，新山線鐵路橋至大甲溪出海口(斷面-1)段之曼寧 n 採用 0.035。
5. 計算時間間距：本計畫目標為短時間內提供分析成果，如何兼顧計算穩定與最佳之效率便成為重要議題。經由測試結果顯示，在模擬實測泰利颱風洪水過程中，計算時間間距採用 5 分鐘，能獲致相當不錯之成效，僅需處理器計算時間(CPU Time)約 109 秒，即可完成整個泰利颱風 7 天洪水過程之演算。

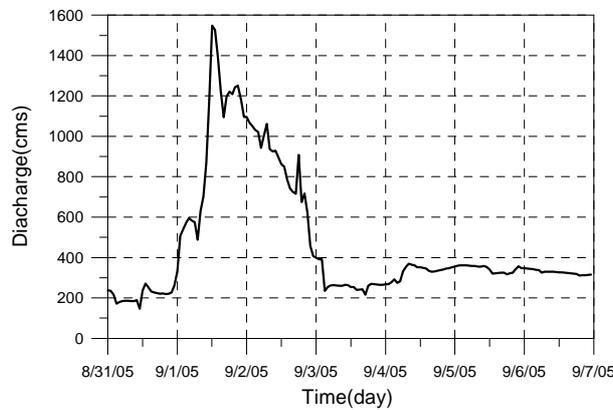


圖 14 泰利颱風期間石岡壩放流歷線過程

根據泰利颱風的模擬結果，台一線大甲溪橋位置(斷面 7-1)之模擬與實測水位歷線比較，如圖 15 所示，模擬與實測趨勢相近，洪峰到達前水位上升的變化與洪峰到達的時間完全為模式所掌握，2005/9/2 17:00 後洪水退水的過程模式也能有合理的描述，僅 2005/9/1 21:00~2005/9/2 17:00 洪峰到達後開始退水之水位變化有較大誤差。大甲溪橋水位紀錄顯示水位有兩個高峯值(2005/9/1 17:00 與 2005/9/2 02:00)，且後者之水位高於前者，然上游石岡壩於泰利颱風放流量紀錄顯示放流量為單一洪峰之流量歷線，最大放流量發生於 2005/9/1 12:00 (1548cms)、次大最大放流量發生於 2005/9/1 21:00 (1250cms)，流量紀錄與大甲溪橋水位紀錄存在差異。由於石岡壩下游並無支流匯入，大甲溪橋水位站 2005/9/2 02:00 水位高於洪峰水位之現象並不合理，推測石岡壩放流量紀錄與大甲溪橋水位紀錄差異來源可能為洪水夾帶雜物於水位記觀測處堆積所造成。

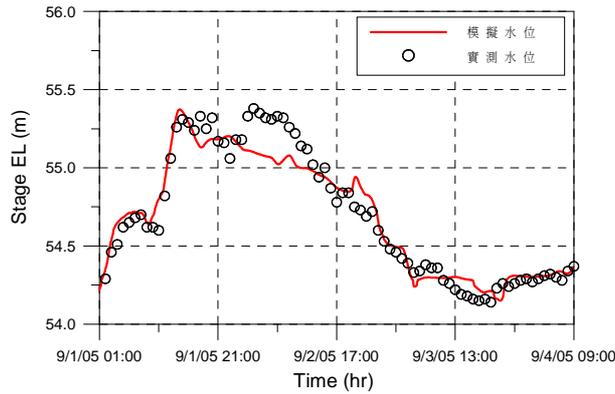
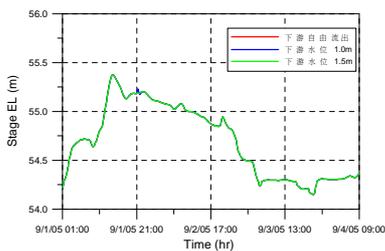


圖 15 台 1 線大甲溪橋於泰利颱風期間之模擬與實測水位歷線比較

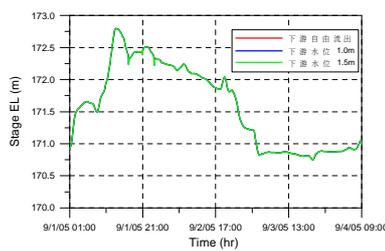
由於大甲溪下游出海口潮位不易獲得，為瞭解下游潮位邊界條件對整體計算結果的影響，乃進行水理模組下游邊界條件敏感度分析。在模式敏感度分析中，主要進行不同之下游邊界潮位進行比較，分析過程是建構在檢定案例中之相同模擬條件下，僅改變該分析參數值。

下游之潮位分別採用大甲溪下游出海口平均潮位 1.5 公尺及 1.0 公尺進行分析，模擬台 1 線、國道 1 號與國道 3 號大甲溪橋於泰利颱風期間水位變化與前述之自由流出邊界條件比較如圖 16 所示。可發現不同下游邊界條件無顯著差異，因此對本計畫而言，採用自由流出邊界條件估算之誤差影響仍在可接受範圍。

(a) 台 1 線大甲溪橋



(b) 國道 1 號大甲溪橋



(c) 國道 3 號大甲溪橋

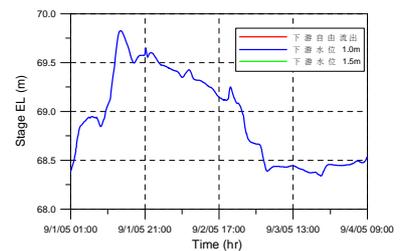


圖 16 下游邊界潮位敏感度測試

為估算颱風時研究河段洪水波之運動特性，以泰利颱風洪水為例計算石岡壩下游各重要橋梁之洪水歷線，由上游至下游依序為埤豐橋、舊山線鐵路橋、新山線鐵路橋、后豐橋、國道 1 號大甲溪橋、高速鐵路橋、國道 3 號大

甲溪橋、海線鐵路橋、台 1 線大甲溪橋及台 61 線大甲溪橋等 10 座橋梁，算各橋梁發生洪峰時刻與零點之差異，作為洪峰發生之時間差，提供石岡下游橋梁管理單位進行各項管理措施之反映時間參考。洪峰由石岡壩運動至下游橋梁所需時間分別為：

1. 埤豐橋約需要 10 分鐘。
2. 舊山線鐵路橋約需要 20 分鐘。
3. 新山線鐵路橋約需要 25 分鐘。
4. 后豐橋約需要 30 分鐘。
5. 國道 1 號大甲溪橋約需要 40 分鐘。
6. 高速鐵路橋約需要 55 分鐘。
7. 國道 3 號大甲溪橋約需要 85 分鐘。
8. 海線鐵路橋約需要 90 分鐘。
9. 台 1 線大甲溪橋約需要 90 分鐘。
10. 台 61 線大甲溪橋約需要 105 分鐘。

由於橋梁管理單位需 1 小時之反應時間完成進行各項管理措施估算，水理模式估算結果顯示，國道 3 號大甲溪橋、海線鐵路橋、台 1 線大甲溪橋及台 61 線大甲溪橋等 4 座橋梁，對應石岡壩之洪峰發生時間與相差有 1 小時以上，建議管理單位可利用石岡壩即時放流量為參考，進行各項管理措施佈置。另外，高速鐵路橋與石岡壩相應之洪峰時間差約為 1 小時(相差約 55 分鐘)，亦可考慮以石岡壩即時放流量，進行橋梁管理；然埤豐橋、舊山線鐵路橋、新山線鐵路橋、后豐橋、國道 1 號大甲溪橋等 5 座橋梁，與石岡壩距離有限，颱風期間放流之洪水波迅速抵達橋址處，對應石岡壩之洪峰時間差甚小，時間差皆小於 1 小時，建議勿直接參考石岡壩即時放流量，進行各項管理措施佈置。

5.2 一般沖刷預測

橋墩沖刷為一般沖刷、局部沖刷與束縮沖刷等三種沖刷現象之總和，本節將針對模式之動床模組進行測試與檢定，進行一般沖刷推估準確性檢核工作。沖刷的歷史資料採用中興大學在 2008 年執行經濟部水利署水利規劃試驗所委託之「大甲溪河段輸砂關係試驗研究(1/3)」^[35]，曾經在現場以沖刷磚塊觀測之方式，針對颱風過程大甲溪河段之一般沖刷進行現地試驗，其試驗

位址位於台 1 線大甲溪橋。經辛樂克颱風(2008/9/14)過後，推估台 1 線大甲溪橋下游河道之最大一般沖刷深度達 4.5 公尺；上游沖刷深度達 2.3 公尺，其沖刷深度不若下游河道主深槽。

底床採用 2008 年水利署第三河川局提供之實測大斷面資料，動床模組測試所採用之石岡壩放流資料由 2008/9/1 至 2008/9/19，共 240 筆資料，如圖 17 所示。輸砂公式的選用上，由於大甲溪流域以 Wu *et al.* (2000)^[36]之輸砂公式有較合理之預測結果，其中懸浮載調適係數 α 採用 1.0，推移載調適長度採用 1,000 公尺，混合層厚度(mixing layer)設定為 0.25 公尺，使用總載輸砂模組，即河床質載與沖洗載皆考慮之，河床質孔隙率為 0.4。為了模擬辛樂克颱風底床變動過程，計算時距設定為 2 分鐘，整個模式計算過程需處理器計算時間(CPU Time)約 300 秒，完成整個辛樂克颱風 10 天洪水與底床變動過程之演算。

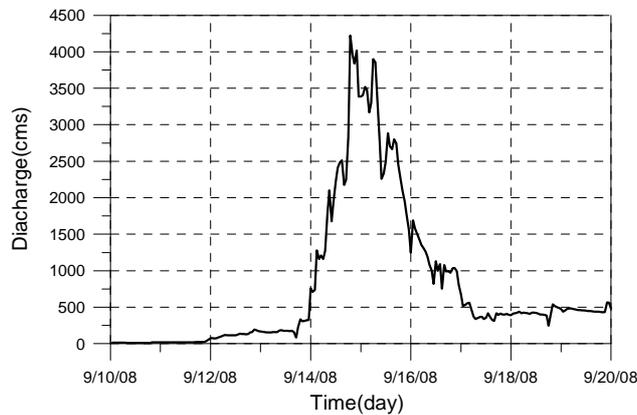


圖 17 辛樂克颱風期間石岡壩放流歷線過程

圖 18 為辛樂克颱風期間台 1 線大甲溪橋附近之模擬與實測一般沖刷深度比較，實測一般沖刷深度採「大甲溪河段輸砂關係試驗研究(1/3)」^[35]台 1 線大甲溪橋下游 245 公尺觀測值，模擬一般沖刷深度為本計畫模式針對大甲溪大斷面 07-1D 之計算結果，實測一般沖刷深度為 2.3 公尺、模擬一般沖刷深度為 2.5 公尺，由圖可看出模擬與實測沖刷深度(圖中紅線標示之深度)相近，推估誤差來源為模式本身或模擬與實測位置差異所造成。整體而言，模式能夠合理預測河道之一般沖刷深度。

由沖刷深度發展之歷程來看，在初期沖刷深度累積緩慢，於 2008/9/10 至 9/13 期間，累積沖刷深度僅約 1 公尺，圖中明顯看到洪峰抵達時刻並非伴隨著最大沖刷速率發生。辛樂克颱風期間洪峰發生於 2008/9/14 18:00，然而在圖 17 中，洪峰發生前沖刷深度即迅速累積，2008/9/13 10:00 至 2008/9/14

19:00 期間，沖刷深度之曲線斜率瞬間遞增，主要是因為流量上昇時期之流速增加現象，水流藉由沖刷減低水流能量，並增加通水面積通過洪水，導致之河道沖刷增加；待洪峰通過後，於 9/15 至 9/16 期間，河道沖刷逐漸趨於緩和；另外，9/16 至 9/18 期間(退水階段)，沖刷深度之曲線斜率有局部躍升之現象，沖刷深度於 9/16 下午與 9/18 晚間迅速增加，由流量歷線分析發現，可能為上游石岡壩排洪操作導致之流量短時間增加所引起之效應。

動床模組針對辛樂克颱風期間，預測石岡壩下游各橋梁附近河道之一般沖刷深度詳列於表 4。石岡壩下游河道之一般沖刷大致以國道 1 號大甲溪橋為分界，石岡壩到國道 1 號大甲溪橋間之埤豐橋、舊山線鐵路橋、新山線鐵路橋、后豐橋等橋梁，其附近河道之沖刷情況明顯，最多可達 4.0 公尺以上；高速鐵路橋與國道 3 號大甲溪橋及台 1 線大甲溪橋附近沖刷情況次之，橋梁附近河道之沖刷情約在 3.4 公尺附近；海線鐵路橋、台 1 線大甲溪橋及台 61 線大甲溪橋等附近河道，沖刷較前述橋址附近河道緩和趨勢，辛樂克颱風造成之河道沖刷情依然達 2.0 公尺左右。

總結來說，本計畫採用之水理與動床模組能夠模擬大甲溪颱風情況下之水理與輸砂行為，可合理預測水位與底床之變化。由上述台 1 線大甲溪橋之案例分析可知，河道一般沖刷現象複雜，在洪峰到達前，沖刷深度已經迅速累積，傳統橋梁安全警示僅採用水位為指標，僅能反應洪峰抵達效應，然沖刷深度累積之時間與抵達時間並不一致，相關管理單位需審慎注意此河道一般沖刷所衍生之橋梁管理問題。

表 4 辛樂克颱風期間石岡壩下游各橋梁附近河道一般沖刷預測

橋梁	水利署 斷面樁編號	辛樂克颱風		沖刷深度 (m)
		原始河床高程 (m)	颱風後高程 (m)	
		97 年實測值	預測值	
埤豐橋	35	235.19	230.99	4.20
舊山線鐵路橋	32-1	221.46	218.82	2.64
新山線鐵路橋	30-1	209.21	205.96	3.25
后豐橋	28-1	196.04	192.47	3.57
國道 1 號大甲溪橋	23-1	168.10	167.30	0.80
高速鐵路橋	19-1	134.27	130.80	3.48
國道 3 號大甲溪橋	9-1	66.67	63.36	3.31
海線鐵路橋	7-2	52.82	51.26	1.56
台 1 線大甲溪橋	7-1	51.73	49.22	2.51
台 61 線大甲溪橋	1-1	10.08	7.86	2.22

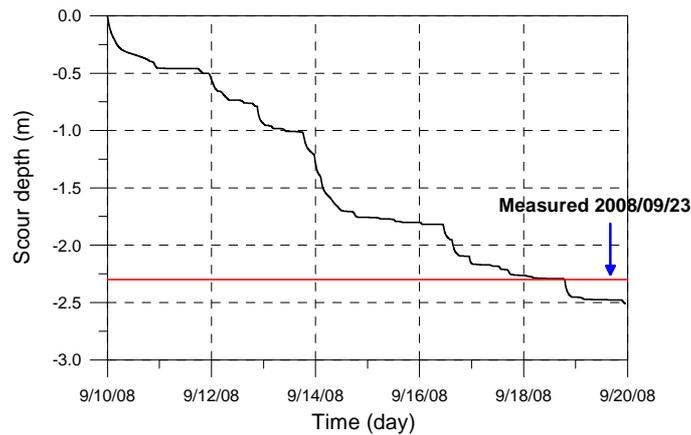


圖 18 辛樂克颱風期間台 1 線大甲溪橋下游河道一般沖刷深度變化

為落實動床模組在大甲溪石岡壩下游河段之應用，進行長期颱風飆洪過程之底床沖淤預測模擬。針對計畫區於 2005 年至 2008 年飆洪與暴雨洪水造成之底床變化進行預測，石岡壩放流量資料統整如圖 19 所示；經沖刷計算後，實測與預測之底床高程縱剖面比較如圖 20 所示，圖中畫出 2005 年及 2008 年之實測值與 2008 年動床模組預測之預測值，底床高程縱剖面由底床最低點連線所繪製，預測底床高程係採用 Wu *et al.* (2000)^[36]之輸砂公式以 2005 年實測測底床高程是起始剖面計算之結果。

整體而言，動床模組可合理重現 2005~2008 年河道之沖淤過程，底床顯著變化區域之沖刷及淤積趨勢頗為一致，尤其在本計畫之目標區域國道一號橋與國道三號橋附近之底床高程皆可合理掌握，但全河斷之細微沖淤處計畫採用之動床模組則無法呈現，如高速鐵路橋附近河段，可能受到模式求解過程之限制，無法實際反應現場應有之流況，模式預測該處出現劇烈沖刷與實測差異較大，但其他區域均有良好模擬成果。

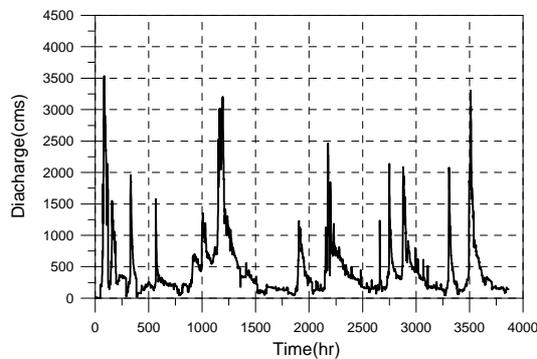


圖 19 2005~2008 年主要飆洪與暴雨洪水石岡壩放流歷線過程

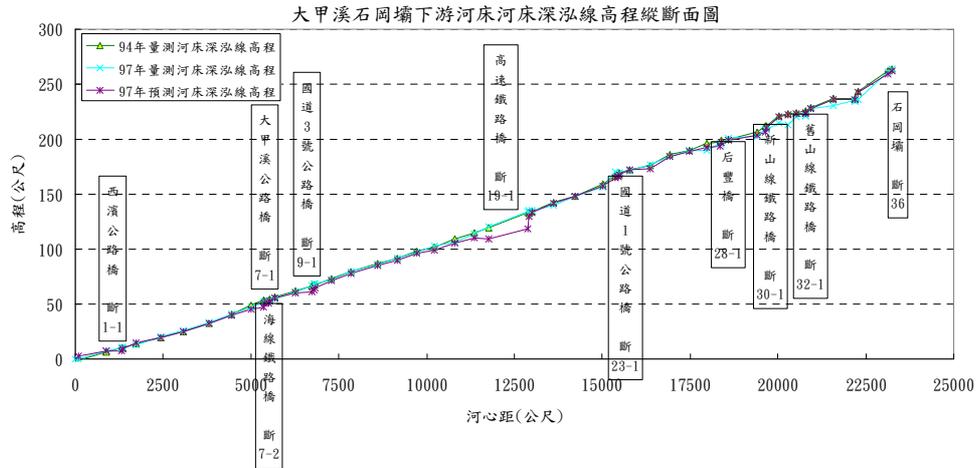


圖 20 沖刷計算後實測與預測之底床高程縱剖面比較

六、結語

本計畫旨在建立國道 1 號與國道 3 號跨越大甲溪下游兩座橋梁橋墩之水位與沖刷深度推估模式。計畫包含雷達降雨預報資料校正、格網分布型降雨逕流模式分析石岡壩入流量，與石岡壩下游橋梁數值模式的檢驗與沖刷預測。

雷達雨量修正係參考大甲溪流域內的雨量站來進行 SVR 修正作業，考慮的因子有雷達格網的位置、上方九格雷達雨量與相距雷達站的距離等因子進行修正，修正後的成果可以有效提升雷達雨量的精確度。另外，為了修正雷達預報雨量，本計畫討論利用 Kriging 空間修正法之成效，本階段先行完成目前時刻的降雨空間修正，已有明顯之修正成效。Kriging 法將於後續階段中進行雷達預報降雨之修正驗證。

格網分布型降雨逕流模式是根據德基水庫在颱風事件時的放流資料與雷達降雨資料來計算下游石岡壩的入流量，配合地理資訊系統與遙測影像來建立及水區的地文特性，同時以不同的颱風歷史資料來建立模式的參數，驗證後本模式可以有效的模擬石岡壩的入流，未來配合雷達預報降雨資料量將可提供石岡壩以下橋梁水理演算之需。

橋梁數值模式計算則是利用 CCHE1D 模式計算石岡壩以下各斷面位置處的水位，並根據動床模組分析沖刷深度，根據辛樂克颱風在台一線大甲溪橋附近的沖刷結果比較，本模式可以合理預測河道的一般沖刷。本模式並根據 2005 年的調查斷面與 2005-2008 年颱風資料分析 2007 年可能的沖淤情

況，其結果顯示本計畫之目標區域國道 1 號橋與國道 3 號橋附近之底床高程皆可合理掌握，對於後續之沖刷預報分析相當有用。

後續將持續進行雷達降雨預報的 Kriging 修正機制，以及利用最新的河道斷面調查結果分析橋梁數值模式之相關率定參數。

參考文獻

1. Marshall, J. S. and Palmer, W. M., 1948, "The distribution of raindrops with size.", *Journal of Meteorology*, 5:165-166.
2. Borga, M., 2002, "Accuracy of radar rainfall estimates for streamflow simulation.", *Journal of Hydrology*, 267:26-39.
3. Gjertsen, U., Salek, M. and Michelson, D. B., 2003, "Gauge-adjustment of radar-based precipitation estimates-a review" 1-17.
4. Kim, B. S., Kim, B. K. and Kim, H. S., 2008, "Flood simulation using the gauge-adjusted radar rainfall and physics-based distributed hydrologic model.", *Hydrological Process*, 22:4400-4414.
5. Cole, S. J. and Moore, R. J., 2008, "Hydrological modelling using raingauge and radar-based estimators of areal rainfall.", *Journal of Hydrology*, 358:159-181.
6. Moore, R. J., May, B. C., Jones, D. A. and Black, K. B., 1994, "Local calibration of weather radar over London. In: Almeida-Teixeira, M.E., Fantechi, R., Moore, R., Silva, V.M. (Eds.).", *Advances in Radar Hydrology Proceed -ings of an International Workshop, 11-13 November, Lisbon, Portugal. Report EUR 14334 EN, European Commission. 186-195.*
7. Moore, R. J., Watson, B. C., Jones, D. A. and Black, K. B., 1991, "Local recalibration of weather radar. In: Cluckie, I.D., Collier, C.G. (Eds.).", *Hydrological Applications of Weather Radar Ellis Horwood Chichester. 65-73.*
8. Wood, S. J., Jones, D. A., Moore, R. J., 2000, "Static and dynamic calibration of radar data for hydrological use.", *Hydrology and Earth System Sciences*, 4(4):545-554.
9. Xiao, R. and Chandrasekar, V., 1995, *Multiparameter radar rainfall*

- estimation using neural network techniques. Preprints, 27th Conf, Radar Meteorology, Vail, CO, Amer. Meteor. Soc.
10. Tsintikidis, D., Haferman, J. L., Anagnostou, E. N., Krajewski, W. F. and Smith, T. F., 1996, "A neural network approach to estimating rainfall from spaceborne microwave data.", *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 35:1079-1093.
 11. Xiao, R. and Chandrasekar, V., 1997, "Development of a neural network based algorithm for rainfall estimation from radar observations.", *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 35:160–171.
 12. Collier, C. G., 1996, "Applications of Weather Radar Systems: A Guide to Uses of Radar in Meteorology and Hydrology.", John Wiley 2d ed.: 383.
 13. Corral, C., Sempere-Torres, D., Revilla, M., and Berenguer, M., 2000, "A Semi-Distributed Hydrological Model Using Rainfall Estimates by Radar. Application to Mediterranean Basins", *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, 25:1133-1136.
 14. Bedient, P. B., Holder, A., Benavides, J. A., and Vieux, B. E., 2003 , "Radar-Based Flood Warning System Applied to Tropical Storm Allison", *Journal of Hydrologic Engineering*, 8(6):308-318.
 15. Huggins, L. F., and Monke, E. J., 1968, "A mathematic model for simulating the hydrologic response of a watershed", *Water Resources Research*, 4(3):529-539.
 16. Smith, R. E., and Woolhiser, D. A., 1971, "Overland flow on an infiltrating surface", *Water Resources Research*, 7(4):899-913.
 17. Engman, E. T., and Rogowski, A. S., 1974, "A partial area model for stormflow synthesis.", *Water Resources Research*, 10:464-472.
 18. Rovey E. W., Woolhiser, D. A., and Smith, R. E., 1977, "A distributed kinematic model of upland watershed", *Hydrology Paper 93*, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
 19. Ross, B. B., Contractor, D. N., and Shanholz, V. O., 1979, "A finite element model for overland and channel flow for assessing the hydrological impact of land-use change", *Journal of Hydrology*, 41:11-30.
 20. Kutchment, L. S., 1980, "A two-dimensional rainfall-runoff model:

- identification of parameter and possible use for hydrological forecasts", *Hydrological Forecasting*, 129:215-219.
21. Laursen, E. M., 1958, "Scour at bridge crossings.", Bulletin No. 8, Iowa Highway Research Board, Ames, Iowa.
 22. Neill, C. R., 1964, "River-bed scour.", Technical publication No. 623, Canadian Good Road Association, Ottawa, Canada.
 23. Shen, H. W., Schneider, V. R., and Karaki, S. S., 1969, "Local scour around bridge piers.", *Journal of the Hydraulics Division*, 95(6):1919-1940.
 24. Coleman, N. L., 1971, "Analyzing laboratory measurements of scour at cylindrical piers in sand beds.", Proc., 14th IAHR Congress, 3, Paris, 307-313.
 25. Breusers, H. N. C., Nicollet, G., and Shen, H. W., 1977, "Local scour around cylindrical piers.", *Journal of Hydraulic Research*, 15(3) :211-252.
 26. Ettema, R., 1980, "Scour at bridge piers.". Rep. No. 216, School of Engineering, Univ. of Auckland, Auckland, New Zealand.
 27. Yanmaz, A. M., and Altinbilek, H. D., 1991, "Study of time-dependent local scour around bridge piers.", *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(10): 1247-1268.
 28. Mia, M. F., and Nago, H., 2003, "Design model of time-dependent local scour at circular bridge pier.", *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(6): 420-427.
 29. Butch, G. K., and Lumia, R., 1999, "Effects flow duration on local scour at bridge piers in New York.", *Stream Stability and Scour at Highway Bridges, Compendium of Papers, Water Resources Engineering Conference 1991-1998*, E. V. Richardson and P. F. Lagasse, eds., ASCE, Reston, Va.
 30. Chiew, Y. M., 2004, "Local scour and riprap stability at bridge piers in a degrading channel.", *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(3):218-226.
 31. Oliveto, G., and Hager, W. H., 2005, "Further results to time-dependent local scour at bridge element.", *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(2):97-105.
 32. Melville, B.W., and Chiew, Y.M., 1999, "Time scale for local scour at bridge piers.", *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(1):59-65.

33. 丘台光、陳嘉榮、張保亮、林品芳，2003，「應用多重觀測工具之定量降雨估計之研究」，中央氣象局氣象衛星中心。
34. Vapnik, V. N., 1999, "An Overview of Statistical Learning Theory". IEEE Transactions on Neural Networks, 10(5):988-999.
35. 經濟部水利處水利規劃試驗所，2008，「大甲溪河段輸砂關係試驗研究(1/3)」。
36. Wu, W., Wang, S.S.Y., and Jia, Y., 2000, "Nonuniform sediment transport in alluvial rivers." Journal of Hydraulic Research, 38(6):427-434.

橋墩沖刷計算模式之建立研究

廖翊鈞¹ 許長安² 廖哲民³

摘要

國內近年來落橋事件持續發生，人民生命財產安全飽受威脅，對於橋墩之沖淤機制必須加以瞭解，方可提出有效之因應對策，以防止此類災害再次發生。

本計畫之目的期望藉由理論的研析、數值分析計算模式的研發、現場案例的模擬檢討，協助釐清橋河共治區的水理與動床問題，提供與相關管理單位作為橋梁維護管理的參考依據。

本研究計畫執行 2 年完成後(目前本計畫仍在進行中)，可分析橋河共治區水理、動床與結構物之互制行為，解析結構物的設置對水理條件與床型變化的影響，提供橋梁管理單位維護管理參考。並完成沖刷深度推估模式，提供橋梁管理單位防災預警參考應用。

關鍵字：數值模擬分析、橋墩沖刷、橋河共治區

The Study of Bridge Scoure Model

Liao Yi-Jiun¹ Hsu Chiang-An² Liao Che-Min³

ABSTRACT

The bridge broken event continues to occur threaten life and property of society. It is necessary to understand the mechanism of pier scouring to propose the effective countermeasures.

¹中興工程顧問股份有限公司水利及海洋工程部 工程師

²財團法人中興工程顧問社 研究員

³中興工程顧問股份有限公司水利及海洋工程部 工程師

The purpose of the project is to clarify the hydraulic and mobile bed problems by the theory research analysis, numerical analysis model of the development, on-site review of case simulations. It is expected to provide reference for bridge maintenance and management.

The implementation of this project is completed within 2 years (currently the program is ongoing), the program can analyze River Water Management District, governance, the interaction between moving bed and flow, to provide maintenance and management of reference. The project also completed a scour depth estimation model to provide early disaster warning for cross-river bridge.

Keywords: Numerical simulation, bridge scouring, bridge-river co-governance.

一、緒論

1.1 計畫背景

近二十年來國內跨河橋梁基礎沖刷災害時有所聞，自民國 80 年 7 月艾美颱風起，至今造成多處省縣道公路之橋梁阻斷，例如在允許的河床沖刷深度約為 8 公尺的高安全設計條件下，89 年 8 月 27 日 碧利斯颱風仍造成臺 1 線高屏大橋 P22 橋墩之崩塌與斷橋災情；97 年 9 月 14 日 辛樂克颱風造成省道臺 13 線后豐大橋、臺 21 線牛眠橋、臺 18 線五虎寮橋及臺 20 線甲仙大橋等四座主要公路橋梁倒塌；98 年 8 月 莫拉克颱風更造成包括臺 17 線雙園大橋等上百座橋梁斷裂；而國道跨河橋梁(如國道 3 號濁水溪橋與國道 4 號神岡高架橋)，歷年來亦因洪水沖刷而出現多次險情，嚴重影響人民之交通與生活。

在河川區域面臨諸多自然與人為等諸多不確定性因子的影響下，跨河橋梁的安全將存在很高的風險。在橋梁破壞將對人民生命財產造成很大威脅的前提下，如何發展合適的分析工具，解析橋墩附近的水理與動床現象，提供與橋梁安全維護與管理參考，實為當前相當重要的研究課題。

1.2 研究範圍

河床質因水流的動能而離開床面的行為稱為沖刷，而水流受到阻礙時，底床在阻礙物的附近發生沖刷的現象稱為局部沖刷。位於河川中的橋墩若對水流產生阻礙，即會發生局部沖刷現象。目前有相當多研究與實驗針對橋墩流場的局部沖刷現象進行經驗公式的發展，然經驗公式無法在時間與空間上

計算橋墩對河床的影響，且使用上有適用性的問題，適用範圍常隨複雜度降低則愈無法考慮周圍流場的變化，橋墩幾何形狀與當地河床質的影響。如此，適當的計算模式發展顯得相當重要。橋墩沖刷屬於局部現象，因此需排除一維模式的適用性；而三維模式發展過程相當耗時，在長時間的變量流模擬時，穩定性及計算效率均不若二維模式便利。因此，本計畫橋墩沖刷計算模式的發展將以二維為主。

二維模式在面對橋墩等內部邊界時，如何簡化內部邊界數值處理的複雜性，增進計算模式的實用性，為本計畫模式發展的重點之一。

在蜿蜒河道處，在水理上會有水面超高(凹岸水位高於凸岸水位)的現象，在動床上則會有局部沖淤(凹岸沖刷，凸岸淤積)的現象發生，實務上亦常為水工構造物破壞的重點位置。因此，如何將彎道二次流(secondary flow)效應納入計算模式，亦為模式發展的另一個重點。

另外，為合適解析現場實際的水理動床歷程，符合現場實況的變量流與非均勻質沉澱的分析功能，應為計算模式發展的基本需求。整體而言，本計畫計算模式發展應以水平二維為基礎，重點功能包括變量流、非均勻質、彎道與內部邊界處理等。

二、重要文獻回顧

橋墩沖刷首重對於沖刷機制的瞭解，沖刷機制可由許多文獻中得到詳細的介紹。沖刷可分為一般沖刷(general scour)、局部沖刷(local scour)及束縮沖刷(contraction scour)等。

1. 一般沖刷：係指不論有無橋墩或水中結構物之設置，水流對河床造成河段之高程下降的情形。依據 Melville and Raudkivi (1977)^[17]之研究，一般沖刷可分為短期或長期的沖刷。其中短期的一般沖刷為在單一個或數個接連的洪水沖刷下，所形成的河床下降。至於長期的一般沖刷，則是在長時間或歷經數年之沖刷所致。
2. 局部沖刷：是指由於橋墩或水中結構物的存在對水流產生局部阻礙或干擾的現象，並進而造成局部河床之沖刷侵蝕與高程下降的情形。若就橋基或橋台的局部沖刷來說，則專指橋基或橋台與水流的干涉作用，而在墩台周邊形成強烈墩前壅水、向下射流、馬蹄型渦流、尾跡渦流及局部沖刷坑的現象。另外，針對不同型式之橋基、及水流流向與橋基軸線形成攻角效應等所造成之最大沖刷深度，可按 Melville and Coleman (2000)^[46]提出之局部沖刷深度公式或其它計算公式來獲得。

3. 束縮沖刷：束縮沖刷一般係指橋梁的引道與橋台延伸進入河川之行水區域內以致佔據部分之河寬，或由於橋基、橋墩之設置形成阻水效應，造成水流之通水斷面束縮，因而導致迴水(backwater)效應，通過橋址處之流速增加，進而對河床所衍生之沖刷現象。

由於橋墩附近的流況非常複雜，沖刷現象乃為水流與泥沙兩者之間複雜的二相運動，至今大多藉以模型實驗或因次分析法描述局部沖刷的問題。關於橋墩的局部沖刷的研究非常多，根據前人的研究分析，可將影響橋墩的沖刷因素分為水流性質、河床質材料、橋墩性質三類。

水流性質包含流體性質(密度及黏滯性)，和流動性質(流速、水深、重力、加速度等)，在 Shen(1966)^[8]的研究中，認為雷諾數影響馬蹄形渦流之強度。

在水流流速方面：Melville and Raudkivi (1977)^[17]、Chiew and Melville (1987)^[34]均曾對平均流速與臨界啟動流速比值(V/V_c)及橋墩沖刷深度與橋墩直徑比值(ds/D)之關聯有所研究，而歸納如下：

1. 當 $V/V_c < 0.5$ 時，無沖刷。
2. 當 $0.5 \leq V/V_c < 1.0$ 時，屬於清水沖刷， V/V_c 與 ds/D 成線性關係。
3. $V/V_c = 1.0$ 時，產生最大沖刷，當河床質為非砂連型($d_{50} > 0.7\text{mm}$)時， ds/D 之值約為 2.3；而河床質為砂連型($d_{50} < 0.7\text{mm}$)時， ds/D 之值約為 1.3。
4. 當 $V/V_c > 1.0$ 時，渾水沖刷。在這階段沖刷深度的變化與河床型態有關。

在水流深度方面：Breusers et al. (1977)^[18]指出一般認為水深與橋墩直徑比值(H/D) > 1 時，可以忽略水深的影響。Randkivi and Ettema (1983)^[26]經由清水沖刷實驗，則認為在 $H/D > 3\sim 4$ 時，才可以忽略水深對沖刷深度的影響。

在河床質粒徑方面：Randkivi and Ettema (1977)^[19]由清水沖刷實驗發現，當 $D/d_{50} \geq 50$ 時，粒徑對沖刷深度沒有顯著的影響；而當 $D/d_{50} < 50$ 之際，隨著中值粒徑 d_{50} 的增大，沖刷深度逐漸減少。Melville 和 Sutherland (1988)^[37]將 Chiew and Melville (1987)^[34]的濁水沖刷實驗結果與 Randkivi and Ettema (1977)^[19]之清水沖刷實驗結果作比較，發現不論是何種沖刷狀況，都有上述情形。

在河床質級配方面：在濁水沖刷情況下，Baker (1980)^[21]由實驗得知，沖刷深度並不會隨幾何標準偏差的變化而有明顯的改變。且在 $V/V_c > 4.0$ 時，沖刷深度與幾何標準偏差無關。

蔡得正(2009)^[63]於荖濃溪里港大橋河段設置 6 種不同尺寸的假設橋墩及

現地實際橋墩 1 座，針對水深對橋墩沖刷之影響進行分析。根據實驗結果得知，當流速與臨界起動流速比值 V/V_c 為定值時，當水深與橋墩直徑比值 $H/D < 3\sim 4$ 之淺水情況下，會影響橋墩沖刷深度，當水深與橋墩直徑比值 $H/D > 3\sim 4$ 時，水深將不再影響橋墩沖刷的深度。橋墩在水深為定值及流速幾乎相同沖刷下，橋墩沖刷深度隨著橋墩直徑越大沖刷深度越深，但是橋墩最大沖刷深度與橋墩直徑比值卻成反比。在上述相同條件下，橋墩的直徑越大，橋墩前方沖刷坑坡度越小坡度越平緩，沖刷範圍越大。

三、理論架構及數值方法

本計畫之研究標的為發展水深平均之二維水理及輸砂模式，模式重點功能須包括變量流、乾溼床交替、非均勻河床質輸砂、彎道二次流與內部(不透水)邊界處理等，研發所建立之分析模式與工具，須能解析橋墩附近的水理與動床現象。此外；尚須研究橋墩沖刷深度之有效估算方法或公式，俾提供與橋梁安全維護與管理之參考。

以下分節描述二維時變性之定床水理模式及輸砂動床模式之基本理論控制方程式與數值方法，以及應用相關開發模式於橋墩流況模擬及沖刷深度估算之方法與步驟。

3.1 二維水理理論架構

本研究欲發展之水深平均平面二維水理模式是奠基於明渠流(open channel flow)理論，而二維明渠流即是三維 Navier-Stokes 方程組之簡化與近似，它是將 Navier-Stokes 方程組自底床至水面做深度方向積分，並利用底床與水面之運動邊界條件(kinematic boundary conditions)，且假設水深方向之速度與加速度分量可忽略、流體壓力呈靜水壓分布及底床坡度平緩等條件下推導而得，一般亦統稱其為二維淺水波方程組(two-dimensional shallow water equations)或 2D Saint-Venant 方程組。

3.1.1 二維淺水波方程組

二維淺水波方程組為主導二維明渠流之控制方程式。一個包括潮汐、波浪、風、大氣壓力梯度、科氏力(Coriolis force)、地形邊界效應、底床摩擦力與流體剪應力等主要影響流場因素之廣義二維淺水波方程組，在直角平面座標系統下可寫為：

連續方程式：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = S^h \dots\dots\dots (1)$$

X - 方向動量方程式：

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} + \frac{1}{2} gh^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) &= ghS_{0x} + \Omega q + \frac{1}{\rho} (\tau_x^s - \tau_x^b) \\ &+ \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}^e) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}^e) \right] - \frac{h}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial x} + \mathfrak{R}_x + S^p \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

Y - 向動量方程式：

$$\begin{aligned} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} + \frac{1}{2} gh^2 \right) &= ghS_{0y} - \Omega p + \frac{1}{\rho} (\tau_y^s - \tau_y^b) \\ &+ \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}^e) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}^e) \right] - \frac{h}{\rho} \frac{\partial P_a}{\partial y} + \mathfrak{R}_y + S^q \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

上列諸式中，各符號之定義說明如下：

符號	定義	單位
t	時間。	s
x, y, z	平面座標 x, y 與垂直座標 z ，且 z 軸向上為正。	m
h	水深 = 水面高程 (z_s) - 底床高程 (z_b)。	m
g	重力加速度。	m/s ²
P_a	大氣壓力。	kg/m/s ²
ρ	水密度。淡水可取 $\rho = 1000$ ，海水可取 $\rho = 1027$ 。	kg/m ³
u, v	水深平均速度 \mathbf{u} 在 x, y 方向之分量 即： $\mathbf{u} = u\mathbf{i} + v\mathbf{j} = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} (u_3\mathbf{i} + v_3\mathbf{j}) dz$ u_3, v_3 為原三維速度場之水平速度分量。	m/s
p, q	水深積分速度 \mathbf{U} 在 x, y 方向之分量 = (hu, hv) 。	m ² /s
Ω	科氏力參數， $\Omega = 2\omega \sin\phi$ ， ϕ 為緯度， $\omega = 7.292 \times 10^{-5}$ 為地球旋轉角速度。	1/s
S_{0x}, S_{0y}	底床坡度項， $S_{0x} = -\partial z_b / \partial x$ ， $S_{0y} = -\partial z_b / \partial y$ 。	
τ_x^s, τ_y^s	水面風剪力 τ^s 在 x, y 方向之分量。	kg/m/s ²

符號	定義	單位
τ_x^b, τ_y^b	底床摩擦力 τ^b 在 x, y 方向之分量。	kg/m/s ²
$\tau_{xx}^e, \tau_{yy}^e, \tau_{xy}^e$	有效應力(effective stress) τ^e 之分量。	kg/m/s ²
$\mathcal{R}_x, \mathcal{R}_y$	波浪輻射應力(radiation stress)在 x, y 方向之貢獻項。	m ² /s ²
S^h	連續方程式之源項：如表面蒸發(evaporation)、降雨(rainfall)及滲透(infiltration)等，亦可以是底床高程之時變項 $\partial z_b / \partial t$ (如邊坡滑動)。	cms/m ²
S^p, S^q	x, y 方向動量方程式之其它外力項，如邊坡滑動或是由 S^h 引入之額外動量等。	m ² /s ²

本計畫為模擬河川水理及輸砂問題，則科氏力、風剪力、波浪輻射應力、 S^h 、 S^p 、 S^q 及大氣壓力梯度等因素通常是可以忽略不計的。則方程式(2)與(3)右手邊各項僅剩底床坡度項、底床摩擦力及有效應力等項需處理。

3.1.2 紊流剪應力與紊流模式

對一般之明渠流況而言，紊流黏滯觀念可以數學式表示如下：

$$\frac{h\tau_{ij}^t}{\rho} = hv_t \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] - \frac{2}{3}hk\delta_{ij} \dots\dots\dots (4)$$

式中 v_t 為深度平均渦流黏滯係數、 k 為深度平均紊流動能、 δ_{ij} 為 Kronecker delta 函數。因此，一般所稱之紊流模式即可簡化為渦流黏滯係數 v_t 之決定。

3.1.3 延散剪應力與二次流模式

橫向環流是引起泥沙橫向運動的動力，它促使彎道凹岸沖刷而凸岸淤積，因此在輸砂動床模式中屬重要因子。欲模擬二次流，需對流速在水深方向之分布作適當之假設，而不同之流速分布假設所推得之延散應力項亦不同；目前文獻上所使用之二次流模式皆僅適用在橫向僅具一個二次流結構之流況，更複雜之二次流結構唯有三維模式才可能充分解析。

