

100-26-7518

MOTC-IOT-99-H1DB009

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊 之對策研究(4/4)



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 4 月

100-26-7518
MOTC-IOT-99-H1DB009

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊 之對策研究(4/4)

著 者：陳景文、李維峰、賴瑞應、林伯融
陳俊吉、張浣珣、曾韋禎、郭澄伊
林孟慧、張文瑋

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目資料

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(4/4)

/陳景文等著. --初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，

民 100.04

面 ； 公分

ISBN 978-986-02-7148-5(平裝)

1. 道路養護 2. 橋樑工程 3. 土石流

442.17

100002573

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(4/4)

著 者：陳景文、李維峰、賴瑞應、林伯融、陳俊吉、張浚珣、曾韋禎、
郭澄伊、林孟慧、張文瑋

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 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 4 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 100 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：300 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組・電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1・電話：(02) 25180207

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號・電話：(04)22260330

GPN：1010000340

ISBN：978-986-02-7148-5(平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部
運輸研究所書面授權。

100

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究
(4/4)

交通部運輸研究所

GPN : 1010000340

定價 300 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(4/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-02-7148-5(平裝)	政府出版品統一編號 1010000340	運輸研究所出版品編號 100-26-7518	計畫編號 99-H1DB009
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 計畫主持人：陳景文 研究人員：李維峰、林伯融、曾韋禎、陳俊吉 張浼珣、曹庭瑋、吳長庚 地址：701 臺南市大學路 1 號 聯絡電話：06-3450118		研究期間 自 99 年 03 月 至 99 年 12 月
關鍵詞：土石流、橋墩、路堤、衝擊力			
摘要： 過去相關單位在設計山區跨河道路及橋樑時，僅考量溪流洪水之水位及流速，並未充分考量洪水現象差異頗大之土石流衝擊效應，在路堤、橋墩結構型式及材料選用方面對於如何強化結構設計及選用加勁材料等橋樑主體改善對策則並未深入探討。有鑒於此，本計畫以四年研究期間，透過數值模擬分析工具，深入了解橋涵及橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，並檢討現有設計準則，進而提出未來強化結構設計及加勁材料選用等橋樑主體改善對策，以作為公路主管機關規劃設計山區道路橋樑時之參考。 本合作計畫全期以四年時間完成，第一年(96 年度)已先針對土石流之相關文獻、研究報告及災損案例進行收集整理，並進一步探討相關土石流之分析理論與方法，另外，也針對研究區域內之水文、地文及設施結構物資料進行收集整理。第二年(97 年度)主要工作為針對跨河構造物對土石流流動過程影響之模擬分析，其分析結果包括堆積深度、流動速度及淹沒範圍等情形，並以 FLO-2D 模擬結果，利用國內外學者所提出理論式進行衝擊力估算，作為後續形變模擬分析之用。第三年(98 年度)針對橋墩受衝擊力及淘刷影響之形變模擬分析，因應后豐大橋斷橋事件增加橋梁抵抗洪流沖刷之相關對策研究。本計畫第四年(99 年度)主要工作為針對跨河道路橋梁結構之加勁強化對策及跨河道路橋梁遭受土石流衝擊之處理對策。 研究成果顯示，現今橋樑規範規定之基礎位移量容許值，未考慮土石流衝擊力作用，因此有低估之現象。相關結論與建議可供本所後續研究計畫之參考及未來公路橋樑設計規範修訂之參考依據。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
100 年 4 月	350	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐密 ☐機密 ☐極機密 ☐絕對機密 （解密條件：☐ 年 月 日解密，☐公布後解密，☐附件抽存後解密， ☐工作完成或會議終了時解密，☐另行檢討後辦理解密） ☒普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: Strategy on Highway Embankment and Foundation of Bridge Subjected to Debris Flow Induced Loads (4/4)			
ISBN(OR ISSN) ISBN978-986-02-7148-5 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010000340	IOT SERIAL NUMBER 100-26-7518	PROJECT NUMBER 99-H1DB009
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM March 2010 TO December 2010
RESEARCH AGENCY: NATIONAL CHENG KUNG UNIVERSITY PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jing-Wen Chen PROJECT STAFF: Wei-Feng Lee, Bo-Rung Lin, Chun-Chi Chen ADDRESS: No.1, University RD., Tainan City 701, Taiwan, R.O.C. PHONE: (06) 3450118			
KEY WORDS: Debris flow, Foundation of Bridge, Embankment, Impact force			
ABSTRACT: The correlated organizations have considered the water level and the velocity of the flood in the streams; yet they haven't sufficiently considered the impact of the debris flow in phenomena that floods vary in a wide range. They also haven't considered issues concerning amelioration of the main structure of bridges such as how to strengthen the design of structure and select strong materials within the aspects of the structure of the embankment and the bridge and the selection of the usage of materials. Thus, this project drew up a research period lasting four years to thoroughly realize the reasons and the magnitude of the destruction of the structure of bridges and its piers by analytical tools that simulate values and review the present design criteria to provide strategies for improvement for the main structure of bridges such as fortify the design of structure and select strong materials for usage as a reference for designing roads and bridges in mountains by the organizations that are responsible for highways. The cooperation program for the whole term of four years is expected to be completed. In the first year (96 years) we have collected and collated the relevant literature, research reports and the cases of disaster damage about the landslides and further explored the analysis of the relevant theory and methods of the debris-flow. In addition, In addition, we also found and collect the data of hydrology, physiographic and facilities in the study area. In second year (97 year) the major works were simulation and analysis. This study designed a checking evaluation procedure of failure modes of foundation of highway bridge by using mathematic algorithm and numerical simulation according to the simulation results. The third year (98 year) employed value simulation analysis tool, kept the thorough			

understanding of the damage mechanism of the subjected to debris flow induced loads. The fourth year (99 year) in view of highway bridge to strengthened countermeasure and debris flow impact processing of countermeasure. Then proposed the bridge main body improvement policies of the strengthen structure design and reinforced materials selection in the future.

DATE OF PUBLICATION April 2011	NUMBER OF PAGES 350	PRICE 300	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(4/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目 錄	V
圖目錄	IX
表目錄	XIX
第一章 緒論	1-1
1.1 計畫緣起	1-1
1.2 計畫目的	1-2
1.3 研究內容與工作項目	1-4
第二章 彙整前三年研究計畫之成果	2-1
2.1 第一期計畫(96 年度)	2-1
2.2 第二期計畫(97 年度)	2-3
2.3 第三期計畫(98 年度)	2-4
第三章 跨河道路及橋梁結構之加勁強化改善對策之相關文獻彙整	3-1
3.1 土石流危害方式	3-2
3.2 土石流衝擊力評估	3-7
3.3 洪水淘刷深度評估	3-14
3.4 土石流抑制工法	3-24

3.5 橋梁及橋墩受洪水淘刷之對策.....	3-31
3.5.1 橋梁及橋墩受洪水淘刷之災害型態.....	3-31
3.5.2 橋梁及橋墩受洪水淘刷之加固補強工法.....	3-37
第四章 山區跨河道路橋梁結構之加勁強化方案成效評估.....	4-1
4.1 跨河橋梁受土石流衝擊之分析.....	4-1
4.1.1 衝擊力估算.....	4-6
4.1.2 橋墩破壞分析.....	4-7
4.1.3 沉箱破壞分析.....	4-11
4.1.4 破壞模式分析.....	4-16
4.1.5 變形分析法.....	4-26
4.2 道路受土石流衝擊之分析探討.....	4-51
4.2.1 現地勘查.....	4-51
4.2.2 管涵穩定分析.....	4-58
4.2.3 鋼軌樁穩定分析.....	4-59
4.2.4 道路路基穩定分析.....	4-62
4.2.5 分析結果與建議.....	4-66
第五章 研擬山區跨河道路橋梁結構之加勁強化改善對策.....	5-1
5.1 橋梁及橋墩之檢核分析說明.....	5-1
5.1.1 資料蒐集與調查.....	5-3
5.1.2 河川特性及沖刷機制評估.....	5-5
5.1.3 橋基受沖刷之穩定分析.....	5-6

5.2 橋梁及橋墩破壞案例說明	5-6
5.3 橋梁及橋墩之對策說明	5-16
第六章 研擬山區跨河道路橋梁遭受土石流衝擊之處理對策	6-1
6.1 山區跨河道路遭受土石流衝擊之處理對策	6-1
6.1.1 道路邊坡破壞類型	6-2
6.1.2 山區道路邊坡之處理對策彙整	6-11
6.2 山區跨河橋梁遭受土石流衝擊之處理對策	6-24
6.2.1 山區跨河橋梁遭受土石流衝擊損壞型態	6-24
6.2.2 橋梁致災原因分析	6-25
6.2.3 山區跨河橋梁遭受土石流衝擊之處理對策彙整	6-28
6.3 山區道路及橋梁破壞之臨時性搶修處理對策	6-40
6.3.1 緊急搶通使用之臨時設施說明 -管制工程	6-41
6.3.2 道路緊急搶通使用之臨時設施說明	6-46
6.3.3 橋梁緊急搶通使用之臨時設施說明	6-52
第七章 土石流衝擊力之計算式及相關設計準則修訂建議	7-1
7.1 橋基穩定分析方法	7-3
7.2 外部載重之考量	7-5
7.3 小結	7-8
第八章 結論與建議	8-1
8.1 研究目的與問題	8-1
8.2 結論	8-1

8.3 建議.....	8-2
參考文獻.....	參-1
附錄一 期中審查意見回覆表.....	附錄 1-1
附錄二 期末審查意見回覆表.....	附錄 2-1
附錄三 專家諮詢會意見辦理說明表.....	附錄 3-1
附錄四 第二區養護工程處訪談紀錄.....	附錄 4-1
附錄五 第三區養護工程處訪談紀錄.....	附錄 5-1
附錄六 期末報告簡報資料.....	附錄 6-1

圖目錄

圖 1.1 本計劃全期研究流程圖.....	1-5
圖 1.2 第四期計畫工作流程圖.....	1-6
圖 2.1 橋梁結構破壞模式評估程序.....	2-6
圖 3.1 土石流危害方式.....	3-7
圖 3.2 土石流潛勢區域之抑制工法示意圖.....	3-26
圖 3.3 固床工(寶來一號橋旁).....	3-29
圖 3.4 丁壩(台 20 線).....	3-29
圖 3.5 連續壩(台 8 線).....	3-29
圖 3.6 護岸(寶來二號橋旁).....	3-29
圖 3.7 攔砂壩(阿邦溪).....	3-29
圖 3.8 梳子壩(松鶴一溪).....	3-29
圖 3.9 框格壩(豐丘橋旁).....	3-30
圖 3.10 格閘壩(豐丘橋旁).....	3-30
圖 3.11 沉砂池(豐丘橋旁).....	3-30
圖 3.12 沉砂池(豐丘橋旁).....	3-30
圖 3.13 疏導工法(阿邦溪).....	3-30
圖 3.14 冲刷造成之淺基礎損害.....	3-31
圖 3.15 冲刷造成之沉箱基礎損壞.....	3-32
圖 3.16 橋梁淺基礎滑移與傾覆示意圖.....	3-32
圖 3.17 冲刷導致基礎滑移破壞情形.....	3-33
圖 3.18 冲刷產生基礎傾覆損壞情形.....	3-33

圖 3.19 冲刷前後深基礎受力狀況差異	3-34
圖 3.20 冲刷後深基礎產生挫曲與彎矩破壞示意圖	3-34
圖 3.21 深基礎橋梁受冲刷破壞實例	3-35
圖 3.22 深基礎橋梁受冲刷破壞與修復補強實例	3-35
圖 3.23 邊坡不穩定導致橋台傾倒、位移	3-36
圖 3.24 橋台破壞模式示意圖	3-36
圖 3.25 橋台基腳遭淘空之破壞模式	3-37
圖 3.26 水流造成橋址土壤淘刷機制示意圖	3-37
圖 3.27 河道異狀造成水躍淘刷與束縮淘刷實例	3-38
圖 3.28 橋梁基礎土壤流失損壞實例	3-38
圖 3.29 設置橋墩前方之擾流柱與外掛墩柱之擾流設施	3-39
圖 3.30 混凝土塊橋址保護工法	3-39
圖 3.31 拋石橋址保護工法	3-40
圖 3.32 蛇籠橋址保護工法	3-40
圖 3.33 保護毯工法示意圖	3-41
圖 3.34 橋址下方土壤遭淘刷流失示意圖	3-41
圖 3.35 橋梁基礎土壤改良工法示意圖	3-42
圖 3.36 微型樁土壤加勁工法示意圖	3-42
圖 3.37 橋址土壤固化工法示意圖	3-43
圖 3.38 流失材料置換工法示意圖	3-43
圖 3.39 流失材料置換工法與固化工法結合使用	3-44
圖 3.40 土工合成材料與再利用材料橋址保護工法應用示意圖	3-44
圖 3.41 橋墩鋼版補強工法	3-45

圖 3.42 受損橋墩、基礎保護補強方法.....	3-46
圖 3.43 加大墩座結構工法.....	3-47
圖 3.44 墩座結構與基礎改善工法示意圖.....	3-47
圖 3.45 橋梁基礎保護之托底工法.....	3-48
圖 3.46 橋梁基礎保護之抽換工法.....	3-48
圖 3.47 PC 包墩補強(五虎寮橋).....	3-53
圖 3.48 石籠/蛇籠工法(台 20 線).....	3-53
圖 3.49 鋼版圍繞工法(台 21 線).....	3-53
圖 3.50 排樁圍繞保護.....	3-53
圖 3.51 增樁擴座補強.....	3-53
圖 4.1 十八重溪流域集水區範圍.....	4-2
圖 4.2 十八重溪橋從上游往下游拍攝之情形.....	4-4
圖 4-3 石籠堤防受土石、洪水流破壞.....	4-4
圖 4.4 現地初步測量.....	4-5
圖 4.5 十八重溪支流(南投 030)與十八重溪主河道匯集處.....	4-5
圖 4.6 十八重溪支流(南投 030)河道粒徑.....	4-6
圖 4.7 HS20-44(MS18)載重圖.....	4-8
圖 4.8 沉箱基礎受力分佈圖.....	4-8
圖 4.9 巨礫中心與地面線之高程差於傾倒破壞之分析圖.....	4-20
圖 4.10 巨礫中心與地面線之高程差於滑動破壞之分析圖.....	4-20
圖 4.11 巨礫中心與地面線之高程差於承载力不足破壞之分析圖....	4-21
圖 4.12 沉箱基礎之長度變化於傾倒破壞之分析圖.....	4-22
圖 4.13 沉箱基礎之長度變化於滑動破壞之分析圖.....	4-23

圖 4.14	沉箱基礎之長度變化於承载力不足破壞之分析圖.....	4-23
圖 4.15	沉箱基礎之直徑變化於傾倒破壞之分析圖.....	4-25
圖 4.16	沉箱基礎之直徑變化於滑動破壞之分析圖.....	4-25
圖 4.17	沉箱基礎之直徑變化於承载力不足破壞之分析圖.....	4-26
圖 4.18	分析步驟流程圖.....	4-27
圖 4.19	PLAXIS 模組示意圖.....	4-28
圖 4.20	PLAXIS 各工序分析執行情況.....	4-30
圖 4.21	PLAXIS 模組建置完成圖.....	4-33
圖 4.22	上游側沉箱壁剪力圖.....	4-33
圖 4.23	上游側沉箱壁彎矩圖.....	4-34
圖 4.24	下游側沉箱壁剪力圖.....	4-34
圖 4.25	下游側沉箱壁彎矩圖.....	4-35
圖 4.26	土石流推積為 1.25m 高時，上游側的剪力圖.....	4-38
圖 4.27	土石流推積為 1.25m 高時，上游側的彎矩圖.....	4-38
圖 4.28	土石流推積為 2.5m 高時，上游側的剪力圖.....	4-38
圖 4.29	土石流推積為 2.5m 高時，上游側的彎矩圖.....	4-38
圖 4.30	土石流推積為 3.75m 高時，上游側的剪力圖.....	4-39
圖 4.31	土石流推積為 3.75m 高時，上游側的彎矩圖.....	4-39
圖 4.32	土石流推積為 6.00m 高時，上游側的剪力圖.....	4-39
圖 4.33	土石流推積為 6.00m 高時，上游側的彎矩圖.....	4-39
圖 4.34	土石流推積為 1.25m 高時，上游側的剪力圖.....	4-40
圖 4.35	土石流推積為 1.25m 高時，上游側的彎矩圖.....	4-40
圖 4.36	土石流推積為 2.50m 高時，上游側的剪力圖.....	4-40

圖 4.37 土石流推積為 2.50m 高時，上游側的彎矩圖	4-40
圖 4.38 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的剪力圖	4-41
圖 4.39 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的彎矩圖	4-41
圖 4.40 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的剪力圖	4-41
圖 4.41 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的彎矩圖	4-41
圖 4.42 土石流推積為 1.25m 高時，下游側的剪力圖	4-42
圖 4.43 土石流推積為 1.25m 高時，下游側的彎矩圖	4-42
圖 4.44 土石流推積為 2.50m 高時，下游側的剪力圖	4-42
圖 4.45 土石流推積為 2.50m 高時，下游側的彎矩圖	4-42
圖 4.46 土石流推積為 3.75m 高時，下游側的剪力圖	4-43
圖 4.47 土石流推積為 3.75m 高時，下游側的彎矩圖	4-43
圖 4.48 土石流推積為 6.00m 高時，下游側的剪力圖	4-43
圖 4.49 土石流推積為 6.00m 高時，下游側的彎矩圖	4-43
圖 4.50 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的剪力圖	4-44
圖 4.51 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的彎矩圖	4-44
圖 4.52 土石流推積為 2.5m 高時，上游側的剪力圖	4-44
圖 4.53 土石流推積為 2.5m 高時，上游側的彎矩圖	4-44
圖 4.54 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的剪力圖	4-45
圖 4.55 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的彎矩圖	4-45
圖 4.56 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的剪力圖	4-45
圖 4.57 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的彎矩圖	4-45
圖 4.58 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的剪力圖	4-46
圖 4.59 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的彎矩圖	4-46

圖 4.60	土石流推積為 2.50m 高時，上游側的剪力圖	4-46
圖 4.61	土石流推積為 2.50m 高時，上游側的彎矩圖	4-46
圖 4.62	土石流推積為 3.75m 高時，上游側的剪力圖	4-47
圖 4.63	土石流推積為 3.75m 高時，上游側的彎矩圖	4-47
圖 4.64	土石流推積為 6.00m 高時，上游側的剪力圖	4-47
圖 4.65	土石流推積為 6.00m 高時，上游側的彎矩圖	4-47
圖 4.66	土石流推積為 1.25m 高時，下游側的剪力圖	4-48
圖 4.67	土石流推積為 1.25m 高時，下游側的彎矩圖	4-48
圖 4.68	土石流推積為 2.50m 高時，下游側的剪力圖	4-48
圖 4.69	土石流推積為 2.50m 高時，下游側的彎矩圖	4-48
圖 4.70	土石流推積為 3.75m 高時，下游側的剪力圖	4-49
圖 4.71	土石流推積為 3.75m 高時，下游側的彎矩圖	4-49
圖 4.72	土石流推積為 6.00m 高時，下游側的剪力圖	4-49
圖 4.73	土石流推積為 6.00m 高時，下游側的彎矩圖	4-49
圖 4.74	土石流對管涵之作用力分佈	4-51
圖 4.75	現地拍攝照片(谷關往東勢方向拍攝).....	4-52
圖 4.76	93.07.07 敏督莉風災後拍攝.....	4-53
圖 4.77	93.08.29 艾莉風災後拍攝.....	4-53
圖 4.78	95.12.07 現地拍攝照片(上邊坡).....	4-54
圖 4.79	97.02.19 現地拍攝照片(上邊坡).....	4-54
圖 4.80	95.12.07 現地拍攝照片(下邊坡).....	4-55
圖 4.81	97.02.19 現地拍攝照片(下邊坡).....	4-55
圖 4.82	97.5.15 現地拍攝照片(管涵後方).....	4-56

圖 4.83	98.5.15 現地拍攝照片(對岸取全景).....	4-56
圖 4.84	98.5.15 現地拍攝照片(台 8 縣路基崩塌).....	4-57
圖 4.85	98.5.15 現地拍攝照片(台 8 縣路基崩塌).....	4-57
圖 4.86	管涵穩定分析示意圖	4-58
圖 4.87	WINSTABL 操作介面	4-60
圖 4.88	鋼軌樁穩定分析示意圖	4-60
圖 4.89	建置 STABL 程式模組	4-61
圖 4.90	STABL 程式穩定分析結果	4-61
圖 4.91	STABL 程式分析結果(FS=0.58).....	4-62
圖 4.92	道路路基穩定分析示意圖	4-63
圖 4.93	建置 STABL 程式模組	4-63
圖 5.1	橋基受沖刷或撞擊之穩定性分析程序.....	5-2
圖 5.2	台 28 線 30K+500 旗尾橋橋墩傾倒破壞	5-7
圖 5.3	台 21 線 236K+650 四德橋橋面落台	5-7
圖 5.4	台 20 線 103K+360 復興橋橋台後方遭淘刷破壞	5-8
圖 5.5	台 21 線 235K+585 楠梓仙溪橋左側橋台後方河道漫流	5-9
圖 5.6	台 21 線 235K+585 楠梓仙溪橋左側橋台後方河道漫流	5-9
圖 5.7	橋墩受土石流巨礫撞擊破壞之實景	5-10
圖 5.8	台 27 線 3K+480 新發大橋土石淤滿擠壓主河道	5-11
圖 5.9	台 27 線 3K+480 新發大橋右側橋台翻覆	5-11
圖 5.10	台 20 線 95k+700 東莊橋位址	5-12
圖 5.11	主、支流匯流處產生漩渦侵蝕周遭邊坡.....	5-13
圖 5.12	台 21 線 98K+070 十八重溪橋土石堆積推擠橋面版	5-13

圖 5.13 台 20 線 58K+100 甲仙大橋橋墩傾斜破壞	5-14
圖 5.14 台 13 線 065 K+629 后豐大橋橋墩傾斜破壞	5-15
圖 5.15 台 20 線 87K+300 塔拉拉魯芙溪橋左側橋台損毀	5-15
圖 5.16 台 20 線 87K+300 塔拉拉魯芙溪橋左側橋台損毀	5-16
圖 5.17 橋柱和橋面版接合處增設卡樁示意圖	5-18
圖 5.18 橋台往河道兩岸延伸示意圖	5-18
圖 6.1 淺層土壤滑動破壞案例	6-3
圖 6.2 菲律賓雷伊泰島坤薩胡貢村土石流掩沒範圍	6-4
圖 6.3 表層土壤沖蝕案例	6-4
圖 6.4 圓弧形滑動破壞	6-5
圖 6.5 順向坡滑動破壞案例	6-6
圖 6.6 落石破壞案例	6-6
圖 6.7 下邊坡產生沖刷（蝕）型破壞	6-8
圖 6.8 坡趾沖刷造成下邊坡路基流失	6-8
圖 6.9 下邊坡因洪水衝擊造成沖刷破壞	6-9
圖 6.10 道路下邊坡因向源侵蝕迫使道路向內改線，形成回頭彎	6-9
圖 6.11 擋土結構之回填材料就地取材後施工	6-10
圖 6.12 漫地流集中渲洩於紐澤西護欄缺口所造成之下邊坡破壞 ...	6-10
圖 6.13 道路邊坡及道路路基各工法之對策選擇	6-12
圖 6.14 設置於風化邊坡之平面	6-14
圖 6.15 台 8 線之明隧道前之立式防落石網	6-14
圖 6.16 逆向陡坡處之漁網狀防落石網	6-15
圖 6.17 台 27 線 6K 左右之道路路基搶修	6-15

圖 6.18 台 8 線 36KM 處之谷關隧道	6-16
圖 6.19 台 8 線之明隧道	6-16
圖 6.20 苗栗縣 140 之火炎山隧道	6-17
圖 6.21 台 13 線后豐大橋之鋼便橋	6-17
圖 6.22 梅蘭林道之鋼托架橋	6-18
圖 6.23 橋梁受土石災害撞擊實例	6-24
圖 6.24 橋梁橋台護岸受河床堆高後水流攻擊破壞實例	6-24
圖 6.25 邊坡崩塌損害橋梁	6-25
圖 6.26 因土石流撞擊、溢流損害橋梁	6-26
圖 6.27 因過大洪峰流量損害橋梁	6-26
圖 6.28 因橋址位於水路攻擊處損害橋梁	6-27
圖 6.29 因洪氾破壞橋梁相關構造物而損害的橋梁	6-27
圖 6.30 因基礎淘刷而損害的橋梁	6-28
圖 6.31 橋梁結構各項工法之對策選擇	6-29
圖 6.32 橋柱和橋面版接合處增設卡樁示意圖	6-31
圖 6.33 橋台往河道兩岸延伸示意圖	6-32
圖 6.34 新發大橋右岸橋台破壞情形	6-33
圖 6.35 新建之新發大橋，橋台往河道兩岸延伸(右岸)	6-33
圖 6.36 新東卯橋位址	6-34
圖 6.37 篤銘橋位址	6-34
圖 6.38 資訊可變標誌(CMS)	6-42
圖 6.39 鐵扇門	6-42
圖 6.40 警告標誌	6-43

圖 6.41 夜間警示燈.....	6-43
圖 6.42 台 8 線之鋼版排樁.....	6-44
圖 6.43 台 27 甲線 7K+200 六龜遊客中心	6-45
圖 6.44 台 20 線 142 K + 100 舊路搶通實景	6-45
圖 6.45 台 20 線 95K+000 溪底便道實景.....	6-46
圖 6.46 以石籠作為路基穩定之工法.....	6-47
圖 6.47 台 21 線 122K+600 貨櫃路基.....	6-47
圖 6.48 台 20 線 58K+700 甲仙便橋實景.....	6-50
圖 6.49 台 3 線卓蘭鎮-卓蘭大橋實景	6-51
圖 6.50 台 20 線 91K+500 勝境橋便橋實景	6-52
圖 6.51 台 13 線 65K+630 后豐大橋之鋼便橋實景	6-53
圖 7.1 橋梁基礎受土石流衝擊之受力機制示意圖.....	7-3