在卡式直角座標下，延散剪應力之表示式如下：

$$\begin{aligned}\tau_{xx}^d &= \frac{-\rho}{h} \int_{z_b}^{z_s} (\bar{u}_3 - u)^2 dz \\ \tau_{yy}^d &= \frac{-\rho}{h} \int_{z_b}^{z_s} (\bar{v}_3 - v)^2 dz \\ \tau_{xy}^d &= \frac{-\rho}{h} \int_{z_b}^{z_s} (\bar{u}_3 - u)(\bar{v}_3 - v) dz\end{aligned}\dots\dots\dots(5)$$

為方便推導二次流流速分布，通常採用如圖 1 之彎道曲線座標系統，其中 s 為主流方向，n 為垂直主流方向之橫向流方向，而彎道流場主流速於水深方向之分布通常假設可以對數或冪次函數來表示，本研究參考 Odgaard (1989)^[38]採用如下之冪次函數表示式：

$$u_s = \frac{m+1}{m} \left(\frac{z-z_b}{h} \right)^{1/m} U_s \dots\dots\dots(6)$$

其中 u_s 為某參考點在高程 z 處之三維局部主流流速， U_s 為該點對應之水深平均主流流速， $m = kU_s / u_*$ 為摩擦參數，其值約在 7 左右， k 為 von Karmant 常數（一般可取為 0.4）， u_* 為底床摩擦速度。而局部橫向流速 v_n 於水深方向之分布通常假設為水深平均橫向流速 V_n 與離心力引致之分量所組合，根據 Kikkawa et al. (1976)^[15] 及 Odgaard (1986)^[32] 等人之研究，此分量可合理表示為一線性分布函數，即：

$$v_n = V_n + v' \left(2 \frac{z-z_b}{h} - 1 \right) \dots\dots\dots(7)$$

其中 v' 代表在水表面之橫向流速，若假設為完全發展之流況，Odgaard (1986)^[32] 推得 與水深平均主流流速 有如下關係：

$$v' = \frac{2m+1}{2K^2m} \left(\frac{h}{r} U_s \right) = b_s I \dots\dots\dots(8)$$

其中 r 為彎道之曲率半徑， b_s 值約在 7 左右，代表螺旋狀橫向環流之強度。

由上述可求得在 s-n 彎道曲線座標系統下之主流與橫向流在垂直向之速度分布剖面，再透過座標轉換即可得在 x-y 直角座標系統下之三維局部速度分布，再帶入(5)式積分即可得延散剪應力之各個分量如下：

$$\begin{aligned} \tau_{xx}^d &= -\rho \left[\frac{1}{m(m+2)} \cos^2 \theta U_s^2 - \frac{b_s}{2m+1} \sin(2\theta) I U_s + \frac{b_s^2}{3} \sin^2 \theta I^2 \right] \\ \tau_{yy}^d &= -\rho \left[\cos \theta \sin \theta \left[\frac{U_s^2}{m(m+2)} - \frac{b_s^2}{3} I^2 \right] + \frac{b_s}{2m+1} \cos(2\theta) I U_s \right] \dots\dots\dots (9) \\ \tau_{xy}^d &= -\rho \left[\frac{1}{m(m+2)} \sin^2 \theta U_s^2 + \frac{b_s}{2m+1} \sin(2\theta) I U_s + \frac{b_s^2}{3} \cos^2 \theta I^2 \right] \end{aligned}$$

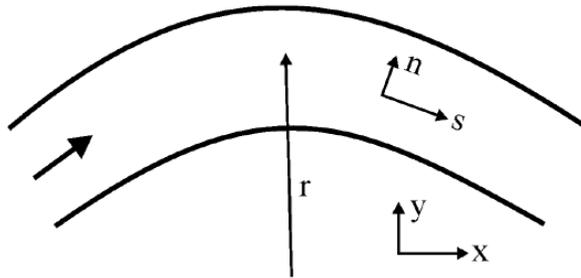


圖 1 彎道曲線座標系統

3.2 二維輸砂理論架構

一般將沉滓傳輸型態於水深方向分成兩個區域如圖 2，，從 $z = z_b$ 到 $z = z_b + \delta_b$ 之區域稱為河床載區，從 $z = z_b + \delta_b$ 到 $z = z_s$ 之區域稱為懸浮載區。有關河床載之拘限層高度 δ_b 的定義，多位學者所提出者略有不同。Einstein (1950)^[3] 將之定義為二倍沉滓粒徑的高度，並將跳躍距離超過幾倍沉滓粒徑的沉滓傳輸行為，歸類為懸浮載傳輸型態；van Rijn (1984)^[29,30,31] 則是根據 Bagnold (1973)^[13] 的觀念將拘限層高度定義為沉滓的最大跳躍高度。茲將建立本研究輸砂模組之主要控制方程式及相關理論背景說明如下。

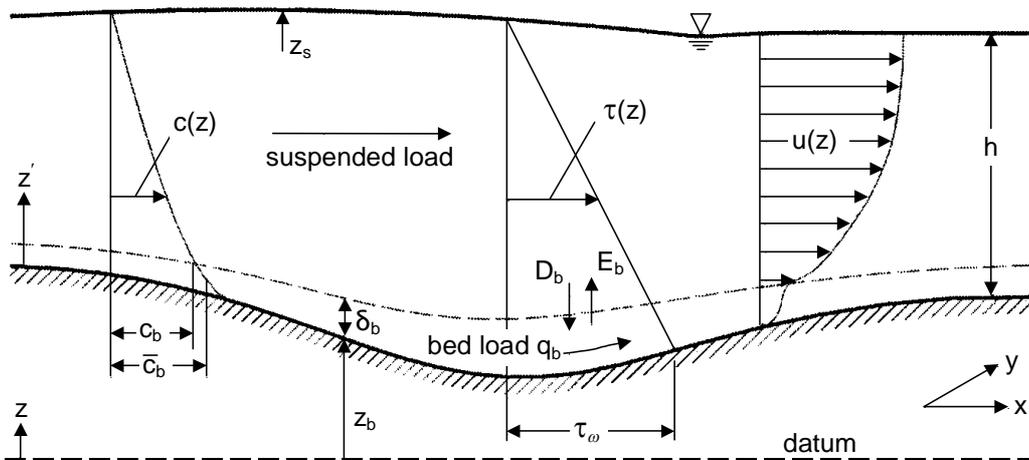


圖 2 沉滓傳輸型態示意圖

3.2.1 懸浮載與河床載質量守恆方程式

考慮不均勻沉滓傳輸，將沉滓分成 NF 組之粒徑組成，則對每一組粒徑，在三維流場之懸浮載質量守恆方程式可以下式表示：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial c_k}{\partial t} + \frac{\partial u_3 c_k}{\partial x} + \frac{\partial v_3 c_k}{\partial y} + \frac{\partial w_3 c_k}{\partial z} \\ & = \frac{\partial}{\partial x} (\varepsilon_x \frac{\partial c_k}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (\varepsilon_y \frac{\partial c_k}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (\varepsilon_z \frac{\partial c_k}{\partial z} + w_{sk} c_k) \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

其 t 為時間； x, y 為平面座標； z 為重力方向座標； c_k 為第 k 組粒徑之懸浮沉滓濃度； (u_3, v_3, w_3) 分別為 (x, y, z) 方向之水流流速； $(\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z)$ 分別為懸浮沉滓於 (x, y, z) 方向之擴散係數； w_{sk} 為第 k 組粒徑懸浮沉滓之沈降速度。

3.2.2 河床質級配方程式

考慮各種可能造成混合層內粒徑組成改變的因素，可得河床質級配方程式（於混合層內）如下：

$$\left\{ \begin{aligned} & (1-p') \frac{\partial (\beta_k T_m)}{\partial t} + \frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} = D_{bk} - E_{bk} + (1-p') \beta_k^* \left(\frac{\partial T_m}{\partial t} - \frac{\partial z_b}{\partial t} \right) \\ \text{or} & \frac{\partial (\beta_k T_m)}{\partial t} = \frac{\partial z_{bk}}{\partial t} + \beta_k^* \left(\frac{\partial T_m}{\partial t} - \frac{\partial z_b}{\partial t} \right) \end{aligned} \right. \dots\dots\dots (11)$$

其中， T_m 為混合層之厚度； β_k 為第 k 組粒徑於混合層所佔之比例；右手邊最後一項為第 k 組粒徑於混合層下邊界（亦即與其下方活動層之界面）的沉滓交換速率，以下稱之為活動層源，其影響方式就如同在混合層上邊界處之沉滓交換速率 $(D_{bk} - E_{bk})$ 一般，皆屬於源項。當混合層下邊界在一模擬時距內是上昇時 $(\partial T_m / \partial t - \partial z_b / \partial t \leq 0)$ ，則 $\beta_k^* = \beta_k$ ；當混合層下邊界在一模擬時距內是下降時 $(\partial T_m / \partial t - \partial z_b / \partial t > 0)$ ，則 $\beta_k^* = \beta_k^{al}$ ，其中 β_k^{al} 為第 k 組粒徑於活動層所佔之比例。

3.2.3 泥砂連續方程式

泥砂連續方程式，即所謂之 Exner 方程式，其表示式如下：

$$(1-p') \frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum_{k=1}^{NF} \left(\frac{\partial q_{bkx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{bky}}{\partial y} \right) = \sum_{k=1}^{NF} (D_{bk} - E_{bk}) \dots\dots\dots (12)$$

其 $\partial z_b / \partial t = \sum_{k=1}^{NF} (\partial z_{bk} / \partial t)$ 。(12)式為欲求解之底床高程變動控制方程式。

3.2.4 輸砂輔助關係式

3.2.4.1 河床載及河床質載通量

本計畫目前提供下列 8 個河床質載及 10 個河床載輸砂經驗式供使用者彈性選用，以期能應付不同的流場條件及輸砂沉滓特性。8 個河床質載公式如下：(1)Yang (1973 for sand + 1984 for gravel)^[14,28]，(2)Ackers and White (1973)^[12] modified by Proffitt and Sutherland (1983)^[25]，(3)Engelund & Hansen (1967)^[9] (4)Karim (1998)^[44]，(5)van Rijn (1984)^[29,30,31]，(6)Toffaletti (1969)^[11]，(7)Einstein (1950)^[3]，(8)Wu, Wang and Jia (2000)^[47]。

10 個河床載公式如下：(1)Schoklitsch (1934)^[1]，(2)Meter-Peter and Müller (1948)^[2]，(3)何智武-黃宏斌公式 (1992)^[56]，(4) Smart (1984)^[27]，(5)van Rijn (1984)，河床載部份^[29,30,31]，(6)Toffaletti (1969，河床載部份)^[11]，(7)Einstein (1950，河床載部份)^[3]，(8)Wu, Wang and Jia (2000)^[47]，(9)Wilcock & Crowe (2003)^[51]，(10)Parker (1990)^[39]。

3.2.4.2 非均勻沉滓與起動剪應力條件

本研究採用之做法是：若輸砂公式是以剪應力法為理論基礎之河床載及河床質載推估經驗式，則利用 Wu, Wang & Jia (2000)^[47]所提出的起動剪應力修正法來進行非均勻沉滓輸砂量的修正；若採用其它類型之輸砂公式則利用遮蔽與暴露因子修正法。

3.2.4.3 混合層厚度

水力輸砂行為所引起的河床質粒徑組成變化，主要是發生在河床表層處，在數值模式中可由底床表面向下設定一混合層厚度，針對此空間內的河床質計算其粒徑組成變化。茲整理文獻中幾種常見的混合層厚度定義方式如下：(1)混合層厚度為一常數(2)混合層厚度為河床質最大粒徑的某個倍數(3)混合層厚度為河床質中值粒徑的某個倍數(4)混合層厚度為水深的某一比值(5)混合層厚度為砂漣或砂丘的平均高度。有關砂漣或砂丘高度之估算可參見 Allen (1978)^[20]及 van Rijn (1984)^[31]。

3.2.4.4 沉滓交換速率

本計畫只考慮非凝聚性沉滓，關於凝聚性沉滓部分建議於後續之研究計畫另行探討。在推導懸浮載質量守恆方程式一節中，提到在三維模式或是垂直二維模式中大都將沉滓捲昇與沉降之淨交換率 $S_{bk} = E_{bk} - D_{bk}$ 表示成（以第 k 組粒徑為例）：

$$S_{bk} = E_{bk} - D_{bk} = w_{sk} (\beta_k c_{b^*k} - c_{bk}) \dots\dots\dots (13)$$

其中 c_{b^*k} 與 c_{bk} 分別為在參考高程處之懸浮載平衡濃度與真正濃度，上式已將第 k 組粒徑於混合層所佔之比例考慮進去。

3.2.4.5 河床孔隙率

河床孔隙率 p' 在輸砂模式中由使用者輸入，且允許其值隨空間變化。但為方便使用者，模式內亦可選擇採用適當之公式計算之，如 Wu & Wang (2006)^[53] 根據眾多試驗與現場資料所迴歸出之河床孔隙率估算法式：

$$p' = 0.13 + \frac{0.21}{(d_{50} + 0.002)^{0.21}} \dots\dots\dots (14)$$

其中 d_{50} 之單位為 mm。

3.3 二維水理數值模式

首先將二維淺水波方程組（即(1)至(3)式，但忽略科氏力、風剪力、波浪輻射應力、 S^h 、 S^p 、 S^q 與大氣壓力梯度等項），寫成如下之保守型式：

$$\frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial t} + \frac{\partial (\mathbf{F} - \mathbf{F}_v)}{\partial x} + \frac{\partial (\mathbf{G} - \mathbf{G}_v)}{\partial y} = \mathbf{H} \dots\dots\dots (15)$$

其中

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} h \\ p \\ q \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{bmatrix} p \\ \frac{p^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \\ \frac{pq}{h} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{G} = \begin{bmatrix} q \\ \frac{pq}{h} \\ \frac{q^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{F}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{h}{\rho}(\tau_{xx}^t + \tau_{xx}^d) \\ \frac{h}{\rho}(\tau_{xy}^t + \tau_{xy}^d) \end{bmatrix}, \quad \mathbf{G}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{h}{\rho}(\tau_{xy}^t + \tau_{xy}^d) \\ \frac{h}{\rho}(\tau_{yy}^t + \tau_{yy}^d) \end{bmatrix}, \quad \mathbf{H} = \begin{bmatrix} 0 \\ ghS_{0x} - \frac{\tau_x^b}{\rho} \\ ghS_{0y} - \frac{\tau_y^b}{\rho} \end{bmatrix}.$$

3.4 二維輸砂數值模式

本模式對於水理與輸砂是採用所謂擬耦合(semi-couple)演算法，亦即輸砂模擬是以水理模擬（可選擇每一個計算時步或是數個計算時步後）所得之水位及流量為已知條件，求解底床高程變動量、非均勻河床質粒徑組成、懸浮載濃度及底床高程變動量等，再於下一計算時步以新的底床高程計算新的水流狀態，依此流程演算至指定之終了時間。本模式同時提供「河床質載」及「推移載與懸浮載分開計算」兩種演算法，且「河床質載」演算法可說是「推移載與懸浮載分開計算」演算法之特例（不計懸浮載且以河床質載輸砂經驗公式取代推移載輸砂經驗公式）。

四、水理及輸砂模式驗證

在定床水理部分，潰壩模擬不僅是水利工程實務當中相當重要之一環，且對數值算則之技術要求較高，因此提出潰壩驗證算例。此外，彎道流場模擬為本計畫所重視者，因此亦提出相關之試驗案例來檢驗本研究採用之二次流模組之功能。最後提出一些動床試驗案例及考慮二次流效應，來檢驗本研究之輸砂動床模式。

4.1 Toce Valley 潰壩模擬

此算例之物理模型為模擬位於義大利北邊的阿爾卑斯山脈之 Toce River 中一段長 5 km 之河谷，詳細之模型描述可參見於 Milano 舉行之第三次 CADAM 會議論文集。圖 3 所示為該河谷地形及流場偵測點，物理模型縮尺為 1:100。該模型試驗共有兩組潰壩流況，一為潰壩洪水波會溢氾到位於計算域中央之蓄水庫 (hydrograph HY2)，二為潰壩洪水波不會溢氾到蓄水庫 (hydrograph HY1)，試驗時河谷起始為無水之乾床狀態。以下選擇會溢氾到蓄水庫之案例來模擬。在上游邊界為超臨界流，計算時直接給定在 S2 量測點上之流量及水位歷線，下游邊界為零法向梯度邊界。計算採用之網格與地

形如圖 4 所示，乃直接採用該網站提供之數化地形檔，一共使用 6 個結構性網格區塊（再合併成單一之非結構性網格），計算域中之房屋與兩座橋樑並未模擬，河床摩阻係數之曼寧 n 值統一採用模型試驗之建議值 $0.0162 \text{ sm}^{-1/3}$ ，圖 5 為在量測點 (P2, P8, P9, P12, P13, P18, P19, P21, P25 及 S6S) 之數值模擬與物理試驗水位線之比較，儘管河谷地形與流況複雜，且房屋與橋樑效應並未考量，以及採用統一固定之曼寧 n 值等因素，可能導致局部流況未能充分解析，但整體而言，數值結果在大部分量測點之表現皆令人滿意。

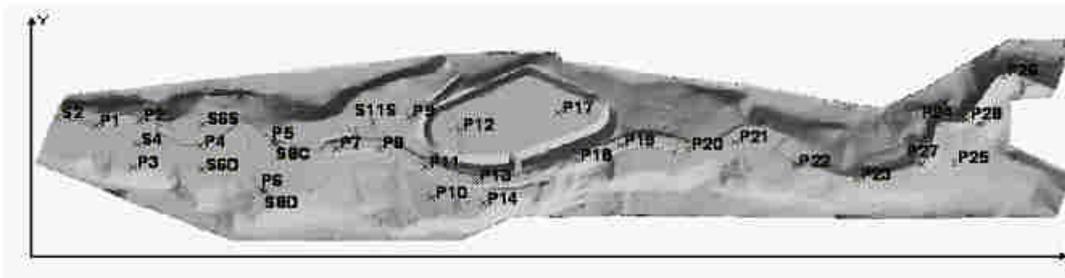


圖 3 Toce valley 河床地形與量測點位置

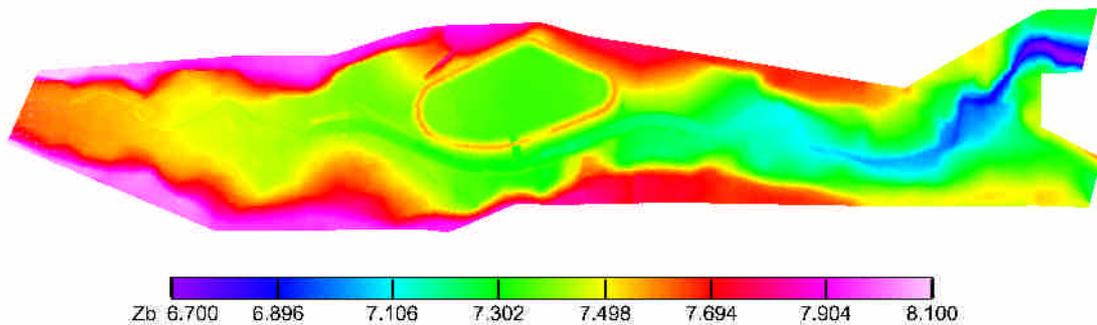


圖 4 Toce valley 潰壩模擬之計算網格

4.2 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗

本節將以臺灣大學所做之物理模型試驗資料（顏氏等人, 1988^[55]；Yen et al., 1992^[42]）來驗證本文模式對於非均勻河床質渠道沖淤交替過程之模擬。本文將以 A 組試驗為標的進行數值模擬。

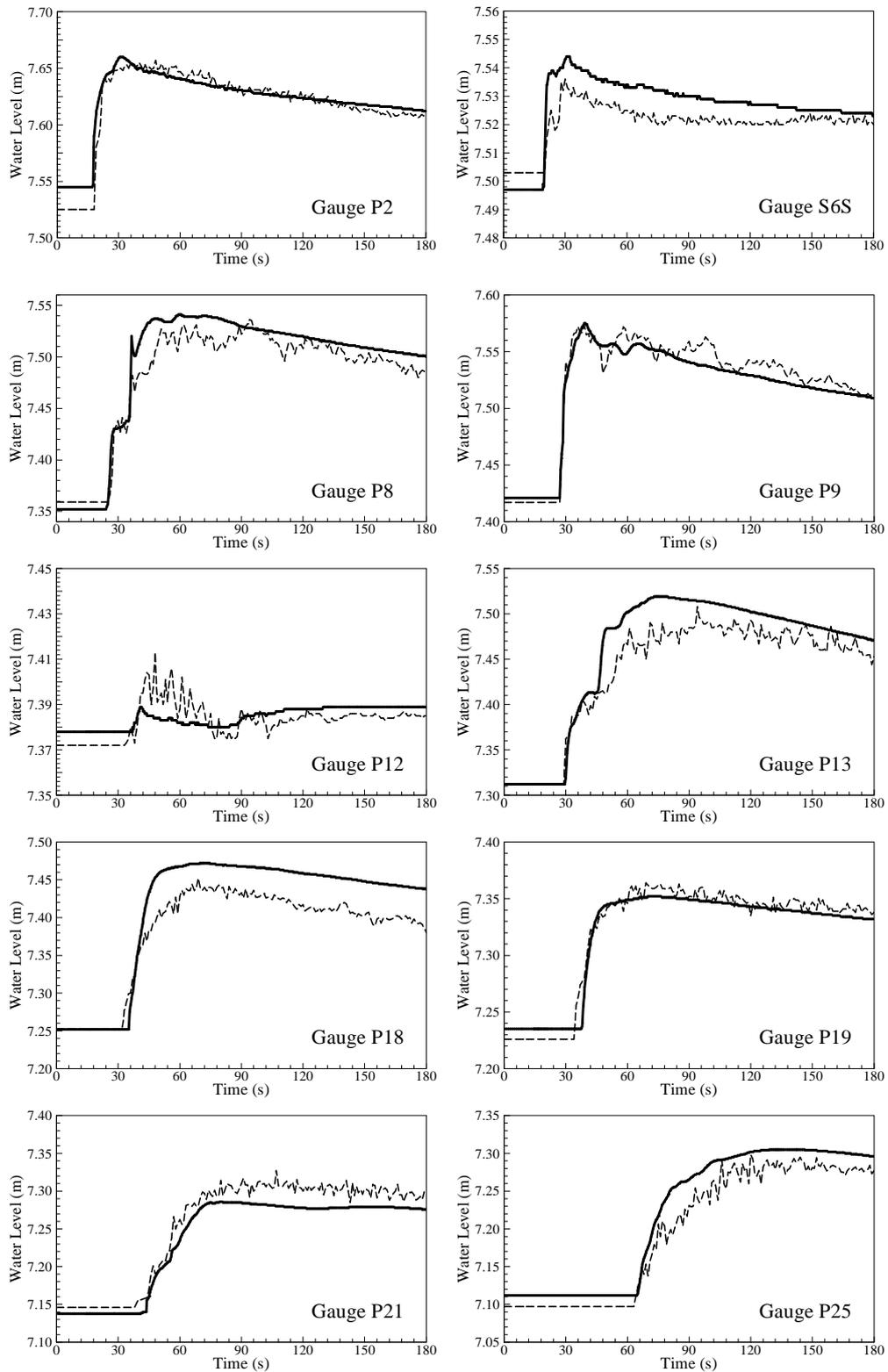


圖 5 Toce valley 潰壩模擬在量測點之水位比較圖

圖 6 為模擬結果於四個不同階段(依序為平衡、超載、減載及清水沖刷)末期之底床與水位縱向剖面與試驗量測值之比較,儘管採用簡化之輸入資料(n 值、孔隙率與下游水位)計算,由圖中仍可看出模擬結果與試驗資料符合度良好。本文模式確實可反應非均勻沉澱之底床沖淤交替變化歷程。

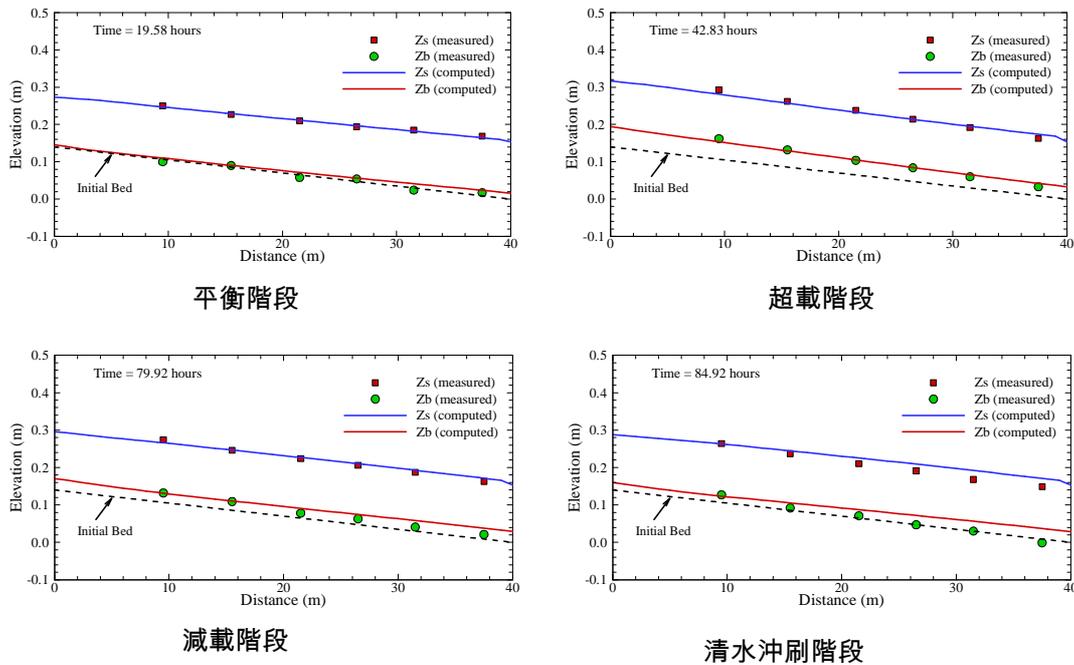


圖 6 顏氏等人(1988)之渠道沖淤交替試驗：平衡、超載、減載及清水沖刷四個階段末期之底床與水位縱向剖面計算結果與試驗量測值之比較

五、定床水理模式應用案例

本章以本計畫考慮彎道二次流效應開發之定床水理模式模擬國道 1 號大甲溪橋及國道 3 號大甲溪橋於辛樂克颱風下之水理為應用案例。本模式建立所需資料,包括地形資料、橋墩資料、水位及流量等邊界條件。本計畫模式建置蒐集水利署大甲溪民國 97 年之實測斷面資料,建構成模擬河段中之數值地形。河床糙率將影響水理計算結果,包括水位、流速等。依據民國 82 年前臺灣省水利局之「大甲溪治理規劃報告」^[57]及 94 年 12 月經濟部水利署水利規劃試驗所之「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討」^[62]報告,大甲溪河口至天輪壩河段之河床糙率採用 0.04。少部份區域採用 0.035 或 0.045。大致而言,曼寧 n 值分佈在 0.03~0.045 之間。本次模式河床糙度主要採用

0.04。本計畫引用另一子計畫『河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究』模擬石岡壩於辛樂克颱風放流量下，各大甲溪斷面之流量歷線及水位歷線。由於大甲溪於東勢大橋以下河段無水位觀測紀錄，僅於計算域上游有石岡壩之放流量紀錄，故於本計畫模擬河段中實無實際之監測資料可進行二維水理模式之驗證。

圖 7 為 9 月 14 日 19 時最大流量通過國道 1 號大甲溪橋橋墩附近之水位及流場分佈情況。可知當最大流量通過國道 1 號大甲溪橋橋墩附近時，於國道 1 號大甲溪橋固床工上游之水位為 EL.174~175 公尺之間，而流速因河槽深淺而有變化，最大流速約為 4.0 公尺/秒，右岸流速高於左岸。於固床工下游流速有高達 8.0 公尺/秒之情況發生且河床已明顯下降，未來宜加強注意固床工下游河床掏刷之現象。

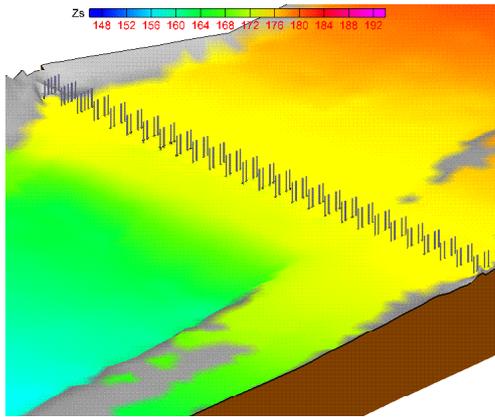
圖 8 為 9 月 14 日 19 時最大流量通過國道 3 號大甲溪橋橋墩附近之水位及流場分佈情況。可知，當最大流量通過國道 3 號大甲溪橋橋墩附近時，於右岸高灘地上有一股水流，該處橋墩上游水位約為 EL.75.7 公尺、流速最大為 1.7 公尺/秒；於主河道之橋墩上游水位約為 EL.72.1~73.8 公尺、流速最大為 4.0 公尺/秒。

六、橋墩沖刷深度推估

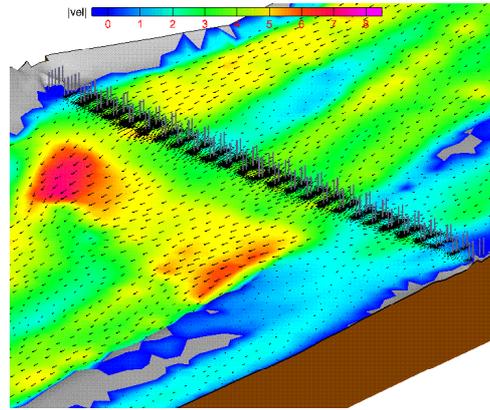
本計畫旨在建立橋墩沖刷計算模式，因此需探討河道因橋墩設置對於橋墩周圍水流及泥砂沖淤產生之變化，瞭解橋墩沖刷之基本機制，方能建立有效估算橋墩局部沖刷深度與範圍之模式。評估沖刷深度之目的在於瞭解洪流量下所造成的沖刷對結構物帶來的影響。以下將就三種沖刷形態作進一步說明。

6.1 一般沖刷

不論有無橋墩(或水中結構物)的設置，在單一個(或緊接的連續數個)洪水沖刷、或具有相當長之時間尺度(通常歷經數年以上)之水流沖刷下，水流對河床沖刷所造成之較長河段高程下降的情形，此種現象稱為一般沖刷(general scour)。一般沖刷為河道自身在無結構物存在情形下演變結果。河道演變常可區分為長期及短期來加以探討，而造成變化之起因則有外在(extrinsic)及內在(intrinsic)因素之分。就工程實務而言，流量變化為主要風險因子，一般沖刷即以探討大洪水事件之影響為最重要對象。此部分可以慣用一維之水理輸砂模式或是前述之二維水理輸砂模式來模擬。

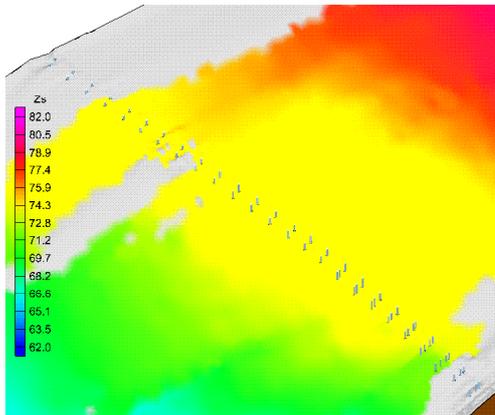


水位分佈圖

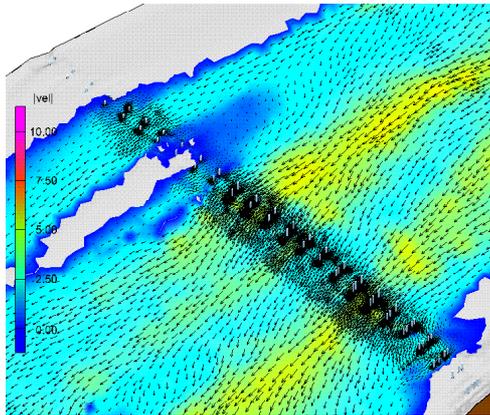


流速及流場分佈圖

圖 7 國道 1 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時分析結果



水位分佈圖



流速及流場分佈圖

圖 8 國道 3 號大甲溪橋橋墩附近 9 月 14 日 19 時分析結果

6.2 束縮沖刷

若因橋梁所興建之橋墩或基礎裸露增加阻水面積；或由於公路之引道路堤與橋台設施延伸進入河道，佔據部份之通水寬度，或河道窄縮使得河道通水寬度縮減，均會阻擋正常時之水流流況，將迫使橋孔(或束縮段河道)間的單寬流量與流速加大，造成橋墩基礎(或束縮段河道)間產生束縮沖刷(contraction scour)效應，乃導致河床之沖刷下降。束縮沖刷除可以前述之二維水理輸砂模式來模擬外，束縮沖刷深度亦可透過半經驗公式加以估算，惟此類公式通常假設束縮段長度足夠長，使得水流能夠發展成為一穩定流，即文獻上慣稱之長矩形束縮沖刷(long rectangular contraction)，較常用者為

Laursen (1960,1963)^[60,61]公式，說明如後。

Laursen (1960)提出適用於濁水沖刷之公式如下：

$$y_s = y_2 - y_0 = y_1 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{k_2} - y_0 \dots\dots\dots (16)$$

此處， y_s ：平均束縮沖刷深度(m)； y_1 ：臨近上游段主河槽之平均水深(m)； y_2 ：束縮河段在沖刷後之平均水深(m)； y_0 ：束縮河段在沖刷前之平均水深(m)； Q_1 ：臨近上游段之流量(cms)； Q_2 ：束縮河段之流量(cms)； W_1 ：臨近上游段主河槽之底部河寬(m)； W_2 ：束縮河段主河槽不計墩柱寬度之底部河寬(m)； n_1 ：臨近上游段主河槽之曼寧係數； n_2 ：束縮河段主河槽之曼寧係數； k_1 、 k_2 ：河床質輸送特性指數。

HEC-18 (Richardson and Davis, 2001[49])建議採用如下公式：

$$y_s = y_2 - y_0 = y_1 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} - y_0 \dots\dots\dots (17)$$

濁水沖刷深度可能受限於河床質中較大顆粒之護甲效應，在此情況下，束縮沖刷深度應取濁水沖刷公式及以下介紹之清水沖刷公式計算所得之較小值。

對於清水沖刷，Laursen (1963)提出之計算公式如下：(SI 單位)

$$y_s = y_2 - y_0 = y_1 \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{6/7} \left(\frac{V_1^2}{36 y_1^{1/3} d_{50}^{2/3}} \right)^{3/7} - y_0 \dots\dots\dots (18)$$

其中 V_1 為臨近上游河段之流速(m/s)， d_{50} 為沉滓中值粒徑(m)，其餘變數定義同濁水沖刷公式。HEC-18 建議之公式則為：(SI 單位)

$$y_s = y_2 - y_0 = \left(\frac{K_u Q_2}{d_m^{1/3} W_2} \right)^{6/7} - y_0 \dots\dots\dots (19)$$

其中 d_m ($=1.25d_{50}$) 為束縮河段河床質中不運移之最小粒徑(m)， $K_u = 0.025$ (公制) 或 $K_u = 0.0077$ (英制)，其餘變數定義同前。

HEC-18 判定清水沖刷或濁水沖刷之條件為：當 $V_1 < V_c$ 時為清水沖刷，反之則為濁水沖刷。而其中臨界流速 V_c 定義為：

$$V_c = 6.19y_1^{1/6}d_{50}^{1/3} \text{ (SI units)} \quad \text{or} \quad V_c = 11.17y_1^{1/6}d_{50}^{1/3} \text{ (English units)} \quad \dots (20)$$

6.3 局部沖刷

橋墩周圍的局部沖刷是一種極為複雜現象，起因於結構物阻擾流況，流速往往大於未設立橋墩前數倍至十數倍，並將單方向水流轉變為三維亂流，包括向下水流、馬蹄形渦流等，如圖 29 所示，而亂流流況再與輸砂機制相結合使得問題更為複雜。一般而言，橋墩周圍的局部沖刷深度與水流強度、河床質性質、墩柱形狀與排列方式有關。

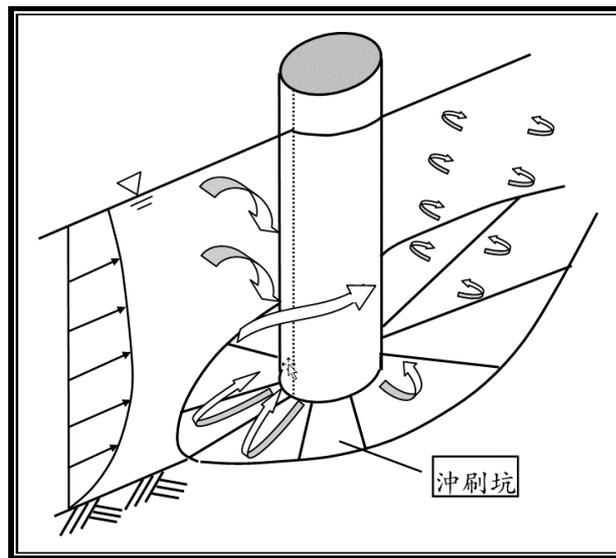


圖 29 橋墩周圍局部沖刷與流況示意圖

參考 97 年 12 月 31 日於交通部公路總局所召開之「研商『橋墩（基）局部沖刷公式及耐洪能力詳細評估方法』計算準則，以便採用相同準則訂定封橋水位」會議之會議結論第 1 點及「河川橋樑之橋墩（台）沖刷保護工法之研究」報告建議，適合臺灣地區之公式約有 9 個，本計畫依該報告以實際案例驗證之公式內，挑選前 7 種誤差最小、較常用之公式，包含 Laursen (1958,1962)^[4,6]、Neill (1964)^[7]、Shen et al. (1966)^[8]、Shen et al. (1969)^[10]、Jain and Fischer (1980)^[22]、Jain (1981)^[23]與 HEC-18 (Richardson and Davis, 2001)^[49]等，惟該等公式多以單一尺寸橫斷面之墩柱為分析對象，而臺灣眾多橋墩亦有為墩柱+樁帽+群樁之型態，此可以 HEC-18 所建議之複合式橋墩基礎公式進行估算。茲整理上述之局部沖刷深度估算公式如後。

(1) Laursen (1958, 1962)^[4,6]

實驗模擬條件：濁水、清水沖刷；非黏聚性土壤。

$$\frac{D_p}{y_1} = \begin{cases} 5.5 \frac{y_s}{y_1} \left[\left(\frac{y_s}{11.5 y_1} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] & \text{濁水沖刷} \\ 5.5 \frac{y_s}{y_1} \left[\left(\frac{y_s}{11.5 y_1} + 1 \right)^{7/6} \left(\frac{\tau_1}{\tau_c} \right)^{-0.5} - 1 \right] & \text{清水沖刷} \dots\dots\dots (21) \end{cases}$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)； y_1 ：墩前水深(m)； D_p ：墩柱迎水寬度(m)； τ_1 ：臨近上游段之底床剪應力 (N/m^2)； τ_c ：臨界底床剪應力 (N/m^2)。

如果水流順著墩柱方向，由(21)式求得之沖刷深度需再乘以一橋墩鼻端形狀修正因子 K_s 。如果水流不順著墩柱方向，由(21)式求得之沖刷深度需再乘以一水流攻角修正因子 K_a 。

(2) Neill (1964)^[7]公式—適用於濁水沖刷

實驗模擬條件：濁水沖刷；非黏聚性土壤。

$$\frac{y_s}{D_p} = 1.5 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.3} \dots\dots\dots (22)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)； y_1 ：墩前水深(m)； D_p ：墩柱迎水寬度(m)。

(3) Shen et al. (1966)^[8]

實驗模擬條件：清水沖刷；非黏聚性土壤。

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.5 F_r^{\frac{2}{3}} \left(\frac{D_p}{y_1} \right)^{\frac{3}{5}} \dots\dots\dots (23)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)； y_1 ：墩前水深(m)； D_p ：墩柱迎水寬度(m)； Fr ：墩前水流福祿數 ($= V_1 / \sqrt{g y_1}$)； V_1 ：墩前水深平均流速 (m/s)； g ：重力加速度 ($= 9.81 \text{m/s}^2$)。

(4) Shen et al. (1969)^[10]

實驗模擬條件：清水沖刷；非黏聚性土壤。

$$y_s = 0.000223 \times \left(\frac{V_1 \times D_p}{\nu} \right)^{0.619} \dots\dots\dots (24)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)； V_1 ：墩前水深平均流速(m/s)； D_p ：墩柱迎水寬度(m)； ν ：水流之運動黏滯係數(= 10^{-6} m²/s)。

(5) Jain and Fischer (1980)^[22]

實驗模擬條件：清水、濁水沖刷；非黏聚性土壤；圓形橋墩。

$$\frac{y_s}{D_p} = \begin{cases} 2.0 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.5} (Fr_1 - Fr_c)^{0.25} = y_{s1}^* & \text{live-bed scour: } (Fr_1 - Fr_c) > 0.2 \\ 1.84 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.3} (Fr_c)^{0.25} = y_{s2}^* & \text{clear-water scour: } Fr_1 < Fr_c \\ \max(y_{s1}^*, y_{s2}^*) & 0 \leq (Fr_1 - Fr_c) \leq 0.2 \end{cases} \dots\dots (25)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)； y_1 ：墩前水深(m)； V_1 ：墩前水深平均流速(m/s)； D_p ：墩柱迎水寬度(m)； Fr_1 ：墩前水流福祿數= $V_1/\sqrt{g y_1}$ ； Fr_c ：泥沙起動臨界流速所對應之水流福祿數= $V_{cr}/\sqrt{g y_1}$ 。

(6) Jain (1981)^[23]

實驗模擬條件：清水沖刷；非黏聚性土壤。

$$\frac{y_s}{D_p} = 1.84 \left(\frac{y_1}{D_p} \right)^{0.3} Fr_c^{0.25} \dots\dots\dots (26)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)； y_1 ：墩前水深(m)； D_p ：墩柱迎水寬度(m)； Fr_c ：泥沙起動臨界流速所對應之水流福祿數= $V_{cr}/\sqrt{g y_1}$ ； V_{cr} ：泥沙起動臨界流速(m/s)。

(7) 修正 CSU (Colorado State University) 公式 (HEC-18)