表目錄

表 3-1 土石流衝擊力之理論公式彙整	3-8
表 3-2 洪水淘刷深度之理論公式彙整	3-15
表 3-3 土石流潛勢區域各抑制工法之優缺點說明	3-27
表 3-4 河道整治工法之優缺點說明	3-49
表 4-1 十八重溪橋基本資料表	4-3
表 4-2 十八重溪模擬結果-墩前最大堆積深度及最大流動速度	4-6
表 4-3 土石流流動壓力估算所使用參數	4-7
表 4-4 土石流衝擊力之理論公式	4-9
表 4-5 橋柱頂受力計算結果彙整	4-9
表 4-6 橋柱受力計算結果彙整	4-10
表 4-7 巨礫中心與地面線之高程差為 1.25m	4-19
表 4-8 巨礫中心與地面線之高程差為 2.5m	4-19
表 4-9 巨礫中心與地面線之高程差為 3.75m	4-19
表 4-10 沉箱基礎之長度為 12m	4-21
表 4-11 沉箱基礎之長度為 14m	4-21
表 4-12 沉箱基礎之長度為 16m	4-22
表 4-13 沉箱基礎之長度為 17m	4-22
表 4-14 沉箱基礎之直徑為 4m	4-24
表 4-15 沉箱基礎之直徑為 4.5m	4-24
表 4-16 沉箱基礎之直徑為 5m	4-24
表 4-17 沉箱基礎之直徑為 6m	4-24

表 4-18	Soil data sets parameters Mound	4-31
表 4-19	Soil data sets parameters Soil	4-32
表 4-20	Beam data sets parameters.....	4-32
表 4-21	S45F21 無巨礫撞擊之各工序分析結果.....	4-36
表 4-22	S45F45 無巨礫撞擊之各工序分析結果.....	4-36
表 4-23	S45F80 無巨礫撞擊之各工序分析結果.....	4-36
表 4-24	S45F21 受巨礫撞擊作用之各工序分析結果.....	4-43
表 4-25	S45F45 受巨礫撞擊作用之各工序分析結果.....	4-43
表 4-26	S45F80 受巨礫撞擊作用之各工序分析結果.....	4-43
表 4-27	以邊坡地下水位為 19m 進行分析後之安全係數匯整	4-64
表 4-28	以邊坡地下水位為 18m 進行分析後之安全係數匯整	4-64
表 4-29	以邊坡地下水位為 17m 進行分析後之安全係數匯整	4-64
表 4-30	以邊坡地下水位為 16m 進行分析後之安全係數匯整	4-64
表 4-31	以邊坡地下水位為 15m 進行分析後之安全係數匯整	4-64
表 4-32	以邊坡地下水位為 14m 進行分析後之安全係數匯整	4-64
表 4-33	以邊坡地下水位為 13m 進行分析後之安全係數匯整	4-65
表 4-34	以邊坡地下水位為 12m 進行分析後之安全係數匯整	4-65
表 4-35	以邊坡地下水位為 11m 進行分析後之安全係數匯整	4-65
表 4-36	以邊坡地下水位為 10m 進行分析後之安全係數匯整	4-65
表 4-37	以邊坡地下水位為 9m 進行分析後之安全係數匯整	4-65
表 4-38	以邊坡地下水位為 8m 進行分析後之安全係數匯整	4-66
表 5-1	橋基保護或補強設計之基本資料來源和調查方式	5-4
表 6-1	邊坡破壞類型與潛在危險因素之關係	6-2

表 6-2 道路各工法使用時機及土石流潛勢溪流特性列表	6-13
表 6-3 道路路基及道路邊坡受土石流衝擊破壞之因應對策說明	6-19
表 6-4 橋梁補強工法使用時機及土石流潛勢溪流特性列表	6-30
表 6-5 橋梁受土石流衝擊破壞之因應對策說明	6-35
表 6-6 道路邊坡及道路路基破壞之臨時性搶修工法說明	6-48
表 6-7 橋梁基礎破壞之臨時性搶修工法說明	6-54

第一章 緒論

1.1 計畫緣起

臺灣為一狹長型海島，位處歐亞板塊和菲律賓板塊之交界處，地質條件較為脆弱。全島面積約 36,000 平方公里，但 73.6% 為山坡地及高山林地，造就地勢相當險峻。其次，臺灣地區每年 5 月~10 月豐水期的颱風及梅雨季節所挾帶之集中性豪雨，造成降雨型崩塌的數量及規模居高不下；再者，從 921 集集大地震過後，因(a)溪谷堆積大量土石(b)溪谷側向邊坡之土石強度減弱，遇水較易崩解(c)排水路徑改變(包含地表水及地下水)，使原先不易發生處較易發生(d)裸露地增加，造成邊坡更容易被沖蝕及切割，而不穩定等因素使原本破碎的岩層更易產生新的地震型崩塌。在此兩大主因作用下所誘發之大規模崩塌，主要分佈於河系的邊坡及山稜線附近。

在特殊地文條件與水文環境交互作用下，臺灣地區許多 1~2 級河系溪流之集水區均符合(a)降雨量大(b)豐富鬆散土砂量(c)陡峻的溪床坡度等潛在土石流發生屬性。近年隨著經濟大幅成長，山區開發程度也逐年擴大，政府為了均衡區域發展並促進經濟持續成長，正著手建立環島公路網，勢必造成開發範圍逐漸往山地區域發展。

山區道路及橋梁設施平時除扮演維持居民出入之交通及經濟活動功能外，更在颱風災害期間扮演居民疏散避難及救災之角色。根據農委會水土保持局委託財團法人成大研究發展基金會針對土石流潛勢溪流調查結果發現，臺灣地區目前有 1,420 條土石流潛勢溪流(農委會水土保持局，2002)，其中許多溪流與山區道路橋梁縱橫交錯。因上游土石流所帶來之流體壓力及挾帶的巨石、流木等衝擊力，可能造成橋梁結構受損，且下游河床遭洪水沖刷而導致橋基沈陷傾倒，造成避難及救災有效時程上極大影響，如過去賀伯颱風、桃芝颱風、納莉颱風、敏督利颱風、艾利颱風、辛樂克颱風及 98 年八八水災事件即是明顯例子。

1.2 計畫目的

過去相關單位在設計山區跨河道路及橋梁時，僅考量設計洪水之水位及流速，在路堤、橋墩結構型式及材料選用方面，並未充分考量洪水現象差異頗大之土石流衝擊效應。雖然財團法人臺灣營建研究院(1999)及國立臺北科技大學(2002)皆曾針對跨越土石流溪流之跨河橋梁設計準則進行研究，並提出以下數點重要結論與建議：

1. 橋涵對路線土石流防治的措施，一般以排導工程與保護性措施為主，使土石流能順利通過路線設施所占的地段，不致對其造成破壞。在地形有利時，也可在路線設施上游修築攔擋和停淤工程，以減小土石流規模，增加路線設施的安全度。
2. 在公路橋梁規劃方面，建議事項如下：
 - (1)重要公路橋梁應儘可能避開地質敏感地帶。
 - (2)土石流橋梁應提高設計標準，對土石流予以特殊考量。
 - (3)儘可能採大跨距，橋台宜置溪床外，以加大土石流通水斷面。
 - (4)橋梁淨空之設計應考慮土石流之運動行為。
3. 目前國內涵洞最大斷面僅為 3m×3m，而國內土石流之溪床堆積最大粒徑均超過 2.5m，故涵洞一遇土石流極易堵塞。因此建議在設計觀念上改採犧牲性涵洞，當土石流規模大到某一程度時，涵洞即因土石壓力而潰決，避免因涵洞壅塞導致土石沿路面流入民房或因土石回淤蓄積過大土石壓力，增加對溪流兩岸及河床的切刷能力。
4. 「新建橋梁」規劃與準則建議事項：
 - (1)避開土石流發生潛能較高之區域，尤其對於可能經過土石流堆積區之道路，應設法使道路位置往河川上游方向遷移。
 - (2)若道路位置受到諸多條件限制或無法避開土石流發生潛能較高之區域時，應考量是否有可能利用不同的道路結構型式因應處理。

(3)倘若上述方法皆不可行，則須考量於河川上游處，設立相關土石流防治工法作為屏障，或以交通管制方式，禁止人車在大雨時期通行該段道路，以降低土石流危害。

5. 橋梁之規劃設計因應土石流於不同區段而有不同因應處理，通常土石流有發生段、輸送段、淤積段及停止段等四區段，根據這四種不同區段，橋梁因應土石流之規劃設計原則，可歸納出四種因應措施：

(1)道路橋梁局部改址

(2)土石流發生段及輸送段之因應措施，如橋梁或涵洞(攔阻措施)、過水路面及土石流遮護棚等。

(3)土石流淤積段及停止段之因應措施，如橋梁或涵洞(河床改善、設立攔阻措施、降低流動材料淤積)及明隧道等。

(4)土石流防治綜合治理。

過去相關研究對於跨越土石流溪流之跨河橋梁，僅提出相關因應土石流災害之橋梁設計準則及設計案例，並建議在河川上游處，設立相關土石流防治工法作為屏障。但對於如何強化結構設計及選用加勁材料等橋梁主體改善對策則並未深入探討。

鑒於此，本計畫擬訂四年研究期間，透過數值模擬分析工具，深入瞭解道路及橋梁橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，進而提出未來強化結構設計及加勁材料選用等改善對策。整體工作執行內容係由近年重大土石流災害紀錄收集分析出發，選定道路及橋墩迭遭土石流沖毀及洪水沖刷之研究示範區，進行水文、地文及設施結構物資料收集分析。其次進行跨河構造物對土石流流動過程之影響模擬分析，以及道路及橋墩受土石流衝擊力影響之形變模擬分析，深入探討土石流與洪水流動過程與道路及橋墩結構之互制現象。最後研擬道路及橋墩結構之加勁強化改善對策及緊急處理對策，據以作為未來相關單位設計山區跨河道路及橋梁時之參考。

1.3 研究內容與工作項目

本合作計畫全期預計以四年時間完成，第一年 (96 年度) 已先針對土石流之相關文獻、研究報告及災損案例進行收集整理，並進一步探討相關土石流之分析理論與方法，另外，也針對研究區域內之水文、地文及設施結構物資料進行收集整理。第二年 (97 年度) 主要工作為針對跨河構造物對土石流流動過程影響之模擬分析，其分析結果包括堆積深度、流動速度及淹沒範圍等情形，並以 FLO-2D 模擬結果，利用國內外學者所提出理論式進行衝擊力估算，作為後續形變模擬分析之用。第三年 (98 年度) 針對橋墩受衝擊力及淘刷影響之形變模擬分析，因應后豐大橋斷橋事件增加橋梁抵抗洪流沖刷之相關對策研究。本計畫第四年 (99 年度) 主要工作為針對跨河道路橋梁結構之加勁強化對策及跨河道路橋梁遭受土石流衝擊之處理對策。本年度 (99 年度) 之具體工作項目如下列各項說明。圖 1.1 為全期擬訂之工作流程，圖 1.2 為第四年度計畫工作流程。

1. 彙整前三年研究計畫之成果
2. 跨河道路及橋梁結構之加勁強化改善對策之相關文獻彙整
3. 山區跨河道路橋梁結構之加勁強化方案成效評估
4. 研擬山區跨河道路橋梁結構之加勁強化改善對策
5. 研擬山區跨河道路橋梁遭受土石流衝擊之處理對策
6. 土石流衝擊力之計算式及相關設計準則修訂建議

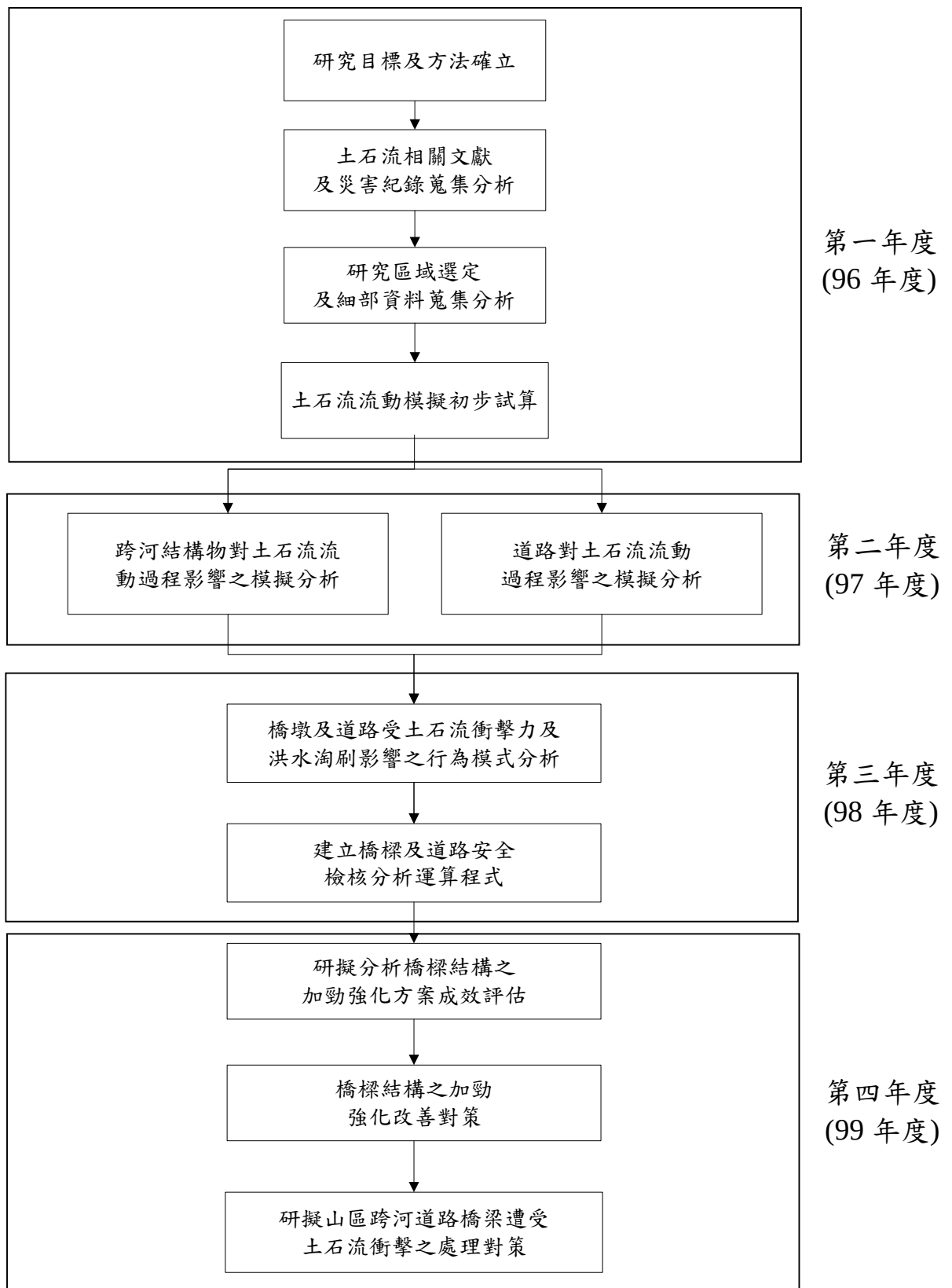


圖 1.1 本計劃全期研究流程圖

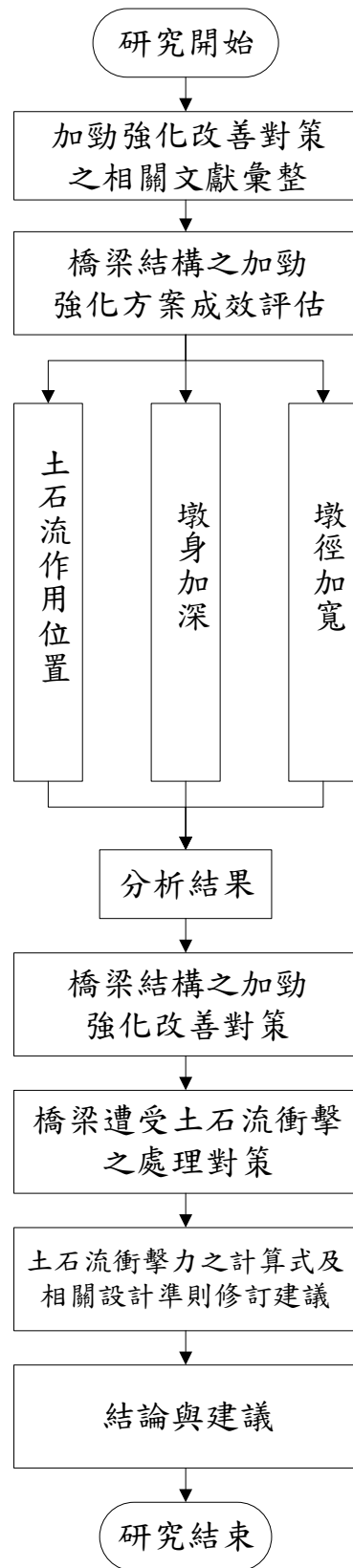


圖 1.2 第四期計畫工作流程圖

第二章 彙整前三年研究計畫之成果

本計畫全期擬以四年時間，透過數值模擬分析工具，深入瞭解道路及橋梁橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，進而提出未來強化結構設計及加勁材料選用等改善方法。整體工作執行內容詳細說明如下：

第一期計畫(96 年度)土石流相關研究文獻及理論做收集分析出發，透過近年重大土石流災害紀錄收集分析，選定路堤、橋墩迭遭土石流沖毀之研究區域，進行水文、地文及設施結構物資料收集分析及後續分析程式之選定與測試。

第二期計畫(97 年度)進行跨河構造物受土石流流動過程之影響模擬分析，以及橋墩受土石流衝擊力影響之形變模擬分析，深入探討土石流流動過程與道路、橋墩結構之互制現象，並進行橋梁結構安全檢核分析。

第三期計畫(98 年度)主要針對橋墩受衝擊力之形變模擬分析及道路路基穩定分析，但因應辛樂克颱風(2008)造成后豐大橋斷橋事件，交通部運輸研究所為配合政策需求，因此，增加橋梁抵抗洪流沖刷之相關對策研究，但礙於經費與時間因素，僅對公路總局過去的相關研究成果做彙整探討，並提出初步的加固補強方案。

第四期計畫(99 年度)利用模擬分析成果檢討橋梁結構之形變分析結果，進一步瞭解跨河道路及橋梁結構之加勁強化對策及跨河道路橋梁遭受土石流衝擊之處理對策，據以作為未來相關單位設計跨河道路及橋梁時之參考。

2.1 第一期計畫(96 年度)

首先針對土石流之相關文獻、研究報告及災損案例進行蒐集整理分析，並進一步歸納整理相關土石流之分析理論與方法。為考量計畫執行之效益性與代表性，研究區域選定必須具備一定災害規模或代表

性之交通結構物。因此，在研究區域選定原則係依據土石流發生災害歷史、土石流再發性、跨河道路及橋梁工程設施重要性等因子，選定一區域作為研究地點。因此，大甲溪流域之台 8 線跨河橋梁適合作為研究地點，但由於交通可及性及橋梁結構大規模毀損，對於現場調查及橋梁結構損壞成因探討皆將造成極大困難，因此本計畫未將台 8 線跨河橋梁列為研究地點之考量。然而，陳有蘭溪流域之台 21 線橋梁結構設施及土石流災害分佈等分析說明顯示，陳有蘭溪流域之土石流災害歷史豐富，同時土石流再發潛勢亦高；在跨河橋梁結構類型方面，具有橋墩設施之橋梁上部結構分為預力樑及鋼製箱型樑，下部結構則為沈箱基礎及全套管基樁兩類，具有代表性。因此本計畫由陳有蘭溪流域台 21 線進一步篩選適合研究地點。

為初步瞭解土石流之流動過程及影響範圍，第一期計畫中利用二維洪災模式 FLO-2D 進行土石流流況模擬。此模式係採用 O' Brien & Julien(1988)提出包含降伏剪應力、黏滯力、碰撞力及紊流應力之二項式流變模式(Quadratic rheological model)，搭配連續方程式與動力波方程式，配合網格化之數值地形模型(DTM)進行演算模擬。首先以南投縣信義鄉豐丘村十八重溪之支流(編號「南投 030」潛勢危險溪流)為試算區域。為瞭解 FLO-2D 模式應用於現地案例時數值參數對模擬結果之影響程度，針對模式之參數特性進行敏感度分析。首先固定部分模擬參數及模擬時間不變，改變模式演算方法、體積濃度、流變參數、土石比重及曼寧粗糙係數等因子，藉以瞭解不同參數變化對最大堆積深度、堆積土方量及流速造成之影響，以作為未來後續計畫執行之參考。

針對上述敏感度分析之結果進行討論，結果如下：

1. 動力波與擴散波方程式對於堆積型態模擬結果之差異影響有限，因此在此節省運算時間的考量下，可應用擴散波方程式進行土石流況之探討分析。
2. 由於體積濃度的改變對於模擬時之流量、流體之降伏應力及黏滯係數三者有著不同的加乘效果，在體積濃度小於 50%時，流速有隨之

增加現象，但大於 50%時，流速卻隨之遞減；推究此原因應是當體積濃度小於 50%時，流體內阻力小於流體流動之力；體積濃度大於 50%時，阻力顯著增加而影響後續模擬結果。由此可知，體積濃度在模擬過程中為主要因子。

3. 曼寧粗糙係數對於堆積型態影響不大，但卻對堆積區流速分佈有著明顯影響，反映著河道底床粗糙程度對流動現象的影響。河道越粗糙，對流動過程中土石流流速有降低之效果，此結果與一般自然現象相符。
4. 土石比重的改變對於堆積土方量、堆積深度及流速影響均有限。因此，土石比重屬於模式中較不敏感因子。
5. 總結參數敏感性分析成果顯示，體積濃度的改變同時連帶影響流量、降伏應力及黏滯係數。因此，在模式參數之影響程度方面，以體積濃度為最主要，其次為曼寧粗糙係數，至於土石比重及動量方程式之差異，在本次試算區域及模擬颱風事件下，對模擬結果並無太大影響。

2.2 第二期計畫(97 年度)

第二期計畫延續之前期分析之結果，再考量災害歷史、橋梁設施規模與工法及集水區環境特性等三項因子，作為選擇跨河橋梁研究地點之參考依據。經由比較分析，後續擬以台 21 線新中橫公路之信義橋(89K+959)、十八重溪橋(98K+070)、新愛玉橋(108K+770)及台 8 線大甲溪流域之阿邦溪作為研究地點。

第二期計畫以實際降雨、重現期距 100 年及重現期距 200 年作為模擬之設定，其模擬之結果(包括：堆積深度、流動速度、淹沒範圍)，再利用模擬之結果，進行初步之橋梁安全檢核分析。針對上述分析之結果進行討論。

1. 因現階段之橋梁檢監測系統之技術，尚無法安全且有效的量測到豪雨及土石流發生時，土砂及水流對橋梁造成的沖刷及堆積之深度，

因此以水理分析模式進行重現期距 100 年及 200 年之土石流模擬分析，將其模擬之結果(堆積深度及流動速度)初步進行橋梁安全檢核分析。

2. 由模擬結果可以明顯看出較大之流動速度主要集中在中上游處，較高之堆積深度則集中於下游堆積處，尤其以墩前為最，符合上述土石流流動型態，且由模擬結果可研判，土石流流動除了由於溪流出口處因坡度較緩，使土石流動趨於停止外，跨河橋梁結構因縮小河道斷面，導致土石堆積亦是其中之因素。
3. 由十八重溪橋模擬分析結果可知最大尖峰降雨量，影響模擬土石流的結果。尖峰雨量越大，模擬所得之堆積深度及流動速度越大。
4. 初步檢核分析可知，現今橋梁規範規定之基礎位移量容許值，未考慮土石流衝擊力作用，因此有低估之現象。
5. 經由初步檢核分析可知，橋柱在受土石流衝擊力作用下，造成橋柱混凝土開裂、橋柱及基礎位移錯位，河床面地盤承载力降低，驗證一般跨河橋梁常見之破壞行為。

2.3 第三期計畫(98 年度)

第三期計畫主要工作為針對橋墩受衝擊力及淘刷影響之形變模擬分析，並提出跨河結構物基礎承受土石流衝擊力之破壞模式檢核程序(圖 2.1)，且因應辛樂克颱風之后豐大橋斷橋事件，交通部運輸研究所為配合政策需求，於此第三期計畫增加橋梁抵抗洪流沖刷之相關對策研究，但礙於經費與時間因素，僅針對公路總局過去的相關研究成果做彙整探討，並提出初步的加固補強方案。針對上述分析之結果進行討論，結果如下：

1. 土石流衝擊力作用下橋面版受一水平推力 $H=33.17(t)$ 且使橋柱頂與上部結構產生一額外彎曲力矩 $M=42.02(t\cdot m)$ ，配合實際災害情況得知橋面版錯位破壞，忽略衝擊力效應所致，因此在梁底淨空時需加以評估土石流運動行為。

2. 橋柱底處所受最大彎曲力矩 $M_0=1991.84(t\cdot m)$ 遠大於混凝土之開裂彎矩 $M_{cr}=140.78(t\cdot m)$ ，混凝土有開裂破碎之可能，為避免鋼筋外露，宜加強鋼筋混凝土及鋼版圍繞工法補強。
3. 沉箱基礎在考慮土石流衝擊力作用下，底部土層垂直承載力仍為穩定狀態，但由於深基礎計算承載力時，覆土重量因素影響極大，所得之承載力亦頗大，橋梁設計時，不得過分相信所得之承載力，以免高估。
4. 沉箱基礎前承載力檢核結果為不穩定狀態，可能由於沉箱基礎受土石流衝擊力作用產生向後傾倒趨勢，旋轉中心下方土壤受擾，承載力下降。
5. 阿邦溪道路箱涵穩定分析之安全係數 $FS=0.22$ ，有傾倒滑落之虞。臨時鋼軌樁分析之安全係數 $FS=0.58$ ，即土石流產生之堆積對臨時鋼軌樁之穩定度而言是不足的。
6. 當邊坡地下水位約為 16m~19m 時，溪水高度從最高水位下降約至 11m 達到臨界狀態；當邊坡地下水位約為 13m~15m 時，溪水高度從最高水位下降約至 10m 達到臨界狀態；當邊坡地下水位約為 9~10m 時，溪水的臨界高度分別為 2m、4m、6m、8m，呈現性下降；當邊坡地下水位約為 0m~8m 時，不論溪水高度如何變化，安全係數均大於 1，邊坡不會因為滲流而有破壞之虞慮。
7. 后豐大橋破壞分析可得垂直力 $V_0=1379(t)$ 、水平力 $H_0=588(t)$ 、彎矩 $M_0=2169(t\cdot m)$ ，以及沉箱頂水平位移量 $\delta=9(cm) \geq 4 \times 1\% = 0.04(m) = 4(cm)$ ，沉箱基礎旋轉角 $\theta=0.011(rad) \geq 0.005(rad)$ ，超出規範值。
8. 甲仙大橋破壞分析可得垂直力 $V_0=716(t)$ 、水平力 $H_0=262(t)$ 、彎矩 $M_0=648(t\cdot m)$ ，以及沉箱頂水平位移量 $\delta=2.4(cm) < 4 \times 1\% = 0.04(m) = 4(cm)$ ，沉箱基礎旋轉角 $\theta=0.008(rad) \geq 0.005(rad)$ ，超出規範值。