實驗模擬條件：護甲效應；非黏聚性土壤。

$$\frac{y_s}{y_1} = 2 K_s K_\theta K_3 K_4 \left(\frac{D_p}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \dots\dots\dots (27)$$

其中， y_s ：局部沖刷深度(m)； y_1 ：墩前水深(m)； D_p ：墩柱迎水寬度(m)； Fr_1 ：墩前水流福祿數(= $V_1/\sqrt{gy_1}$)； V_1 ：墩前水深平均流速(m/s)； K_s ：橋墩鼻端形狀修正因子

$$= \begin{cases} 1.1 & \text{方鼻端(square nose)} \\ 1.0 & \text{圓鼻端(round nose)} \\ 1.0 & \text{圓柱形(circular cylinder)} \\ 1.0 & \text{圓柱群(group of cylinders)} \\ 0.9 & \text{尖鼻端(sharp nose)} \end{cases}$$

K_θ ：水流攻角修正因子

$$= \begin{cases} (\cos\theta + \min(12, L/D_p) \sin\theta)^{0.65} & \text{非圓柱形橋墩} \\ 1.0 & \text{圓柱形橋墩} \end{cases}$$

θ ：水流方向與橋墩之夾角，若 $\theta > 5^\circ$ ，取 $K_s = 1$ ； L ：

橋墩長(m)。

K_3 ：底床形態修正因子

$$= \begin{cases} 1.1 & \text{清水沖刷} \\ 1.1 & \text{當 } 0.6 \leq H_d < 3 \\ 1.1 \square 1.2 & \text{當 } 3.0 \leq H_d < 9 \\ 1.3 & \text{當 } H_d \geq 9 \end{cases}$$

H_d ：砂丘之高度(m)。

K_4 ：河床粒徑護甲效應修正因子（須強制 $K_4 \geq 0.4$ ）

$$= \begin{cases} 1 & \text{if } d_{50} < 2\text{mm or } d_{95} < 20\text{mm;} \\ 0.4 \left(\frac{V_1 - V_{icd_{50}}}{V_{cd_{50}} - V_{icd_{95}}} \right)^{0.15} & \text{otherwise.} \end{cases}$$

$$V_{icd_x} = 0.645 \left(d_x / D_p \right)^{0.053} V_{cd_x} \quad (\text{m/s}); V_{cd_x} = 6.19 y_1^{1/6} d_x^{1/3} \quad (\text{m/s});$$

d_x ：底床質累積過篩 $x\%$ 的粒徑大小(m)。

此外，對圓鼻端橋墩而言，HEC-18 公式強制須滿足

$$\begin{cases} y_s \leq 2.4D_p & \text{for } Fr_1 \leq 0.8 \\ y_s \leq 3.0D_p & \text{for } Fr_1 > 0.8 \end{cases} \dots\dots\dots (28)$$

七、結語

本研究建置之定床水理數值模式已整合彎道二次流、內部邊界處理，並完成以數個具實驗資料之定床水理算例來驗證所建置之二維變量流水理模式之精確度，結果顯示本研究所提出之數值模式可適用於恆定性緩變量至非恆定性急變量之各種流況，特別是對含水躍或移動震波等不連續水流問題有極佳之解析能力。此外，本模式可模擬乾濕交替之河床，配合非結構性網格處理不規則河道、阻水構造物與地形之優勢，可有效模擬實際水利工程遭遇之各種流況。而輸砂及動床水理部分，亦已完成其模式架構，並與相關實驗資料驗證其功能性，驗證結果顯示本動床模式可合理模擬一般河道之沖淤變化，並配合建立跨河橋梁安全預警系統建立。未來將完成以下工作項目：

1. 持續彎道與內部邊界之動床分析，相關理論及文獻彙整。
2. 完成二維非均勻質動床式與彎道、內部邊界處理模式之整合發展與測試。
3. 擇定重要現場實際案例，完成動床模式之應用模擬分析。
4. 配合其他子計畫模擬比對分析現地量測資料。

參考文獻

1. Schoklitsch, A. (1934), "Der Geschiebetrieb und die Geschiebefracht", *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, 29(4), 37-43.
2. Meyer-Peter, E., and Müller, R. (1948), "Formulas for bed load transport", IAHR, 2nd Meeting, Stockholm.
3. Einstein, H. A. (1950), "The bed load function for sediment transportation in open channels", Technical Bulletin No. 1026, U.S. Department of

- Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, D.C.
4. Laursen, E. M. (1958), "The total sediment load of streams", *J. Hydr. Div.*, ASCE, 84(HY1), 1-36.
 5. Rozovskii, I. L. (1961), "Flow of water in bends of open channels", *Acad. Sci. Ukrainian S.S.R.*, 1-233 [Translated from Russian, Israel Program for Science Translation].
 6. Laursen, E. M. (1962), "Scour at bridge crossings", *Transactions*, ASCE, 127(1), 116-119.
 7. Neill, C .R. (1964), "River bed scour - a review for engineers", Canadian Good Roads Association, Technical Publication No.23.
 8. Shen, H.W., Schneider, V.R., and Karaki, S.S. (1966), "Mechanism of local scour", Engineering Research Center, Colorado State Univ. Fort Collins, Colorado.
 9. Engelund, F., and Hansen, E. (1967), A monograph on sediment transport in alluvial streams, Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark.
 10. Shen, H.W., Schneider, V.R., Karaki, S.S. (1969), "Local scour around bridge piers", *J. Hydr. Div.*, ASCE, 95, 1919-1940.
 11. Toffaleti, F. B. (1969), "Definitive computations of sand discharge in river", *J. Hydr. Div.*, ASCE, 95(HY1), 225-246.
 12. Ackers, P., and White, W. R. (1973), "Sediment transport: a new approach and analysis", *J. Hydr. Div.*, ASCE, 99(HY11), 2041-2060.
 13. Bagnold, R. A. (1973), "The nature of saltation and of bed-load transport in water", *Proc. Royal Soc., London, England*, A 332, 473-504.
 14. Yang, C. T. (1973), "Incipient motion and sediment transport", *J. Hydr. Div.*, ASCE, 99(HY10), 1679-1704.
 15. Kikkawa, H., Ikeda, S., and Kitagawa, A., (1976), "Flow and bed topography in curved open channels", *J. Hydr. Div.*, ASCE, 102, 1327-1342.
 16. De Vriend, H. J. (1977), "A mathematical model of steady flow in curved shallow channels", *J. Hydr. Res.*, IAHR, 15(1), 37-54.
 17. Melville, B.W., and Raudkivi, A.J. (1977), "Flow characteristics in local scour at bridge piers", *J. Hydr. Res.*, IAHR, 15(4), 373-380.
 18. Breusers, H. N. C., Nicollet, G., and Shen, H. W. (1977), "Local scour

- around cylindrical piers”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **15**(3), 211-252.
19. Raudkivi, A.J. and Ettema, R. (1977), “Effect of sediment gradation on clear water scour”, *J. Hydr. Div.*, ASCE, 103(10), 1209-1213.
 20. Allen, J. R. L. (1978), “Computational methods for dune time-lag: calculations using stein's rule for dune height”, *Sedimentary Geology*, 20, 165-216.
 21. Baker, C.J. (1980), “Theoretical approach to prediction of local scour around bridge piers”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, **18**(1), 1-12.
 22. Jain, S.C., Fischer, E.E. (1980), “Scour around bridge piers at high flow velocities”, *J. Hydr. Div.*, ASCE, **106** (HY11), 1827-1842.
 23. Jain, S.C. (1981), “Maximum clear-water scour around cylindrical piers”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 107(5), 611-625.
 24. Borah, D. K., Alonso, C. V., and Prasad, S. H. (1982), “Routing graded sediments in streams: formulations”, *J. Hydr. Div.*, ASCE, **108**(HY12), 1486-1505.
 25. Bell, R. G., and Sutherland, A. J. (1983), “Non equilibrium bedload transport by steady flow”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 109(3), 351-367.
 26. Raudkivi, A.J. and Ettema, R. (1983), “Clear-water scour at cylindrical piers”, *J. Hydr. Div.*, ASCE, 109(3), 338-350.
 27. Smart, G. M. (1984), “Sediment transport formula for steep channels”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 110(3), 267-276.
 28. Yang, C. T. (1984), “Unit stream power equation for gravel”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 110(12), 1783-1797.
 29. van Rijn, L. C. (1984), “Sediment transport, part I: bed load transport”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 110(10), 1431-1453.
 30. van Rijn, L. C. (1984), “Sediment transport, part II: suspended load transport”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 110(11), 1613-1641.
 31. van Rijn, L. C. (1984), “Sediment transport, part III: bed form and alluvial roughness”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 110(12), 1733-1754.
 32. Odgaard, A. J. (1986), “Meander flow model. I: Development”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 112(12), 1117-1136.
 33. Samaga, B. R., Ranga Raju, K. G., and Garde, R. J. (1986a), “Bed load transport of sediment mixture”, *J. Hydr. Engrg.*, ASCE, 112(11),

1003-1018.

34. Chiew, Y.M., and Melville, B.W. (1987), “Local scour around bridge piers”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, 25(1), 15-26.
35. van Rijn, L. C. (1987), “Mathematical modeling of morphological processes in the case of suspended sediment transport”, *Delft Hydr. Communication* No. 382.
36. Armanini, A., and Di Silvio, G. (1988), “A one-dimensional model for transport of a sediment mixture in non-equilibrium conditions”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, 26(3), 275-292.
37. Melville, B.W., and Sutherland, A.J. (1988), “Design method for local scour at bridge piers”, *J. Hydr. Engng.*, ASCE, 114(10), 1210-1226.
38. Odgaard, A. J. (1989), “River-meander model. I: Development”, *J. Hydr. Engng.*, ASCE, 115(11), 1433-1450.
39. Parker, G. (1990), “The ‘ACRONYM’ series of pascal programs for computing bed load transport in gravel rivers”, External Memorandum No. M-220, St. Anthony Falls Hydraulic Lab., Univ. of Minnesota.
40. Parker, G. (1990), “Surface-based bedload transport relation for gravel rivers”, *J. Hydr. Res.*, IAHR, 28(4), 417-436.
41. Spasojevic, M., and Holly, F.M. (1990), “2-D bed evolution in natural watercourses – new simulation approach”, *J. Wtrwy., Port, Coast., and Oc. Engrg.*, ASCE, 116(4), 425-443.
42. Yen, C. L., Chang, S. Y., and Lee, H. Y. (1992), “Aggradation- degradation process in alluvial channels”, *J. Hydr. Engng.*, ASCE, 118(12), 1651-1669.
43. Frazão, S. Soares, Sillen, X., and Zech, Y. (1998), “Dam-break flow through sharp bends: physical model and 2D Boltzmann model validation”, CADAM Proceeding, Wallingford Meeting, Paper 14.
44. Karim, F. (1998), “Bed material discharge prediction for nonuniform bed sediments”, *J. Hydr. Engng.*, ASCE, 124(6), 597-604.
45. Lien, H.C., Hsieh, T.Y., Yang, J.C., and Yeh, K.C. (1999), “Bend-flow simulation using 2D depth-averaged model”, *J. Hydr. Engng.*, ASCE 125(10), 1097–1108.
46. Melville, B. W., and Coleman, S. E. (2000), *Bridge Scour*. Water Resources Publications, Colorado, USA.

47. Wu, W., Wang, Sam S. Y., and Jia, Y. (2000), "Nonuniform sediment transport in alluvial rivers", *J. Hydr. Res., IAHR*, 38(6), 427-434.
48. Hamrick, J. M., and Hayter, E. J. (2001), "EFDC1D –a one- dimensional hydrodynamic and sediment transport model for river and stream networks: model theory and user guide", *Technical Report EPA/600/R-01/073*, EPA National Exposure Research Laboratory, Athens, Georgia.
49. Richardson, E.V., and Davis, S.R. (2001), "Evaluating scour at bridges", *Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18)*, 4rd ED., Rep. No. FHWA NHI 01-001, Federal Highway Administration, Washington, DC.
50. Wu, W. (2001), "CCHE2D sediment transport model (Version 2.1) ", *Tech. Rep. No. NCCHE-TR-2001-3*, National Center for Computational Hydroscience and Engineering, Univ. of Mississippi, Ole Miss, Oxford, Miss.
51. Wilcock, P. R., and Crowe, J. C. (2003), "A surface-based transport model for sand and gravel", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 129(2), 120-128.
52. Minh Duc, B., Wenka, T., and Rodi, W. (2004), "Numerical modeling of bed deformation in laboratory channels", *J. Hydr. Engng., ASCE*, **130**(9), 894-904.
53. Wu, W., and Wang, Sam. S. Y. (2006), "Formulas for sediment porosity and settling velocity", *J. Hydr. Engrg., ASCE*, 132(8), 858-862.
54. Ahmadi, M. M., Ayyoubzadeh, S. A., Montazeri Namin, M. and Samani, J. M. V. (2009), "A 2D numerical depth-averaged model for unsteady flow in open channel bends", *J. Agr. Sci. Tech.*, 11, p457-468.
55. 顏清連、李鴻源、張守陽 (1988)，「沖積河流之沖淤力學與數值模擬~以濁水溪為應用對象(II)」，行政院國家科學委員會防災科技研究報告 78-64 號
56. 黃宏斌、何智武(1992)，「臺灣東北部上游集水區泥砂來源與河道沖淤之研究(三)」，行政院農委會研究報告。
57. 臺灣省水利局(82 年)，「大甲溪治理規劃報告」。
58. 許至璉 (2002)，「二維有限解析法明渠水理與輸砂模式之研發與應用」，國立交通大學土木工程研究所博士論文。

59. 趙明登、李義天 (2002)，「二維泥沙數學模型及工程應用問題探討」，泥沙研究，第 1 期。
60. 交通部公路總局(2005)，河川橋梁之橋墩（台）沖刷保護工法之研究，第二冊。
61. 交通部公路總局(2005)，河川橋梁之橋墩（台）沖刷保護工法之研究，第三冊。
62. 經濟部水利署水利規劃試驗所(94 年)，「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討」。
63. 蔡德正(2009)，「橋墩動床沖刷之現地實驗與探討」，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
64. 經濟部水利署水利規劃試驗所(99 年 3 月)，「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)」。

以極限分析模式評估跨河橋梁安全研究

林三賢¹ 廖振程² 張嘉峰³ 林焯圭⁴ 許師瑜⁵

摘要

臺灣最常使用的跨河橋梁基礎型式，分別為沉箱基礎與樁基礎。本研究的目的主要是為了提出在暴雨或颱風期間時，評估橋梁安全的方法。本評估方法將以沖刷深度、河川水流流速與水位高度為影響因素，訂出一破壞包絡線作為指標，藉以評估橋梁安全。同時進行案例試算分析，分別對沉箱基礎與樁基礎各取一案例，以破壞包絡線評估橋梁安全。

關鍵字：跨河橋梁，沉箱基礎，樁基礎，破壞包絡線

A Study on the Safety Evaluation of Cross-river Bridges by Ultimate Analysis Method

San-Shyan Lin, Jen-Cheng Liao, Chia-Feng Chang, Jaw-Guei Lin, Shih-Yu Hsu

ABSTRACT

Caisson foundation and pile foundation are the most common types of foundation used for cross river bridges in Taiwan. For the purpose to study on how to make a decision on closing the bridge during severe storm or typhoon, a failure envelope considered scouring depth, river flow velocity and water level effect is used in the paper. Two case studies, including one caisson and one pile cases, are also presented to check the applicability of the used method.

Keyword : cross river bridge, caisson foundation, pile foundation, failure envelope

¹ 國立臺灣海洋大學河海工程學系 教授兼副校長

² 財團法人臺灣營建研究院 助理研究員

³ 財團法人臺灣營建研究院 副研究員兼組長

⁴ 國立臺灣海洋大學河海工程學系 副教授

⁵ 國立臺灣海洋大學河海工程學系 博士生

一、前言

依據交通部運輸研究所公路防救災資訊系統 2007~2009 橋梁阻斷資料分析，颱風作用期間導致橋梁封橋交通阻斷計 161 座，而豪雨作用導致橋梁封橋交通阻斷計 14 座，顯示颱風對橋梁造成之影響為豪雨之 11.5 倍，若以縣市區分則為高雄縣 73 座、南投縣 15 座、宜蘭及嘉義各 14 座、屏東縣 13 座、台中縣及台南縣各 11 座、台東縣 9 座、苗栗縣 5 座、彰化縣 4 座、台北縣、花蓮縣及雲林縣各 2 座，顯示颱風主要影響區域為中南部縣市橋梁。而由 1998~2009 年資料顯示，臺灣過河段橋梁於颱風作用下橋梁因基礎受洪水沖刷累計共 59 座橋沖毀，計 308 座橋橋基裸露。

臺灣跨河段橋梁基礎結構型式主要為沉箱基礎與樁基礎，沉箱基礎因橋墩沖刷所導致之破壞，可區分為橋墩基礎土層流失導致基礎承载力破壞、橋墩與裸露沉箱受洪水之側向水流力作用所導致之傾覆破壞及受洪水之側向水流力作用之滑移破壞。基樁裸露導致的基礎結構破壞模式，則可區分為基礎承载力破壞、基樁樁身挫曲、剪力與彎矩破壞。

經由彙整國外影響沖刷因子資料可歸類為地形/水理、洪水流動傳輸、河床沉積物與橋梁幾何形狀四大類共 57 細項(Melville 與 Coleman, 2000)，另國內目前對橋梁耐洪能力初步評估所考量的影響因素則計 15~17 項因子，影響橋梁沖刷因子與橋梁基礎結構安全之關係如圖 1 所示。

由圖 1 可知，跨河段橋梁於受颱風作用下，沖刷深度的變化、流速的變化及水位高度的變化為攸關橋梁基礎結構受力安全穩定變化最直接的因子，其中沖刷深度的變化為影響橋梁基礎承载能力的改變，水流流速則為影響作用於基礎結構上之水流作用力大小，而水位高度的變化則為影響水流作用力分佈的範圍。再則目前政府相關單位建置的橋梁即時沖刷監測系統中，沖刷深度、水流流速及水位高度為主要監測之項目，因此本安全評估模式之建立將考量沖刷深度、水流流速及水位高度變化的影響。

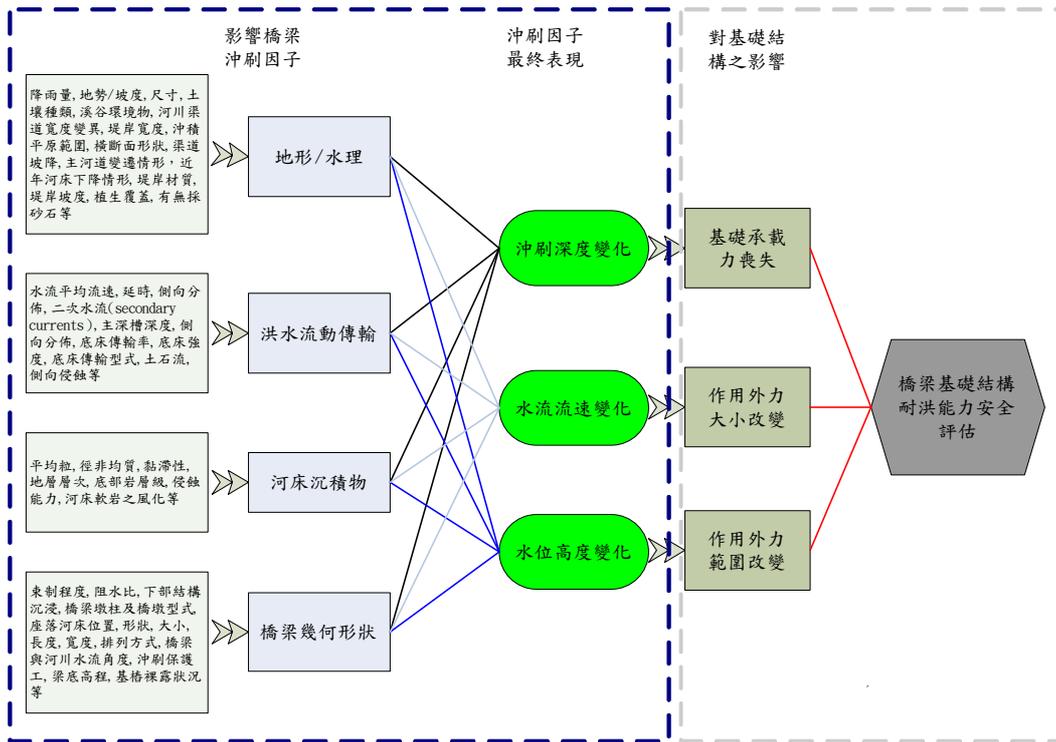


圖 1 影響橋梁沖刷因子與橋梁基礎結構安全之關係

二、沉箱基礎的穩定性分析

沉箱基礎結構受沖刷前後土壤流失之受力情況如圖 2 所示，而沉箱基礎因橋墩沖刷所導致之破壞可區分為橋墩基礎土層流失導致基礎承载力破壞、橋墩與裸露沉箱受洪水之側向水流力作用所導致之傾覆破壞及受洪水之側向水流力作用之滑移破壞。

依公路橋梁設計規範第 3.18 節有受到流水、漂流物等作用力的規定中，指出『所有橋墩及其他易受流水及漂流物等衝擊之結構，其設計須足以抵抗由此等作用力所引起之最大應力』。流水對於橋墩之作用壓力應假定流速係按二次拋物線分佈且水壓係按三角形分佈，依下式計算之：

$$P_{avg} = 52.5K(V_{avg})^2 \dots\dots\dots(2.1)$$

式中， P_{avg} 為平均流水壓力(kgf/m²)； V_{avg} 為平均水流速(m/sec)，以流量速率除以流水面積計算之； K 為水流作用力常數。平頭墩用 1.4，圓頭墩用 0.7，尖頭墩其角度為 30° 或小於 30° 者用 0.5。

最大流水壓力 P_{max} 為上式計得之平均流水壓力 P_{avg} 之二倍。流水壓力以自水位面頂部為 P_{max} 變化到流線處為零之三角形方式分佈。流水力可以流水壓(考量壓力分佈方式)與流經橋墩面積之乘積計得。若水位面頂部高程較梁底為高時，流水力對於上部結構之影響亦應考量，此時上部結構所受之流水壓力可取為 P_{max} 按均勻分佈之方式作用之。

2.1 沉箱傾覆分析模式建立

評估沉箱傾覆穩定為利用下式

$$FS_r = \frac{F_V \cdot \bar{x}}{P_l \cdot \bar{y}} \dots\dots\dots (2.2)$$

式中： FS_r ：傾覆安全係數； F_V ：作用於沉箱壁體之垂直合力(t/m)； P_l ：作用於沉箱壁體之水平合力(t/m)； \bar{x} ：垂直合力作用力臂(m)； \bar{y} ：垂直合力作用力臂(m)

其中沉箱受垂直與水平側向力作用關係如圖 2 所示，由沖刷因子影響分析可知，沖刷深度的變化為影響橋梁基礎承載能力的改變，水流流速則為影響作用於基礎結構上之水流作用力大小，而水位高度的變化則為影響水流作用力分佈的範圍，因此在考量此三因素作用下，沉箱基礎結構/水流/土壤互制關係可由圖 3 所示。於極限平衡分析作用下則可將式(2.2)修改為下式：

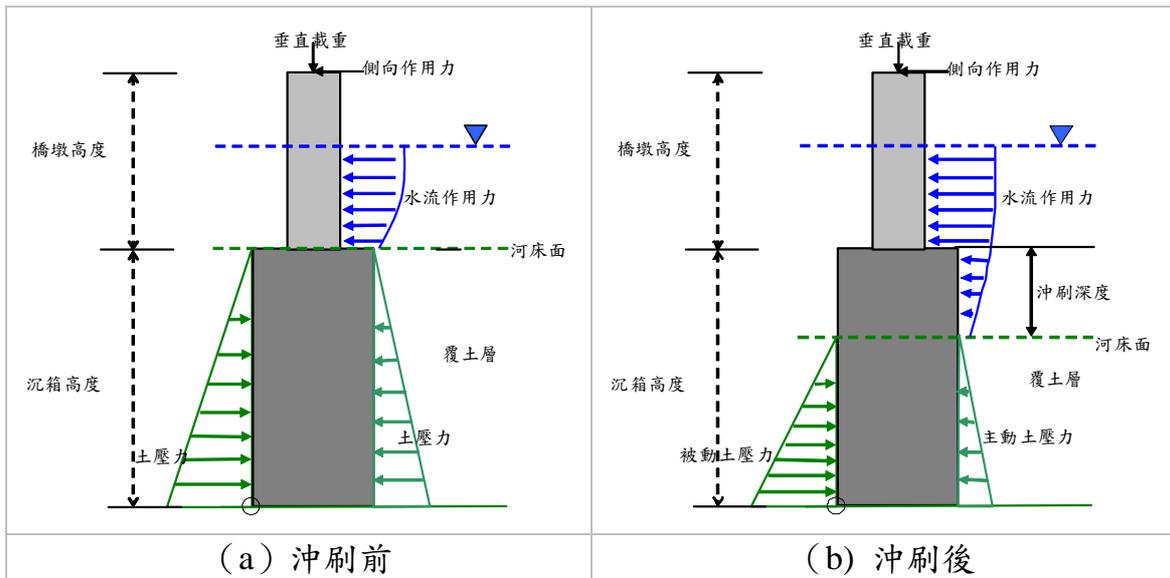


圖 2 沉箱基礎冲刷前後示意圖

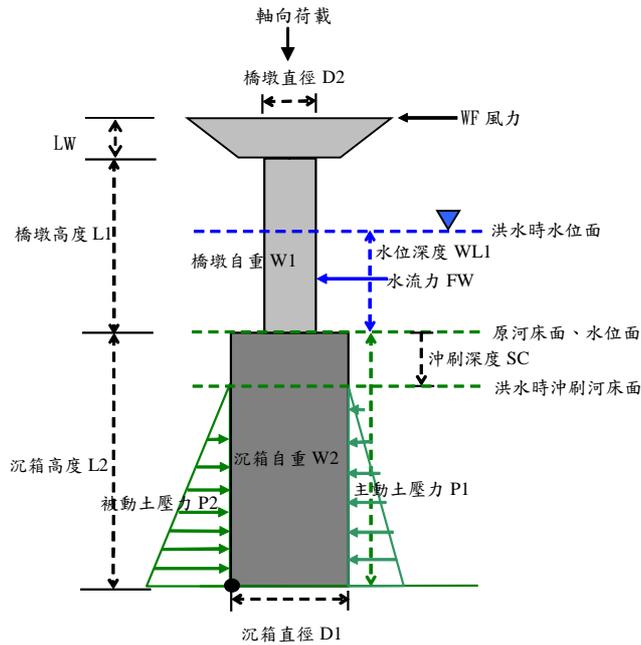


圖 3 沉箱基礎/土壤/水流互制示意圖

$$\begin{aligned}
 & W_1 \cdot \frac{D_1}{2} + W_2 \cdot \frac{D_1}{2} + F_v \cdot \frac{D_1}{2} + \frac{1}{2} P_p \cdot \gamma \cdot (L_2 - SC) \\
 & = \frac{1}{3} P_a \cdot (L_2 - SC) + F_w \cdot [(L_2 - SC) + \frac{2}{3} (W_L + SC)] \dots\dots\dots (2.3) \\
 & + WF \cdot LW \cdot (\frac{1}{2} LW + L_1 + L_2)
 \end{aligned}$$

式中： W_1 為橋墩自重； W_2 為沉箱自重； F_v 為垂直載重； F_w 為水流作用力； P_a 為主動土壓力； P_p 為被動土壓力； L_1 為橋墩高度； L_2 為沉箱高度； SC 為沖刷深度； W_L 為水位高度； γ 為土壤單位重； k_a 為主動土壓係數； k_p 為主動土壓係數； WF 為風力； LW 為上部結構高度。

2.2 沉箱承載分析模式建立

沉箱受側向水流作用力作用會導致沉箱承受偏心載重，使得沉箱底部與土層之有效接觸面積減少，因此針對沉箱承載分析須先求得沉箱底部有效接觸面積，再分析其承載安全，偏心量 e 可由求得沉箱底部傳入土壤之彎矩 M 與軸力 P 計算，其偏心量 e 。

$$e=M/P \dots\dots\dots(2.4)$$

圓形沉箱承受偏心載重時，其有效接觸面積 A_{eff} 可依下式計算，依此有效接觸面積乘以容許承载力 q_s 即可算出其極限承载力。

$$A_{eff} = r^2 (\alpha - \cos \alpha \sin \alpha) \dots\dots\dots(2.5)$$

式中， r ：沉箱半徑； α ：接觸面積之半圓周角 (rad)，其值與偏心率 e/r 有關。

承载安全係數 FS_b 為

$$FS_b = \frac{q_s \cdot A_{eff}}{W} \dots\dots\dots(2.6)$$

式中， W =軸向載重

三、樁基礎的承载分析模式建立

基樁裸露導致的基礎結構破壞模式可區分為基礎承载破壞、基樁樁身挫曲、剪力與彎矩破壞，基樁受冲刷前後受力變化如圖 4 所示。

參考交通部臺灣區國道高速公路局(2010)「國道 3 號濁水溪橋冲刷監測之研究」與交通部公路總局(2005)「河川橋梁之橋墩(台)冲刷保護工法之研究」，樁基礎耐洪承载能計分析方能計算分析方式，其中群樁基礎受力之機制如圖 5，基樁所受之軸向力除了垂直載重造成的力外，尚包含側向力（包括風力及水流力）引致的彎矩對於樁造成之軸力。在冲刷河床面各樁所受之軸壓力可由下式計算：

$$P_{total} = P_v + P_M \dots\dots\dots(3.1)$$

其中， P_v ：總垂直載重造成之各樁軸力； P_M ：側向力（包括風力及水流力）引致的彎矩對樁造成之軸力，計算到河床面； P_{total} ： P_v 與 P_M 之和，在邊樁會有最大值。

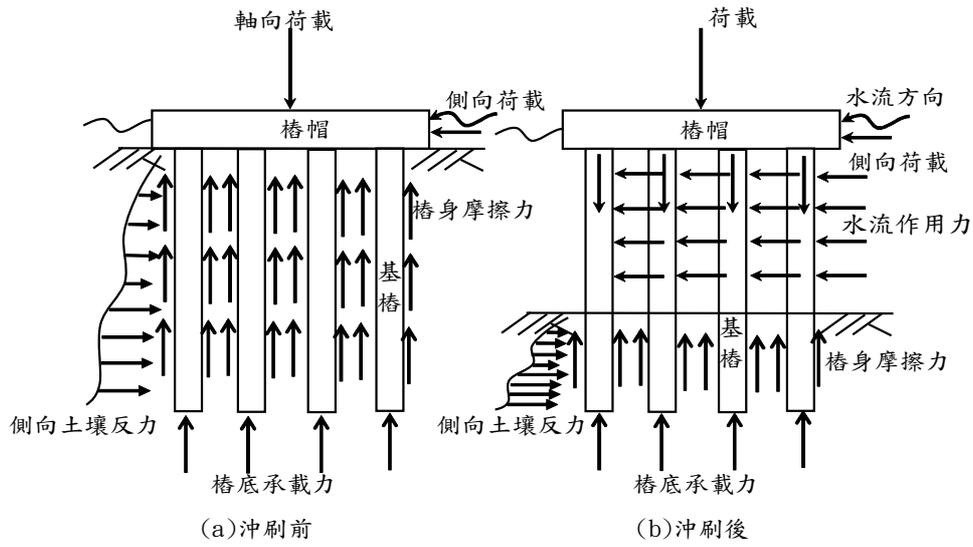


圖 4 群樁基礎冲刷前後示意圖

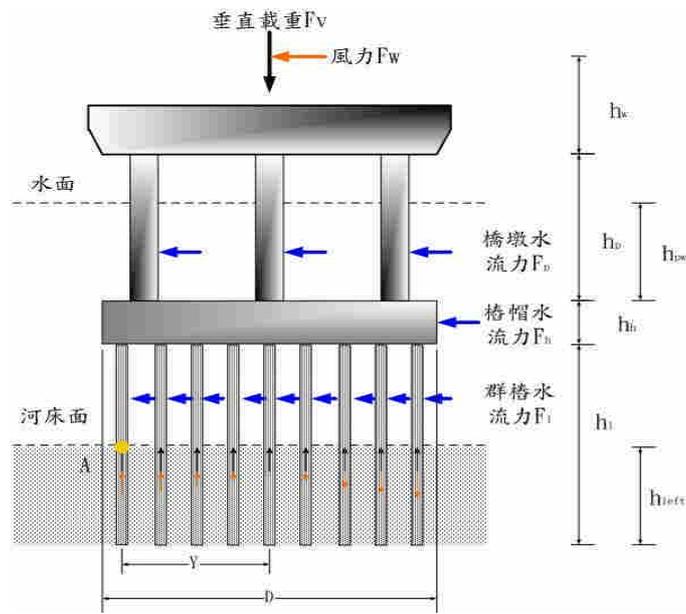


圖 5 群樁基礎受力機制圖

總垂直載重造成之各樁軸力 P_v 可由下式計算：

$$P_v = \left(\frac{P}{n \times m} \right) \dots \dots \dots (3.2)$$

其中，P：計算到河床面之垂直載重；n：行車方向之基樁數量；m：垂直行車方向之基樁數量

側向力（包括風力及水流力）引致的彎矩對樁造成之軸力 P_M 可由下式計算：

$$P_M = \frac{MY}{I} A_a \dots\dots\dots (3.3)$$

其中，M：所有側向力對河床面之彎矩；Y：樁帽中心沿垂直行車向到最邊樁之距離； A_a ：單樁底部之面積；I：群樁之慣性矩。

M 之計算方式如下：

$$M = F_w(h_w + h_p + h_h + h_l - h_{left}) + F_p\left(\frac{h_{pw}}{2} + h_h + h_l - h_{left}\right) \dots\dots\dots (3.4) \\ + F_h\left(\frac{h_h}{2} + h_l - h_{left}\right) + F_l(h_l - h_{left})/2$$

其中， F_w ：風作用力； F_p ：水作用在橋墩之合力； F_h ：水作用在樁帽之合力； F_l ：水作用在基樁之合力； h_w ：風作用力重心至橋墩頂部之距離； h_p ：橋墩高度； h_h ：樁帽高度； h_{pw} ：橋墩水面下長度； h_l ：樁設計長度； h_{left} ：基樁沖刷後基礎剩餘長度。

則樁基礎耐洪承載能力計算為：

$$F.S. = \frac{Q_a}{P_{total}} \dots\dots\dots (3.5)$$

其中， Q_a ：基礎容許承載力； P_{total} ： P_v 與 P_M 之和，在邊樁會有最大值。

四、案例分析

4.1 沉箱基礎案例

本案例為北部某公路橋為橫跨大漢溪之橋梁，其地理位置如圖 6 所示，橋長 578 m，橋寬 15 m，橋梁結構型式為預力 I 型梁，橋梁跨數 19 跨，其基礎型式為沉箱式結構基礎。依據公路總局提供之地質資料，可知橋梁墩柱 P3~P7 之沉箱基礎上方粗粒卵石夾塊石層已被沖刷流失，其中 P5~P7 間部分風化砂岩層亦已受侵蝕。目前行水深槽區主要位於橋墩柱 P6~P8 間，其中墩柱 P6 有包墩保護，故針對橋梁墩柱 P7 進行耐洪能力評估。

橋梁墩柱 P7 之橋墩長 12 m，寬 2 m，沉箱長 18 m，直徑 5.8 m，沉箱上部橋柱長 10m，其左右兩跨跨度皆為 30 m，而由水理分析資料可得該橋各洪水頻率重現期之洪水位，並假設鋼筋混凝土單位重為 2.5 t/m³。另由地

層斷面資料顯示覆土深度 8.5m 為卵礫石夾砂層，其下為灰色沉泥質砂岩，另由沉箱上部橋柱長 10m，因此分析中假設洪水之最大水面與橋柱長一致為 10m，由於地層斷面資料並無相關土層材料參數，因此本研究依據 DAS(1990)之建議假設卵礫石夾砂層單位中為 $1.93t/m^3$ ，摩擦角為 33° 。並於分析時假設水流流速變化為 6~9m/s，水位高度變化為 2~8m，以本極限分析模式計算其最大容許沖刷深度，圖 7 為沉箱傾覆分析結果，圖 8 為沉箱承載分析結果。



圖 6 北部某公路橋位置示意圖

(資料來源：google earth)

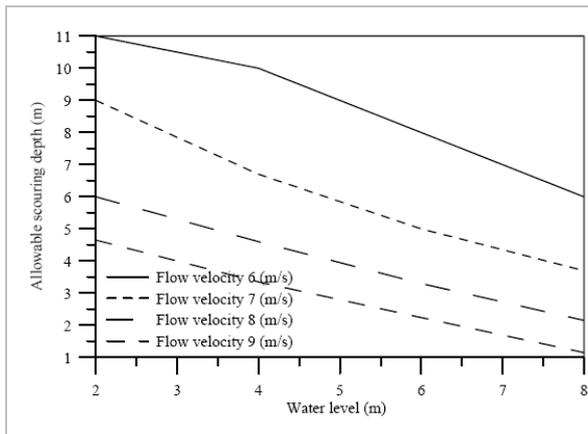


圖 7 沉箱傾覆分析破壞包絡線

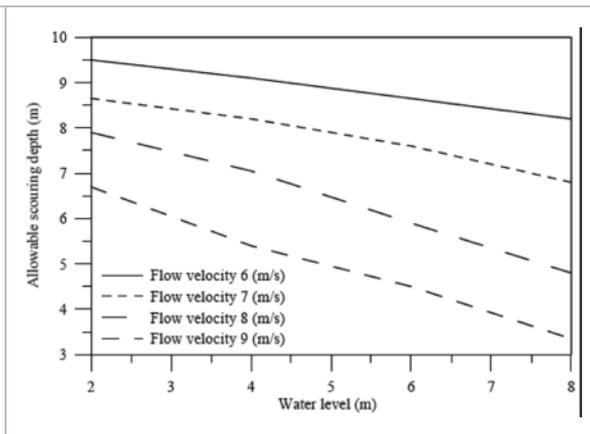


圖 8 沉箱承載分析破壞包絡線

4.2 樁基礎案例

國道某跨河橋梁之 P32R 橋墩高 $H = 14.94 \text{ m}$ ，基礎樁帽厚度 $D = 2.9 \text{ m}$ ，基礎型式為 3×2 之群樁基礎，單樁為直徑 1.5 m 、長度 24 m 之全套管場鑄混凝土基樁，橋墩左右跨度均為 45 m ，橋面寬度 16.1 m 。P32R 橋墩上有編號 75、76 共 2 塊盤式支承。依據莫拉克颱風期間監測資料顯示，最大沖刷深度為 5.5 m ，流速為 4.877 m/s ，水位高度為具樁帽上 2.29 m 。依據耐洪承載力計算方式考量不同沖刷深度變化、不同水流流速變化、不同水位高度變化，可得到該橋 P32R 橋墩基樁承載破壞包絡線如圖 9 所示。

其應用方式以莫拉克颱風為例，由現地即時監測 P32R 橋墩資料顯示，橋址位置流速最大為 4.877 m/s ，代入本橋址現地量測之最大即時沖刷深度 5.5 m ，樁帽以上水位最高 2.29 m ，對應於基樁承載破壞包絡線圖流速 4.877 m/s 之破壞包絡線下方，P32R 橋墩基礎結構處於穩定狀態。若水流流速及水位相同的情況下，沖刷深度大於 8.5 m 以上，則評估為不安全。

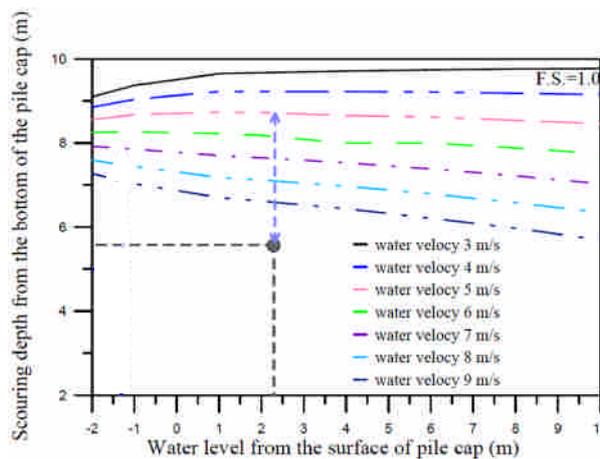


圖 9 P32R 基樁承載破壞包絡線圖

五、結論

由沉箱基礎分析案例顯示，隨於水流流速增加，基礎容許沖刷深度變小；其中在水流低流速時，傾覆分析之容許沖刷深度相較承載分析較大，然而當水流高流速時，傾覆分析之容許沖刷深度則較承載分析較小。基樁承載分析結果顯示沖刷深度、水位高度及水流流速三者間為非線性行為。此破壞包絡線圖搭配現地監測資料，可即時評估現場橋梁基礎安全，故須配合現場監測系統使用。

綜合以上分析成果可知橋梁基礎受沖刷的破壞機制主要多是由基礎穩定所控制，需於流速較大時注意結構本身的材料強度是否滿足。橋梁基礎結構之穩定性為攸關橋梁結構安全之優先關注對象，此與交通部公路總局(2005)「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」統計台灣橋梁因洪水沖刷而傾倒沉陷或崩塌破壞，係多源自橋梁之穩定性(含基礎承载力)不足所造成之結果相符。

謝誌

本論文係交通部運輸研究所計畫「跨河橋梁安全評估之研究」(編號 MOTC-IOT-98-H1EB007)之研究成果，承蒙交通部運輸研究所之經費補助，使本研究得以順利完成，謹致謝忱。

參考文獻

1. Melville, B. W., and Coleman, S. E. (2000), Bridge Scour, Water Resources Publicationa, 546p.
2. 交通技術標準規範公路類公路工程局 (2009),「公路橋樑設計規範」,交通部頒佈。
3. 交通部公路總局 (2005),「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」。
4. 交通部台灣區國道高速公路局 (2010),「國道 3 號濁水溪橋沖刷監測之研究」。
5. 交通部運輸研究所公路防救災資訊系統。
6. 唐治平、蔣偉寧、莊秋明、林呈、周憲德、施建志 (2000),「橋梁設計維修之系統之建立」,交通部科技顧問室。
7. 陳振川、蔡益超、張國鎮 (2007),「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」,交通部公路總局。
8. 陳振川、蔡益超、張國鎮等 (2006),「橋梁監測預警系統及沖刷保護措施及補強等策略之研究」,交通部公路總局。
9. 陳清泉、蔡益超、田堯彰、李鴻源 (1998),「公路橋梁安全初步檢測及評估實例作業及校正研究計劃」,交通部科技顧問室。

跨河橋梁保護工法之研究

廖清標¹ 張慶民² 李仲強³

摘要

臺灣河川多屬坡陡流急，於洪水期間，橋墩或橋基之河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁傾倒而造成交通中斷的情況。再者由於橋梁為交通運輸與民生活動之重要管道，若因災害發生造成破壞，勢將對災後之聯絡、急難救助與物資運輸造成重大衝擊，嚴重影響救災工作之進行。因此，橋梁保護工法之研究實為當前之重要課題。

然而由於臺灣橋台、橋墩及橋基保護工之現場沖刷問題相當複雜，無法純靠現場調查或數值模擬單方面努力就可以解決，惟有結合水工模型試驗技術，實際了解橋梁保護工法的災害遞移能力及對河床演變之影響，方能針對橋台及橋墩沖刷防治工法相關問題進行妥善之探討。

本計畫全期擬透過數值模擬分析及渠槽試驗，了解橋墩及河道保護工法受水流沖刷破壞成因及規模程度，進而透過水工模型試驗提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。整體工作執行內容係由國內、外橋梁保護工法相關研究文獻及橋墩沖刷理論蒐集分析出發，並執行砂質河道橋墩沖刷及石塊衝擊力試驗，深入探討橋河共治區水流流動過程與橋墩沖刷之互制現象，最後以水工模型試驗輔以數值模擬加以驗證，最後提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為未來相關單位設計橋墩保護工法時之參考。

關鍵字：數值模擬、橋墩保護工法、橋墩沖刷

¹逢甲大學水利工程與資源保育學系 教授

²逢甲大學營建及防災研究中心 水工試驗組組長

³逢甲大學營建及防災研究中心 數值模擬組組長

Research On The Protection Of The Bridge

C. B. Liao¹ C.M.Chang² C.C.Li³

ABSTRACT

Most rivers in Taiwan are severely degrading during last two decades due to fast growing in-stream sand mining and construction of water supply or diversion works. Consequently, piers or abutments at bridge crossings are frequently damaged during flood seasons.