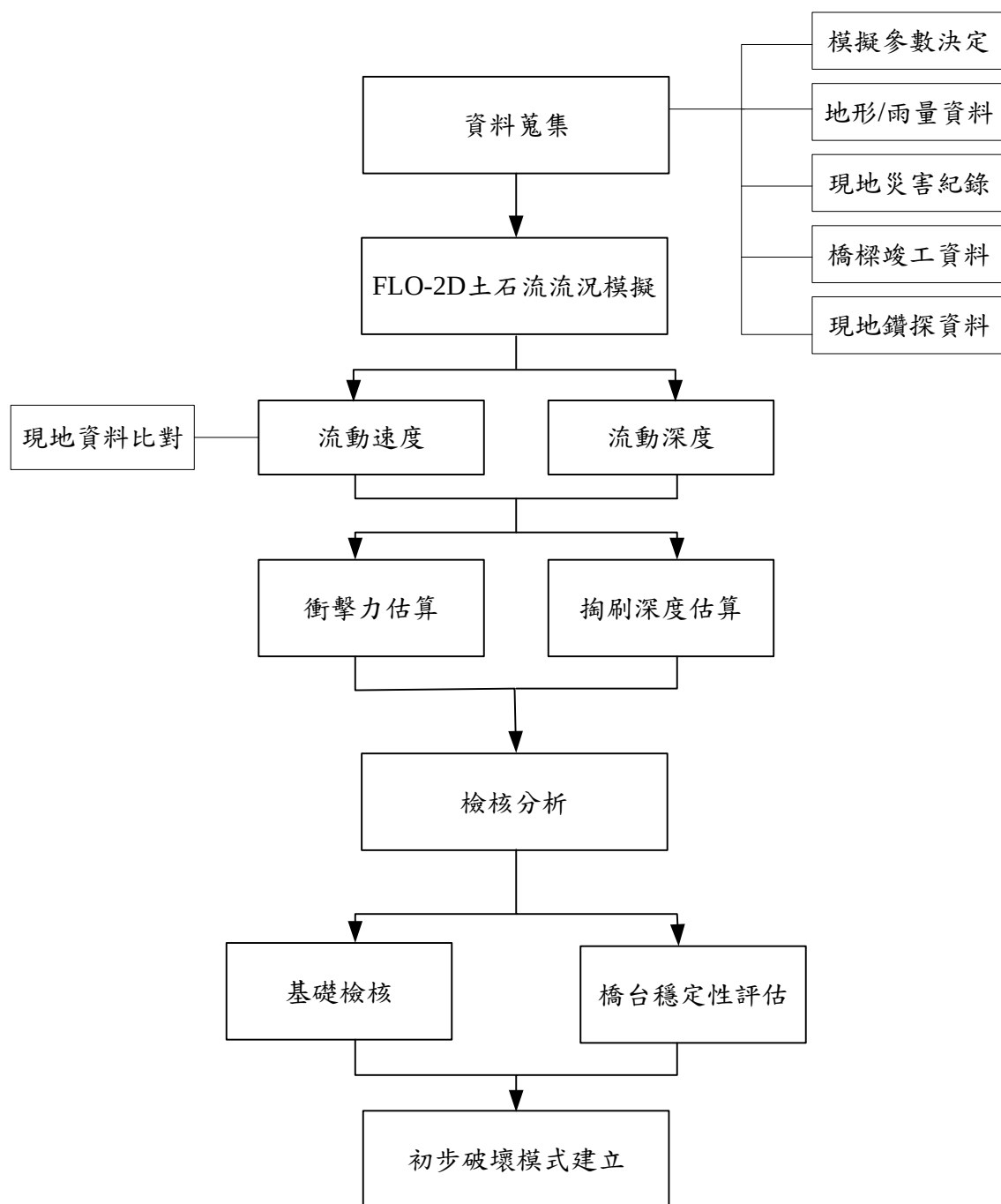


圖 2.1 橋梁結構破壞模式評估程序

第三章 跨河道路及橋梁結構之加勁強化改善對策 之相關文獻彙整

水土保持技術規範(1992)土石流是泥、砂、礫及巨石等物質與水之混合物受重力作用後所產生的流動體。巨觀而言，水與固態物質因充分混合之結果，使土石流之運動型態與力學機制脫離一般牛頓流體之範疇，而呈現複雜之力學特性。

土石流與一般挾砂水流 (sediment-laden flow) 不同，土石流的特點是歷時短暫、同時又含有大量運動著的岩石鬆散碎屑物，並且爆發突然，出現頻率較低。由於土石流固體物質飽和度（泥砂體積濃度）如此之高，以至於土石流破壞力極高。具有高泥砂體積濃度乃是土石流重要特徵之一。

而土石流具有如下特點：即運動不穩定，通常呈現有巨流性質，巨礫集中於先端部，直進性強遇障礙物不產生繞流，撞擊力大。一般來說，土石流要具備(a)大量鬆散的堆積土體，(b)陡峻的地形，(c)足夠的水等三方面之條件。豐富的鬆散土砂能提供土石流所需的固態物質，充分之水分潤滑土石流內固體物質並降低固態物質的摩擦力，促使固態物質液化以助於流動，足夠大的坡度提供土石流流動的動力，使土石流克服摩擦力後繼續向低處流動。當土石流開始流動，對溝谷兩側及河床底部造成侵蝕沖刷，崩塌下來的破碎岩石便會直接增加土石流的土石方量。所以有時在上游地區些微的崩坍或不當棄土，經此連鎖反應，土石方猶如滾雪球般越來越多，終至不可收拾。

依組成材料粗、細泥砂顆粒之含量，可將土石流概分如下：

1. 礫石型土石流：粒徑 0.1mm 以下之細顆粒，泥砂含量小於 10%，且粒徑 2.0mm 以上之礫石含量超過 50%者。
2. 泥流型土石流：粒徑 0.1mm 以下之細顆粒泥砂含量超過 50%，且粒徑 2.0mm 以上之礫石含量小於 10%者。

3. 一般型土石流：粒徑 0.1mm 以下之細顆粒泥砂含量為 10%~50%間者泛稱。

3.1 土石流危害方式(CECI，2005)

土石流危害方式多種多樣，大體上可概括為三大類，即侵蝕危害、搬運危害和堆積危害，各大類又包括直接危害和間接危害兩個分類，如圖 3.1 所詳列。

1. 侵蝕危害

(1)直接危害

土石流侵蝕的直接危害主要包括坡面侵蝕和河溪侵蝕。

a.坡面土石流侵蝕

這主要發生於坡面源地，包括裸露坡、荒草坡、灌叢坡和森林坡以及耕作陡坡(坡度大於 15°)。侵蝕的方式有紋溝土石流侵蝕、細溝土石流侵蝕和典型坡面土石流侵蝕三種。

(a)紋溝土石流侵蝕：紋溝土石流侵蝕在時間上，幾乎與其流體的形成同步出現，歷時短暫，具有陣性，在一個地區(或流域)一場(次)土石流侵蝕過程中首先發生；在空間上主要分佈於散流坡，尤其裸露鬆散土質坡(如陡坡耕地)上最為發育，紋溝分佈斷續，未成水系；在規模上為最小，長、寬、深依次為數十厘米、十餘厘米和 1-3cm；主要危及散流坡土壤層，使之土層減薄，肥力下降。

(b)細溝土石流侵蝕：細溝土石流侵蝕在時間上與紋溝土石流侵蝕相似；在空間上主要分佈於散流坡下方以及覆蓋著植被(森林、灌叢和草坡)的坡面上，可彼此結合成水系；在規模上較紋溝土石流侵蝕量大，細溝的長度、寬度和深度可分別達十米、數米和 20-30cm；主要危及坡地土壤層，使之失去

腐質層和淋溶層，而成局地裸露或裸岩坡。

(c)典型坡面土石流侵蝕：典型坡面土石流侵蝕與淺層地滑土石流的形成幾乎同步進行，故稱為典型坡面土石流侵蝕。與紋溝、細溝土石流侵蝕大體相似，不同之處在於：坡面土石流侵蝕在時間上，出現於久雨後的暴雨過程，即大面積坡地上蓄滿產流的條件下；在空間上，與細溝土石流侵蝕相似，即多發生於土壤層較薄、地下水位較高、土層含水飽和、土質較緊密、孔隙度小、顆粒結構較差、坡度較陡的坡段，包括裸露坡、草被坡、灌叢坡和山林坡等地段；主要破壞土壤層，使之破壞殆盡而成裸露坡。

b.河溪土石流侵蝕

土石流對河溪侵蝕方式有下蝕、側蝕、溯源侵蝕、前進侵蝕和局部沖刷等，危害著河溪沿程各種設施、交通線路、電力水利工程等。這樣侵蝕的線形特徵與坡面土石流侵蝕危害是有所區別的。在一條溝道內，土石流的侵蝕具體方式，一般上游以下蝕為主，兼有溯源侵蝕；中游的土石流侵蝕時斷時現，共與間歇性堆積交替出現；下游卻以局部沖刷危害為主，加速土石流串流改道，擴大堆積危害範圍等。

(2)間接危害

所謂土石流侵蝕的間接危害，係指因土石流侵蝕所引起的派生災害(或伴生災害)，如產生的新崩塌、地滑和水土流失或增強其危害程度。

a.產生新的地滑和崩塌

在土石流侵蝕作用下，溝床不斷加深，兩岸坡度變陡，坡長增加，谷坡上、下方的張、壓力裂隙出現，進而發展成地滑，此即土石流侵蝕產生的新地滑，而新地滑地的強烈活動，除增加源地土量和補給量外，還增加源地滑體含水量；故分佈面廣

的強烈地滑乃是高頻土石流最發的重要條件。

b.加劇山區水土流失

土石流侵蝕是一種嚴重水土流失。所謂嚴重，係指土石流侵蝕土層深度或其搬運外移量，均遠遠大於地表的土壤層的水土流失。地面土壤層水土流失的深度一般僅限於腐質層、淋溶層、澱積層和母質層等，整個剖面的總厚度不過數十厘米，最大厚度不超過 2 公尺。土石流侵蝕坡面土層的厚度既可限於土壤層內，如紋溝土石流、細溝土石流和坡面土石流；又可下深至母質層下的機械風化岩屑層，乃至某些基岩層，達數十米以上百米。再從水土流失規模量來看，土壤層的一般水土流失為每年約數十至數千噸/平方公里，而土石流則每年可達數萬噸/平方公里。可見土石流對山區土地的侵蝕帶有破壞性，不僅破壞土地資源，還可破壞各種設施的地基穩定性。

c.加劇水旱災害的頻次和程度

土石流侵蝕破壞山區植被、土壤、渠系後，便可加劇水旱災害的頻次和成災的嚴重程度。

d.促進分水嶺外移，擴大流域

由於土石流具有溯源侵蝕能力，故可促進分水嶺外移，擴大流域，使河溪地表逕流量增加，進而可加劇土石流活動。

2. 搬運危害

在土石流奔流過程中，由於流體濃稠、慣性強、動力大，除搬運大量泥、砂、石塊和巨礫出山口造成種種危害外，還直接產生衝擊、氣浪衝擊、飛濺土石流體殘塊落擊、磨蝕、變道爬高埋沒等危害方式；間接危害方式主要為串流改道，擴大危害區範圍。

(1)直接危害

a.土石流衝擊危害

與河溪土石流侵蝕危害對比，土石流衝擊危害係指流體整體或其中塊石、巨礫具有很大動能，可沖毀橋梁、堤壩、房屋、渠道、管線和車輛等固定設施與人、畜、車輛等活動目標；而土石流河溪侵蝕危害卻往往通過改變溝道地貌，破壞溪床或其兩岸建築設施地基穩定性而實現的。

b. 土石流飛濺殘塊落擊危害

在土石流高速或超高速奔流中，由於流體內土粒、石塊彼此間碰撞和氣孔體積壓縮等，致使局部土石流體向流體上空和兩岸飛濺，再返回地面，擊毀沿岸設施或使人畜傷亡。

c. 土石流氣浪衝擊危害

在高速土石流奔流中，在流體上空和前方產生衝擊氣浪。該氣浪可推毀沿岸建築物、林木和禾苗。

d. 土石流砸擊危害

土石流進入堤壩庫區減速，在溢流口過壩時，流體內石塊、巨礫大致以重力加速度加速，動能劇增，直接砸擊壩體下游坡，使之成洞或壩基懸空，最後倒塌，造成毀壩事故；故可增大壩體下游坡度的措施來抑制砸蝕危害。

e. 土石流磨蝕危害

土石流動中，流體內大量泥、砂、石塊對沿途接觸的各種保護對像和防治工程表面進行磨蝕。磨蝕的速度在一場土石流過程中可達數毫米至數厘米，其中以混凝土堰口較快，鐵質堰口較慢；可在過流堰口樹立鋼筋，加大糙率的措施，防止磨蝕危害。

f. 土石流彎道超高或爬高淤埋危害

濃稠土石流的慣性強，在運動中直進性很強，爬高能力大，可爬上溝岸，淤埋各種設施、草地和活動中的人畜。

(2)間接危害

土石流搬運過程中有衝擊和侵蝕危害，又有堆積、堵塞危害。當這兩類危害相互結合，便可使土石流竄流改道。在新的河道內，又可出現上述種種土石流搬運的直接危害。

3. 堆積危害

土石流堆積的直接危害主要為淤埋和堵塞，間接為害包括淤高河床，回水淹沒潰決洪水等災害。

(1)直接危害

a.土石流淤埋危害

土石流進入平緩河段或山麓開闊地段，便發生整體停積或部分停積的大量泥沙可埋沒各種設施，摧毀或埋沒各類資源(如農田、森林、牧場、城鎮、礦山)等，淤埋的厚度變幅很大，約 0.2~150 公尺。

b.土石流堵塞危害

土石流強烈堆積既可阻斷自身流路，又可阻斷支流出口和幹流，形成天然堤壩或封閉性窪地、沼澤和湖泊。

(2)間接危害

a.迅速抬高幹流河床

迅速抬高幹流河床，帶來種種危害，包括降低河溪的排洪能力，增加洪澇災害；改變河型，喪失航運之利；縮短沿岸鐵路、公路、渠系、城鎮、工礦等的有效使用時期，降低土石流災區建設投資意識和開發效益等。

b.險灘阻(礙)航

土石流注入江河，既可直接堆積成灘，又經江河水流改造(即沖走細小顆粒)成灘，該類險灘會隨土石流堆積而加劇。

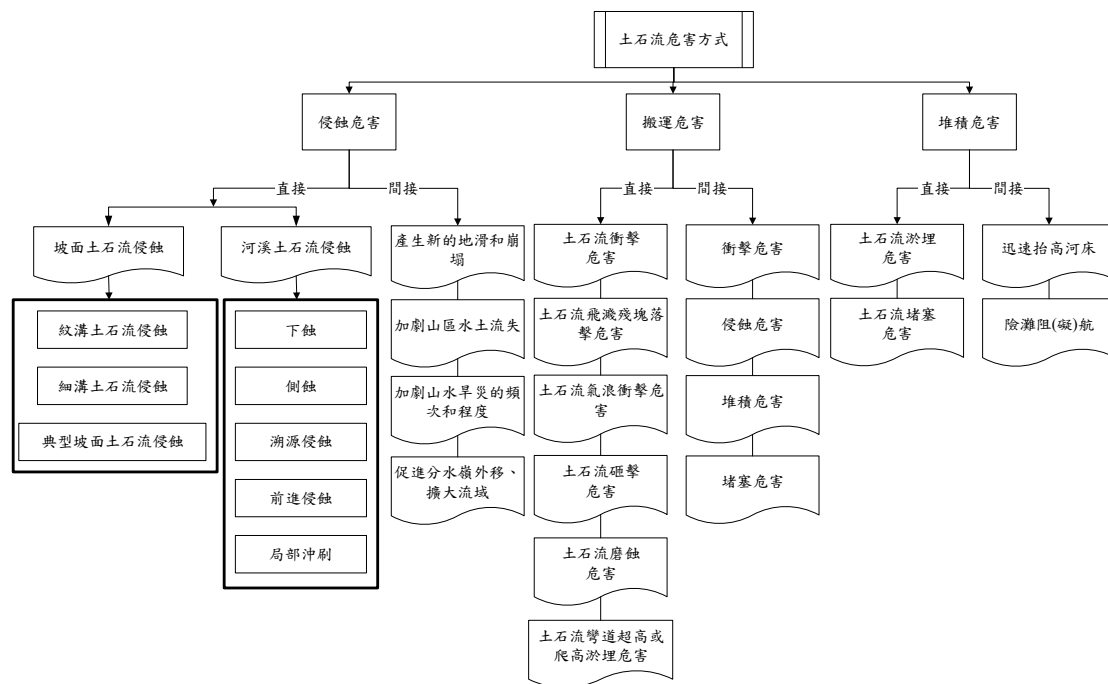


圖 3.1 土石流危害方式(CECI，2005)

3.2 土石流衝擊力評估

根據土石流攜出粒徑調查之最大粒徑，可估算其可能的衝擊力。土石流衝擊力係指壩體上游面遭土石流直接撞擊之力量，可分為流體衝擊力和巨礫衝擊力兩種，前者係屬面的衝擊力，與壩體安定性分析有關；後者為點的撞擊，為評估混凝土材料的耐撞程度，與混凝土強度和厚度相關，而與壩體整體安定性無關。相關針對土石流衝擊力研究整理如下表 3-1。

表 3-1 土石流衝擊力之理論公式彙整

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
林炳森、 林基源 (1999)	$p = \left(\frac{\gamma_m}{g} \right) \cdot v^2$	p ：土石流流體動壓力(t/m^2) γ_m ：土石流單位重(t/m^3) g ：重力加速度(9.81m/sec^2) v ：土石流流速(m/sec)	為一平均壓力觀念，此推估公式為大部分學者所接受。
仲野公章 (1986) 水山高久 (1979) 弗萊施曼 (1986) 周必凡 (1991)	$p = k \left(\frac{\gamma_m}{g} \right) \cdot v^2$	p 、 γ_m 、 g 、 v 同上 k ：土壤顆粒不均質修正係數，其值介於 0.5~2.0 不等	該式為上式試驗結果之顆粒不均質修正。
宋義達 (1990)	$p = (0.067 + 0.004D_{50}) + (0.85 + 0.07D_{50}) \left(\frac{\rho v^2}{g} \right)$	p ：土石流衝擊力(t/m^2) v ：土石流流速(m/s) D_{50} ：土石的平均粒徑(mm) g ：重力加速度(9.81 m/sec^2) ρ ：土石流密度(t/m^3)	根據試驗量測值與理論公式值得回歸結果。
水山高久 (1979)	$F = \rho \cdot h \cdot \frac{u^2}{g}$	F ：土石流單位寬度之荷重(t/m) ρ ：土石流密度(t/m^3) h ：土石流平均深度(m) g ：重力加速度(9.81 m/sec^2) u ：土石流流速(m/sec)	以流體理論說明土石流對防砂壩之正面衝擊力。

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
水山高久 (1979)	$F = 241\nu^{1.2}R^2$	ν ：球體相對防砂壩的相對速度(m/sec) R ：球體半徑(m) F ：巨礫衝擊力(ton)	根據「完全彈性球體」推導得巨礫對防砂壩之衝擊力。
	$F = 48.2\nu^{1.2}R^2$		經由日本燒岳土石流實測檢算後，取其修正係數 $k=0.2$ 。
山口伊佐夫 (1985)	$P = k \cdot \frac{\rho}{g} \nu^2 h \sin \theta$	P ：單位寬度面積之受力(t/m) ν ：土石流流速(m/sec) ρ ：土石流密度(t/m ³) k ：修正係數 g ：重力加速度(m/sec ²) θ ：施於面方向荷重的角度(°)	由高濃度泥流之試驗，土石流前端部造成之衝擊力大小為後續定常動態壓力值的兩倍。
	$P = 1.92 \left(\sigma + \frac{\rho}{2} \right)^{3/5} (K_1 + K_2) - \frac{2}{5} R^2 \nu^{1.2}$	P ：衝擊力(ton) σ ：礫石的密度(t/m ³) ρ ：流體的密度(t/m ³) R ：礫石半徑(m) ν ：衝擊速度(m/s) ν ：柏松比(Poisson) E_i ：彈性模數 K_i ：由礫石與壩體的彈性模數求出的常數	攔阻面受土石流的大礫石衝擊時，衝擊力為動態壓力的 2~3 倍，該式為根據「球體的衝擊理論推導得巨礫衝擊力。 $K_i = \frac{1 - \nu_i^2}{\pi E_i}$

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
山口伊佐夫 (1985)	$F = 426R^2v^{1.2}$	F ：巨礫衝擊力(ton) R ：礫石半徑(m) v ：衝擊速度(m/s)	以空氣中單一石塊向混凝土衝擊時之衝擊力推導式，但實際土石流流動情況下，石塊的相互衝擊等，會使能量互相抵消。
	$F = 50R^2v^{1.2}$		為上式的 1/10 左右之荷重當做設計參考值，該式仍有待檢討。
章書成、 陳精日、 葉明富 (1985)	(a) $F = \sqrt{\frac{V^2}{g\delta_c}} W' \cos \alpha$	F ：石塊衝擊力(Nt) W' ：石塊淹沒重量(Kg) V ：石塊運動速度(m/sec) α ：石塊撞擊方向與法線夾角 δ_c ：被撞物體的靜變形(m) E ：被撞物體的彈性模數 J ：物體截面對中性軸的慣性矩(m^4) l ：物體長度(m)	根據碰撞理論推導之公式，並考慮石塊在土石流中的淹沒重量和衝擊方向。 (a)通用式。 (b)被撞物體概化成懸臂樑形式。 (c)被撞物體概化成簡支樑形式。
	(b) $F = \sqrt{\frac{3EJV^2W' \cos \alpha}{gl^3}}$		
	(c) $F = \sqrt{\frac{48EJV^2W' \cos \alpha}{gl^3}}$		

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
游繁結 (1990)	$P = \sqrt{D_{\max}} \rho u^2 / 2g$	$D_{\max}$: 泥沙顆粒最大粒徑(mm) P : 土石流流體衝擊壓力(t/m ²) ρ : 土石流密度(t/m ³) u : 土石流流速(m/s) g : 重力加速度(9.8m/sec ²)	以流體流動之動壓力理論為基礎，配合室內水槽試驗，發現土石流實測之衝擊壓力遠大於由動壓力公式所堆推求者，該式為考慮砂礫粒徑之影響效應。
陳致穎 (2000)	$F(t) = k \times u(t)$ $K = \frac{Eb(d_a - d_b)^3}{6L^3 \left[(d_b/d_a - 3)(d_b/d_a - 1) + 2 \ln(d_b/d_a) \right]}$	E : 混凝土壩體之楊氏係數 b : 壩體單元之寬度 L : 壩體之高度 d_a : 壩體頂端之長度 d_b : 壩體底端之長度 $\delta_b = \frac{F}{K} = \frac{F'}{K'}$ 自由端之變位	假設梳子霸模型為不均勻斷面之懸臂樑，其受力之行為屬單自由度。以模擬靜態彈性側向勁度之觀念得側向彈性勁度 K 。
周必凡 (1991)	$F = \left[\frac{4}{3\pi(k_1 + k_2)^{0.4}} \right] \cdot \left(\frac{5\rho_s \pi^2}{4g} \right)^{0.6} \cdot v^{1.2} R^2$ $k_1 = \left(\frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \right) \quad k_2 = \left(\frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \right)$	F : 球體對防砂壩的衝擊力 ν_1 、 ν_2 : 攔砂壩及球體的柏松比(Poisson's ratio) E_1 、 E_2 : 攔砂壩及球體的楊氏係數(Young's modulus)	根據「完全彈性體碰撞理論」，說明球體對攔砂壩的衝擊力。

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
	$F = k_c \left[\frac{4}{3\pi(k_1 + k_2)^{0.4}} \right] \cdot \left(\frac{5\rho_s \pi^2}{4g} \right)^{0.6} \cdot v^{1.2} R^2$ k_c : 修正係數	ρ_s : 球體密度(kg/m ³) v : 球體對攔砂壩的相對速度(m/s) g : 重力加速度(9.81m/sec ²) R : 球體半徑(m)	實際土石流中大石塊對攔砂壩的衝擊並不完全符合彈性假設，而且接觸面會發生斷裂、摩擦、微小凹凸破壞、以及流體壓力緩衝作用等，該將為上式之修正後衝擊力。
武居有恆 (1979)	$F = 0.5CD_i \rho u^2 (\pi a^2)$	F : 衝擊力(πa^2) CD_i : 衝擊抵抗係數 ρ : 土石流密度(t/m ³) u : 流速(m/s) a : 礫石之半徑(m)	引述 Richardson 導出適用於土石流衝擊力。
連炳順 (1999)	$F_{av} = \frac{\Delta p}{\Delta t}$	Δp : 動量變化(kg-m/s) F_{av} : 平均受力(N) Δt : 衝擊時間(s)	根據傳統運動學對衝量 (impulse) 的定義，同一撞擊條件下撞擊接觸時間愈短，產生的平均衝力愈大。

學者	土石流衝擊力理論式	符號說明	理論說明
連惠邦 (2002)	$P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2$	P_f ：單位寬土石流流體力 (ton/m) α ：係數($\alpha \approx 1$) γ_m ：土石流單位重(t/m ³) g ：重力加速度(m/sec ²) h_d ：土石流流深(m)	該式為土石流流體 衝擊力，係屬於面衝 擊力，與壩體穩定性 有關。
	$P_d = 12.0 U_d^{1.24} D_E^2$	U_d ：土石流流速(m/sec)	該式為土石流巨礫 衝擊力，屬非彈性碰 撞。
	$P_d = 20.2 U_d^{6/5} D_E^2$	P_d ：礫石衝擊力(ton) D_E ：設計粒徑(m)	假設土石流巨礫對 壩體混凝土的衝擊 完全彈性碰撞。

3.3 洪水淘刷深度評估

當河溪或自然邊坡斜面上倘若具有足夠之土砂料源，配合一定強度或累積雨量的激發下使大量的水源，潤滑土石流內固體物質並降低固體物質間摩擦力及凝聚力，在適當的坡度提供土石流體流動的動力，最後促使固體物質液化而流動，並使土石流體克服其內部之摩擦力及凝聚力後繼續向低處流動，就可能發生土石流。其中，重力條件及土砂料源在一定的空間和時間上具有不變或微變的特徵，屬於土石流發生的潛在因素；而降雨因隨著時間和空間的變異，不僅是土石流的組成物質，更是土石流發生的主要激發條件。由上述土石流特性可知，土石流與水係有密不可分之關係。

本研究第三年計畫因辛樂克颱風(2008)造成后豐大橋斷橋事件，交通部運輸研究所為配合政策需求，因此，增加橋梁抵抗洪流沖刷之相關對策研究，且莫拉克颱風(2009)造成高雄縣台 20 線及台 21 線山區道路及橋梁多處破壞，其破壞機制多屬於複合型災害(洪水、土石流及堰塞湖)，因此將洪水淘刷相關文獻彙整於本章節。