Suitable countermeasures for scour at bridge crossings is very crucial from the viewpoint of bridge protection structure. The countermeasures at bridge protection structure were studied in this project by employing laboratory experiments and numerical simulations in a two-year period. A numerical model capable of simulating both the profiles at the water surface and at riverbed were developed in this project. The scouring process and the effect of energy dissipation downstream of bridge protection structure were explored in terms of laboratory experiment. Useful relationship for evaluating the scouring process and the guidance to mitigate the scour problems are also proposed. The comparisons of different countermeasures are summarized for the practical engineers.

Keywords : numerical simulations, bridge protection structure, bridge scour.

一、緒論

1.1 研究計畫背景與目的

臺灣河川多屬坡陡流急，於洪水期間，橋墩或橋基之河床受到劇烈的沖刷，常導致橋梁傾倒而造成交通中斷的情況。例如 89 年 8 月 27 日碧利斯颱風使高屏溪之高屏大橋第 22 號橋墩基礎受側向洪流淘空下陷，導致橋面塌落，造成 22 人輕重傷及交通中斷數月之事故；90 年 9 月 17 日納莉颱風造成八堵鐵路橋、筏子溪鐵路橋之損壞，南坎溪崁下橋、田底寮橋斷橋及大漢溪武嶺橋下陷等災情；97 年 9 月 14 日辛樂克颱風造成后豐橋斷橋事件，造成兩輛汽車墜落大甲溪。以上案例顯示洪流沖刷導致橋墩及橋台基礎之毀壞淘空，實為橋梁破壞之主要因素。

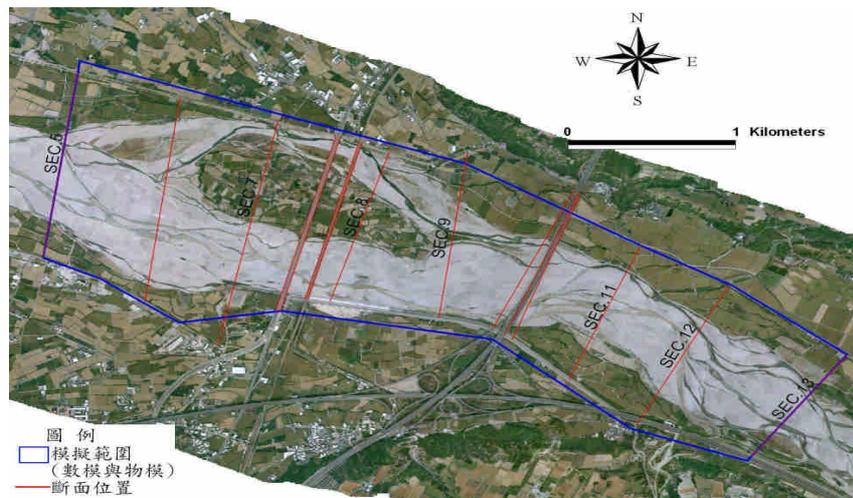
再者由於橋梁為交通運輸與民生活動之重要管道，若因災害發生造成破

壞，勢將對災後之聯絡、急難救助與物資運輸造成重大衝擊，嚴重影響救災工作之進行。因此，橋梁保護工法之研究實為當前之重要課題。

此外，河床沖淤演變是天然河川中常見的重要現象，若河床平均高程已大幅下降，將使得河床中之橋梁基礎在高速洪流沖刷下日益嚴重裸露，甚至引起跨河構造物傾倒、崩塌或下陷斷裂等破壞災況。為此，如何有效施行合宜的橋基保護工法來保護橋梁安全，是當前最迫切需要的技術。然而由於臺灣橋台、橋墩及橋基保護工之現場沖刷問題相當複雜，無法純靠現場調查或數值模擬單方面努力就可以解決，惟有結合水工模型試驗技術，實際了解橋梁保護工法的災害遞移能力及對河床演變之影響，方能針對橋台及橋墩沖刷防治工法相關問題進行妥善之探討。

1.2 研究範圍與對象

近來列為危橋的橋梁，其實該橋梁之上部結構皆無問題，封橋主因皆為橋基裸露導致下部結構基礎有問題。此因橋墩除需長期面對河川一般沖刷外，洪水於橋墩附近還會產生局部性的沖刷，對基礎之穩定性影響非常大。然而，天然河川因應上游集水區來水來砂特性，經過長時間演變後，河道將處於動態平衡狀態，任何人工整治與集水區開發皆會破壞原有平衡狀態。若上游集水區有過度開發的情況，將使得河川原有之平衡遭到破壞，流況改變勢必反映在現有斷面的變化上，增加河川整治與管理難度，惟有在「橋河共治」的治理理念下才能有效降低災損。有鑑於此，本計畫以大甲溪為研究對象，其水工模型試驗範圍涵蓋「台1線大甲溪橋」、「海線鐵路橋」與「國道3號大甲溪橋」共4公里範圍做為研究河段，包含交通部公路總局、交通部臺灣鐵路局及交通部臺灣區國道高速公路局等三個橋管單位，詳如圖1所示。



1 大甲溪試驗河段範圍圖

1.3 研究流程及步驟

本研究擬透過數值模擬分析及渠槽試驗，了解橋墩及河道保護工法受水流沖刷破壞成因及規模程度，進而透過水工模型試驗提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議。圖 2 為本研究擬訂之工作流程，整體工作執行內容係由國內、外橋梁保護工法相關研究文獻及橋墩沖刷理論蒐集分析出發，並執行砂質河道橋墩沖刷及石塊衝擊力試驗，深入探討橋河共治區水流流動過程與橋墩沖刷之互制現象，最後以水工模型試驗輔以數值模擬加以驗證，最後提出橋河共治區橋墩保護工法及其施設方式之建議，作為未來相關單位設計橋墩保護工法時之參考。

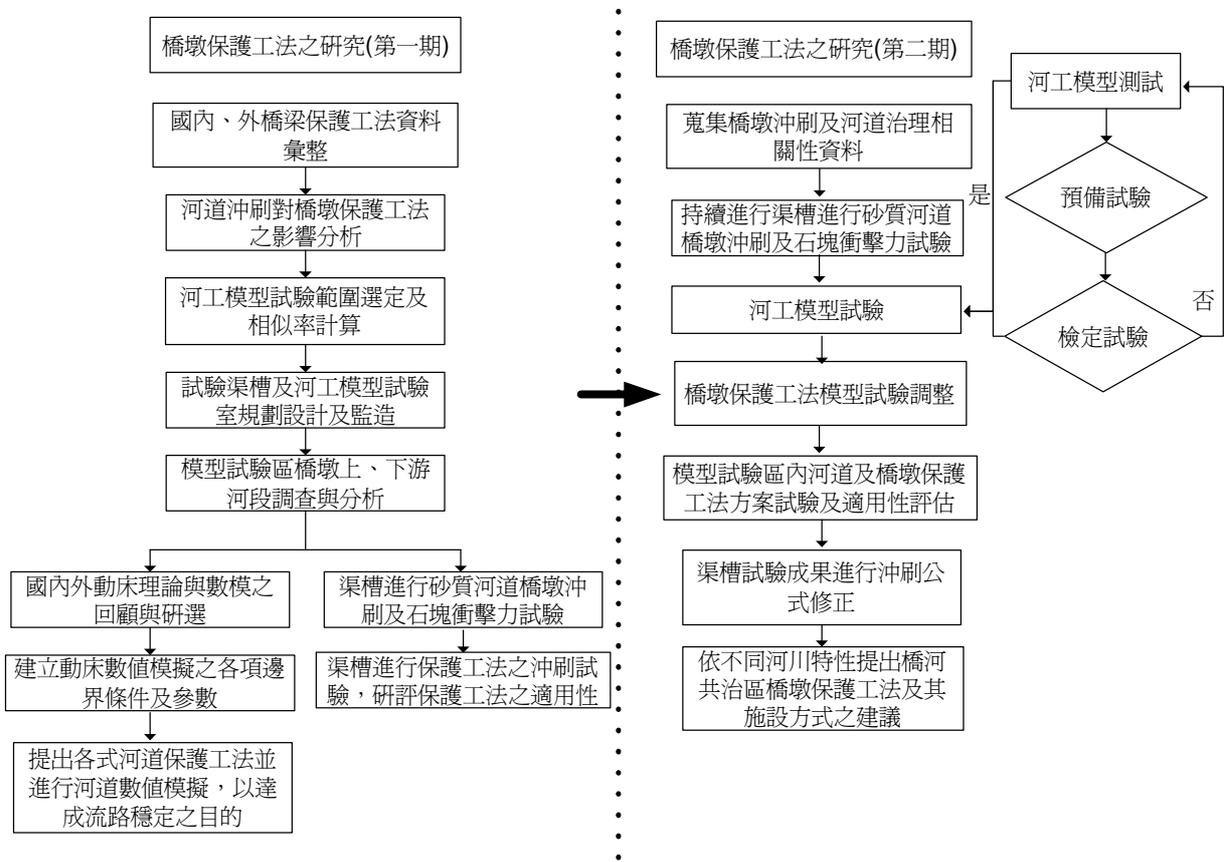


圖 2 工作流程圖

二、國內外橋墩保護工法資料彙整

2.1 國內保護工法資料彙

依據交通部公路總局 94 年「河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究」

[1] 報告內容，一般臺灣西部地區橋梁所使用之橋基保護工型式可分類為：柔性攔砂堰工法、剛性攔砂堰工法、蛇籠工法、拋石工法、混凝土護坦工法、混凝土排置工法等，其各工法說明概述如表 1 所示。

表 1 國內常用保護工法彙整

工法總類	優點	缺點	適用地點
柔性攔砂堰		興建涵蓋區域較廣，工程經費較高。	礫石型河床
剛性攔砂堰	攔阻砂石，達到河床砂石回淤之功能	易造成下游砂源填補不足，導致下游河床下降，且工程經費較高、施工上較為困難	卵礫石河床或泥頁岩石河床
蛇籠工法	可改善水流通過的流況，且易搭配其它保護工法使用	易遭流動之卵礫石撞擊磨損且卵礫石料源尋覓不易，成本逐漸提高。	一般砂質河川
拋石工法	可防止已沖刷之河床繼續刷深，甚至促進砂石淤積	拋石個體與個體間無連結性，所能發揮之整體性功效較差	河道寬廣、水深不大、坡小流緩之砂質河床。
混凝土護坦工法	施工簡單且工期較短	護坦上下游易造成河床沖刷	卵礫石及軟弱岩層河床
混凝土排置工法	施工容易且容許變位傾斜，發揮柔性保護河床之功能	局部施作易使未受保護區刷深，並導致塊體沈陷流失	卵礫石河床

2.2 國外保護工法資料彙整

2.2.1 織物模板

織物模板是利用高強度織布縫製雙層結構之織袋狀物，袋體空間灌注混凝土或植生基材填充固定結構，具有擴張強度大、透水性佳、輕質、方便施工、地面貼附性佳等特性。韓國已有應用於橋墩保護之應用實例，詳如照片 1 所示。



照片 1 韓國橋墩保護應用案例(盟鑫工業股份有限公司)

2.2.2 砂腸管

砂腸管材料為土工合成物織造而成之高拉力纖維透水管狀袋體，其纖維主要成分為聚丙烯透水織布，摺疊後體積、重量皆小，運送輕便，將袋體於現場展開後連接水力輸送管路填充現地疏浚之泥砂，可作為護堤、碎波堤、丁壩等用途。韓國亦有應用於跨海大橋橋墩保護之應用實例，詳如圖 3 及照片 2 所示。



圖 3 韓國仁川跨海大橋砂腸管配置示意圖(盟鑫工業股份有限公司)



照片 2 韓國仁川跨海大橋橋墩保護應用案例(盟鑫工業股份有限公司)

2.3 河道沖刷對橋墩保護工法之影響

水流、河床、橋墩及保護工之互制作用係為一動態過程，施設橋墩保護工時必然會影響河道流況，進而造成橋墩附近河床改變。故橋墩保護工之選用常因地制宜且與水流狀況息息相關，並無萬能保護工法可適用於所有橋址。

一般而言，在河床嚴重下降之橋墩下游常以布置剛性攔砂堰或柔性攔砂堰(含跌水消能工)為主。束縮沖刷則採保護導流槽、護坦等工法。側向侵蝕嚴重則以丁壩挑流或以導流堤整順流路，並配合護岸工以確保邊坡穩定。橋墩局部沖刷之保護工法則以拋石、蛇籠工、鼎塊、包墩或混凝土圍繞為主。以下分析河道沖刷對國內常用工法之影響程度及適用性，詳如表 2 及表 3 所示。

表 2 河道沖刷對橋墩保護工法之影響程度表

橋墩保護工法	河道沖刷對橋墩保護工法之影響程度			
	局部沖刷	束縮沖刷	一般沖刷(縱向)	一般沖刷(側向)
柔性攔砂堰工法	○	○	●	△
剛性攔砂堰工法	○	○	●	△
蛇籠工法	○	X	X	X
拋石工法	○	●	○	●
混凝土護坦工法	○	○	○	●
混凝土塊排置工法	○	○	○	●

備註：●：影響程度小 ○：影響程度中 △：影響程度大 X：不適用

表 3 國內常用橋墩保護工法之適用性表

橋墩保護工法	適用河川特性								
	適用地形	河川形態	河川規模	河彎半徑	流速	河床質	漂流物	河岸邊坡	洪水平原
柔性攔砂堰工法	不適河口	V	V	V	V	礫砂質	V	V	V
剛性攔砂堰工法	不適河口	V	V	V	V	礫石	V	V	V
蛇籠工法	V	V	V	V	慢	V	少	V	V
拋石工法	適陵區及河口	V	V	V	V	礫石	V	陡峭、平穩	V
混凝土護坦工法	適陵區和平原	V	V	V	慢	砂質	V	陡峭、平穩	V
混凝土塊排置工法	V	V	V	V	慢	礫石	V	陡峭、平穩	V

備註：V：適用各種河川特性

三、國內外動床理論之回顧

在具有一定泥砂組成的河床面上，因水流強度增加，而使床面泥砂由靜止狀態轉入運動，這種現象稱為泥砂起動，相應的臨界水流條件稱為泥砂起動條件。以下彙整動床相關理論與公式如表 4 所示。

表 4 動床相關理論與公式整理表

項目	公式	說明
泥砂起動流速	$U_c = C_1 \left(\frac{h}{d}\right)^m \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d + C_2 g (h_c + h)\right]^{1/2}$	考慮水流推力、上舉力、泥砂重力、泥砂顆粒間的粘結力，所導出的起動流速公式
泥砂起動拖曳力	希爾茲圖(Shields Diagram)為砂粒雷諾數 Re_* 與臨界相對拖曳力 θ_c 的關係曲線 $\theta_c = f(Re_*)$	希爾茲圖可用於判斷泥砂起動狀態
推移質輸砂率公式	岡恰洛夫公式 $g_b = 2.08d(U - U_c) \left(\frac{U}{U_c}\right)^3 \left(\frac{d}{h}\right)^{\frac{1}{10}}$	岡恰洛夫公式與列維公式是考量流速為主要參變數的公式
	列維公式 $g_b = 2d(U - U_c) \left(\frac{U}{\sqrt{gd}}\right)^3 \left(\frac{d}{h}\right)^{\frac{1}{4}}$	
	DuBoys公式 $g_b = \psi \tau_o (\tau_o - \tau_c)$	DuBoys公式與Meyer-Peter公式是考量拖曳力為主要參變數的公式
	Meyer-Peter公式 $\gamma \frac{Q_b}{Q} \left(\frac{K_b}{K_{bs}}\right)^{3/2} h S = 0.047(\gamma_s - \gamma) D + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{2/3} g_b^{2/3}$	
推移質輸砂率公式	拜格諾(Bagnold)公式 $g_b = \frac{\tau_o U}{g \tan \alpha} \frac{U_* - U_{*c}}{U_*} \left[1 - \frac{5.75 U_* \log\left(\frac{0.4h}{md}\right) + \omega}{U} \right]$	拜格諾公式是從能量平衡觀點出發所推導的公式

項目	公式	說明
	<p>愛因斯坦(Einstein)公式</p> $1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_*\psi - \frac{1}{\eta_o}}^{B_*\psi - \frac{1}{\eta_o}} e^{-t^2} dt = \frac{A_*\Phi}{1 + A_*\Phi}$	愛因斯坦公式是從統計法則觀點出發所推導的公式
懸移質輸砂率公式	<p>奧布賴恩-勞斯公式</p> $\frac{S}{S_a} = \left[\frac{\frac{h}{y} - 1}{\frac{h}{a} - 1} \right]^{\frac{\omega}{\kappa U_*}}$	以紊動擴散理論表達二維水、砂兩相流在恆定、均勻、平衡情況下懸移質質量平衡所推導的公式
總輸砂量公式	<p>柯貝(Colby)公式</p> $g_s = [1 + (k_1 k_2 - 1) 0.01 k_3] g_{s1}$	柯貝公式多用於砂質河床

四、模型試驗區橋墩上、下游河段調查與分析

本節主要探討大甲溪流域概況及水工模型試驗區內各重現期距洪峰流量、水工構造物調查、河床坡度變化、河槽型態、河床質變化，以瞭解計畫區內河段特性及獲得水工模型試驗基本資料。

4.1 大甲溪流域概況

大甲溪上游發源於雪山山脈之次高山及中央山脈之南湖大山等群嶽，幹流由東往西橫貫台中市境內，於大甲與清水間注入臺灣海峽。本流域位處臺灣中西部，面積 1,244 平方公里，全長 124 公里。流域下游是由馬鞍寮以下至河口間之溪段，幹流流出馬鞍寮後，河谷開始展寬、河床內汊道分歧，幹流再轉向北流經過東勢、石岡後轉向西流，始進入平原地帶，詳如圖 4 所示。



圖 4 大甲溪流域水系圖

資料來源：經濟部水利署「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討成果報告」, 2005

4.2 洪峰流量

大甲溪流域計畫流量分配圖，詳如圖 5 所示。因水工模型試驗區範圍位於大甲溪下游段(斷面 6~斷面 13)，故選取河口控制點之各重現期距洪峰流量作為後續水工模型試驗流量之設定參數。

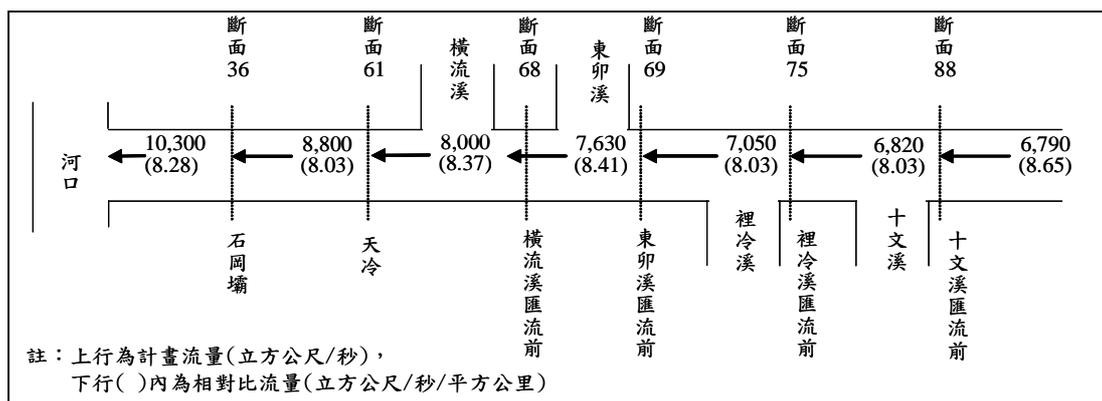


圖 5 大甲溪流域計畫流量分配圖

資料來源：經濟部水利署「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討成果報告」, 2005

4.3 水工構造物調查

本計畫水工模型範圍自台1線大甲溪橋下游(斷面6)起至國道3號大甲溪橋上游(斷面13)止,全長約4公里。本河段內左岸防洪構造物包括高美堤防、三塊厝堤防、客庄堤防、三塊厝導流堤、五福圳堤防;右岸防洪構造物包括六塊厝堤防、水美堤防、磁瑤堤防等。另由下游往上游之跨河構造物則依序為台1線大甲溪公路橋、海線鐵路橋及國道3號大甲溪橋,其基本資料詳如表5所示。

表5 水工模型範圍內水工構造物調查表

防洪構造物調查資料					
左 岸			右 岸		
護岸名稱	里 程	護岸型態	護岸名稱	里 程	護岸型態
高美堤防	0K+000~0K+989	漿砌卵石	六塊厝堤防	0K+000~3K+918	漿砌卵石
	0K+989~2K+878	RC護坡			
	2K+878~3K+460	RC護坡			
	3K+460~4K+299	漿砌卵石			
	4K+299~4K+602	RC護坡			
	4K+602~5K+077	漿砌卵石			
三塊厝堤防	0K+000~0K+881	漿砌卵石			
客庄堤防	0K+000~2K+686	RC護坡	水美堤防	0K+000~0K+237	漿砌卵石
三塊厝導流堤	0K+000~0K+525	漿砌卵石	磁瑤堤防	0K+000~2K+449	漿砌卵石
五福圳堤防	0K+000~0K+052	漿砌卵石			
跨河構造物調查資料					
調查項目	台1線大甲溪橋		海線鐵路橋	國道3號大甲溪橋	
斷面編號	7-1		7-2	9-1	
樁號	5k+384		5k+511	6k+574	
橋長(m)	1321		1126	2850	
橋墩(m)	2.0		2.5	2.45,2.6	
橋面高程(m)	66.96-66.99		66.46-66.48	100.04-112.17	
梁底高程(m)	64.65		65.42-65.49	97.84-109.97	

資料來源：經濟部水利署「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)」,2010

4.4 河床坡度變化

依據民國前7年(臺灣堡圖)、民國82年、87年、89年、91年、93年、94年及97年河床平均高程資料,分析河口(斷面-1)至石岡壩(斷面-36)河段歷年河道坡降變化情形,詳如表6所示,由表得知歷年河床坡度約為1/88至1/94間,為一坡陡急流河川,在九二一地震前河床縱坡降並無明顯變化,約為1/94至1/93,但與民國前7年(臺灣堡圖)相較河床坡度略緩;九二一地震後,受斷層通過石岡壩下游處影響,東側局部地層抬升,河床坡度變陡,約為1/89,敏督利颱風後本河段雖多處橋梁有沖刷情形,但整體而言,坡度無明顯變化。

表6 河口至石岡壩歷年河道坡降變化表

年期 河段	臺灣堡圖 (民國前7年)	82年	87年	89年 (921地震後)	91年 8月	93年7月 (敏督利颱風後)	94年 4月	97年 3月
河口-石岡壩 (長約23公里)	1/88	1/94	1/93	1/89	—	—	1/88	1/88

資料來源：經濟部水利署「大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)」,2010

4.5 河槽型態

比較九二一地震前、九二一地震後、桃芝颱風後、敏督利颱風後及艾利颱風後五個時期之衛星影像圖,分析大甲溪河口(斷面-1)至高速公路橋(斷面23-1)河槽流路變遷狀況,詳如圖6所示。本河段屬瓣狀河槽,河道中有多處河心砂洲,其中於台1線大甲溪橋(斷面7-1)有較大型河中砂洲。流路於低流量時沿既有河槽瓣狀分流;流路於高流量下受河道高灘地地勢影響,於高速公路橋(斷面23-1)下游偏向左岸,至台1線大甲溪橋(斷面7-1)處受河中砂洲影響分為兩路後合流出河口,因此於敏督利及艾利颱風時,高速公路橋下游左岸之豐洲堤防、高速公路橋下游右岸之固床工及國道四號路基受沖刷損毀及台1線大甲溪橋上游左岸之客庄堤防受河中砂洲分流沖刷損毀。

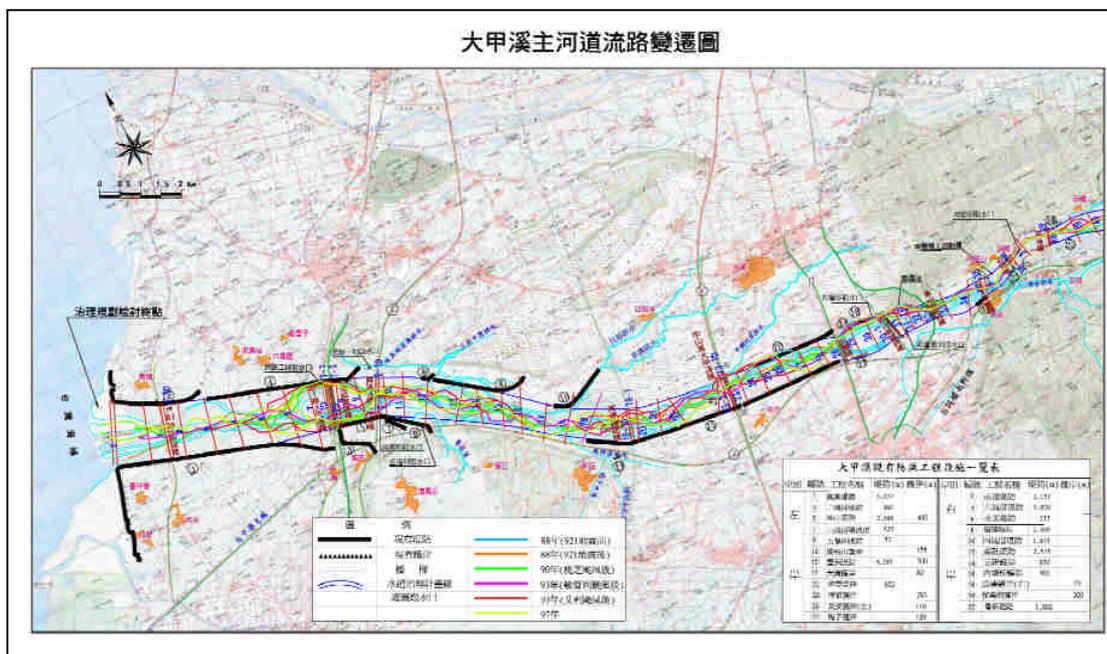


圖 6 大甲溪主河道流路變遷圖

資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)」, 2008

4.5 河床質變化

大甲溪曾於民國 72 年辦理断面 68 以下河段之河床質採樣分析調查，就本計畫水工模型試驗河段之河床質採樣分析結果詳如表 7 及圖 7 所示。此段河床粒徑組成之縱向變化不大，各断面河床底質平均粒徑在 76.8 mm 至 102.8 mm 間，砂質含量約在 17.8%~20%之間。

另外於民國 97 年辦理断面 93 以下河段之河床質採樣，其各採樣試坑將分為護甲層及底層進行粒徑分析。本計畫水工模型試驗河段之各試坑平均粒徑分析成果則詳見表 8 所示。其各断面河床底質平均粒徑在 40.7 mm 至 105.5 mm 間，砂質含量約在 17.4 %~33.6%之間，其河床質採樣結果之護甲層、底層粒徑變化詳如圖 8 及圖 9 所示。由採樣分析成果可知，於河口至石岡壩段護甲層之平均粒徑介於 81 mm~136 mm 之間；於河口至石岡壩段底層之平均粒徑介於 41 mm~106 mm 之間。

表 7 河床質平均粒徑與代表粒徑分析成果表

斷面	代表粒徑 (mm)			平均粒徑 Dm (mm)	泥砂含量(%)
	D35	D50	D65		
5	38.1	84.2	146.3	76.8	20.0
9	70.3	130.6	--	102.8	17.8
13	60.1	81.3	--	100.3	18.3

資料來源：經濟部水利署「大甲溪流域聯合整體治理規劃檢討成果報告」, 2005

表 8 河床質平均粒徑與代表粒徑分析成果表

試坑編號	平均粒徑 Dm(mm)	各代表粒徑(mm)									最大粒徑(mm)	粒徑4.76以下砂質含量 (%)
		D10	D20	D30	D35	D40	D50	D65	D75	D90		
斷面		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
13(護甲層)	84.4	0.6	5	22	30	40	60	100	130	210	210	19.9
13(底層)	50.5	2.3	6	13	18	22	33	50	70	125	170	17.4
13 左(護甲層)	121.5	5	45	80	90	110	125	180	215	300	300	9.7
13 左(底層)	86.2	0.6	6	21	30	41	62	100	135	210	210	18.9
9 右(護甲層)	93.1	2	12	30	40	50	72	135	195	295	300	15.8
9 右(底層)	40.7	0.5	2	4	5	8	16	40	60	105	180	33.6
9(護甲層)	129.2	0.4	50	93	115	130	170	220	275	320	320	13.0
9(底層)	104.3	0.3	0.7	40	50	68	100	175	200	290	290	23.9
5 右(護甲層)	115.1	0.6	47	68	78	88	105	140	180	240	240	12.9
5 右(底層)	97.9	0.5	10	40	51	69	100	160	230	320	320	18.4
5 左(護甲層)	135.8	0.3	74	100	115	130	165	205	230	305	310	15.2
5 左(底層)	105.5	0.3	20	70	88	100	125	200	265	320	320	18.6

平均粒徑計算不包含 >12"之粒料

$$Dm = \frac{\sum_{p=0}^{p=100} d \cdot \Delta P}{\sum_{p=0}^{p=100} \Delta P}$$

d=各篩號間平均粒徑(以相鄰兩個篩號粒徑相乘再開平方得之, 單位公釐)

ΔP=各篩號停留百分率(%)

資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」, 2009

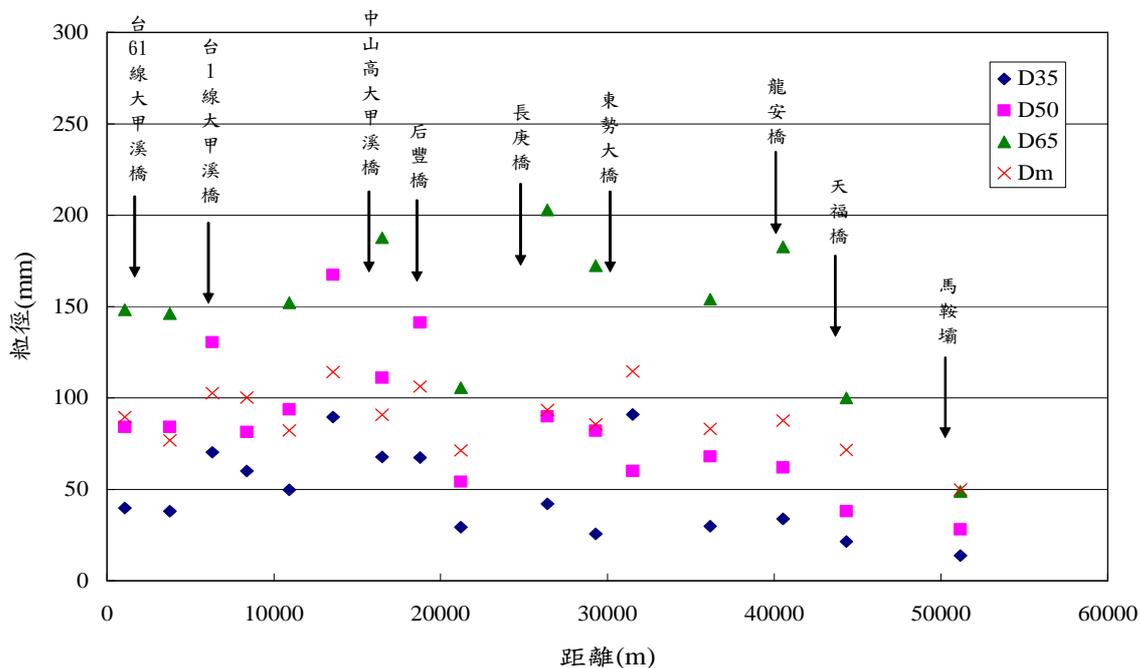


圖 7 民國 72 年河床質平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖

資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」, 2009

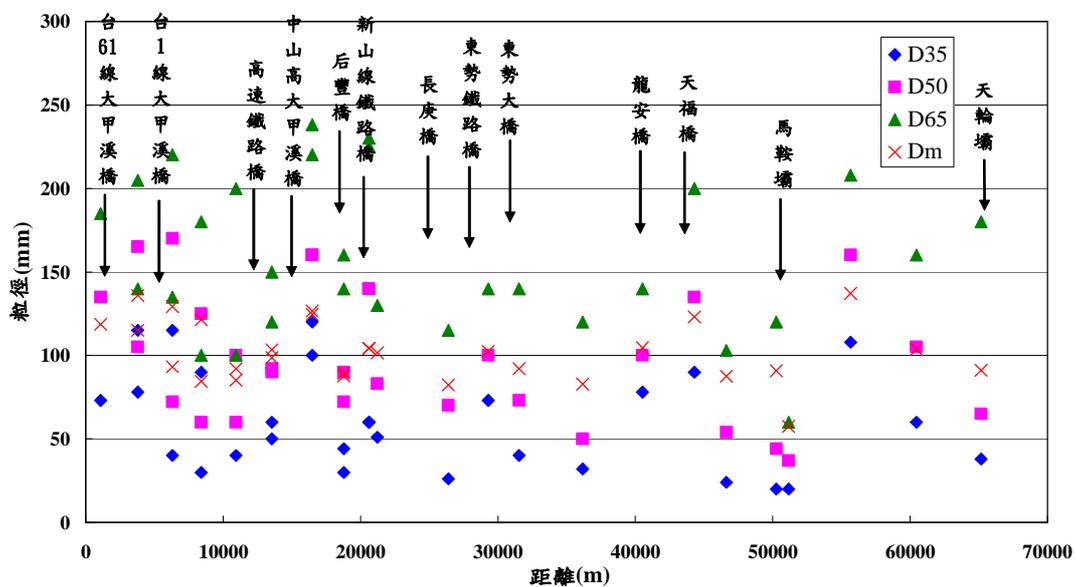


圖 8 民國 97 年河床質（護甲層）平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖

資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」, 2009

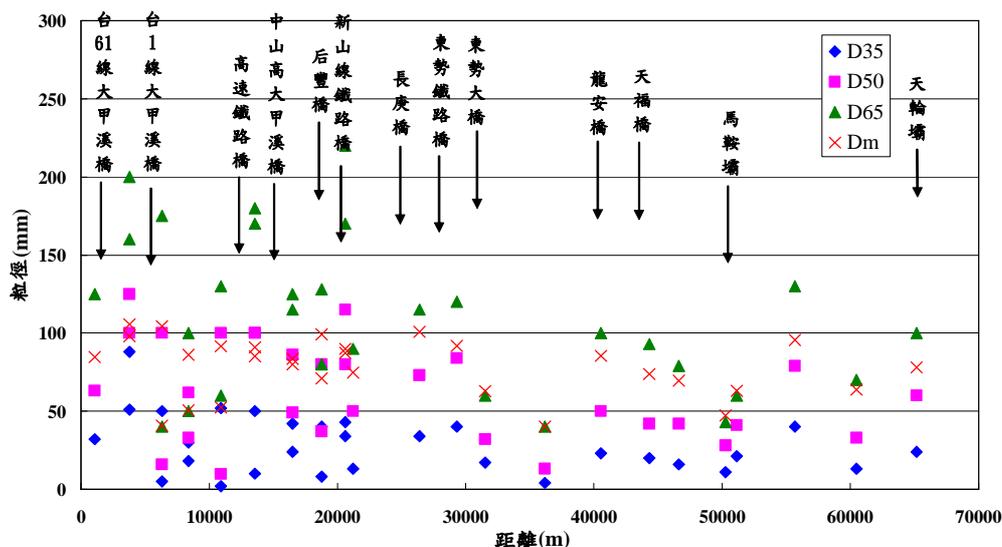


圖 9 民國 97 年河床質（底層）平均粒徑與代表粒徑縱斷面變化圖

資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」, 2009

五、數值模擬之檢定與驗證

5.1 研究架構

本計畫研究架構(圖 11)，橋河共治包含橋墩局部工法以及河道整治工法；其中，橋墩局部工法係透過斷面試驗初步測試若干方案；而河道整治工法係透過數值模擬初步測試若干方案。最後，整合這兩項的成果，於水工模型試驗(平面試驗)進行模擬。

橋河共治 = 橋墩局部工法 + 河道整治工法

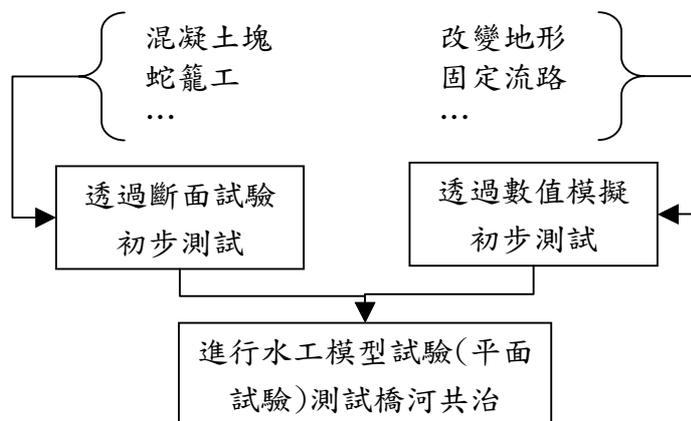


圖 11 研究架構

5.2 數值模擬之測試與檢定

本計畫採用 CCHE2D 模式，數模範圍與水工模型範圍一致，上游邊界為大甲溪斷面 13、下游邊界為斷面 5，長度 4800(m)，橫向構造物包含台 1 線大甲溪橋、海線鐵路橋、國道 3 號橋共三座橋梁。檢定係採用民國 95 年 0609 豪雨，驗證係採用 98 年莫拉克颱風，分述如下。

5.2.1 檢定

以 95 年 0609 豪雨作為模式檢定，模擬的 40 小時歷線時間內，流量介於 2000~3000(cms)之間，大約為 2 年重現期洪水量。測試參數是河床糙度(Bed Roughness)，分別為 0.03、0.04 與 0.05。圖 12 為模擬水位、實測水位、治理計畫水位(2 年)比對成果；顯示糙度 0.05 的模擬水位與實測水位比較，誤差範圍介於-0.69(m)~0.88(m)，適合本計畫進行後續分析。模擬結果配合地理資訊系統呈現河道水深變化，如圖 13 所示。

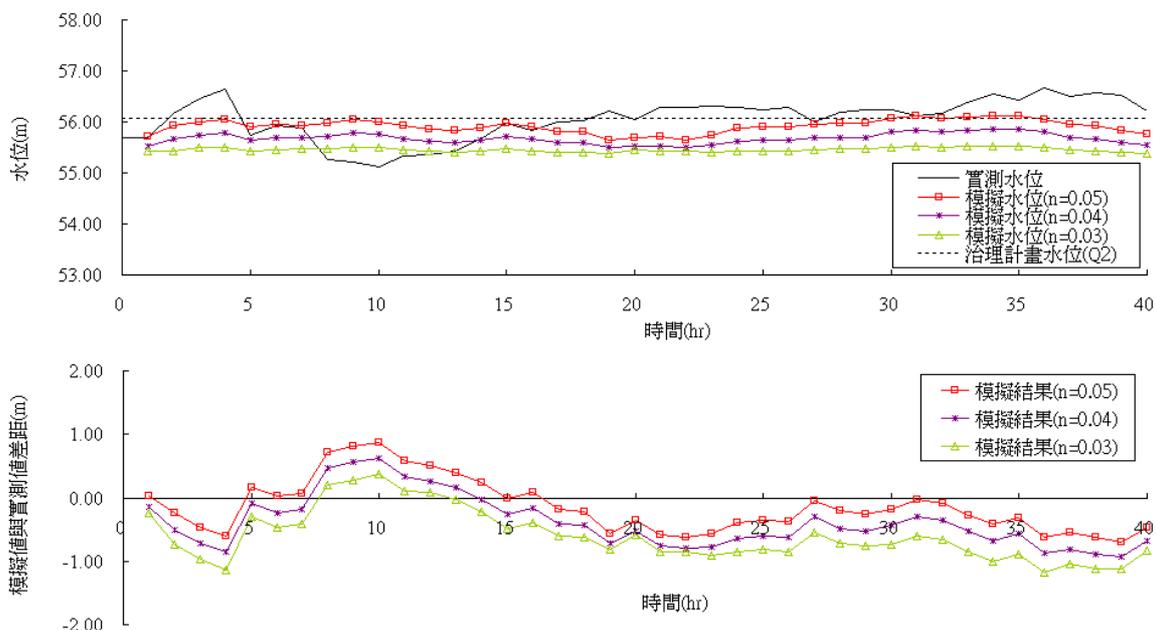


圖 12 比對各種河床糙度的模擬水位、實測水位、治理規劃報告水位

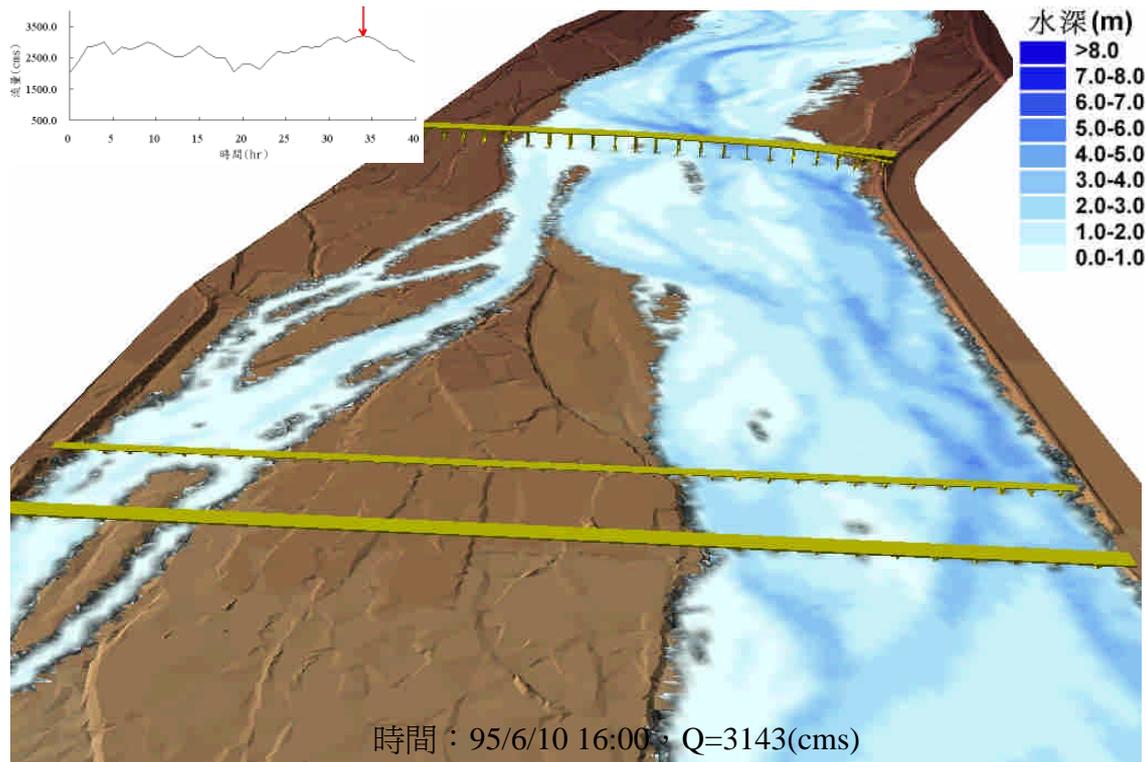


圖 13 水深分布圖(95 年 0609 豪雨)

5.2.2 驗證

以 98 年莫拉克颱風作為驗證，在模擬的 24 小時歷線時間內，第 10 小時出現洪峰流量 5410(cms)，約為 10 年重現期洪水量。驗證模擬採用的糙度係依據前述檢定，以 0.05 進行設定。圖 14 為模擬水位、實測水位、治理計畫水位(10 年)比對成果；顯示糙度 0.05 模擬結果仍可符合莫拉克颱風的水位變化。模擬結果配合地理資訊系統呈現河道水深變化，如圖 15 所示。

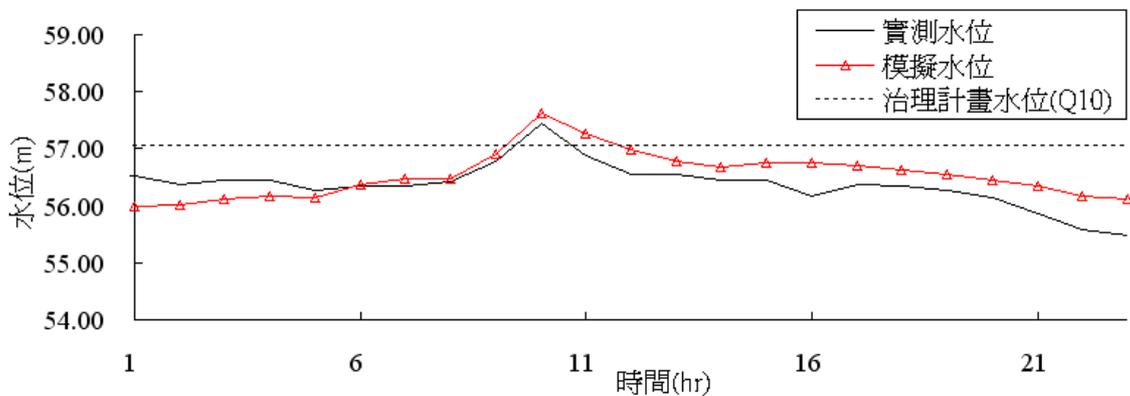


圖 14 比對模擬水位、實測水位、治理規劃檢討報告公告水位

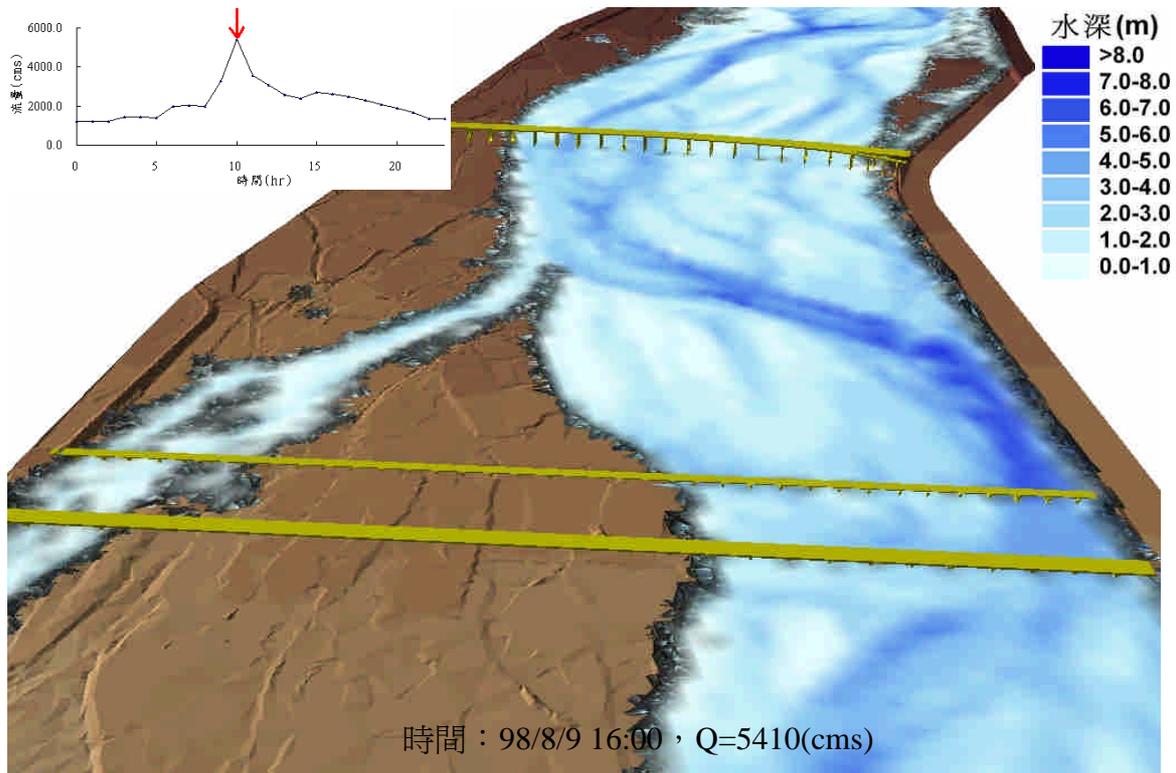


圖 15 水深分布圖(98 年莫拉克颱風)

六、模擬河段之各式工法數值模擬

流路變化是多砂河川的自然特性，但是流路通過橋梁的位置，常是橋墩易沖刷處；流路作用到堤防的位置，也是堤防易破壞處。因此，可透過河道整理的方式造灘或是將深槽改道取直，使深槽趨向河道中央，遠離河岸，並採用現地大粒徑材料穩定深槽流路。當深槽穩定，則集中保護位於深槽的橋墩。若颱風過後造成深槽再度蜿蜒或偏移，則再次以河道整理的方式快速恢復。

河道整治工法測試傾斜式造灘與深槽改道取直，分述如下：

6.1 傾斜式造灘

本河段深槽偏流造成水流沖刷河岸，可採用灘地營造工法，在堤防前緣形成第一道保護防線，將高流速的深槽與堤岸加以區隔，分次分層抵抗水流的沖刷作用。如圖 16 所示，深槽在國道三號橋位置偏向右岸，在海線鐵路橋位置偏向左岸。因此，本方案分別於海線鐵路橋左岸與國道三號橋右岸布設傾斜式灘地。

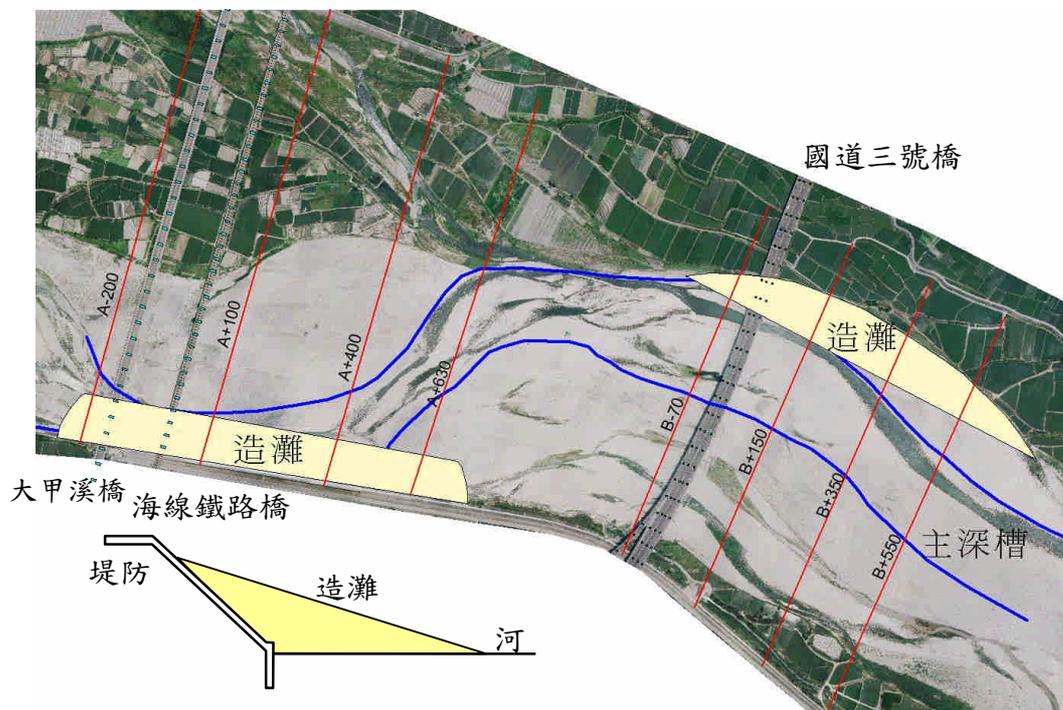


圖 16 布置區位

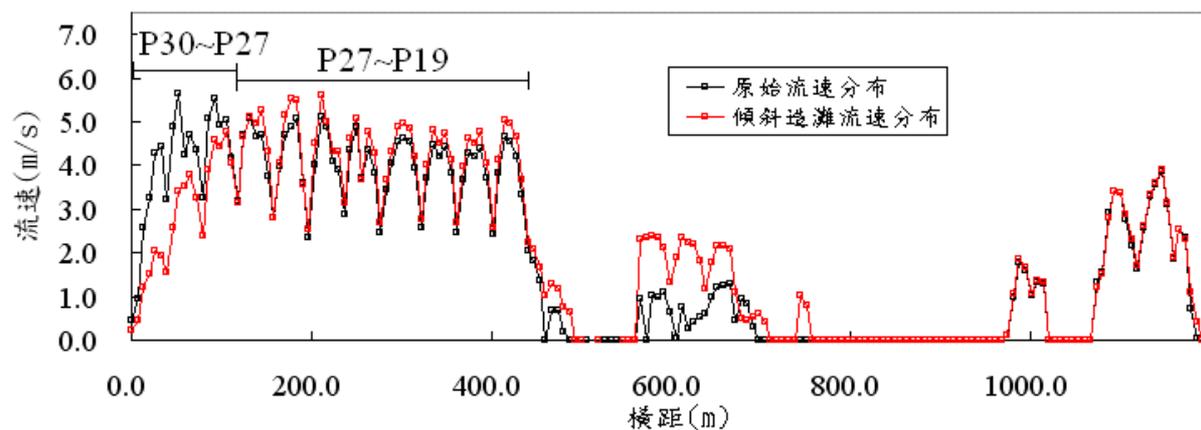
圖 17 為 100 年重現期，台 1 線大甲溪橋上游橫斷面的流速與水位分布。圖 17(b)流速與圖 17(c)水位之各橫軸位置可與圖 17(a)實際橋墩位置比對，具有以下特性：

1. 圖 17(b)的原始流速分布，左岸主深槽的高流速區集中於 P30~P27 範圍，如橋墩 P29~P28 間流速為 5.7(m/s)；方案設定後，受到人造灘地阻隔，流速降低為 3.8(m/s)。
2. 圖 17(c)顯示造灘前，主深槽水位 60.8~61.4(m)。造灘後通水斷面減少，水位略抬升為 61.4~62.1(m)。

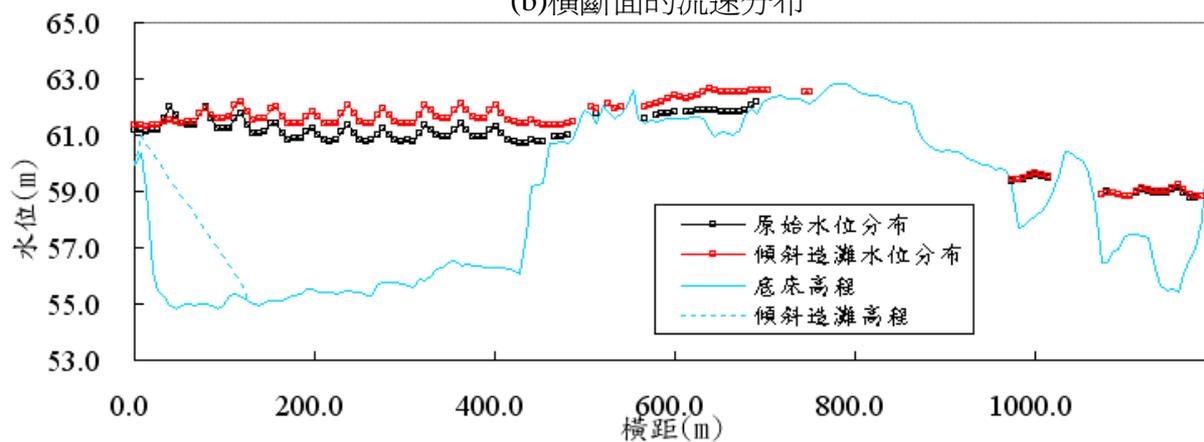
圖 18 為整治前後河道水深分布比較，顯示造灘後，靠近河岸的深槽受到灘地阻隔，深槽位置已向右岸偏移。



(a)橋墩在橫斷面的位置



(b)橫斷面的流速分布



(c)橫斷面的水位分布

圖 17 台 1 線大甲溪橋上游面流速與水位(Q100)

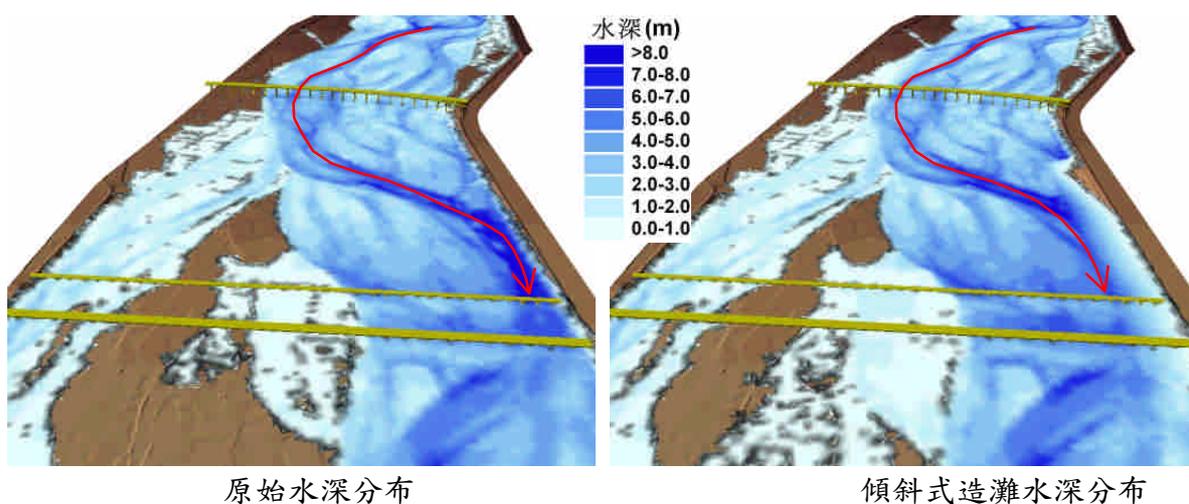


圖 18 整治前後河道水深分布比較(Q100)

6.2 深槽改道取直

本方案透過河道整理，將偏流的深槽改道取直，使深槽通過河道中央，集中保護位於深槽的橋墩。如圖 19 所示，原始深槽(藍線)偏流，本方案將深槽改道取直(紅線)，以海線鐵路橋上游 500(m)為新主深槽的起點，大甲溪橋下游 200(m)為終點，新主深槽(紅線)與河岸平行，寬度 50(m)進行測試。

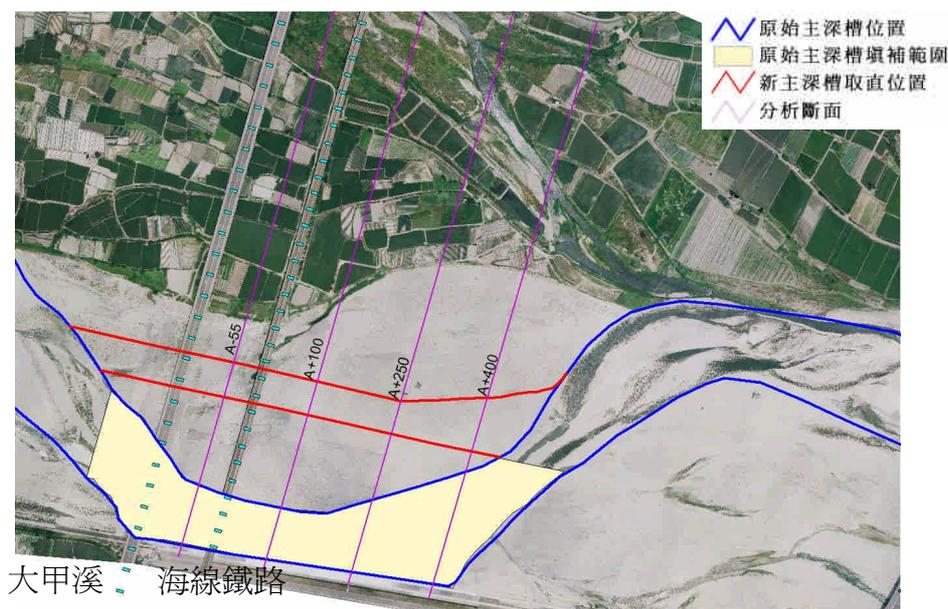


圖 19 布置區位

圖 20 為 100 年重現期，台 1 線大甲溪橋上游橫斷面的流速與水位分布。圖 20 (b)流速與圖 20 (c)水位之各橫軸位置可與圖 20 (a)實際橋墩位置比對，

具有以下特性：

1. 圖 20(b)原始流速分布，左岸主深槽的高流速區集中於橋墩 P30~P27 範圍。深槽改道取直，P30~P27 的流速下降，但水流集中位於新主深槽的橋墩 P23~P21。
2. 圖 20(c)顯示原始水位 60.8~61.4(m)之間。深槽改道取直，水位略降為 60.5~61.4 (m)之間。

圖 21 為整治前後河道水深分布比較，顯示整治後，靠近河岸的深槽已趨向河道中央。

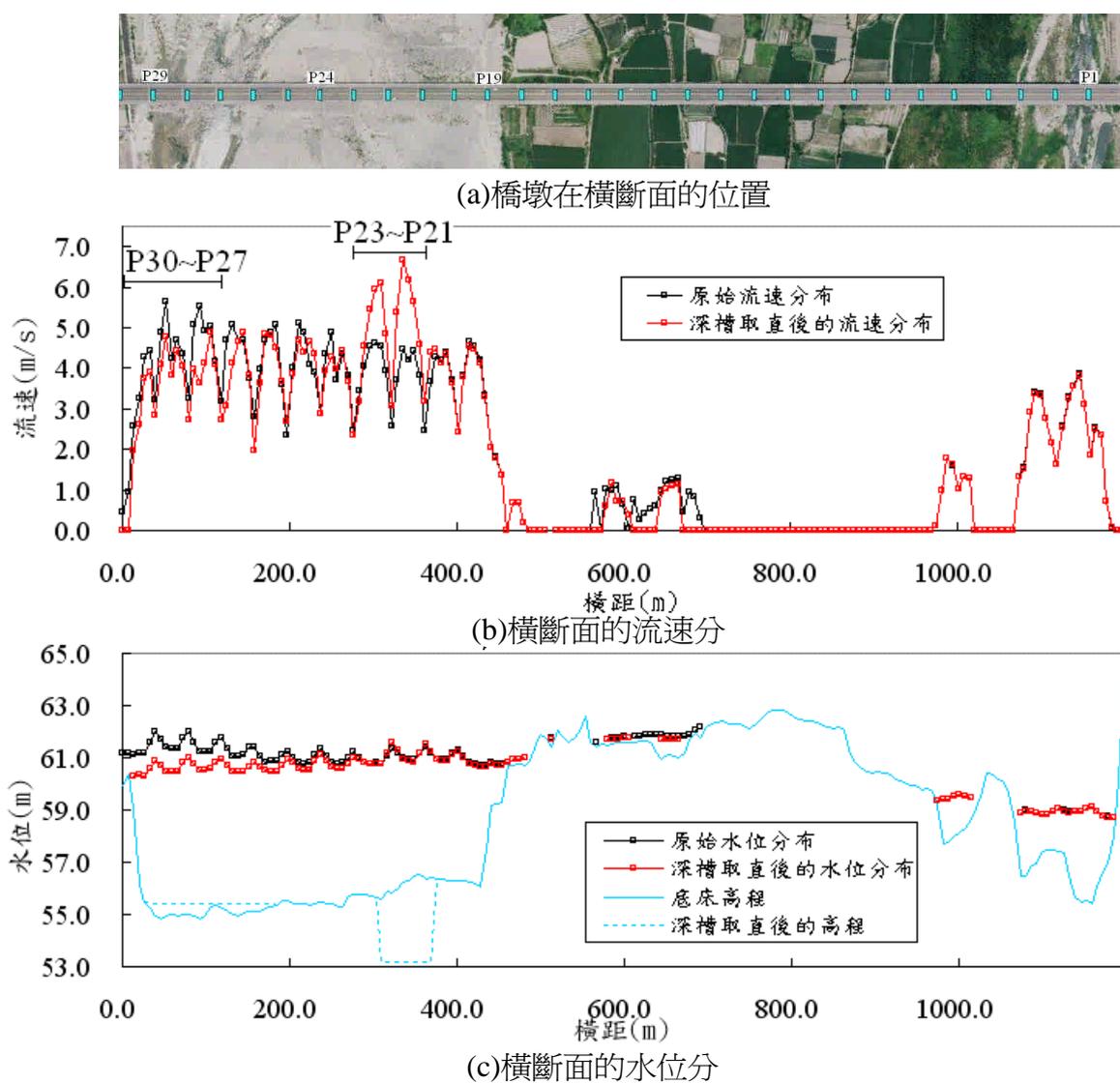


圖 20 台 1 線大甲溪橋上游面流速與水位(Q100)

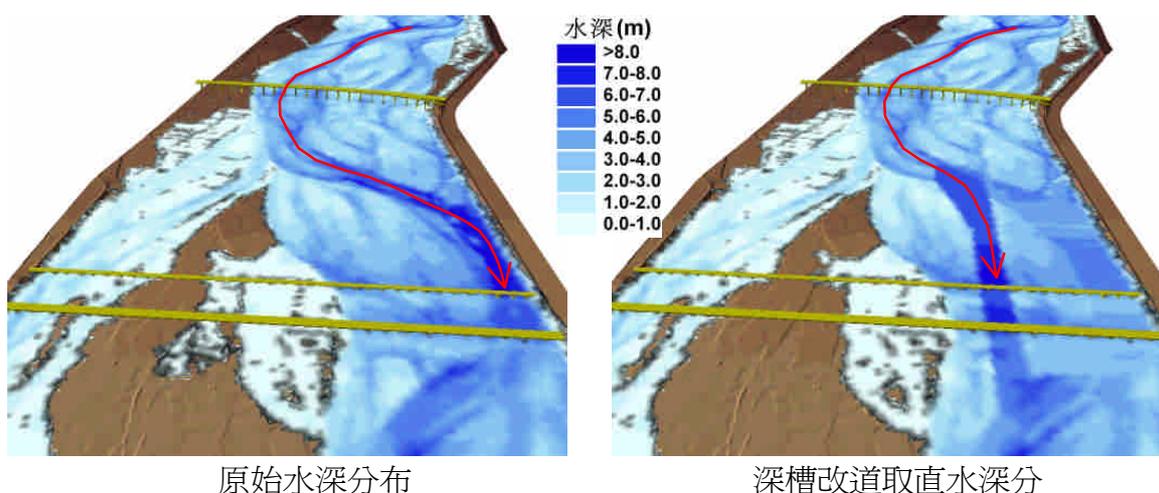


圖 21 整治前後河道水深分布比較(Q100)

七、橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗

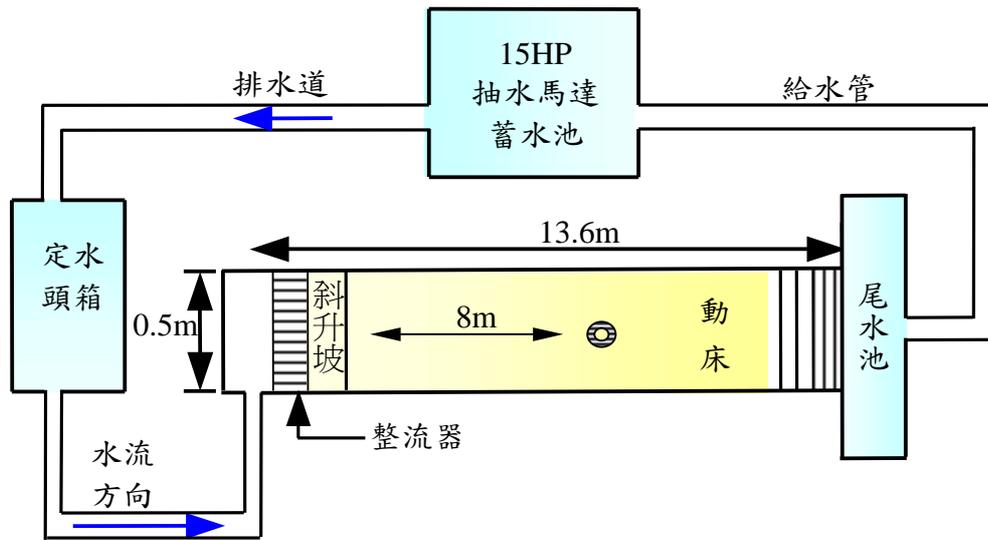
本試驗係針對 3 種不同流量、5 種保護工法(格籠工法、砂腸袋工法、潛堰固床工工法、透水混凝土塊工法、橋墩開口工法)及 2 種非均勻橋墩型式 ($D/D^*=0.4$ 、 0.7)，進行室內渠槽試驗(斷面試驗)，藉以瞭解非均勻橋墩於不同流量及不同保護工法情況下，局部最大沖刷深度及沖刷範圍之關係，並研評保護工法之適用性。其中試驗流量分別為 0.0045cms 、 0.0065cms 及 0.0079cms ，所對應之相對水流強度(V/V_c)為 0.95 、 1.1 及 1.25 。

7.1 試驗設備與布置

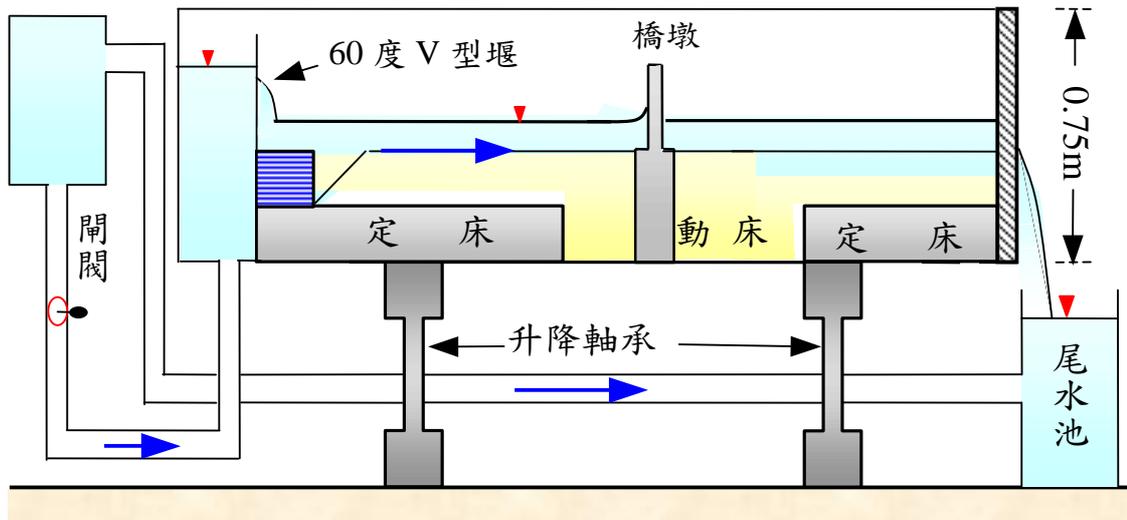
本試驗所使用之設備位於逢甲大學水利工程與資源保育學系水工試驗室，試驗渠槽為中型循環玻璃渠槽，此節將就試驗渠槽、渠槽試驗條件、試驗橋墩模型、橋墩保護工法種類、試驗儀器設備、實驗布置、試驗河床質及試驗流量率定等項目說明如下：

7.1.1 試驗渠槽

渠槽全長 13.6m 、寬 0.5m 、深 0.75m ，渠槽側壁之材質為強化透明玻璃，以利於試驗進行時之觀測。渠槽尾端有一尾水閘門(tailwater gate)，用以控制試驗水深。渠槽整體主要配置如圖 22 所示。



頂視圖(plan view)



側視圖(side view)

圖 22 試驗渠槽配置圖

7.1.2 渠槽試驗條件

本試驗泥砂中值粒徑為 $d_{50} = 0.62\text{mm}$ 之均勻底床質的條件下，分別改變 3 種不同流量 Q ，2 種橋墩及 5 種不同橋墩保護工法，進行定量流非均勻橋墩清水沖刷試驗，試驗條件詳如表 9 所示。

表 9 渠槽試驗條件

D/D^*	Q (cms)	工法
0.4	0.0045	無保護措施
0.7	0.0065	格籠工法
	0.0079	砂腸袋工法
		潛堰固床工工法
		透水混凝土塊工法
		橋墩開口工法

7.1.3 試驗橋墩模型

由於臺灣西部主要河川之橋梁，其墩徑比(D/D^*)大多介於 0.4 至 0.7 之間，因此本試驗採用兩種非均勻橋墩，其基礎直徑皆為 5cm，橋墩直徑分別為 2cm 與 3.5cm，橋墩墩徑比(D/D^*)分別為 0.4、0.7。兩種橋墩與基礎均為圓柱形狀且橋墩與基礎之中心位置相重疊，而材質則為實心木材製成。其非均勻橋墩規格、示意圖及照片詳如表 10、圖 23 及照片 3 所示。

表 10 試驗橋墩模型規格表

墩徑比 D/D^*	橋墩直徑 D (cm)	基礎直徑 D^* (cm)
0.4	2	5
0.7	3.5	5

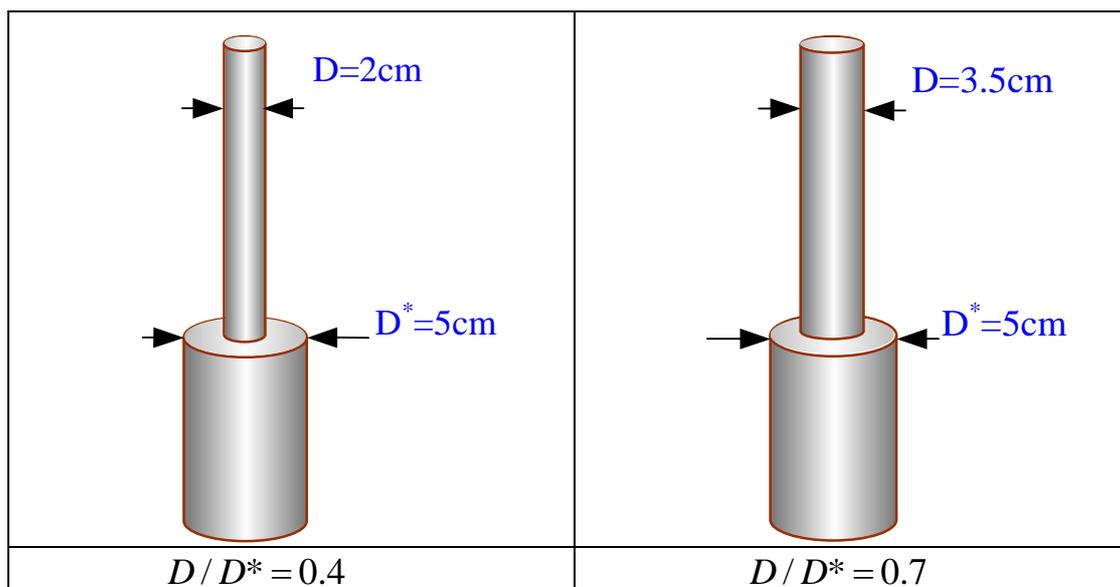
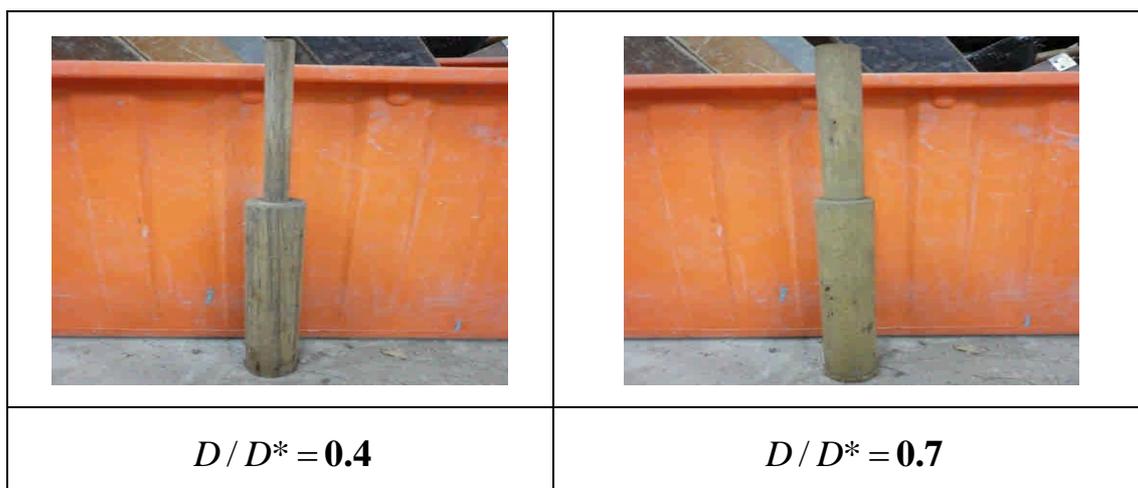


圖 23 試驗橋墩規格示意圖



照片 3 試驗橋墩模型照片

7.1.4 橋墩保護工法種類

本試驗選用 5 種橋墩保護工法(格籠工法、砂腸袋工法、潛堰固床工法、透水混凝土塊工法及橋墩開口工法)，研評其工法之適用性，其設置方式說明如下：

1. 格籠工法

加勁格網主要成分為高強度聚酯纖維束(PET)編織而成，其覆蓋率為 49.3%，開孔率為 50.7%，單一肋條抗拉強度為 127.7 kN/m。本試驗利用加勁格網包覆石塊以增加河床糙率，可降低沖刷，同時防止拋石流失。其設置方式係將格籠內部以拋石粒徑 10mm 之塊石填充至厚度 10mm 並置放於橋墩周圍，其設置範圍約 4 倍基礎寬度(200mm)。格籠工法模型如照片 4 所示。



照片 4 格籠工法模型照片

2. 砂腸袋工法

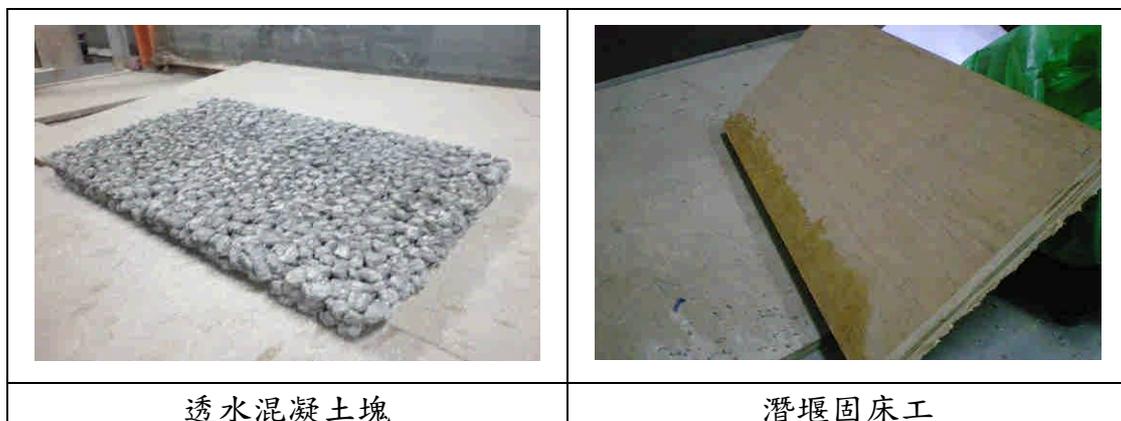
砂腸袋主要成分為聚丙烯透水織布，係為高拉力纖維透水管狀袋體，兼具透水與保留土壤之功用。本試驗特將此工法應用於橋墩保護，研評砂腸袋工法之適用性。其設置方式係將砂腸袋以模型用砂填充至厚度 10mm 並置放於橋墩周圍，其設置範圍約 4 倍基礎寬度(200mm)。砂腸袋工法模型如照片 5 所示。



照片 5 砂腸袋工法模型照片

3. 潛堰固床工工法及透水混凝土塊工法

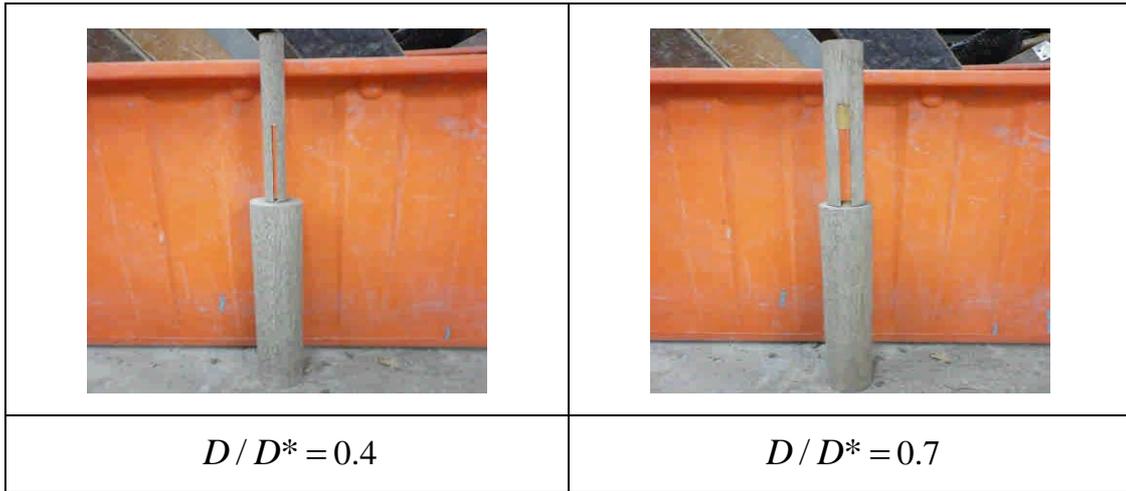
潛堰固床工具有攔阻砂石，達到河床砂石回淤之功能。惟潛堰固床工下游側易因跌水造成下游河床沖刷，故擬設置透水混凝土塊替代透水固床工與之比較，研評潛堰固床工工法及透水混凝土塊工法之適用性。其設置方式係將潛堰固床工及透水混凝土塊(長 50cm、寬 31cm、高 1cm)埋設距離橋墩下游 10cm 處，使其高於原始河床面 1cm。其中，潛堰固床工係以木板製作；透水混凝土塊則以通過 3/8 號篩石頭 10.49 公斤、水 1.23 公斤及石灰 3.8 公斤配比製成，孔隙率為 30%。潛堰固床工法及透水混凝土塊工法模型如照片 6 所示。



照片 6 潛堰固床工法及透水混凝土塊工法模型照片

4. 橋墩開口工法

當水流通過墩柱，會產生向下射流與馬蹄形渦流，造成局部沖刷現象。故本試驗將橋墩設置一矩形開口使水流直接穿透橋墩，以降低向下射流及馬蹄形渦流能量，減少橋墩周圍局部沖刷。其設置方式係將橋墩上設置一矩形開口，其開口寬度為橋墩直徑的 20%，擬藉此減輕向下射流能量而降低沖刷深度及沖刷坑範圍。橋墩開口工法模型如照片 7 所示。



照片 7 橋墩開口工法模型照片

7.1.5 試驗儀器設備

1. 顯示式管路手動矩形閘閥

本試驗流量係由 V 型堰之流量率定曲線計算求得，同時記錄所對應之顯示式管路手動矩形閘閥開度數值，其顯示器可顯示 0~12,000 數字，代表閘閥開度，以確實達到試驗條件的設定。其顯示式管路手動矩形閘閥如照片 8 所示。