一般而言，橋梁主要乃因橋基處河床遭水流淘刷導致橋基裸露而破壞。而河床沖刷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，因水流作用均會產生一般沖刷。當水流至橋墩前緣，因向下射流造成之局部沖刷對橋梁安全影響甚大，而水流經橋墩間時，則產生束縮沖刷。相關針對洪水淘刷深度研究整理如下表 3-2。

表 3-2 洪水淘刷深度之理論公式彙整

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
Smith and Strang (1967)	$\frac{h}{H} = f\left(\frac{y_1}{H}, \frac{h_t}{H}, \frac{d_s}{H}\right)$	h：最大沖刷深度， H：堰高， y ₁ ：堰頂水深， h ₁ ：尾水深， d _s ：河床質粒徑。	以無束縮矩形斷面銳緣堰，配合三種均質粒徑河床質，由因次分析得到
Mason and Arumugam (1985)	$h = \frac{Kq^x H^y h_t^w}{g^v d_{50}^z}$	h：最大沖刷深度(m)， g：重力加速度(m/s ²)， H：跌水高(m)， d ₅₀ ：中值粒徑(mm)， h _t ：尾水高(m)， q：單寬流量(cms/s-m)， K：常數， x,y,w,v,z 為無因次參數	包含尾水深度之沖刷公式
Chee ,Yuen (1985) and Beltaos (1976)	$h_e = J_e \sin \theta - h_t$	h _e ：平衡沖刷深， J _e ：沖刷平衡時射流擴散長度， θ：射流與水面之夾角， h _t ：尾水深。	利用因次分析及由試驗所得之平衡沖刷深度方程式

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
S.Hayashi (1985)	$\frac{h}{d_s \sin \theta} = C \left[\frac{1}{(s-1) \tan \phi} \frac{qu_0}{gd_s} \left(\frac{y_0}{d_s} \right)^\alpha \right]^\beta$	h ：沖刷坑最大深度加尾水深， θ ：水舌入射時與水面之夾角， d_s ：河床質粒徑， u_0 ：水舌入射速度， y_0 ：水舌厚度， ϕ ：安息角， q ：單寬流量， s ：河床質比重， g ：重力加速度 C, α, β 為無因次常數。	適用於自由水舌造成最大沖刷深度
李耀輝 (1987)	$Y = 0.74T^{0.42} e^{0.3\bar{q}}$	Y ：無因次沖刷深度(即沖刷深度與尖峰流量時之沖刷深度比值) T ：無因次沖刷歷時(即沖刷歷時與尖峰歷時之比值) $\bar{q}$ ：無因次流量(即任一流速與尖峰流量之比值)	就壩下級配粒徑河床，進行清水流及含滓流沖刷試驗，並由實驗資料得到經驗公式

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
吳金洲 (1990)	河床坡度為 0 之沖刷深度 $\log\left(\frac{h}{y_0 \sin \theta}\right) = 1.42 \log\left(\frac{u_0}{\sqrt{(s-1)gd_s}}\right) + 0.31$	h ：最大沖刷深度(沖刷坑最大深度加尾水深)， y_0 ：為水舌厚度， u_0 ：為水舌入射速度， s ：為河床顆粒比重， d_s ：為河床顆粒粒徑。	根據顆粒運動平衡觀念，引用自由沖射流理論，可得自由水舌之最大沖刷深度方程式。再藉模型試驗，得知河床坡度分別為 0、0.04 及 0.08 時之自由水舌跌水所造成局部沖刷之半經驗公式
	河床坡度為 0.04 之沖刷深度 $\log\left(\frac{h}{y_0 \sin \theta}\right) = 1.63 \log\left(\frac{u_0}{\sqrt{(s-1)gd_s}}\right) + 0.12$		
	河床坡度為 0.08 之沖刷深度 $\log\left(\frac{h}{y_0 \sin \theta}\right) = 1.75 \log\left(\frac{u_0}{\sqrt{(s-1)gd_s}}\right) + 0.06$		
楊書昌 (1991)	$\log\left(\frac{h}{y_b}\right) = 0.719 \log[0.297(N_f)^3 + 0.098(N_s)] + 0.370$	h ：最大沖刷深度加尾水深 y_b ：自由水舌之跌緣水深 N_f ：水流參數 $(\bar{U} / \sqrt{(s-1)gd})$ N_s ：沖刷參數 $\left(\frac{1}{s-1}\right)^{\frac{3}{2}} \frac{\Delta H \bar{U}}{\sqrt{gd_s^3}}$ $\bar{U}$ ：堰壩上游之平均流速 H ：壩高	針對堰壩下游河床局部沖刷之問題，應用射流理論推導出當沖刷達平衡時之相對沖刷深度之無因次式

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
Froehlich (1995)	$h_s = \left[\frac{Q}{\frac{1}{k_n} \sqrt{\theta_{c50}(s-1)} d_{50} \left(\frac{d_a}{d_{50}} \right)^{(1-m)/2} \sigma_g^{-\tilde{K}_{50}/6} W} \right] - h_0$	h_s：束縮段沖刷深度 Q：流量 s：泥沙顆粒比重 d_{50}：中值粒徑 d_a：沖刷達平衡時，最小不可被水流帶走之顆粒粒徑 h_0：束縮段之接近水深 W：束縮段之寬度 θ_{c50}：河床質中值粒徑無因次剪力 k_n：Strickler 方程式之係數 $\tilde{K}_{50}$： $\tilde{K}_i = K_{[a+i(1-0.01a)]}$，因此 $\tilde{K}_{50} = K_{[a+50(1-0.01a)]}$ $\tilde{K}_i = (\ln d_i - \ln d_{50}) / \ln \sigma_g$，a 為原始河床質較最小不被沖刷之顆粒粒徑為小之重量百分比 a%之百分數。	針對粒徑呈對數常態分佈之河床質的橋梁束縮沖刷，利用 Laursen(1963)所得之清水流況下束縮沖刷深度方程式及非均勻顆粒起動之經驗關係，推導出一包含河床質粒徑分散度參數之最大沖刷深度方程式

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
葉再麟 (1998)	$\ln\left(\frac{h_e + h_t}{y_0 \sin \theta}\right) = 0.68 \ln\left(\frac{u_0^2}{(s-1)gd_{50}}\right) - 0.18 \ln(\sigma_g) - 0.4 \ln\left(\frac{h_t}{d_{50}}\right) + 1.49$ $r = 0.95$	h_e ：平衡沖刷深度(cm) h_t ：尾水深度(cm) y_0 ：射流入水厚度(cm) θ ：射流入水角度 σ_g ：河床質之幾何標準偏差 u_0 ：射流入水速度(cms) s ：河床質比重 g ：重力加速度(m/sec ²) d_{50} ：河床質中值粒徑(mm)	利用水工試驗得出防砂壩下相對最大平衡沖刷深度之方程式
林拙郎 (1974)	$\frac{D}{d} \leq 1, T = 0.554 \frac{(qV_0)^{0.64} \sin(\theta_2)}{d^{0.28}} - h_1$ $\frac{D}{d} \geq 1, T = 0.554 \frac{(qV_0)^{0.64} D^{0.18} \sin(\theta_2)}{d^{0.46}} - h_1$	D ：水脈厚度(mm) d ：砂礫之平均粒徑(mm) T ：最大沖刷深度(cm) q ：單位寬度流量(1/sec/m) V_0 ：水脈貫入速度(cm/sec) θ_2 ：水脈貫入後之角度 h_1 ：水面至元河床之深度(cm)	利用安芸氏根據Albertson之自由噴流理論而推導出之水脈速度衰減公式，配合水中砂礫移動之鄰界狀況，經由實驗推導出兩式
陳正炎 (1983)	$\frac{Y_s}{H_d} = 0.276 N_d^{0.486} G^{-1.070} \dots r = 0.857$	$N_d = \frac{q}{gH_d} \quad G = \frac{D}{H_d}$ Y_s 、 L_s ：沖刷坑最深點之深度與	以模型試驗對卵石護坦之沖刷進行探討，經由因次分析獲知沖刷坑之無因次形狀為兩個參數

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
	$\frac{L_s}{H_d} = 3.420 N_d^{0.270} G^{-0.10} \dots\dots r = 0.959$	距離(cm) H_d ：跌水高度(cm) N_d ：跌水數(q/gHd) G ：相對粒徑(D/Hd) g ：重力加速度(m/sec ²) q ：單位寬度流量(cms/m) D ：卵石粒徑(mm)	的函數，並由試驗得到其迴歸式
葉昭憲 (1988)	無滲流： $\frac{H}{d \sin \theta} = 2.0913 \left(\frac{1}{\tan \psi \left(\frac{\sigma}{p} - 1 \right) g} \frac{q V_0}{d^2} \right)^{0.7206} \quad r=0.90$	H ：沖刷坑深度(cm) d ：砂礫之平均粒徑(cm) θ ：水脈角度 ψ ：砂礫在水中的安息角 σ, p ：砂石與水之密度(kg/cm ³) g ：重力加速度(m/sec ²) q ：水流單位寬度流量(cms/m) V_0 ：水舌接觸水面之速度(m/sec)	由試驗結果分析得知，在無滲流與有滲流兩種流況下之最大沖刷深度
	有滲流： $\frac{H}{d \sin \theta} = 2.1480 \left(\frac{1}{\tan \psi \left(\frac{\sigma}{p} - 1 \right) g} \frac{q V_0}{d^2} \right)^{0.7504} \quad r=0.91$		
游進偉 (1991)	$Y_s = 6.4 \times 10^{-4} \times Q^{0.97} \times S_0^{-0.31} \dots\dots r = 0.88$	Y_s ：深度(cm) Q ：流量(cms) S_0 ：原始坡度	對含滓流下滯洪壩下游進行分析獲得最大沖刷深度公式

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
董志睿 (1992)	$Y_s = 10^{4.9} (S_0)^{0.29} (Q)^{2.53} \dots r = 0.90$ $L_s = 10^{1.69} (S_0)^{0.11} (Q)^{0.99} \dots r = 0.82$	Y_s ：沖刷坑最大沖刷深度(m) L_s ：沖刷坑最大沖刷深度距壩體水平距離(m) S_0 ：河床原始坡度 Q ：流量(cms)	針對系列滯洪壩於平衡流況下，對下游沖刷坑進行沖淤探討，得到一經驗迴歸式
蘇重光、 連惠邦(1993)	$\frac{h_d + h_s}{h_u} = 0.91 \left(\frac{\bar{U}}{U_c} \right)^{1.5} \sqrt{1 + \frac{2}{F_r^2}}$	h_d ：沖刷坑下游尾水深度(cms) h_s ：沖刷坑最深處與原河床面之深度(cm) h_u ：壩上游水深(cm) $\bar{U}$ ：壩上平均流速(cms) U_c ：平均起動(臨界)流速(cms) F_r ：沖刷福祿數 $\bar{U}/(gh)^{0.5}$	以自由沖射流理論，探討在防砂壩下游天然河床受壩頂溢流之局部沖刷深度
連惠邦、 江永哲(1993)	$\frac{h_f}{D \sin \alpha} = \frac{1}{0.04} \ln \frac{U_i}{2.264 \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d_s}}$	h_f ：最大沖刷深度(cm) D ：射流入水厚度(cm) α ：射流入水角度 U_i ：射流入水速度	利用一維運動方程式，分別探討當沖刷達平衡時沖刷坑之最大沖刷深度，以及沖刷深度的時間變化
張朝恭 (1993)	$\frac{D}{H_d} = 209.45 (S_0)^{0.4286} \left(\frac{B}{H_d} \right)^{1.0512} \left(\frac{H}{H_d} \right)^{0.3729} \left(\frac{q}{\sqrt{g H_d^3}} \right)^{0.3736} \dots r = 0.95$	D ：沖刷坑最大深度(cm) H_d ：壩開口深度(20cm)	壩未淤清水流下之沖刷坑最大深度

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
		S_0 ：河床原始坡度 B ：壩開口寬度(cm) H ：壩上水位(cm) q ：單位寬度之流量(cms/m) g ：重力加速度(m/sec ²)	
李崑宗 (1990)	$\frac{Y_s}{H_e} = 1.5584 \left(\frac{q}{\sqrt{gH_e^3}} \right)^{0.6174} (S)^{0.1852} \dots r = 0.98$	Y_s ：最大沖刷深度 H_e ：開口底部至下游河床面之高度 q ：單位寬度之流量(cms/m) g ：重力加速度(m/sec ²) S ：坡度	壩淤滿清水流下之沖刷坑最大深度
Schoklitch (1932)	$d_s = D_{\max} + h_d = \frac{4.75(E_m^{0.2} \times q^{0.5})}{d_{90}^{0.32}}$	$D_{\max}$ ：渠床之最大沖刷深度(m) h_d ：尾水深度(m) E_m ：上、下游水頭差(m) q ：單位寬度之流量(cms/m) d_{90} ：粒徑(代表 90%以上之粒徑均比此粒徑小)	針對靜水池下游之沖刷情形研究所得沖刷深度之半經驗公式
Veromese (1937)	$d_s = 1.9 \times E_m^{0.225} \times q^{0.45}$	E_m ：上、下游水頭差(m) q ：單位寬度之流量(cms/m)	修正 Schoklitch 的公式