照片 8 顯示式管路手動矩形閘閥照片

2. 雷射測距儀

利用雷射測距儀量測縱斷面沖刷剖面圖及沖刷坑範圍。其雷射測距儀如照片 9 所示。



照片 9 雷射測距儀照片

3. 數位照相機

利用數位相機進行試驗過程拍照及攝影，記錄試驗現況。其數位相機如照片 10 所示。



照片 10 數位相機照片

7.1.6 實驗布置

為使水流進入試驗區段時能保持平順穩定，於三角形缺口堰下游處擺設消波塊消能，同時設置整流板以減低水位波動，再以吸管製成之蜂巢式整流器減緩水流紊亂程度，使水流平順進入試驗區段。動床試驗區段全長為 12.7m，試驗區段尾端設置一壓克力尾水板，以防止泥砂流入尾水池。

7.1.7 試驗河床質

為瞭解非均勻橋墩沖刷之機制，減少因護甲作用所造成沖刷深度的不準確性，故於渠槽中鋪設 30cm 厚之越南細砂，而河床質粒徑用 #20、#30、#40 號篩所篩出之三種泥砂粒徑加以混和，中值粒徑 d_{50} 為 0.62mm，底床質幾何標準偏差 σ_g 約為 1.29，屬於均勻泥砂，粒徑分布如圖 24 所示。

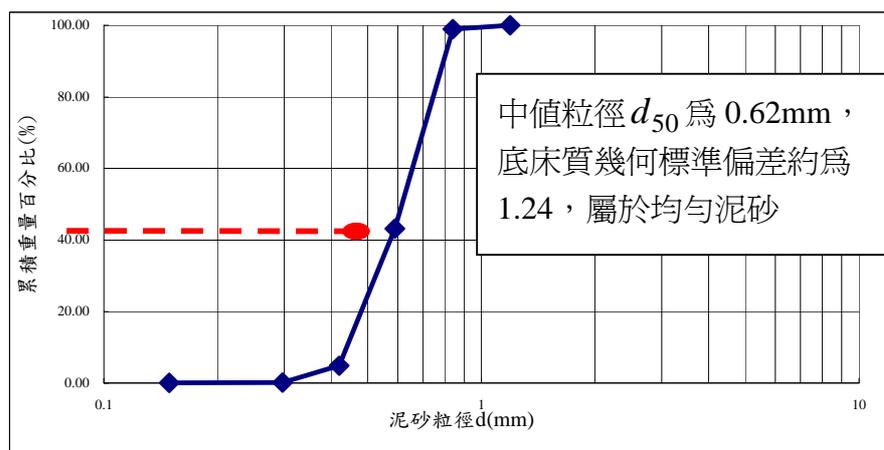


圖 24 試驗河床質粒徑分布曲線

7.1.8 試驗流量率定

本試驗之流量係由給水管上之閘閥所控制，水流從定水頭箱經由給水管輸送到渠槽中，再流至 V 型堰，並藉由 V 型堰計算流量公式率定流量。其本試驗渠槽 V 型堰之流量率定公式及 V 型堰流量率定曲線如圖 25 所示：

$$Q = 0.0003H^{2.1807} \dots\dots\dots(1)$$

式中， Q = 流量(cms)、 H = V 型堰溢流水深(cm)

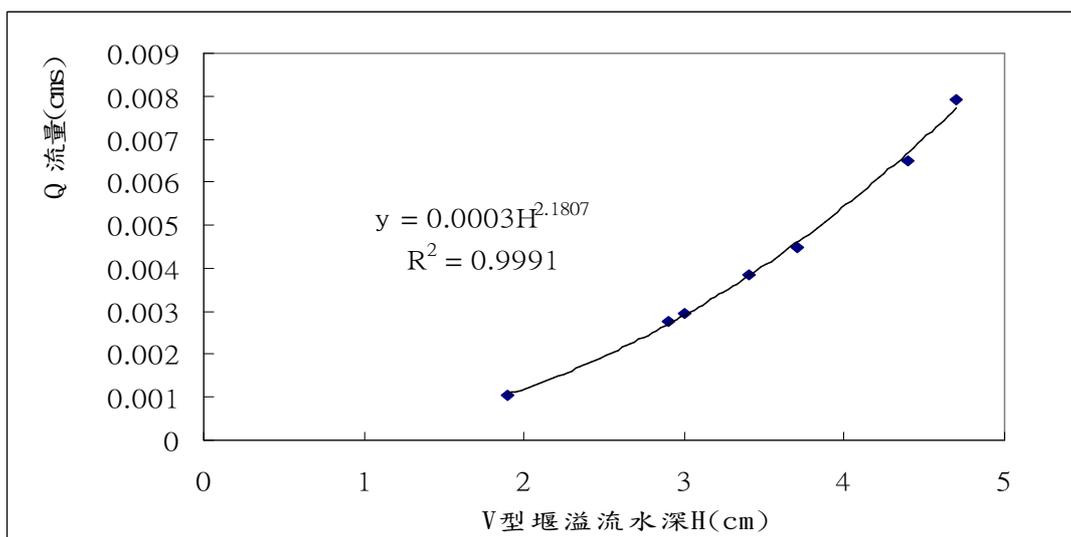


圖 25 V 型堰流量率定曲線

7.2 試驗流程

橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗流程如圖 26 所示，其試驗流程說明如下：

1. 試驗儀器測試及流量率定

2. 試驗橋墩安置

在進行沖刷試驗前，先將試驗用橋墩置於渠槽動床試驗段，使其與渠槽兩側邊壁等距離，並確定試驗用橋墩保持鉛垂。

3. 底床質鋪設

試驗所選用之底床質主要為越南細砂，屬於均勻粒徑。為確保試驗的準確性，在每一次試驗前均將底床質充分攪拌並均勻鋪設於渠槽中，再以木板整平。整平完成後，再利用雷射測距儀量測底床剖面，確定底床平整性。

4. 試驗流量控制

利用閘閥控制，將流量控制在研究範圍內，直到試驗完成，再將閘閥控制關閉。試驗區段尾端設置 0.5cm 高之壓克力尾水板，藉以抬升水位與防止泥砂流入尾水池。

5. 試驗沖刷時間選定

試驗沖刷時間之選定，以無保護措施之橋墩沖刷試驗(墩徑比=0.7)中，每隔一小時量測其墩前沖刷深度，其各試驗流量沖刷時間與沖刷深度之關係如圖 27 所示。由圖中得知在沖刷時間 5~6 小時間，向下刷深跡象已有大幅減緩之趨勢，故選定 6 小時作為往後每組試驗的沖刷時間。

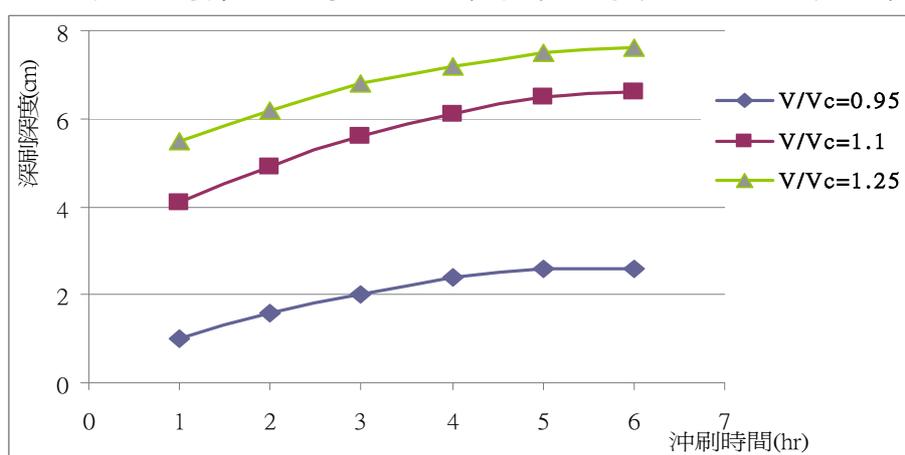


圖 27 各試驗流量沖刷時間與沖刷深度之關係圖

6. 量測其沖刷深度與範圍

待6小時沖刷試驗結束後，關閉流量閘閥並以雷射測距儀量測縱斷面沖刷剖面圖及沖刷坑範圍，其量測間隔為1cm。

7. 改變試驗流量並重複試驗步驟3~6。

8. 更換橋墩模型並重複試驗步驟3~7。

9. 更換橋墩保護工法並重複試驗步驟3~8。

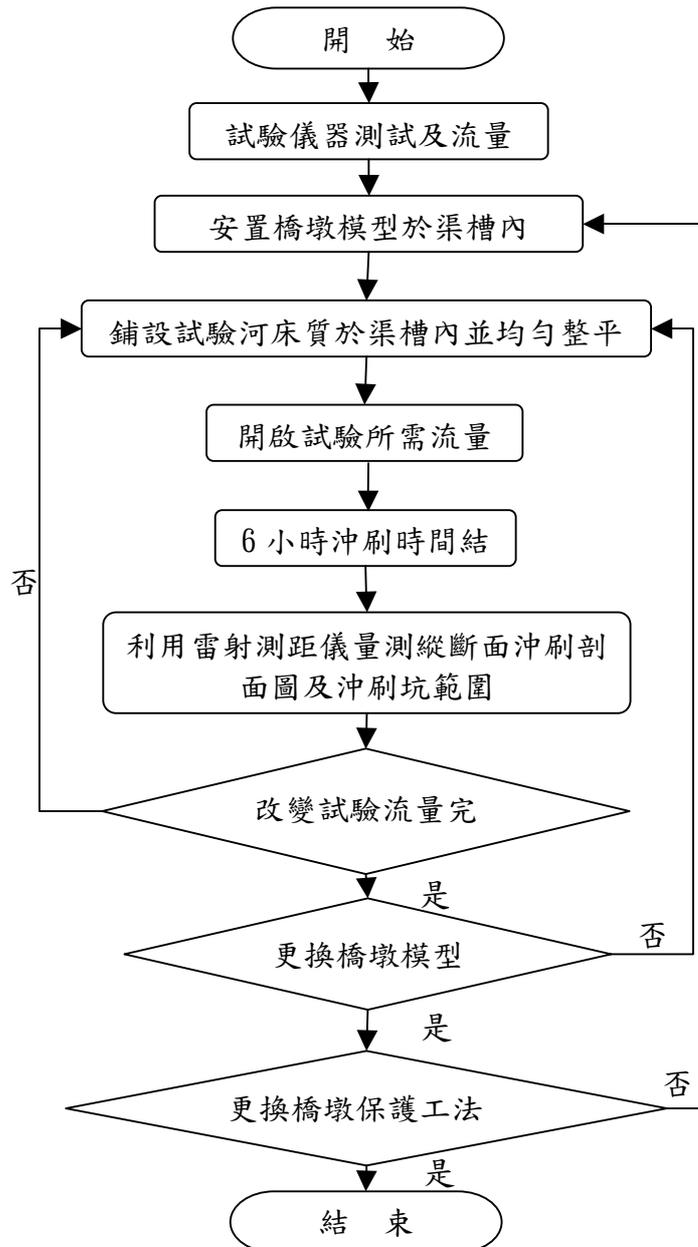


圖26 橋墩沖刷及保護工法渠槽試驗流程圖

7.3 綜合分析與討論

7.3.1 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度之關係

圖 27 與圖 28 分別為不同保護工法下，墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於 3 種相對水流強度($V/V_c = 0.95$ 、 1.1 、 1.25)時之無因次相對基礎沖刷深度關係圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^* = 5\text{cm}$)為 y 軸之尺度無因次化，其中 x 軸為相對水流強度(V/V_c)，y 軸為無因次相對基礎沖刷深度(d_s/D^*)。經比較，假設工法皆無損壞情況下，於最大試驗流量時，不論墩徑比為 0.4 或 0.7，砂腸袋均無向下刷深之情況，故判定砂腸袋工法保護效果最佳，其次依序為橋墩開口工法、格籠工法、透水混凝土塊工法、潛堰固床工法、無保護措施。其不同保護工法下，不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度數據如表 11 所示。

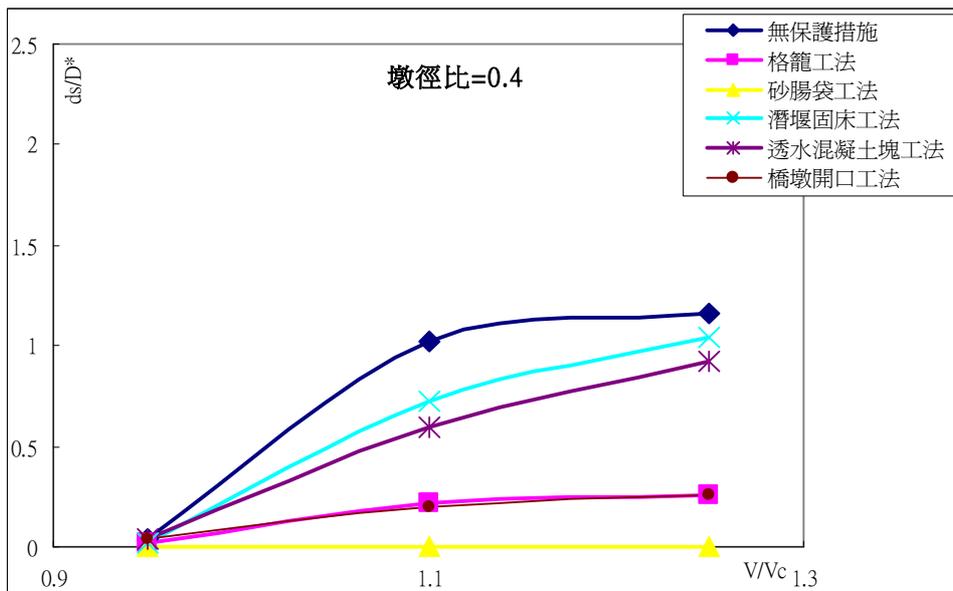


圖 27 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度關係圖(墩徑比=0.4)

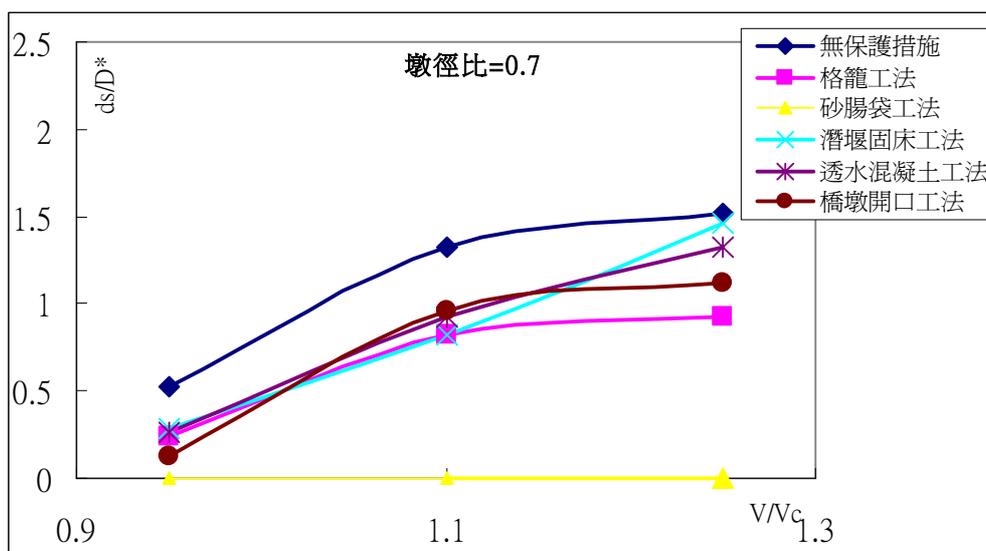


圖 28 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度關係圖(墩徑比=0.7)

表 11 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷深度總表

無因次相對基礎沖刷深度 (d_s/D^*)		$V/V_c = 0.95$	$V/V_c = 1.1$	$V/V_c = 1.25$
無保護措施	$D/D^* = 0.4$	0.04	1.02	1.16
	$D/D^* = 0.7$	0.52	1.32	1.52
格籠工法	$D/D^* = 0.4$	0.02	0.22	0.26
	$D/D^* = 0.7$	0.24	0.82	0.92
砂腸袋工法	$D/D^* = 0.4$	0	0	0
	$D/D^* = 0.7$	0	0	0
潛堰固床工工法	$D/D^* = 0.4$	0.02	0.72	1.04
	$D/D^* = 0.7$	0.28	0.82	1.46
透水混凝土工法	$D/D^* = 0.4$	0.04	0.60	0.92
	$D/D^* = 0.7$	0.26	0.92	1.32
橋墩開口工法	$D/D^* = 0.4$	0.04	0.20	0.26
	$D/D^* = 0.7$	0.12	0.96	1.12

7.4.2 不同保護工法下不同相對水流強度對沖刷範圍之關係

圖 29~圖 32 分別為不同保護工法下，墩徑比 0.4 和 0.7 之非均勻橋墩於 3 種相對水流強度($V/V_c = 0.95, 1.1, 1.25$)時之無因次相對基礎沖刷長度及寬度關係圖，圖中是以橋基迎水面寬度($D^* = 5\text{cm}$)為 y 軸之尺度無因次化，其中 x 軸為為相對水流強度(V/V_c)，y 軸分別為無因次相對基礎沖刷長度(x/D^*)及無因次相對基礎沖刷寬度(w/D^*)。經綜合比較顯示，於不同試驗流量下，不論墩徑比為 0.4 或 0.7，其橋墩沖刷坑範圍由小至大依次為橋墩開口工法>格籠工法>無保護措施 >砂腸袋工法，另潛堰固床工法與透水混凝土塊工法因其沖刷坑範圍受到工法阻隔，故不予比較。砂腸袋工法沖刷範圍皆大於無工法，係因水流流經橋墩產生之向下射流受到砂腸袋消能作用，使水流能量往四處擴散造成淺層沖刷。其不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度及寬度如表 12 所示。

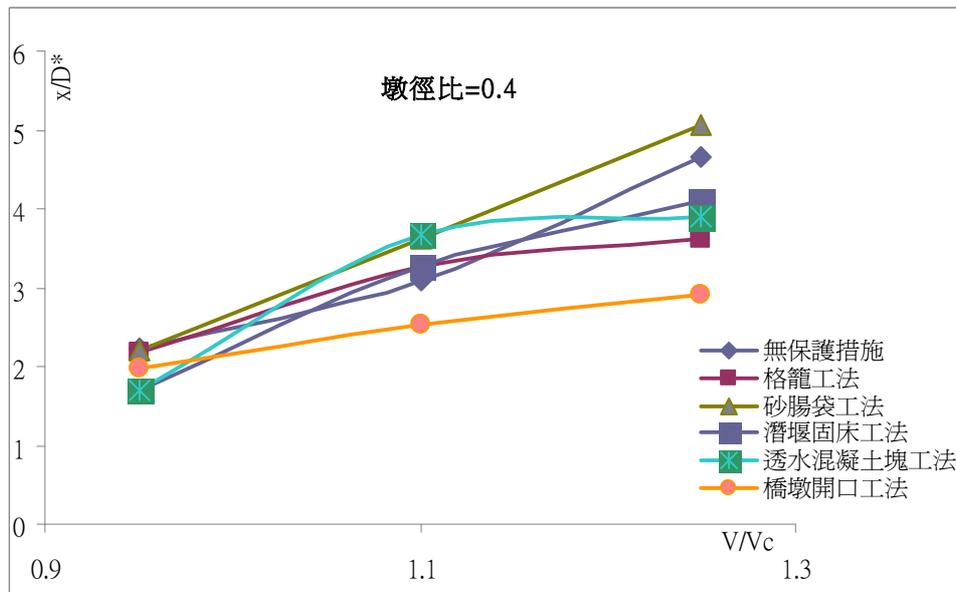


圖 29 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度關係圖(墩徑比=0.4)

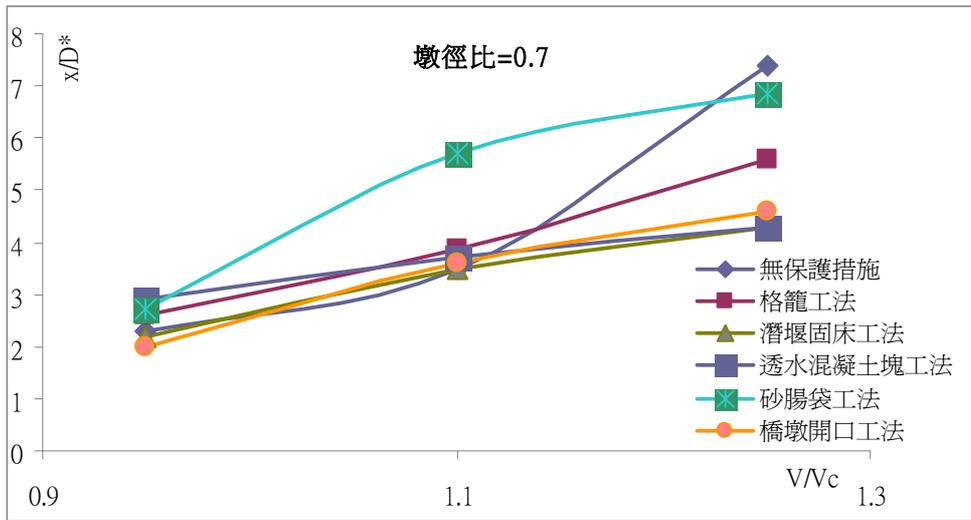


圖 30 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度關係圖(墩徑比=0.7)

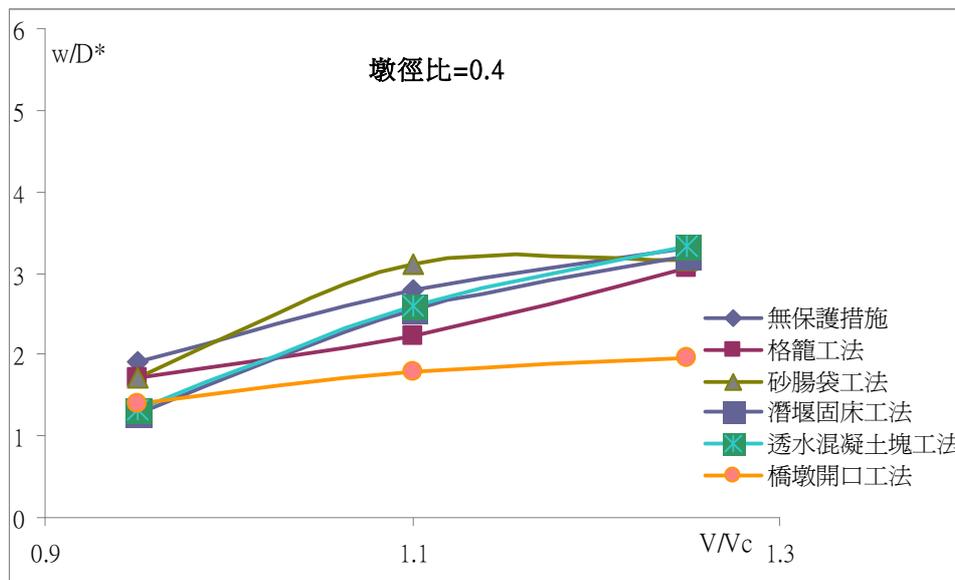


圖 31 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷寬度關係圖(墩徑比=0.4)

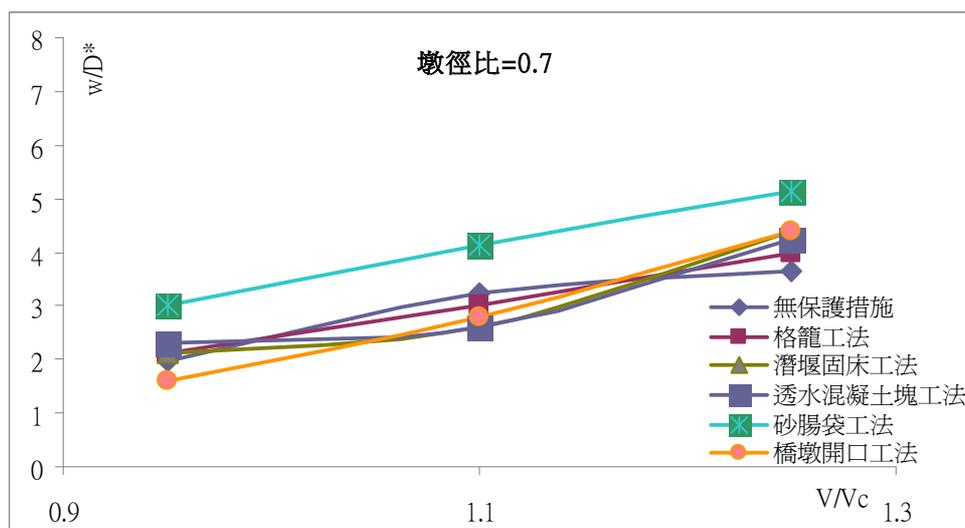


圖 32 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷寬度關係圖(墩徑比=0.7)

表 12 不同保護工法下不同相對水流強度對無因次相對基礎沖刷長度及寬度總表

工法種類	墩徑比	V/Vc = 0.95		V/Vc = 1.1		V/Vc = 1.25	
		x/D*	w/D*	x/D*	w/D*	x/D*	w/D*
無保護措施	D/D* = 0.4	2.24	1.90	3.10	2.80	4.66	3.31
	D/D* = 0.7	2.30	1.96	3.50	3.22	7.38	3.64
格籠工法	D/D* = 0.4	2.18	1.72	3.26	2.24	3.62	3.06
	D/D* = 0.7	2.60	2.12	3.86	3.00	5.60	4.00
砂腸袋工法	D/D* = 0.4	2.20	1.72	3.62	3.10	5.06	3.16
	D/D* = 0.7	2.70	3.00	5.72	4.12	6.86	5.12
潛堰固床工工法	D/D* = 0.4	1.70	1.28	3.26	2.54	4.10	3.20
	D/D* = 0.7	2.20	2.12	3.50	2.60	4.30	4.40
透水混凝土塊工法	D/D* = 0.4	1.70	1.32	3.68	2.60	3.90	3.32
	D/D* = 0.7	2.90	2.32	3.70	2.62	4.30	4.24
橋墩開口工法	D/D* = 0.4	1.98	1.40	2.54	1.78	2.90	1.96
	D/D* = 0.7	2.00	1.60	3.60	2.80	4.60	4.40

八、水工模型試驗範圍選定與相似率計算

8.1 模型範圍選定

本計畫以大甲溪為研究對象，其水工模型試驗範圍涵蓋「台1線大甲溪橋」、「海線鐵路橋」與「國道3號大甲溪橋」共4公里範圍做為研究河段，包含交通部公路總局、交通部臺灣鐵路局及交通部臺灣區國道高速公路局等三個橋管單位，其大甲溪試驗河段範圍如圖33所示。

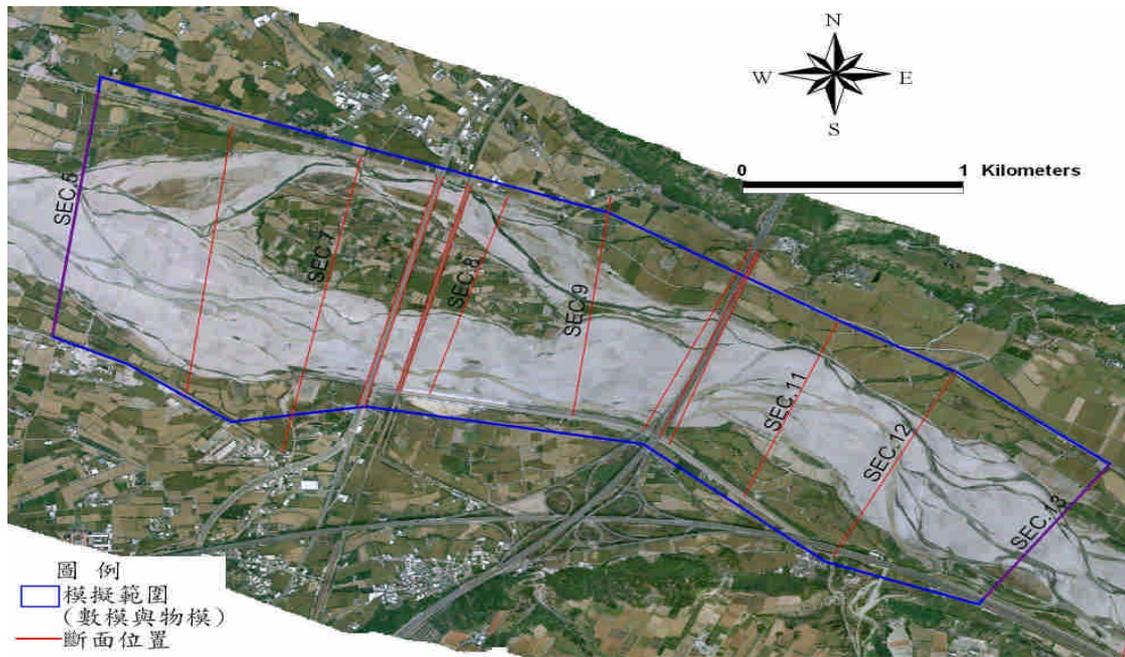


圖 33 大甲溪試驗河段範圍圖

8.2 模型比尺選定

在確定模型平面比例尺時，既要考慮試驗水深必須大於 1.5cm，且試驗粒徑須大於 0.1mm，免得因薄層流或砂質顆粒因縮尺而小至粘粒，將導致泥沙運動特性異於原型，必然影響模型試驗的準確度。因此，為較準確地研究河道底床泥砂沖淤變化，從而較真實地反映其沖刷深度，本模型與原體須滿足幾何相似及運動相似性外還必須滿足動力相似，由明渠水流現象，原體受慣性力及重力影響較其他因素(表面張力、黏滯力及彈性力)顯著，故動力相似率以福祿數定律為基準，研擬其相關參數尺度如表 13 所示。

表 13 原體與模型間各物理量之比例關係

模 型 比 例	長 度	流 速	時 間	流 量	糙 率	雷諾數	河床質 粒 徑
關係式	Lr	$Lr^{1/2}$	$Lr^{1/2}$	$Lr^{5/2}$	$Lr^{1/6}$	$Lr^{3/2}$	Lr
比 例	$\frac{1}{81}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{59,049}$	$\frac{1}{2.08}$	$\frac{1}{729}$	$\frac{1}{81}$

8.3 模型用砂

經由民國 72 年與 97 年河床質變化比較分析結果，因大甲溪坡度陡、流速快，河床質粒徑並無明顯往下游粒徑愈小之趨勢，故本計畫係採用民國 97 年河床質採樣成果做為水工模型用砂之依據。根據水利署民國 97 年河床質採樣地點介於斷面 6 及斷面 12 之間，僅有斷面 9 河床質採樣資料，其河床質採樣點粒徑分布曲線圖詳如圖 34 所示。其臨界推移力法所推算之模型砂粒徑詳如表 14 所示。

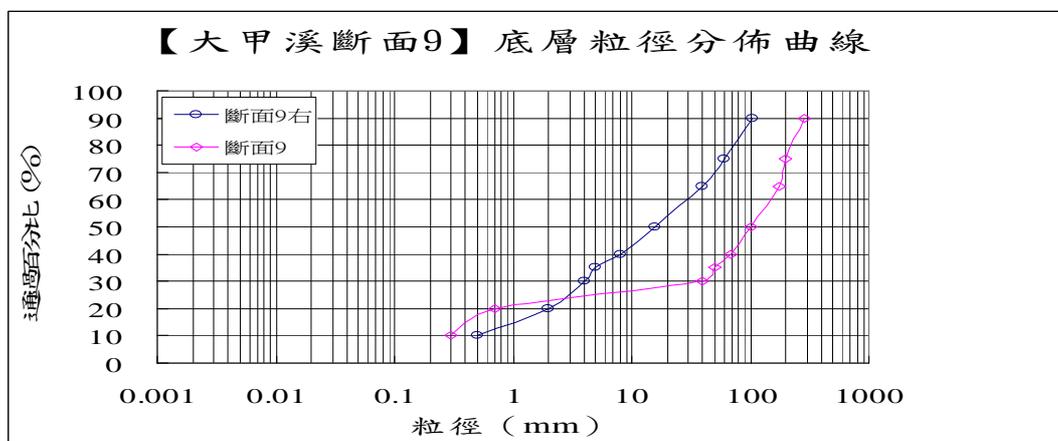


圖 34 民國 97 年斷面 9 河床質粒徑分布曲線圖

資料來源：經濟部水利署「大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)」, 2009

表 14 原體砂及模型砂粒徑比較表

(單位：mm)

砂樣 \ 粒徑	粒徑							
	D ₁₀	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₀	D ₅₀	D ₆₅	D ₇₅	D ₉₀
原體砂	0.3	0.7	40	68	100	175	200	290
臨界推移力法	0.004	0.009	0.49	0.84	1.23	2.16	2.47	3.58
模型用砂	0.21	0.33	0.52	0.83	1.25	2.07	2.76	4.04

由於本計畫係研究底床泥砂沖刷為主的動床模型，最主要須滿足泥砂運動的相似性。底床砂顆粒被水流沖起後可以懸浮和推移形態運動，亦分別遵循其相應之運動規律。惟對於有河中砂洲產生之多砂河段，其河道變化大多與推移質運移有關，即推移質主導河床變形。故本模型主要考慮推移質的影響，其懸浮質則忽略不計。

根據上述臨界推移力法求得模型用砂之粒徑，按其各別所佔原體停留百分比，繪成模型用砂粒徑曲線，將粒徑篩分析後分別為#4、#16、#30、#50、#100，再依模型用砂之停留百分比混合均勻，做為試驗用河床質及加砂用，採用之模型用砂及粒徑分布曲線圖，詳如表 14 及圖 35 所示。

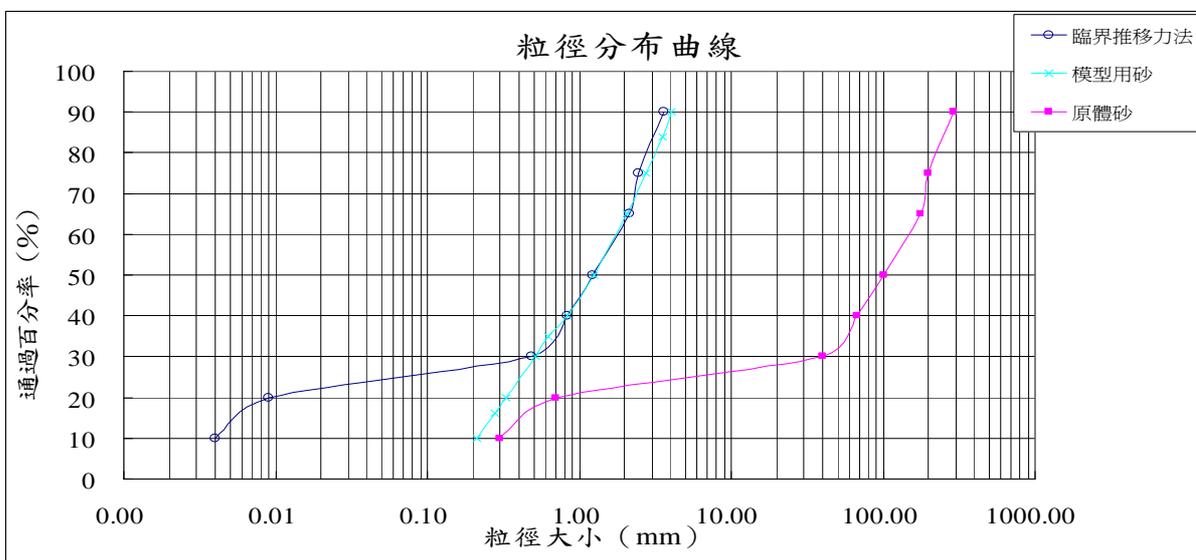


圖 35 原體砂、臨界推移力法及模型用砂粒徑分布曲線圖

九、結論與建議

9.1 結論

1. 數值模擬檢定與驗證，河床糙度採用 0.05 的模擬結果與實測值趨勢相同。
2. 以數模初步測試河道整治工法(傾斜式造灘、深槽改道取直)，模擬結果顯示可將偏流的主深槽趨向河道中央，故可作為後續水工模型工法布置之參考。
3. 依據保護工法渠槽試驗成果顯示，假設工法皆無損壞之情況下，其工法保護效果依序為砂腸袋工法、橋墩開口工法、格籠工法、透水混凝土塊工法、潛堰固床工工法。
4. 因考量格籠工法與砂腸袋工法施工難度較低，價格也較為低廉，雖其工法耐久性不佳，但維護經費亦相對較低，故本計畫水工模型橋墩保護工法擬採用格籠工法與砂腸袋工法進行試驗。

9.2 建議

1. 本計畫已完成橋梁沖刷水工模型實驗室監造。有鑑於未來斷面地形及水位量測便利性，應考慮增建移動式觀測平台。
2. 為順利完成水工模型檢定與驗證工作，建議長期觀測或蒐集各主要河系橋梁水位資料，可作為未來橋梁沖刷水工模型實驗室重要參考資料。

參考文獻

1. Ashida, K. "On river bed variation and stable channels in alluvial streams", Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Japan, Vol.14, Part1.(1964).
2. Baker, C. J., "Theoretical Approach to the prediction of scour around bridge piers," Journal of Hydraulics Research, Vol.18, No.1, pp.1~12(1980).
3. Baker, C. J., "New design equations for scour around bridge piers," Journal of the Hydraulics Division.,ASCE, Vol.107, No. HY4, pp.507~511(1981).

4. Breusers, H.N., and Raudkivi, A.J., "Scouring," IAHR Hydraulic Structure Design Manual, Vol.2, Belkema(1991).
5. Chiew, Y. M., "Scour protection at bridge piers," J.Hydr. Engrg., ASCE, Vol.118, No.9, pp.1260~1269 (1993).
6. Dargahi, B., "Controlling mechanism of local scouring," J.Hydr. Engrg., ASCE, Vol.116, No.10, pp.1197~1214 (1990).
7. Gill, M.A., "Bed erosion in rectangular long contraction", J. of the Hydraulics Div., ASCE, Vol.107, No.3, pp.273-294, 1981.
8. Hannah C. R., "Scour at pile groups," Ph.D, Department of civil engineering University of Canterbury Christchurch New Zealand(1978).
9. Jones J. S., Kilgore R. T., and Mistichelli M. P., "Effects of footing location on bridge pier," J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.118, No.2, pp.280~290(1992).
10. Julien, P. Y., Erosion and sedimentation , Cambridge University Press, New York, USA(1995).
11. Komura, S., "Equilibrium depth of scour in long contraction", J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.92, No.5.(1966)
12. Lagasse, P.F., M.S. Byars, L.W. Zevenbergen and P.E. Clopper, Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures, FHWA, National Highway Institute, Report No. HEC-23, Arlington, Virginia, USA (1997).
13. Lausen, E.M. and Toch, A. , "Scour around bridge piers and abutments", Bulletin No. 4, Iowa Highways Research Board, Ames, Iowa (1956).
14. Lausen, E.M. , "Scour at bridge crossings", Bulletin No. 8, Iowa Highways Research Board, Ames, Iowa (1958).
15. Liu, C. L., Shieh, C. L., Hwang, J. K. and Wang, T.S., "Desilting at Fishway Entrance of Sabo Dam with Bottom Panels", Pro. of the International Symposium on Fishways '90 in Gifu, Japan, pp. 469-476, (1990).
16. Melville, B.W., and Sutherland, A.J., "Design method for local scour at bridge piers," J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.114, No.10, pp.1210-1226(1988).
17. Melville B.W., and Raudkivi A. J., "Effects of foundation geometry on bridge pier scour," J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.122, No.4, pp.203~209(1996).

18. Martin-Vide J. P.,Hidalgo C., and Bateman A., “Local scour at piled bridge foundations,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.124, No4, pp439~444(1998).
19. Melville, B. W. and Chiew, Y. M., “Time scale for local scour at bridge piers,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.125, No.1, pp. 59~65(1999).
20. Melville, B.W. and S.E. Coleman , Bridge Scour, Water Resources Publications, Colorado, USA (2000).
21. Neill, C.R., Guide to Bridge Hydraulics, Roads and Transportation Association of Canada, University of Toronto Press. 191pp.(1973)
22. Odgaard, A.J. and Kennedy, J.F. , "Analysis of Sacramento River Bend Flows ,and Development of a New Method for Bank Protection", IIHR Report, No.241, (1982).
23. Odgaard, A.J. and Kennedy, J.F. , "River-bend Protection by Submerged Vanes", J. of Hyd. Div.,Proc. of ASCE, Vol.109, HY8,(1983).
24. Odgaard, A.J. and Mosconi, C.E. , "Streambank Protection by Submerged Vanes", J. of Hyd. Eng., Proc. of ASCE, Vol.113(4),(1987).
25. Odgaard, A.J. and Wang, Y., "Sediment Management with Submerged Vanes. I :Theory", J.of Hyd . Eng.,Proc. of ASCE, Vol. 117(3), pp.267-283,(1991).
26. Odgaard, A.J. and Wang, Y., "Sediment Management with Submerged Vanes. II :Application", J.of Hyd . Eng., Proc. of ASCE, Vol. 117(3), pp. 284-302,(1991).
27. Parola A. C.,Mahavadi S. K., Brown B. M. and Khoury A. E., “Effects of rectangular foundation geometry on local pier scour,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.122 No.1, pp35~40(1996).
28. Raudkivi A. J. and Ettema R., “Effect of sediment gradation on clear water scour ,“ J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.109, No.3, pp338~349(1983).
29. Raudkivi, A. J., “Clear-water scour at cylindrical piers,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.109, No.3, pp338~350 (1983).
30. Raudkivi, A. J., “Founctional trends of scour at bridge piers,” J. Hydr. Engrg., ASCE, Vol.112, No.3, pp1~13(1986).
31. Salim M., and Jones J. S., “Effect of exposed pile foundations on local pier

- scour, “National conference on Hydraulic Engineering “, ASCE. pp.1814~1819 (1998).
32. Shen, H. W., Schneider, V. R. and Karaki, S. S., “Mechanics of local scour”, U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, Institute for Applied Technology(1966).
 33. 防洪工程規劃講義，臺灣省水利局，民國 70 年 4 月。
 34. 橋台及橋墩沖刷防治工法之探討(一)，交通部科技顧問室，民國 88 年 8 月。
 35. 橋台及橋墩沖刷防治工法之探討(二)，交通部科技顧問室，民國 90 年 12 月。
 36. 河道水工構造物保護工法試驗研究(第二年)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 91 年 6 月。
 37. 河道穩定及護岸保護工法研究(第一年工作報告)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 91 年 8 月。
 38. 跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項，交通部臺灣區國道新建工程局，民國 92 年 5 月。
 39. 實用河川工程，蕭慶章，科技圖書股份有限公司，民國 92 年。
 40. 河道深槽沖淤量測及預測模擬變化潛勢評估(2/3)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 93 年 12 月。
 41. 大甲河流域聯合整體治理規劃檢討，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 94 年 12 月。
 42. 河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究(第一冊)，交通部公路總局，民國 94 年 12 月。
 43. 河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究(第二冊)，交通部公路總局，民國 94 年 12 月。
 44. 河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工法之研究(第三冊)，交通部公路總局，民國 94 年 12 月。
 45. 河川高灘地淤積砂石開採可行性評估研究，經濟部水利署，民國 96 年 2 月。
 46. 多砂河川流路變遷穩定工法之研究(1/2)，經濟部水利署水利規劃試驗

所，民國 97 年 2 月。

47. 大甲溪河段輸砂特性試驗研究(1/3)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 97 年 12 月。
48. 大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(1/4)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 97 年 6 月。
49. 大甲溪石岡壩下游河段河床穩定方案之研究(2/4)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 98 年 6 月。
50. 大甲溪治理規劃檢討(天輪壩至河口河段)，經濟部水利署水利規劃試驗所，民國 99 年 3 月。
51. 土木工事設計要領，九州地方整備局，2006 年。
52. 安倍川水系河川整備計畫(大臣管理區間)，日本國土交通省中部地方整備局靜岡河川事務所，2008 年。
53. 治河與防洪(中國工程師手冊水利類第六篇)，謝瑞麟，中國土木水利工程學會。

跨河橋梁安全預警系統之建立研究

鄭明淵¹ 吳育偉² 蔡明修³ 陳泰宏⁴

摘要

橋梁為臺灣地區用來連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而臺灣屬季為此已投注相當多經費進行橋梁監測及預警研究課題，但是這些研究成果如何進行橫向整合，並與防災預警通報體系結合，以提升橋梁防災預警時效，為一重要整合課題。因此，本研究將建置「跨河橋梁安全預警系統」整合各項資訊並建置預警通報機制，其架構分為(1)資料交換平台、(2)資料倉儲與(3)預警通報機制等。(1)資料交換平台：應用「災害預警資料交換機」建置資料交換平台，統整各項資訊。透過通報機制，於洪水災害發生時，第一時間收集監測資料與災害分析研判，並將結果即時透過各項通訊管道回報，提升救災效率，減少災情之損失與避免人員之傷亡。(2)資料倉儲：為解決各研究團隊介面整合與資源共享問題，本研究將根據資料倉儲理念進行資源整合，項目包含 GIS 圖層、儀器監測值、氣象報告、水文資料、橋梁安全評斷標準及相關法規與規範等資訊。可供各子計畫進行資料更新、查詢、加值運用與資料共享，同時檢討不同需求並進行整合，以避免資料重複建置。(3)預警通報機制：此機制將以往僅著重於災害救援的層級更向前推進至災害預防，亦將各子計畫所確立之橋梁分析研判準則電腦化，判斷橋梁現況並進行有效的監控管理，以降低災害來臨時所造成之損害。

一、緒論

由於臺灣屬季風型氣候夏季多雨，每年洪水來襲皆造成橋梁重大威脅。政府各交通工程管理單位(公路總局、高公局、鐵路局)為此已投注相當多經費進行橋梁監測及預警研究課題，目前已針對大甲溪所設置監測系統進行

¹ 臺灣科技大學營建工程系教授

² 臺灣科技大學營建工程系博士後研究員

³ 淡江大學土木工程學系助理教授

⁴ 臺灣科技大學營建工程系專任助理

「高科技橋梁即時監測系統建置試辦計畫」研究案等，但課題往往重複或是僅架設監測儀器而無後續應用發展。因此，本研究為提升橋梁安全保護相關研究並培育專業技術人才，減少橋基沖刷災害之發生，以強化人民之用路安全，將對橋梁災害預警各項課題(包括：「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」(游保杉，2010)、「橋墩沖刷計算模式之建立研究」(廖哲民，2010)、「跨河橋梁安全評估之研究」(林三賢，2010)、「訂定跨河橋梁沖刷檢測作業規範(草案)之研究」(王仲宇，2010)、「跨河橋梁保護工法之研究」(廖清標，2010)、「研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究」(楊仲家，2010)、「橋基保護工設計規範(草案)編訂之研究」(李維峰，2010)、「莫拉克颱風成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析」(蔡清標，2010)及「橋河共治區基本資料調查研究」(俞駿輝，2010)等課題)做深入之探討，並進行橫向整合，且與防災預警通報體系結合，以提升橋梁防災預警時效。

本研究所建立的「跨河橋梁安全預警系統」，其組織架構主要分為(1)資料交換平台、(2)資料倉儲與(3)預警通報機制等三大部分，而系統預警通報是依跨河預警演算模式的結果予以發佈，以下將分別論述系統架構及跨河預警演算模式及以 97 年辛樂克颱風為例之預警演算模式分析結果。

二、系統架構

跨河橋梁預警之業務須仰賴政府各相關部門發佈相關災害資訊及監測資料整合，以利橋梁管理單位進行災害研判及決策。故本研究建置「資料交換平台」進行資料交換及整合，另為解決各研究團隊介面整合與資源共享問題，根據「資料倉儲」理念進行資源整合(項目包含 GIS 圖層、儀器監測值、氣象報告、水文資料、橋梁安全評斷標準及相關法規與規範等資訊等)。為了能達到減災及防災的目的，亦將各子計畫所確立之橋梁分析研判準則予以電腦化建立預警通報機制。

2.1 資料交換平台

為達到各系統間資料交換之目的，以智慧代理人為基礎，建立一資料交換平台，資料交換平台之建立，可減少資料重覆建置，增加資訊之使用率，達到資源共享之目標。在此架構下各系統將共享災情資訊，並可整合各項資源。建構資料交換平台之流程可分為四步驟，分別為：(1)制訂跨河橋梁防災資料交換格式，(2)建構多代理人模式，(3)提供 Web Service 及(4)建構 GIS 即時災害資訊整合頁面，以下將以外部系統為交換對象進行介紹。

2.1.1 制定跨河橋梁資料交換格式

此一步驟主要為擬定交通工程各類資訊之資料交換標準格式，以 XML 方式表現，提供不同系統間，進行資料之交換。XML 為一九八六年國際標準組織公佈的一個名為「標準通用標示語言」(Standard Generalized Markup Language, SGML) 的精簡版/子集合。XML 文件和訊息的主要特色在於它是以結構及資訊內容為導向的語言。利用此種方法將資訊內容、結構和格式等不相同的文件要素予以區分。

目前國內具備或應用 XML-based 標準的產業尚少，其它產業與體系則尚處在萌芽階段，本文將建立外部系統相關 XML 資料傳遞標準範例，以協助相關單位運用多代理人模式(Multi-Agent)進行線上協同作業。

2.1.2 建構多代理人模式

國內現有交通相關系統皆為獨立運作且資料互不相連，許多資料皆重複建置且格式不一，造成資源共享不易。為避免在系統整合時重複建置系統之問題，此階段將建構一多代理人模式。代理人技術已被應用在各種不同的領域，例如計畫排程、資訊檢索等，藉由此項技術的運用可以減少工作量以及資訊量，使用者可以指派代理人完成特定的任務或是與代理人相互合作，完成共同的目標。本文藉由智慧代理人間可相互溝通之特性，建立一多代理人之環境，協助完成整合交通工程相關資訊管理系統。所建置之六個智慧代理人分別是資料擷取代理人、資料過濾代理人、資料比對代理人、資料更新儲存代理人、Web Service 代理人及標籤註記代理人。前四項沿用交通工程防災預警系統之智慧代理人，後兩項為新開發之智慧代理人。功能簡述如下：

1. 標籤註記代理人主要功能是替原本無 XML 標準註記之系統網頁加入標籤，藉由標籤註記代理人由 XML Schema 資料庫中尋找合適之標籤加註於舊有系統產出文件中，本系統以外部系統為測試案例進行此代理人測試。
2. Web Service 代理人則可將已加註標籤之網頁內容發佈為 Web Service，在註冊服務器中登錄此模組功能服務，之後就可提供資料擷取代理人擷取其網頁內容。
3. 智慧代理人將是各公路相關系統對外之窗口，各代理人之間會以前一階段中所確立之 XML 資料格式交換各資訊。此架構由多智慧代理人構成一群組，代理人將自動溝通，運用 Web Service 取得所需之資料或提供資料。

2.1.3 提供 Web Service

舊有系統網頁通常是以 HTML 標準撰寫，標籤註記方式較為自由，輸出表單以使用者可簡單閱讀為目的。但在此架構下，輸出網頁無法讓一些自動化軟體(如智慧代理人)所判讀，因此為了讓外部系統提供 XML 格式文件，此階段(如圖 2.1.3-1)藉由標籤註記代理人先行對舊有系統網頁進行註記，再進行註記動作前須針對該領域知識建置 XML Schema 資料庫，標籤註記代理人可輔助使用者由資料庫選取合適標籤對資料欄位進行註解，以 <tag></tag> 方式在欄位左右處進行標記，使得網頁可以 XML Schema 格式進行資料輸出。

Web Service 代理人再根據需求由網頁或是資料庫中擷取資料建置對外之 Web Service 功能，各項資訊與服務透過 Web Service 之方式開放給予其他 Agent 連結。Web Service 為近年來所推動之技術標準。其特色為採用 XML(eXtensible Markup Language)技術傳遞結構性資料，且因為 Web Service 包含一些開放標準技術，所以讓服務互通更為方便，這些技術主要為：1.SOAP：為通訊之協定、2.WSDL：描述所提供之 Web Service 的介面標準及 3.UDDI：將服務提供者的資料註冊供人查詢。三者之關係如圖 2.1.3-2 所示。

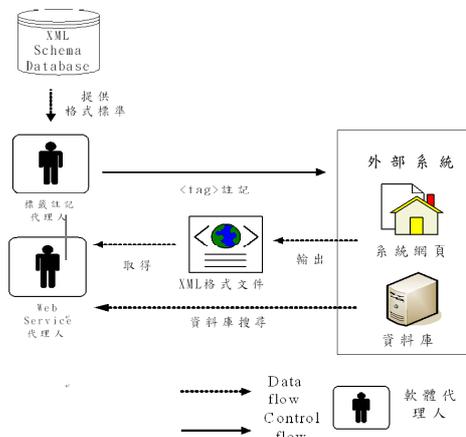


圖 2.1.3-1 外部系統代理人運作模式圖

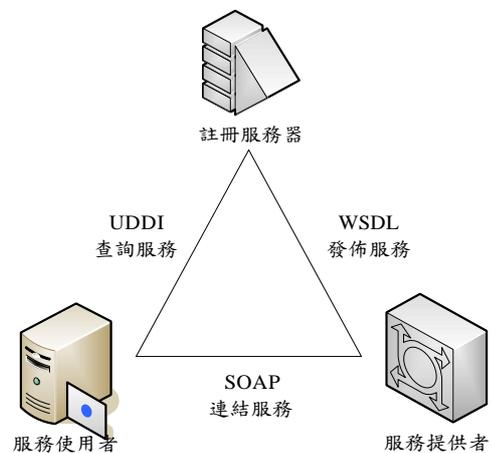


圖 2.1.3-2 Web Service 架構圖

經由此架構，各服務使用者(相關公路系統)，將可經由資料交換平台，找到可以交換之資料格式與來源位置，在設定智慧代理人之初始值後(資料之輸出、輸入及服務)，即可連結各系統，整合各項資訊。

並藉由 Web Service 代理人之協助建立各模組功能之 Web Service 功

能。由此架構達到自動化資料交換，並可將功能模組整合。如圖 2.1.3-3，步驟說明如下：

1. Step1：標籤註記

標籤註記代理人產生標籤對原有資料欄位進行註記。

2. Step2：更新最新災害資訊

資料更新儲存代理人將以資料交換表之項目在資料交換平台索取最新災害資訊，並更新外部系統管理資料庫。

3. Step3：取得 XML 格式文件

Web Service 代理人以網頁擷取與資料庫搜尋方式取得符合 XML Schema 格式標準之文件。

4. Step 4：發佈 Web Service

Web Service 代理人在註冊服務器中註冊所提供之資訊與服務項目以供搜尋。

5. Step 5：查詢 Web Service

建置包含基本資料、工程、災損及巡檢等資料之檢索與維護等 Web Service 功能。

6. Step 6：連結 Web Service

資料擷取代理人由註冊服務器中獲得資料索取訊息，連結 Web Service 獲得服務，並將 Web Service 實做為公路防救災決策支援系統之功能模組。

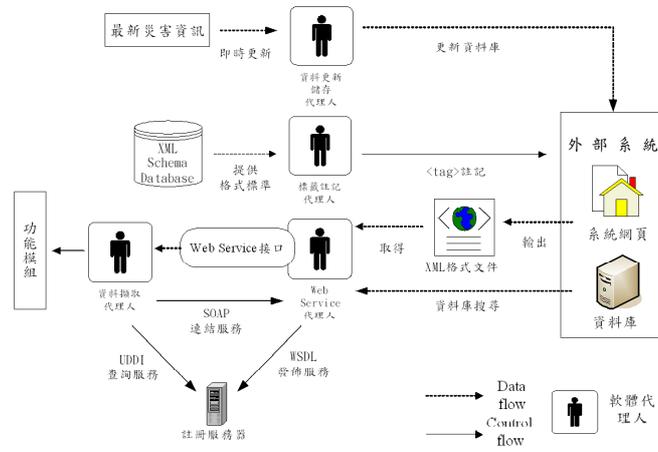


圖 2.1.3-3 外部系統管理 Web Service 圖

2.2 資料倉儲

本研究為具有主題為導向、整合性、時間變化性以及非揮發性等，故擬以資料倉儲概念作為本系統資料管理之原則。另外為了方便資料的易讀性，故將加入 GIS 概念讓資料搜查更為容易，故以下將針對資料管理及圖層管理進行描述。

2.2.1 資料管理

本研究資料倉儲各項資料來源將採用「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」九個子計畫、「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫」及「橋梁振動與基礎孔隙水壓力即時監測系統整合應用研究」等研究計畫所獲得資料做為基礎。

資料管理將各種橋梁資料及災害資料進行分類管理，分為橋梁災害資料、橋梁保護工法與橋梁相關法規。

其中橋梁災害資料，主要針對橋梁各種災害資料進行管理，包含橋梁結構體、周遭環境因子、致災因子、分析預測成果以及歷史災害資料，故針對這些資料歸類為六個項目分別為：

1. 橋梁屬性資料

橋梁屬性資料會建立橋梁基本資料，包含橋梁尺寸基本資料、位置、分類、橋梁構件屬性。

2. 橋梁環境現況資料

橋梁環境現況資料則會針對橋梁周圍地形、地質、水文資料進行儲存，包含橋河共治區地形、地質、河川流量歷線、河川水位以及集水區雨量資料。

3. 橋梁監測資料

橋梁監測資料則會將國道高速公路局之「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫」相關監測成果以及子計畫監測成果作為儲存內容，其中監測儀器包含微機電壓力無線感測網路系統、無線沖刷磚、光纖沖刷感測系統、加速度計、傾斜計、水位高程等。

4. 洪水災害分析成果

洪水災害分析成果則會將子計畫分析成果儲存於該項中，其中包含預測河川變道、下游沖刷深度、洪水流量、洪水流速及洪水水位。

5. 土石流災害資料

土石流災害資料則儲存水土保持局所公佈之土石流潛勢溪流圖層及定時更新土石流黃色警戒及紅色警戒。

6. 歷年災損資料

歷年災損資料儲存該橋梁歷年因災害造成之損失。

本研究資料倉儲各項資料來源將採用「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」九個子計畫及「高科技橋梁檢測系統建置試辦計畫」(張國鎮, 2009)等研究計畫所獲得資料做為基礎, 如圖 2.2.1-1 所示。

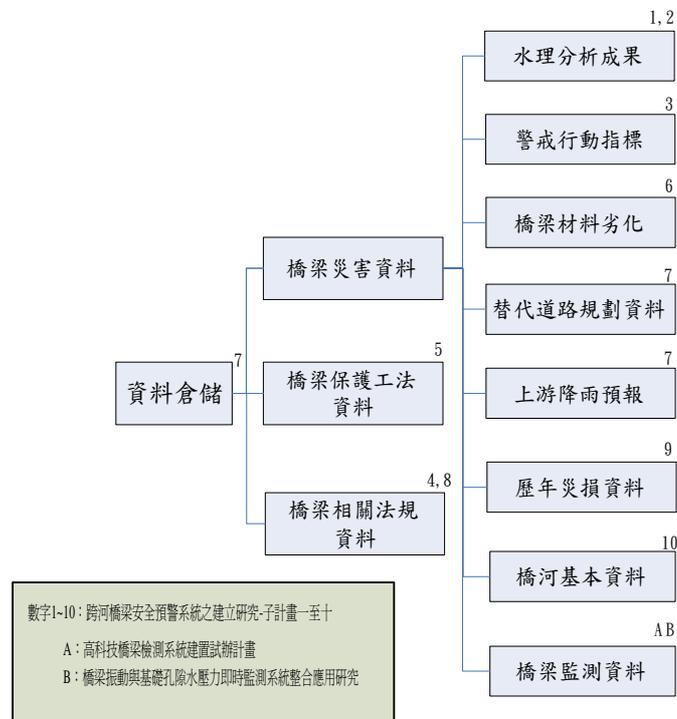
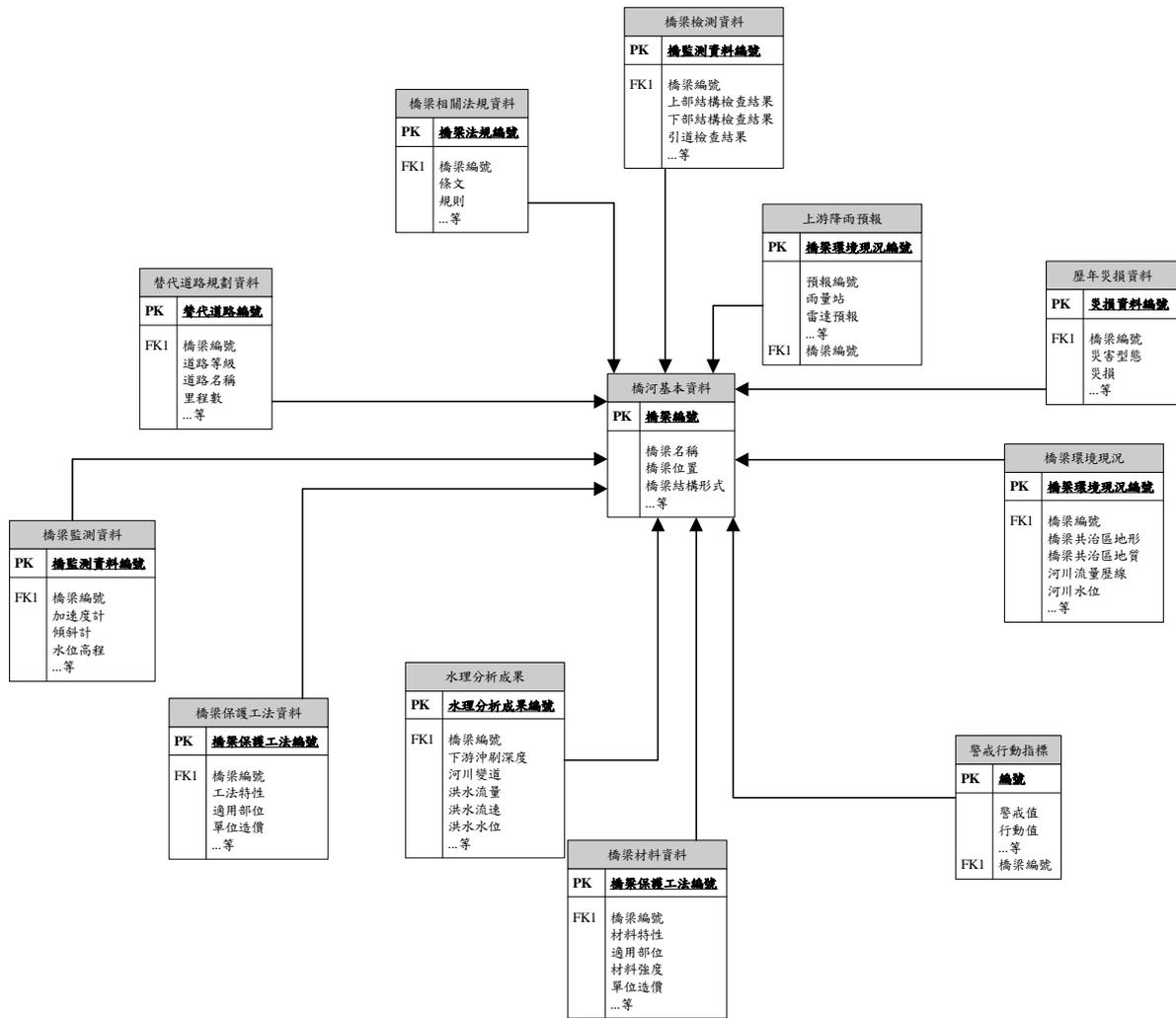


圖 2.2.1-1 資料倉儲架構及資料來源

根據上述資料倉儲架構與資料類別可確立資料庫欄位並繪製 ER-model，如圖 2.2.1-2 所示。



註：PK (Primary Key, 主鍵)、FK (Foreign Key, 參照鍵)。

圖 2.2.1-2 資料倉儲資料庫格式 ER-model 初步範例

2.2.2 圖層管理

本研究擬利用 GIS 技術輔助資料倉儲，其中 GIS 具有強大空間分析功能，對於橋梁相關災害資料可以透過圖形化介面於網頁展示。然而空間分析有賴基本圖資建立，故本研究將交通部運研所開發路網數值圖 99 年版圖層資料(交通部運輸研究所，2010)納入資料倉儲，各項災害資料則可經由路網數值圖進行空間分析。表 2.2.2-1 所示為本研究預定納入本倉儲之空間資料。

表 2.2.2-1 數值路網空間資料內容及屬性資料

圖層名稱	空間資料內容	屬性資料內容
道路 (線)	1. 包括國道、省道(含快速道路)、縣道、鄉道、都市道路、產業道路及無路名道路等既有道路。 2. 都市地區所有 6 米以上道路。 3. 部分縣市路網資料更新。 4. 國道及快速公路更新至 97 年 7 月，其餘道路更新至 96 年 6 月。	包括道路各路段之道路分級碼、公路編碼、道路結構碼(一般道路、橋梁、隧道、匝道)、橋梁編碼、隧道編碼、道路名稱(分為路或街、巷、弄)、道路共線關係、起迄節點代碼、方向性代碼以及原 1.4 版路段編碼。
道路節點 (點)	包括道路之節點坐標資料。	節點代碼 (如圓環、丁字路口、十字路口...等)。
鐵路/捷運 (線)	包括臺鐵、高鐵以及捷運 3 個圖層之線形資料。	包括臺鐵、高鐵以及捷運各路段之代碼(依車站分段)以及路線名稱。
行政區 (多邊形)	包括縣市界、市鄉鎮區界以及村里參考界 3 個圖層之空間資料。	包括各行政區名稱及所屬縣市及鄉鎮別。
河流/湖泊 (多邊形)	包括河流與湖泊之空間資料。	包括河流與湖泊之類型代碼、名稱。
地標地物 (點)	包括政府機關、文教機構、運輸場站、其他公共設施、風景遊憩以及飯店旅館等地標地物之中心點坐標資料。	包括政府機關、文教機構、運輸場站、其他公共設施、風景遊憩以及飯店旅館等地標地物之中文名稱，並依地標地物類別給予不同代碼。
橋梁 (點)	道路圖層上所有橋梁中心點坐標資料。	橋梁名稱。
隧道 (點)	道路圖層上所有隧道中心點坐標資料。	隧道名稱。

資料來源：交通部運研所

本研究採用圖層分別為道路、橋梁與隧道等資料，其內容包括道路約 57 萬筆、橋梁數量 15,739 座與隧道數量 400 處。

2.3 預警通報機制

本研究為了維護橋梁不同階段之安全，將以往僅著重於災害救援的層級更向前推進至災害預防，根據其他各子計畫所確立診斷標準，進行電腦分析研判，對橋梁現況進行有效的監控管理，以降低災害來臨時所造成之損害；而災害來臨時，提供第一時間系統性緊急措施的決策建議，將助於減少災害擴大的可能性。故以下將依「災害緊急應變流程」、「救災流程」、「災害通報機制」闡述本系統預警通報機制。

2.3.1 災害緊急應變流程

考量現行災害緊急應變流程與系統運作機制之結合，研擬制定跨河橋梁災害緊急應變流程。與現場管理單位進行討論，使得災害緊急應變流程與實務運作契合，並參考現行辦法修改此流程與運作機制。其程序如圖 2.3.1-1 所示。

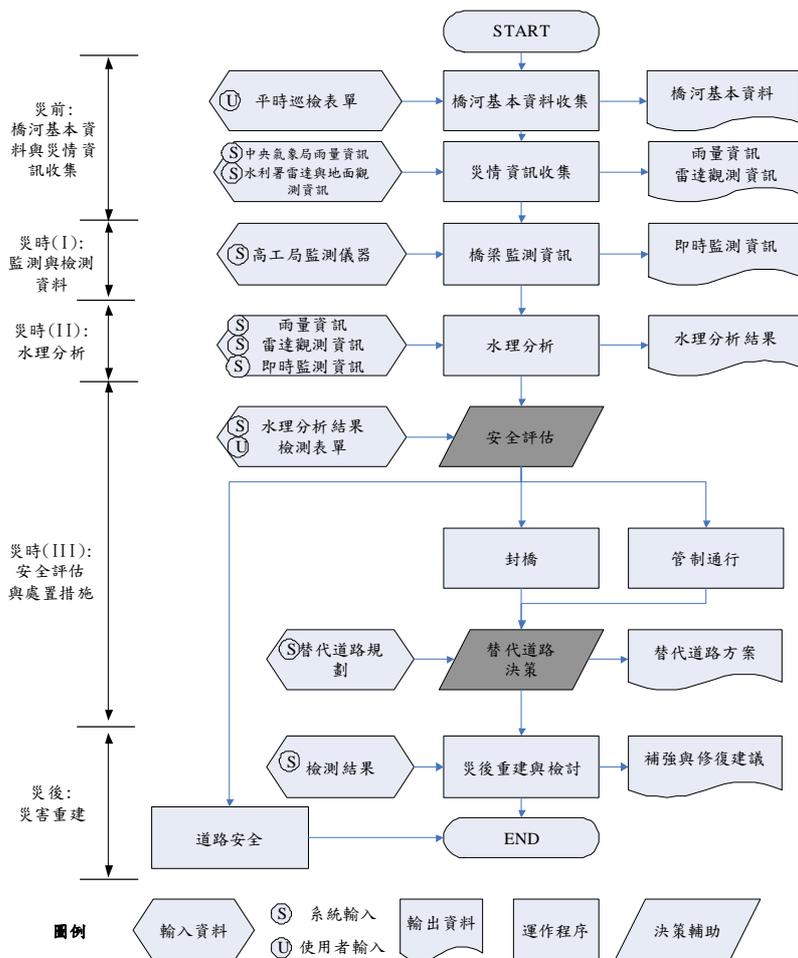


圖 2.3.1-1 跨河橋梁安全預警系統之災害應變參考圖

2.3.2 救災資源指派模組

自然災害發生，狀況瞬息萬變，工務段如何在短時間指派合適人力，進行災害應變為重要課題。而本研究為此擬定了「救災資源指派流程」，此流程能夠透過「通報及回覆機制」及「指派機制」兩種機制下，於系統內運行，以達到資源指派之功能。

2.3.2.1 救災資源指派流程

救災資源指派乃訪談工務段在跨河橋梁區應變情形，經整理作為做為本系統救災資源指派依據。颱風災害受降雨之影響為持續性災害，故工務段需指派留守人員，隨時掌望道路狀況。當災情發生時，則指派備勤人員協助災害應變。本系統利用資料交換平台對各監測系統進行災害資訊收集，提供留守人員監看。當有災情發生，則藉由簡訊通知相關人員進行災害應變。

在工務段接收颱風、豪大雨警報並成立災害應變小組後，啟動災害支援指派流程機制，如圖 2.3.2.1-1 所示。工務段主管透過系統設定留守人員及備勤人員名單。系統根據工務段內民眾通報或道路災害相關監測資訊等情報，經系統研判擬定巡檢優先順序，並藉由指派機制派遣人員進行巡檢。巡檢人員到達現場後，可利用 PDA 手機填寫「簡易目視檢查表」並回傳系統。段長依據巡檢人員所填表單結果，決定是否進行封路。系統會根據段長決策啟動指派機制進行交通管制。

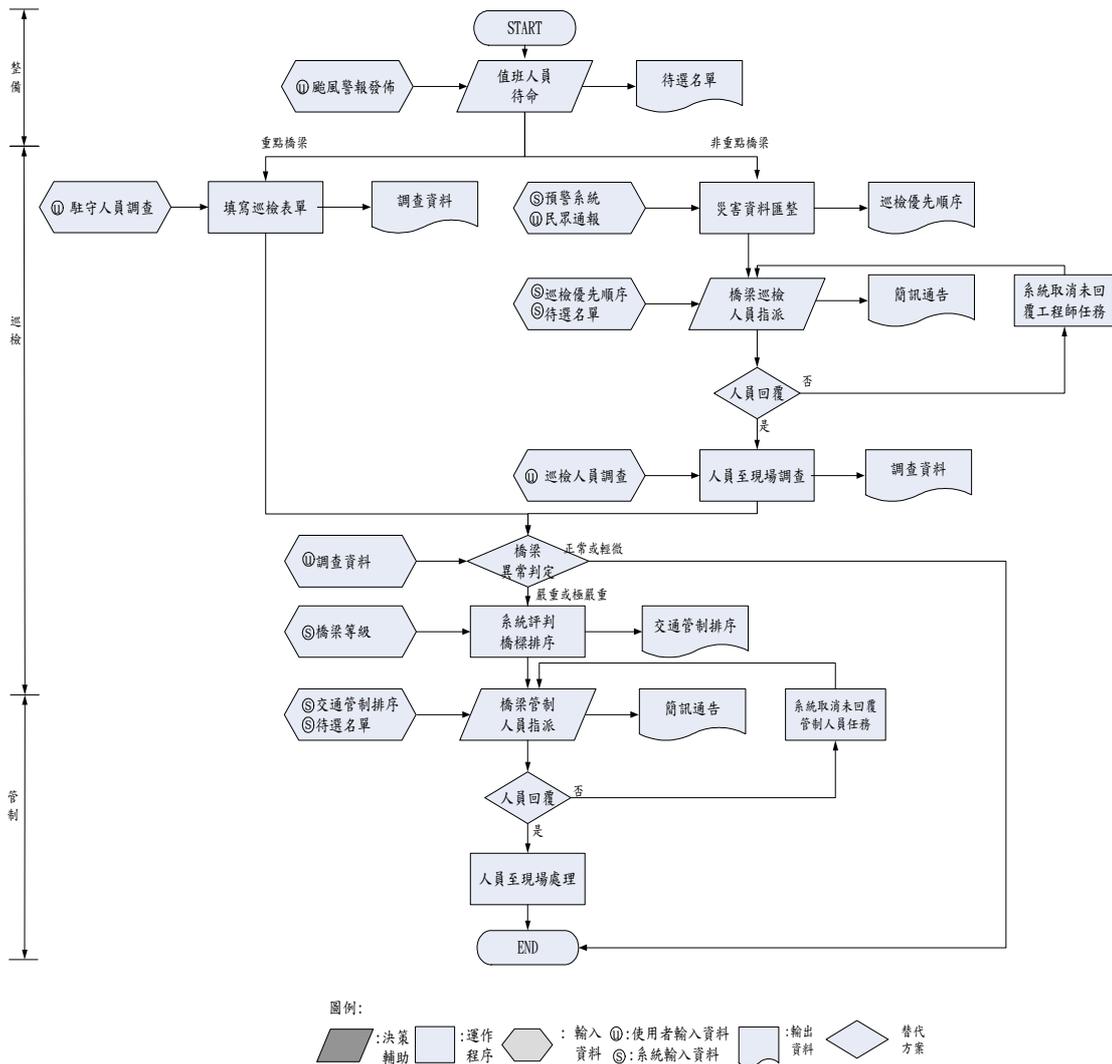


圖 2.3.2.1-1 颶風災害系統支援指派流程圖

1. 通報及回覆機制

「通報及回覆機制」乃根據「救災資源指派流程」原則，需隨時掌握救災人員狀態之需求所建立。當系統發出簡訊後，需由接受簡訊的救災人員進行簡訊回覆，以確認該訊息內容已傳達，避免因通訊問題而造成資訊傳遞之落差。

「通報及回覆機制」將強化過去本系統單方向自動通報系統機制，採用臺灣簡訊 (<http://www.twsms.com/>) 之 API 服務，建構出運用手機簡訊雙向通訊功能，提供工程師發送簡訊至系統完成通報或是回傳資料之功能。機制如 2.3.2.1-2 所示，系統以過手機簡訊或 E-mail 方式對救災人

員發出通報。而救災人員在收到通知後，依照是否可接受任務等狀況，透過手機簡訊回覆給系統，或上網登入系統改變巡檢人員狀態，確認是否可執行任務。系統可根據救災人員回報狀態確認任務是否被執行或者需指派其他救災人員處理。根據上述機制系統可隨時掌握救災人員之狀態，並且依系統救災人員閒置狀態進行指派。

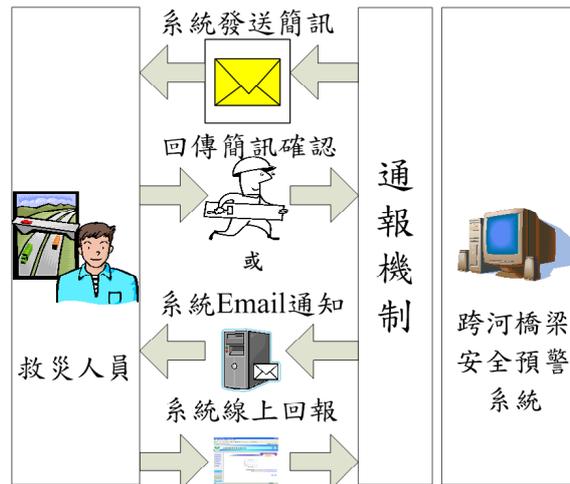


圖 2.3.2.1-2 簡訊雙向傳輸架構圖

2. 指派機制

「指派機制」乃根據「救災資源指派流程」中各項任務需要同時由不同人員擔任之需求所建置，故該機制能夠視任務不同，讓不同之救災人員執行任務。並考量救災人員之狀態，將任務指派給閒置人員，平均分擔工作量，強化救災效率。指派機制如下：系統根據工務段不同狀況先建立留守人員及備勤人員名單。目前工務段在災時需要巡檢任務及交通管制任務，故留守人員及備勤人員名單中，將建立巡檢工程師及交通管制人員兩類待選名單，其中巡檢工程師包含：值班工程師、備勤工程師、非備勤工程師及鄰近工務段工程師；交通管制人員包含：值班工程師、備勤工程師、非備勤工程師、備勤人員、開口契約商、非備勤人員及鄰近工務段人員。當災害事件發生後，系統根據待選名單狀態進行指派，如圖 2.3.2.1-3 所示。因為待選名單中工程師 A 狀態列為出勤，故系統會向第二順位工程師 B 發出簡訊通報。如果工程師 B 無回覆確認任務，系統會自動發簡訊給工程師 C，同時傳簡訊給工程師 B 取消任務。工程師 C 經簡訊回覆，則系統會記錄工程師 C 已執行該任務。當巡檢任務結束資料回傳，則系統會將工程師 C 在待命名單狀態恢復為待命。

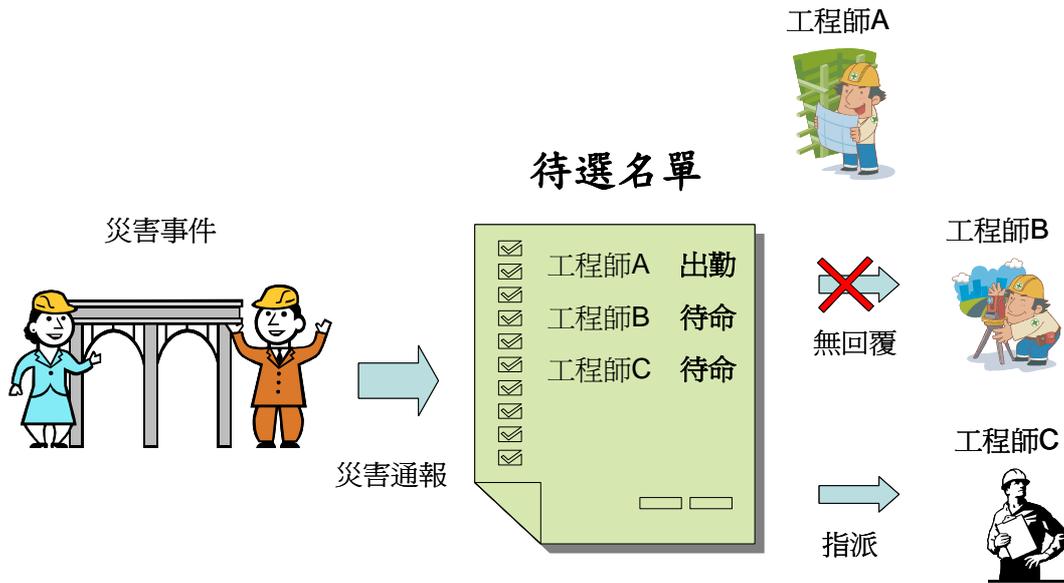


圖 2.3.2.1-3 指派機制

2.3.3 災害通報機制

參考『交通工程防災預警系統』(鄭明淵, 2005、2006)計畫中, 所擬定之橋梁災害處理通報流程為基礎, 考量現行作業流程、法規與跨河橋梁之特性, 研擬一合適系統應用之橋梁災害通報標準與通報流程, 以跨河橋梁災害為例, 其通報機制如圖 2.3.3-1 及圖 2.3.3-2 所示。

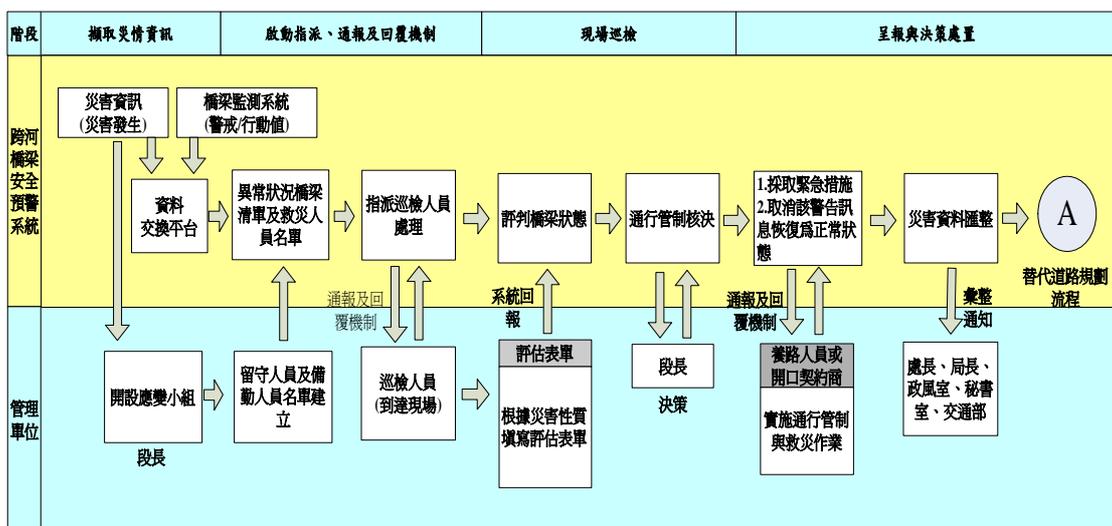


圖 2.3.3-1 跨河橋梁災害處理通報流程(I)

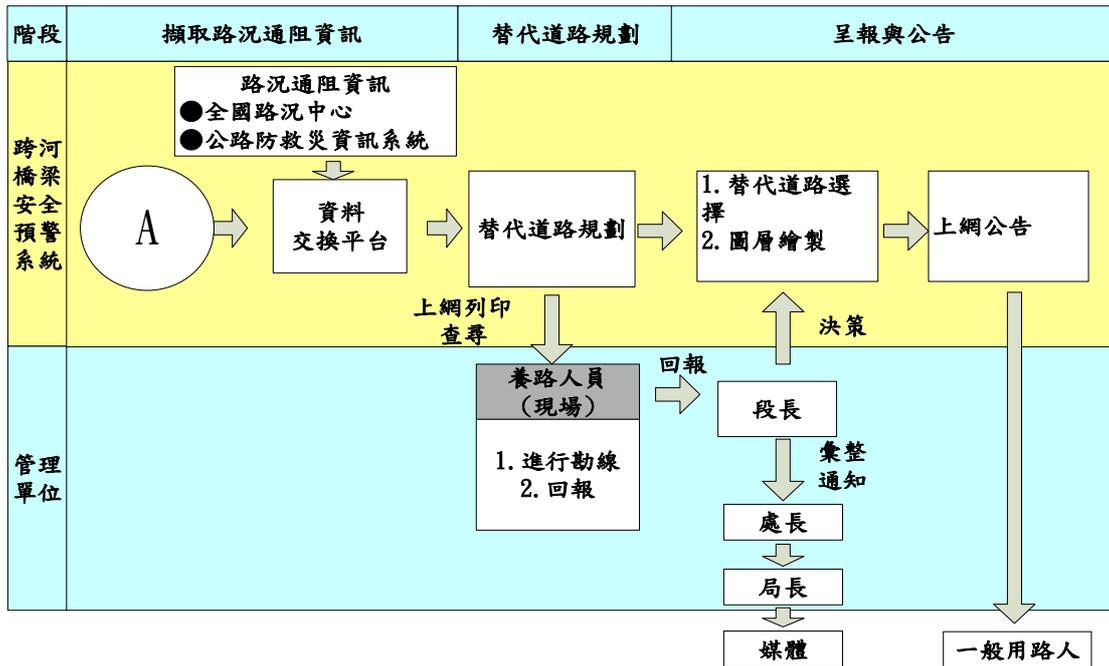


圖 2.3.3-2 跨河橋梁災害處理通報流程(續)(II)

三、跨河橋梁預警演算模式

跨河橋梁預警演算模式主要由國立成功大學、中興工程顧問股份有限公司、國立臺灣海洋大學等研究團隊分別撰寫模式，本研究針對子計畫(1)、(2)及(3)各開發之一維、二維水理分析程式及安全評估模式開發整合程式，並與現有之通報機制結合發展跨河橋梁安全預警系統，以利系統自動化執行橋梁安全預警作業，判斷橋梁現況進行有效的監控管理，以降低災害來臨時所造成損害，其流程如圖 3-1 及圖 3-2。

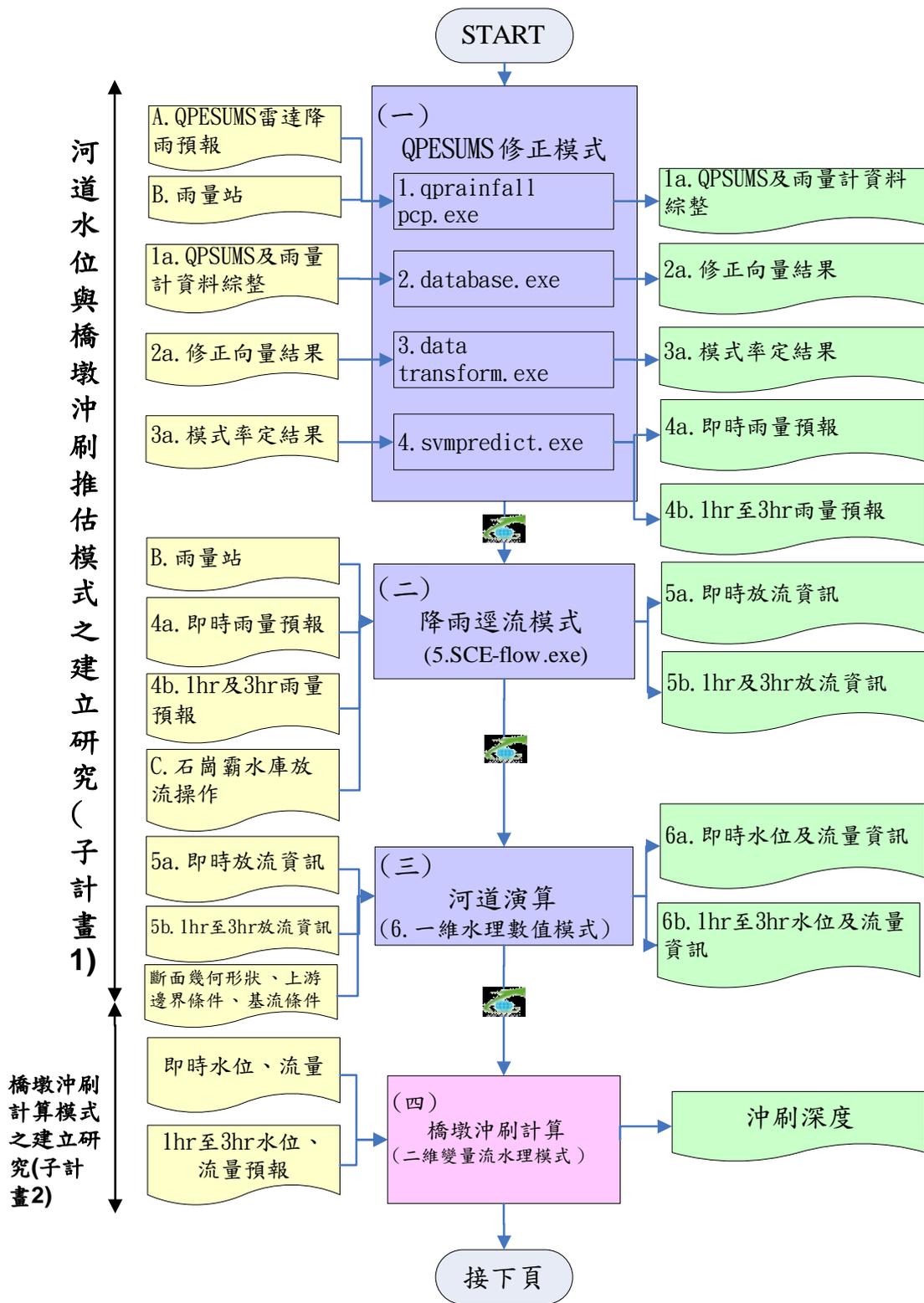


圖 3-1 跨河橋梁預警演算執行流程圖

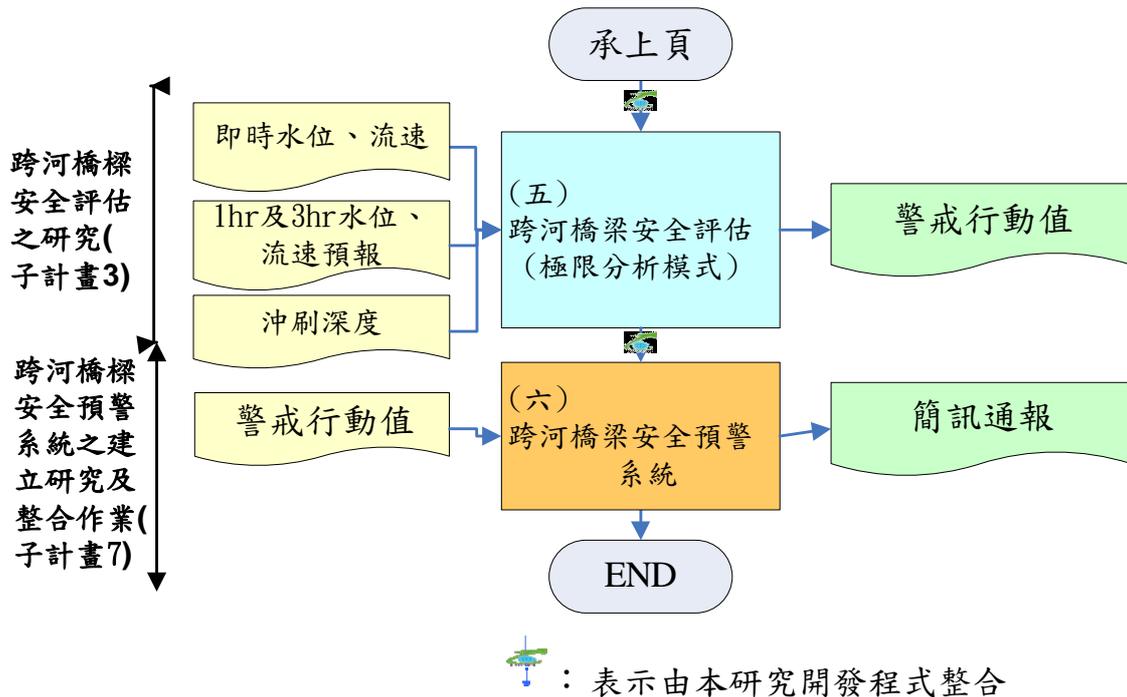


圖 3-2 跨河橋梁預警演算執行流程圖(續)

3.1 跨河橋梁預警演算執行細項及系統初擬頁面

本模式首先由成大團隊撰寫 QPESUMS 雨量修正評估程式，接著以降雨逕流模式預估地表逕流，最後進行河道演算模擬一維水理數值演算，其輸入條件與輸出資料如表 3.1-1~表 3.1-4 所示。

表 3.1-1 QPESUMS 修正模式輸入條件與輸出資料

輸入	輸入方式	模式	輸出
QPESUMS 雷達降雨預報 (中央氣象局)	Auto	1.qprainfall pcp.exe 子程式修正降雨預報	QPESUMS 及雨量計資料綜整
雨量站中央氣象局、水利署)			

表 3.1-2 QPESUMS 修正模式輸入條件與輸出資料(續)

輸入	輸入方式	模式	輸出
QPSUMS 及雨量計資料綜整 (步驟一.1)	Auto	2.database.exe 子程式修正向量結果	修正向量結果
修正向量結果 (步驟一.2)	Auto	3.data transform.exe 子程式模式率定	模式率定結果
模式率定結果 (步驟一.3)	Auto	4.svmpredict.exe 進行支持向量 迴歸分析	即時雨量預報
			1hr 至 3hr 雨量預報

表 3.1-3 降雨逕流模式輸入條件與輸出資料

輸入	輸入方式	模式	輸出
雨量站(中央氣象局、水利署)	Auto	降雨逕流模式 (SCE-flow.exe)	即時放流資訊
即時雨量預報 (步驟一.4)			1hr 至 3hr 放流資訊
1hr 至 3hr 雨量預報(步驟一.4)			
石岡壩水庫放流操作(水利署)			

表 3.1-4 河道演算輸入條件與輸出資料

輸入	輸入方式	模式	輸出
即時放流資訊 (步驟二)	Auto	河道演算 (一維水理數值模 式)	即時水位預報
1hr 至 3hr 放流資訊 (步驟二)			1hr 至 3hr 水位預報
斷面幾何形狀 (橋河基本資料)			即時流速預報
上游邊界條件 (橋河基本資料)			1hr 至 3hr 流速預報
基流條件 (橋河基本資料)			即時沖刷深度預報
			1hr 至 3hr 沖刷深度預報

中興工程團隊主要採用二維變量流模式對橋墩前的沖刷進行數值模擬，主要輸入值是以成大團隊的一維模擬輸出值做為該模式輸入值，其輸入條件與輸出資料如表 3.1-5。

表 3.1-5 橋墩沖刷計算輸入條件與輸出資料

輸入	輸入方式	模式	輸出
即時水位預報(步驟三)	Auto	橋墩沖刷計算 (二維變量流水理模式)	沖刷深度
1hr、3hr 水位預報(步驟三)			
即時流速預報(步驟三)			
1hr、3hr 流速預報(步驟三)			

海大團隊根據計畫所列入的跨河橋梁(包括國 1、國 3 等橋梁)的河川水位、流速及沖刷深度，進行安全係數的擬定，做為封橋時的參考依據，其輸入條件與輸出資料如表 3.1-6。

表 3.1-6 跨河橋梁安全評估(極限分析模式)輸出入條件

輸入	輸入方式	模式	輸出
即時水位預報(步驟三)	Auto	跨河橋梁安全評估 (極限分析模式： 1.傾覆破壞 2.承载力破壞)	警戒值
1hr、3hr 水位預報(步驟三)			
即時流速預報(步驟三)			
1hr、3hr 流速預報(步驟三)			
沖刷深度(步驟四)			

本研究團隊將各計畫的執行程式進行串連整合成跨河橋梁安全預警系統的水理分析模式，其輸入條件與輸出資料如表 3.1-7。主要系統初擬頁面如圖 3.1-1 所示。

表 3.1-7 跨河橋梁安全評估(模式整合)輸出入條件

輸入	輸入方式	模式	輸出
警戒值(步驟五)	Auto	跨河橋梁安全預警系統： 1.即時資料擷取與整合 2.自動通報機制	藉由自動通報機制通知管理人員
行動值(步驟五)			



圖 3.1-1 跨河橋梁安全預警系統初擬頁面(大甲河流域)

跨河橋梁安全預警系統初擬頁面包含系統簡介、一維水理分析資料、二維水理分析資料、安全分析資料、系統管理等五大模組，各功能初擬頁面如下圖 3.1-2~圖 3.1-7。

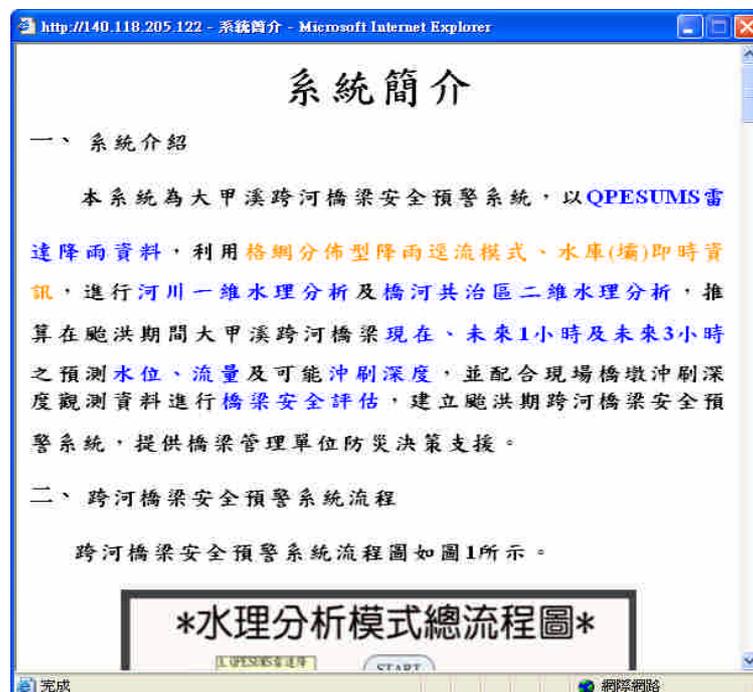


圖 3.1-2 系統簡介模組

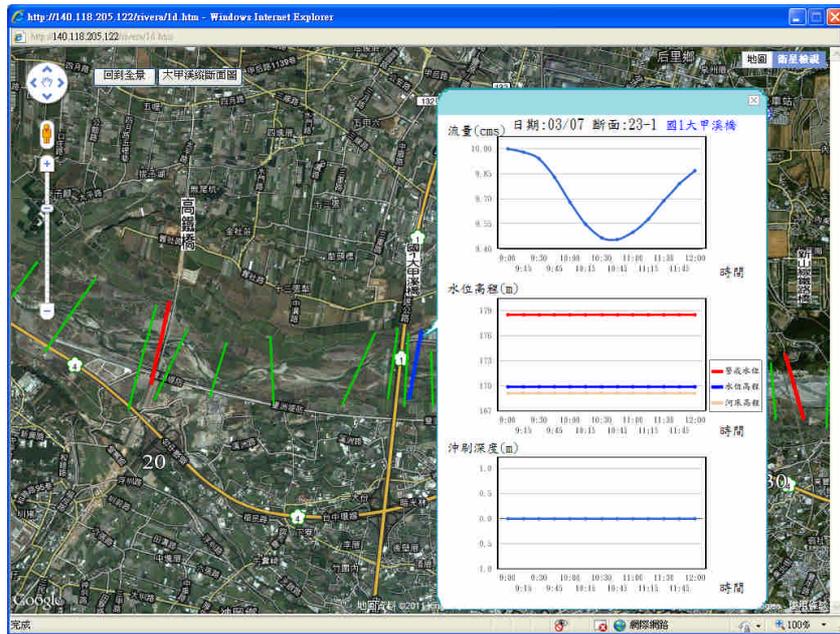


圖 3.1-3 一維水理分析資料模組

橋墩	水位 (m)	流速 (m/s)	冲刷深度 (m)
P30	0	0	0
P29	0	0	0
P28	1	1	0
P27	1	1	0
P26	2	2	0
P25	2	3	1
P24	3	3	3
P23	3	4	3
P22	3	3	1
P21	3	3	0
P20	3	3	2
P19	3	3	1
P18	2	6	0
P17	3	4	0
P16	3	3	2
P15	3	0	0
P14	3	0	0
P13	5	0	0
P12	5	2	0
P11	5	2	0

圖3.1-4 二維水理分析模組

橋墩	水位 (m)	流速 (m/s)	冲刷深度 (m)	安全係數	警戒(黃色)標準	行動(紅色)標準
P30	0	0	0	2	1.5	1.3
P29	0	0	0	2	1.5	1.3
P28	1	1	0	2	1.5	1.3
P27	1	1	0	2	1.5	1.3
P26	2	2	0	2	1.5	1.3
P25	2	3	1	2	1.5	1.3
P24	3	3	3	1.61	1.5	1.3
P23	3	4	3	2	1.5	1.3
P22	3	3	1	2	1.5	1.3
P21	3	3	0	2	1.5	1.3
P20	3	3	2	2	1.5	1.3
P19	3	3	1	2	1.5	1.3
P18	2	6	0	2	1.5	1.3
P17	3	4	0	2	1.5	1.3
P16	3	3	2	2	1.5	1.3
P15	3	0	0	2	1.5	1.3
P14	3	0	0	2	1.5	1.3
P13	5	0	0	2	1.5	1.3
P12	5	2	0	2	1.5	1.3

圖3.1-5 安全分析資料模組

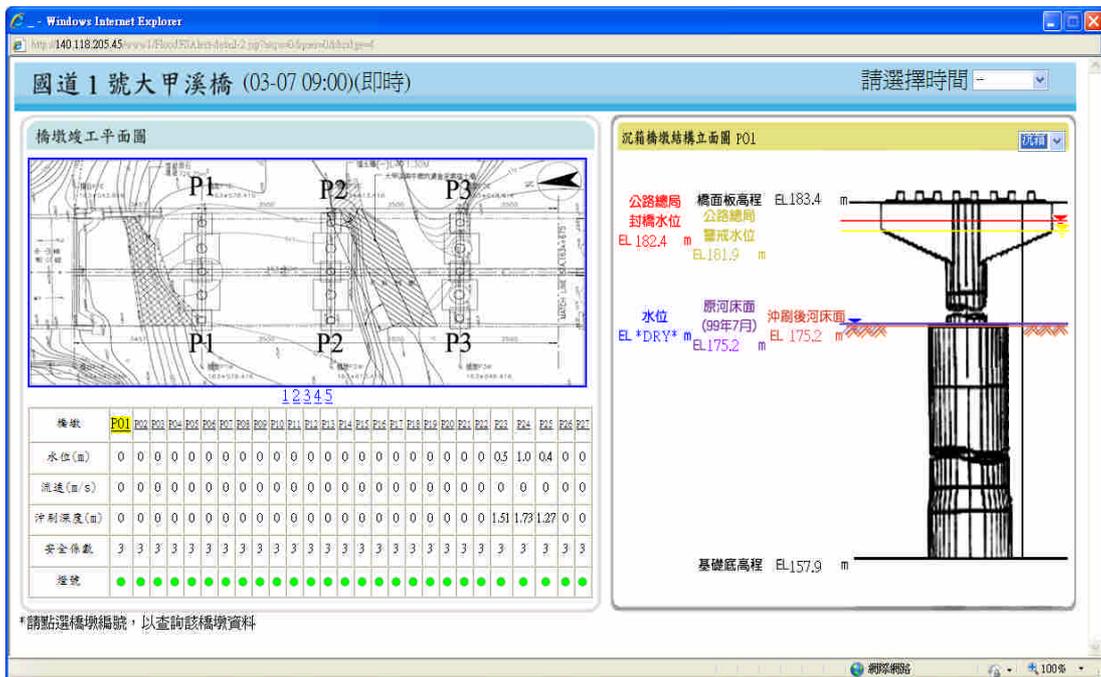


圖 3.1-6 安全分析資料模組(續)

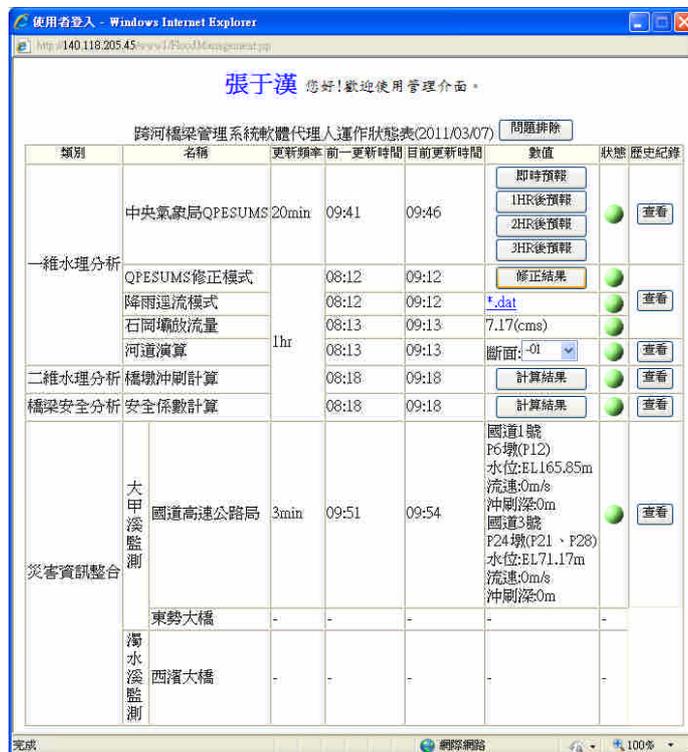


圖 3.1-7 系統管理模組

四、預警演算模式分析結果(以 97 年辛樂克颱風為例)

預警演算模式大至分成一維水理分析、二維水理分析、安全評估及預警系統展示四大部份，流程圖請參閱上節圖 3-1 及圖 3-2，以下將依辛樂克颱風背景資料，並依演算流程分述一維、二維水理分析及安全評估分析結果。

4.1 辛樂克颱風背景資料

- (1) 颱風強度及命名：強烈颱風，國際命名：SINLAKU，中文譯名：辛樂克。
- (2) 颱風中心氣壓：935 百帕
- (3) 颱風中心位置：11 日 8 時的中心位置在北緯 21.0 度，東經 124.6 度，即在鵝鑾鼻的東南東方約 390 公里之海面上。
- (4) 暴風半徑：7 級風暴半徑 200 公里，10 級風暴半徑 80 公里。
- (5) 預測速度及方向：以每小時 5 轉 7 公里速度，向北轉北北西進行。
- (6) 近中心最大風速：每秒 48 公尺(約每小時 173 公里)，相當於 15 級風。
- (7) 瞬間之最大陣風：每秒 58 公尺(約每小時 209 公里)，相當於 17 級風。
- (8) 警戒區域及事項：巴士海峽-臺灣東南部海面及臺灣東北部海面航行及作業船隻應嚴加戒備。

4.2 辛樂克颱風一維水理分析結果

一維水理分析模式是將石岡壩下游分成 61 個斷面(圖 4.2-1)進行數值模擬，而二維水理僅需輸入國 1(斷面 21 流量歷線、斷面 27 的水位歷線)及國 3(斷面 08 流量歷線、斷面 12 的水位歷線)(如圖 4.2-2 示意圖)的上下邊界條件進行模擬，故以下僅列出斷面 08、斷面 12、斷面 21、斷面 27 的一維水理模擬結果(包括水位歷線及流量歷線，如圖 4.2-3 及圖 4.2-4)。

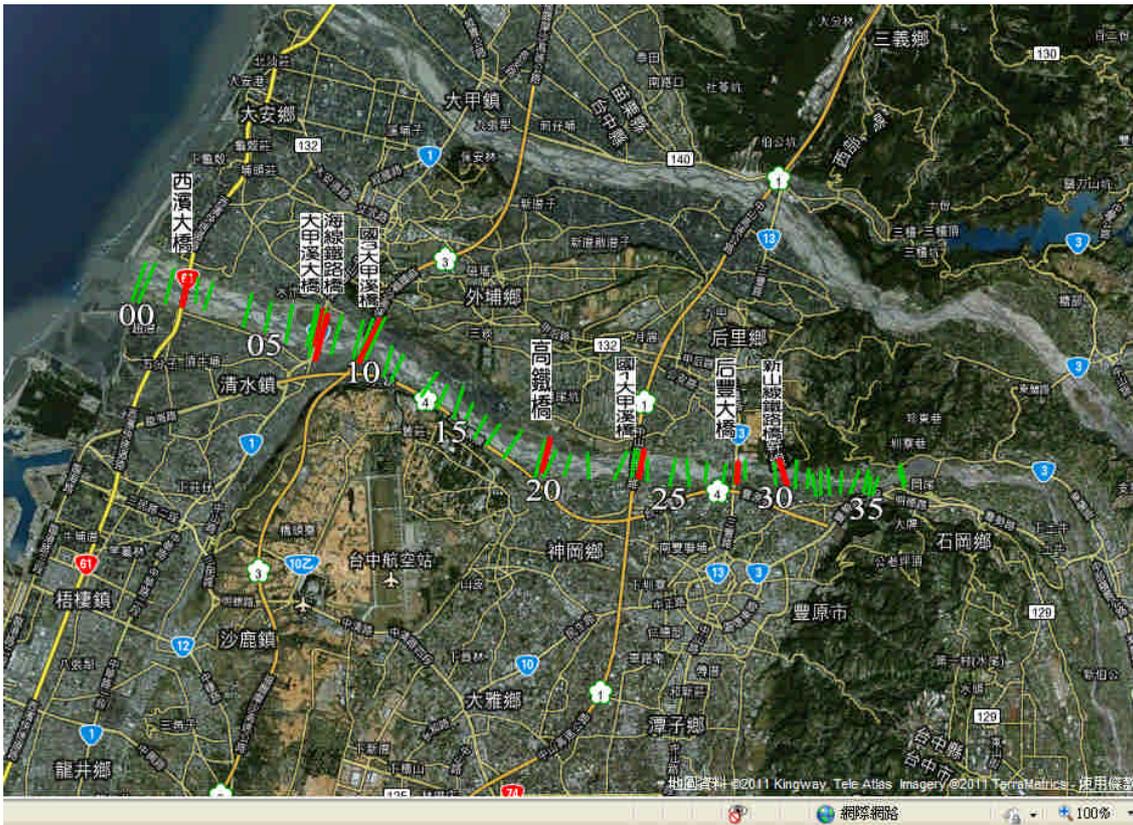


圖 4.2-1 一維水理分理數值模擬斷面

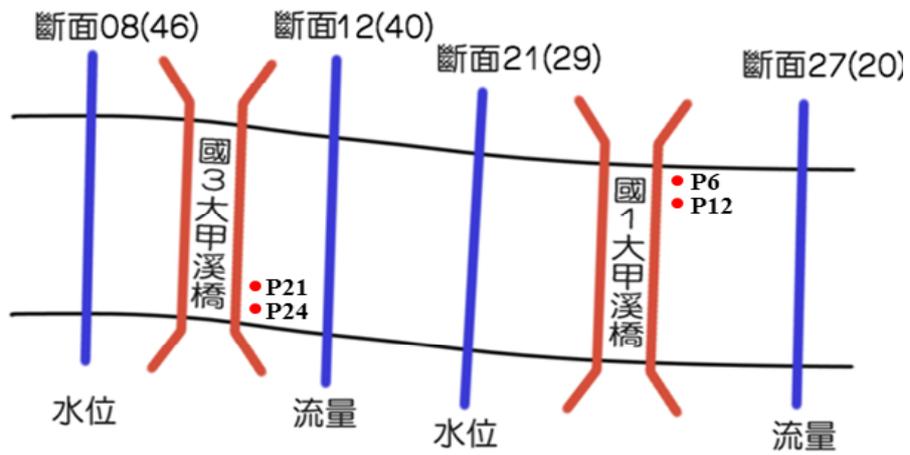


圖 4.2-2 二維水理分理輸入條件示意圖

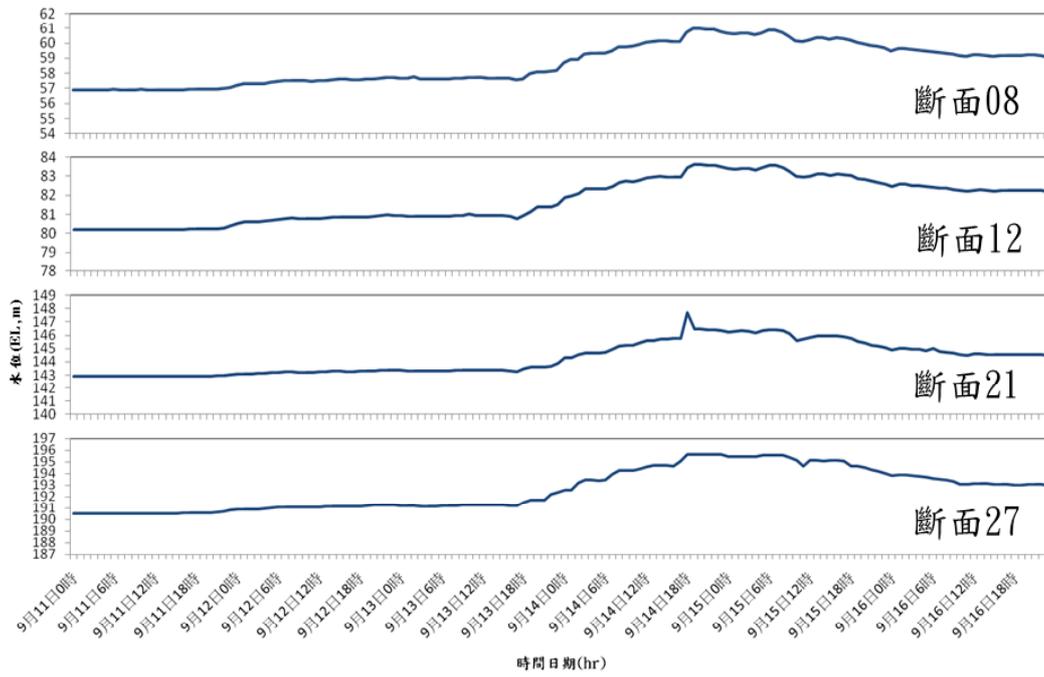


圖 4.2-3 一維水理分析水位歷線

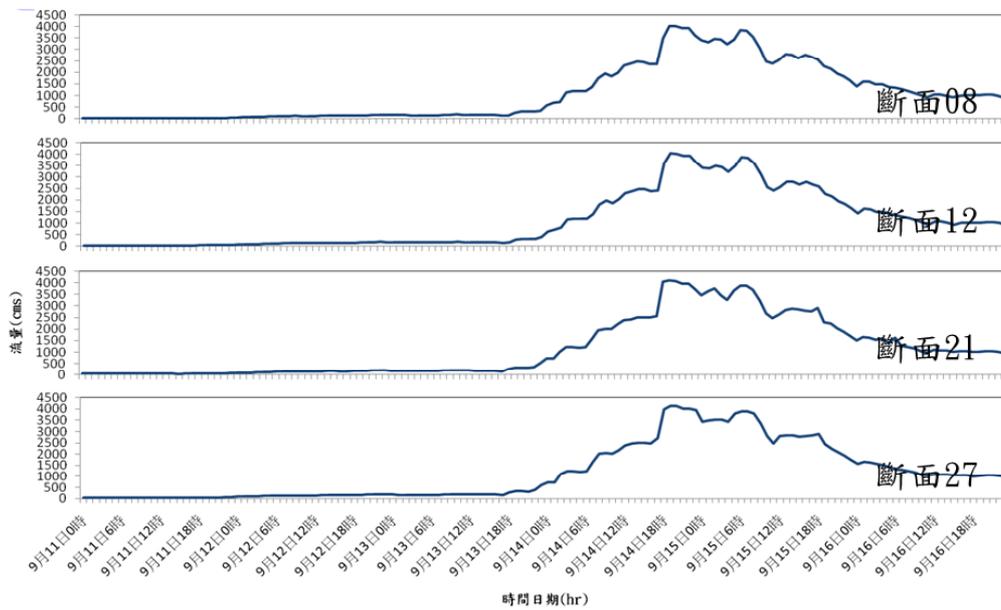


圖 4.2-4 一維水理分析流速歷線

4.3 辛樂克颱風二維水理分析結果

二維水理分析中將採用前述之上游斷面之流量與下游斷面之水位值作為輸入，分別計算各橋墩之水位、流速及沖刷深度，以下舉國 1(P6、P12 墩)及國 3(P21、P24 墩)為例(圖 4.3-1~圖 4.3-3)。

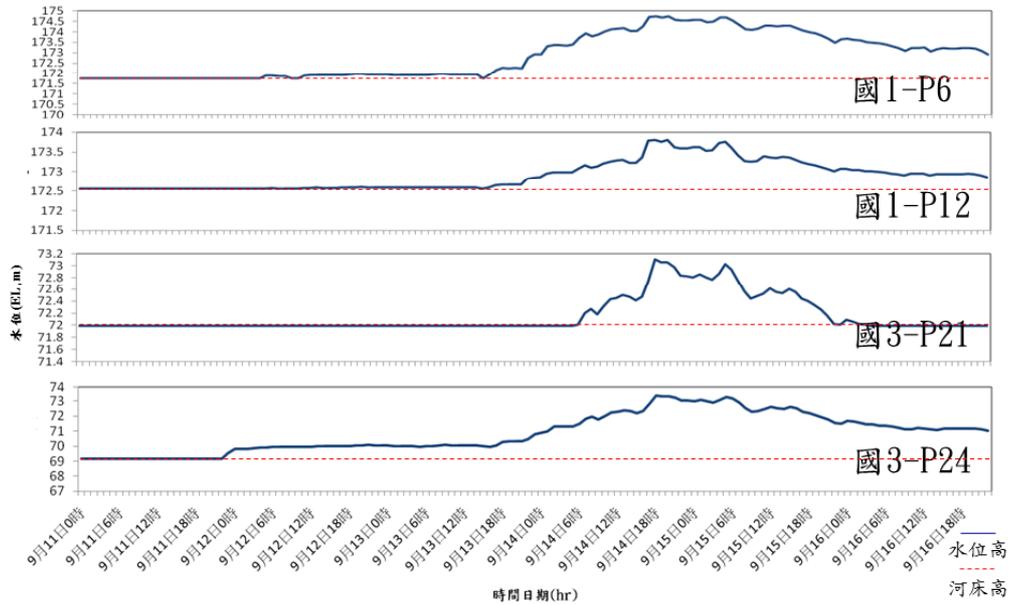


圖 4.3-1 二維水理分析水位歷線

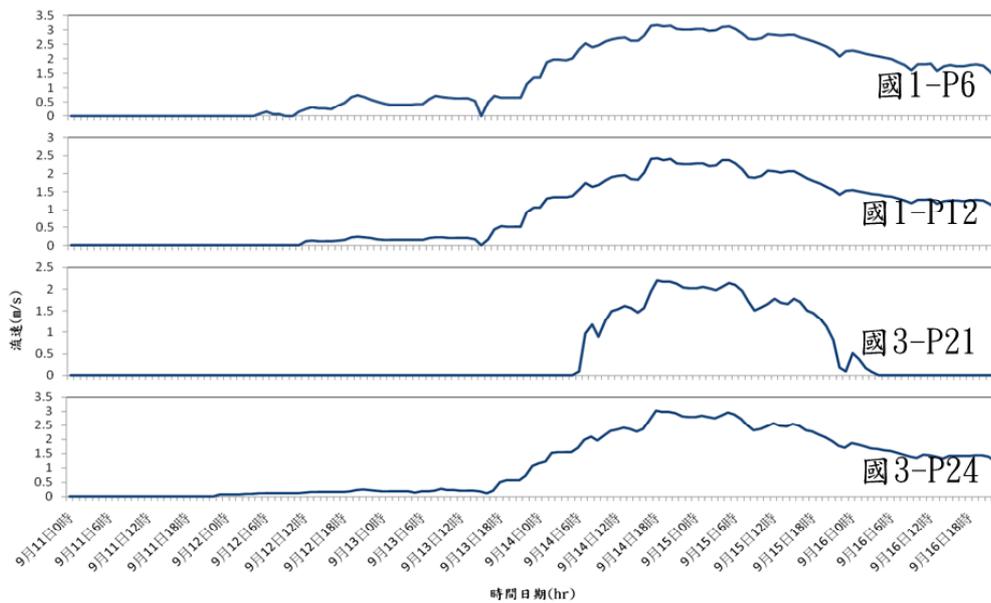


圖 4.3-2 二維水理分析流速歷線

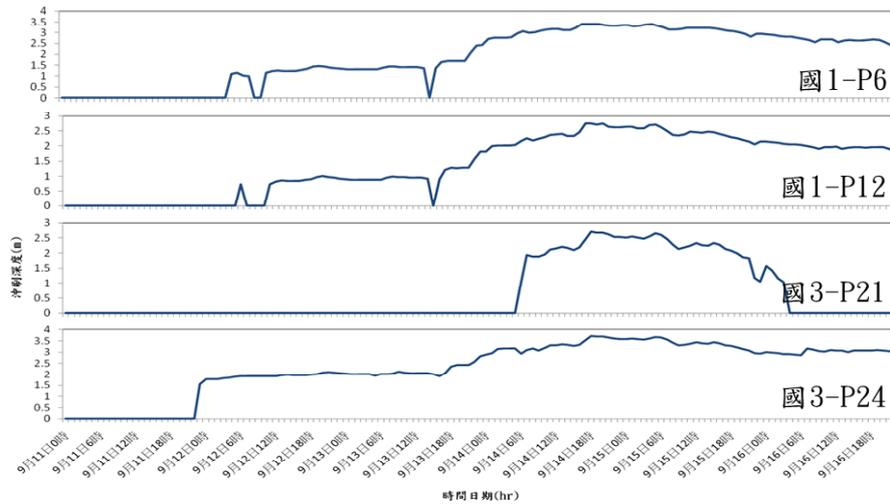


圖 4.3-3 二維水理分析冲刷深度歷線

4.4 辛樂克颱風安全模式分析結果

安全評估模式中，將以二維水理分析所計算各橋墩之水位、流速、水深及冲刷深度，進行查表計算，得到國 1(P12 墩)及國 3(P24 墩)之安全係數(圖 4.4-1 及圖 4.4-2)。

系統所使用的安全係數警戒及行動值目前暫定警戒值為 1.5 及行動值為 1.3；即當安全係數大於 1.5 時，表示橋梁處於安全狀態，係數值介於 1.3~1.5 時為警戒狀態，而當係數小於 1.3 時則表示橋梁有危險潛勢，須即刻進行封橋行動。



圖 4.4-1 安全分析安全係數歷線(國 1, P12)

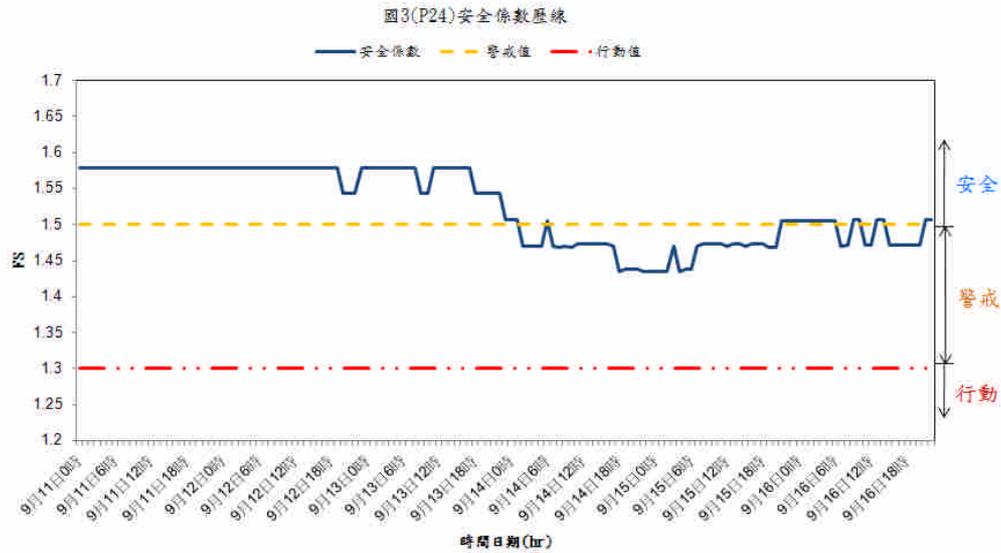


圖 4.4-2 安全分析安全係數歷線(國 3，P24)

五、結論與建議

橋梁為臺灣地區用來連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而臺灣屬季風型氣候夏季多雨，洪水往往造成橋梁重大威脅。政府各交通工程管理單位為此已投注相當多經費進行橋梁監測及預警研究課題，但是這些研究成果如何進行橫向整合，並與防災預警通報體系結合，以提升橋梁防災預警時效，為一重要整合課題。因此，「跨河橋梁安全預警系統之建立研究」的報告書將彙整十項子計畫之研究成果，並建置「跨河橋梁安全預警系統」整合各項資訊並建置預警通報機制，將各子計畫所確立之橋梁分析研判準則電腦化，判斷橋梁現況並進行有效的監控管理，以降低災害來臨時所造成之損害，以下針對本研究成果提出結論與建議。

5.1 結論

1. 各計畫涵蓋各不同領域研究，由橋河基本資料、水理分析、監測與檢測、材料與保護工法安全評估準則及系統整合等角度分別探討跨河橋梁安全預警之問題，藉由本研究綜觀統整各項資源，避免資源分散浪費等問題。
2. 確立跨河橋梁安全預警系統之災害應變流程，在災害發生時能進行橋梁安全評估，而經由調查評估的結果可確認應採取何種緊急措施。整合子計畫所確立之診斷標準，可供管理單位於平時、災時與災後快速評斷橋梁安全之參考。

3. 以「後端系統運作 (Invisible computer)」概念，讓使用者能享受系統所提供防災預警與時效性之便利，而無須擔心系統人機介面操作、資料整合分析及系統維護之額外人力負擔。
4. 所完成之「跨河橋梁安全預警系統」可有效防範橋梁所造成之人員傷亡，輔助管理者對橋梁進行現況診斷，提前做出預防措施。

5.2 建議

1. 本研究範圍目前僅涵蓋大甲溪流域橋梁，未來研究成果可配合高公局或公路總局擴展至全國跨河橋梁。
2. 後續可舉辦高司演練，邀請公路管理單位參與，確認橋梁災害應變流程之適用性，以收防災和減災之功效。

參考文獻

1. 游保杉等，「河道水位與橋墩沖刷推估模式之建立研究」，交通部運輸研究所，2009。
2. 廖哲民等，「橋墩沖刷計算模式之建立研究」，交通部運輸研究所，2009。
3. 林三賢等，「跨河橋梁安全評估之研究」，交通部運輸研究所，2009。
4. 王仲宇等，「訂定跨河橋梁橋基沖刷檢測作業規範(草案)之研究」，交通部運輸研究所，2009。
5. 廖清標等，「跨河橋梁保護工法之研究」，交通部運輸研究所，2009。
6. 楊仲家等，「研發抗磨耗、抗衝擊及耐久性橋墩材料之研究」，交通部運輸研究所，2009。
7. 李維峰等，「橋基保護工設計規範(草案)編訂之研究」，交通部運輸研究所，2009。
8. 蔡清標等，「莫拉克颱風成主要橋梁損壞之現地調查及災因分析」，交通部運輸研究所，2009。
9. 俞駿輝等，「橋河共治區基本資料調查研究」，交通部運輸研究所，2009。
10. 張國鎮等，「高科技橋梁即時監測系統建置試辦計畫」，交通部臺灣區國道高速公路局，2009。

11. 「交通部運輸研究所路網數值圖 99 年版」，交通部運輸研究所，2010。
12. 鄭明淵等，「交通工程防災預警系統建立之研究 (1/2)」，交通部運輸研究所，2005。
13. 鄭明淵等，「交通工程防災預警系統建立之研究 (2/2)」，交通部運輸研究所，2006。