學者	淘刷深度理論式	符號說明	理論說明
尾張、霜島、 早川 (1969)	$D_{\max} = \frac{0.053\gamma}{g\sqrt{(V_m^2 + 2gH)}q \cdot e^{-0.106dm}}$	$D_{\max}$ ：渠床之最大沖刷深度(m) γ ：水流之單位體積重量(g/cm ³) g ：重力加速度(cm/s ²) V_m ：溢流之水平流速(cm/sec) H ：有效壩高(cm) q ：單位寬度之流量(cms/m) d_m ：平均粒徑(mm)	藉水工模型試驗所得之半經驗公式

3.4 土石流抑制工法

目前，在土石流之防治方面的工作主要是以集水區工程施作為主，防災工作則可從建立觀測系統來著手進行。此外，在山嶺間多種植樹林，利用樹種之根、莖、樹葉來涵養水源，可避免集水區內地表沖蝕及溝谷間坍方等情形出現，這也是防止土石流防災的方法。由於土石流防治其關係層面相當廣泛，包括山坡地整治(發生區-土石料源)、洪水防治(流動區)及土石堆積之影響範圍(堆積區)，因此，本計畫於土石流相關文獻蒐集彙整時，以將各類相關防治工法一一彙整。其中，土石流防治工法可區分為硬性工法和軟性工法兩大類：

1. 硬性方法：

即一般各型攔砂結構物，以直接攔阻抑制或減輕土石流之危害，亦可保護下游處之跨和道路及橋梁，而工法形式可區分如下。表 3-3 為土石流潛勢區域各抑制工法之優缺點說明。

(1)抑制工法：

抑制工法主要用在溪谷之上游處，以防止溪床及側岸沖蝕，阻止土石流獲得土石材料之補充為主(如圖 3.2)。此類工法包含：

- a. 固床工：能降低水流速度，減少河床及河岸受侵蝕的程度並穩固河岸(如圖 3.3)。
- b. 潛壩或丁壩：能安定河道防止縱橫向侵蝕，並保護護岸等構造物之基礎(如圖 3.4)。
- c. 連續壩：能減緩水流速度，並降低坡度(如圖 3.5)。
- d. 山腹工或護坡：能防止側岸沖蝕(如圖 3.6)。

(2) 攔阻工法：

攔阻工法主要用在溪谷之中上游，當土石流在上游獲得充分之土石材料後，其土石濃度近乎飽和，因此對溪床沖刷能力也相對降低，然而動量仍相當大，且先端之巨礫與流木破壞力仍強，因此以直接攔阻為原則。此類工法包括封閉式攔砂壩及開放式攔砂壩，封閉式攔砂壩為完全攔阻之功能，如此能穩定河床防止縱向侵蝕，保護側岸，如：蛇籠、重力式攔砂壩；而開放式攔砂壩為部份攔阻之功能，除減緩土石流速外，亦可讓土水分離，進而及早讓土石流停止流動，由於土砂和水可自由穿過壩體，可減少對壩址下游河床局部之沖刷。常見開放式之攔砂壩如：橫樑式攔砂壩(圖 3.7)、梳子型(圖 3.8)、框格式(圖 3.9)、格閘壩(圖 3.10)與透水柵等。

(3) 淤積工法：

淤積工法主要是局部加大溪床之寬度或局部減緩溪床之坡度，使土石流在事先規劃妥當之沈砂池內產生淤積再予以清除(圖 3.11 及圖 3.12)。

(4) 疏導工法：

疏導工法主要用於河床或槽溝之中、下游段或扇狀地上，以渠道或導流堤等誘使土石流沿一安全之路線流動(如圖 3.13)。

(5) 緩衝林帶：

森林之樹木被土石衝倒時可自然形成攔阻及分流效應，降低土石流集體衝擊之力道，故以樹林帶為緩衝區，避免土石流直接侵襲。此工法主要應用於土石流扇狀地上。以上之各種工法也可互相配合使用，其防堵土石流之效果將會更為提升。

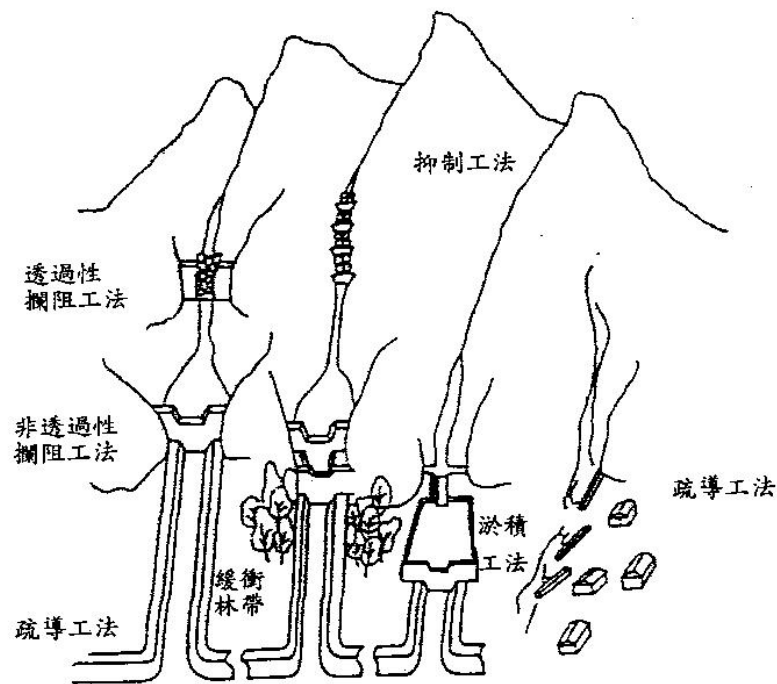


圖 3.2 土石流潛勢區域之抑制工法示意圖

2. 軟體方法：

針對土石流之流動性質、發生機制、堆積範圍、流出土砂量，配合當地溪流調查所得之地形因子、地質資料、氣候條件與地圖判釋，求得土石流可能形成時之雨量強度，作為預測並建立基礎警戒避難體制，包括避難場所及路線安排、宣導教育、維護管理與緊急災害處理單位的成立或適當之土地利用計畫。

表 3-3 土石流潛勢區域各抑制工法之優缺點說明

抑制工法形式	適用範圍	優點	缺點
柔性攔砂堰工法	卵礫石 砂質河床	1. 具有緩和及調整河床坡度之功用。 2. 跌水高度的變化可因地制宜有效的規劃排置，設計靈活。 3. 施工機具調度容易節省工時。 4. 在砂礫石河床中易達到回淤效果。 5. 在緊急修復過程中，柔性攔砂壩較易掌握時效，達到搶修目的。	1. 工程費用及造價較為昂貴，工程設計及成本費用較高。 2. 這類工法並不適用於泥岩地質中。 3. 對於河川自然環境、生態保育及迴游魚類有不良影響。
剛性攔砂堰工法	卵礫石河床 泥頁岩石河床	1. 剛性攔砂壩壽命較長。 2. 基礎不至受水流作用而流失。 3. 施作過程及工程造價較簡易且經濟。 4. 允許較大之跌水高度。	1. 對施作區域之基礎條件要求較為嚴苛，且施作時必須於原地施工，施作過程較無彈性。 2. 防止壩體所產生之側向侵蝕，造成基礎不穩定而引發破壞。 3. 無魚梯設計對河川自然生態及迴游魚類影響最為嚴重且深遠。
河道整治工法 1. 護岸工 2. 丁壩工	坡緩流向易變遷之卵礫石及砂質河川	1. 減緩沿岸之流速，避免水流直接沖刷河岸，使砂土、礫石沉積。 2. 調整河道流向，使洪流主軸遠離河岸。	1. 護岸工與河道之粗糙度相差太大，易引起流路變化、河道崩退。 2. 剛性護岸工不具柔韌性，易發生裂縫，導致護岸災損。

抑制工法形式	適用範圍	優點	缺點
			3. 個體性護岸(拋石或砌石)受水流吸引作用影響，塊(卵)石及細粒料易流失引致坍塌。 4. 採用蛇籠施作之河道治導工，壽命僅有一至三年。 5. 丁壩或護岸工不耐水流中之滾石或流木撞擊，以及高速水流衝擊。 6. 設計需因河道狀況因地制宜，規劃難度高



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.3 固床工(寶來一號橋旁)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.4 丁壩(台 20 線)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.5 連續壩(台 8 線)



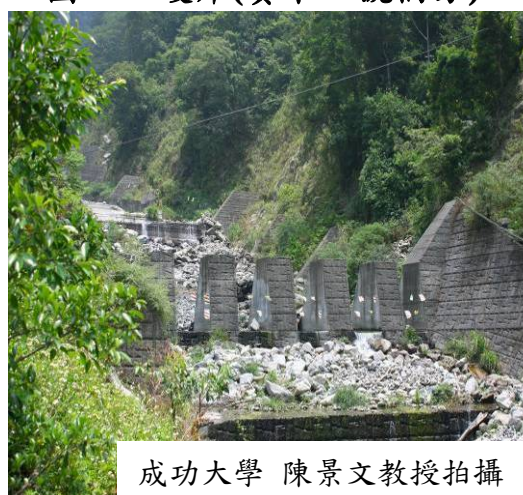
成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.6 護岸(寶來二號橋旁)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.7 攔砂壩(阿邦溪)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.8 梳子壩(松鶴一溪)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.9 框格壩(豐丘橋旁)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.10 格閘壩(豐丘橋旁)



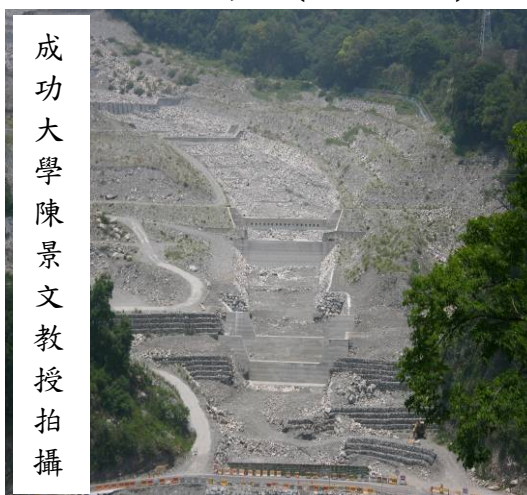
成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.11 沉砂池(豐丘橋旁)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.12 沉砂池(豐丘橋旁)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.13 疏導工法(阿邦溪)

3.5 橋梁及橋墩受洪水淘刷之對策

土石流防治其關係層面相當廣泛，包括山坡地整治(發生區-土石料源)、洪水防治(流動區)及土石堆積之影響範圍(堆積區)，因此，本計畫於土石流相關文獻蒐集彙整時，將各類相關防治工法一一彙整。且土石流發生機制除土石料源外，「水」亦是相當重要的媒介；以下章節介紹橋梁及橋墩各式破壞之災害型態，以及面對這些災害型態時所適用的保護工法。

3.5.1 橋梁及橋墩受洪水淘刷之災害型態

沖刷損壞主要是橋梁基礎因鄰近（或保護）土壤遭水流淘刷流失，衍生基礎不穩定或基礎承载力喪失不敷使用，致使基礎本體結構受損或產生過量位移、變形。圖 3.14 為沖刷造成之淺基礎損害，圖 3.15 為沖刷造成之沉箱基礎損壞，淺基礎與沉箱基礎損壞主要為水流側向推力取代原土壤圍束壓力，淺基礎或沉箱基礎產生傾覆、滑移，以及局部承载力不足之破壞。圖 3.16 為橋梁淺基礎滑移與傾覆示意圖；圖 3.17 為國外沖刷導致基礎滑移破壞之案例；圖 3.18 為 2008 年辛樂克颱風期間，甲仙大橋因沖刷而發生基礎傾覆損壞之情形。



資料來源：公路總局二工處提供

圖 3.14 沖刷造成之淺基礎損害



圖 3.15 冲刷造成之沉箱基礎損壞(李維峰，2008)

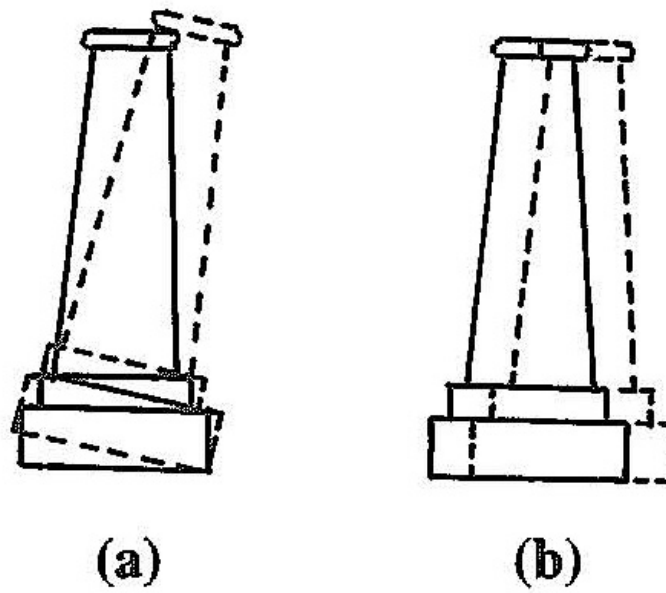


圖 3.16 橋梁淺基礎滑移與傾覆示意圖



圖 3.17 沖刷導致基礎滑移破壞情形(李維峰，2008)



資料來源：甲仙工務段提供

圖 3.18 沖刷產生基礎傾覆損壞情形

圖 3.19 為樁基礎周圍土壤因沖刷流失前後狀況示意圖，圖 3.20 為基礎鄰近土壤流失後，基礎除了部分樁身摩擦承载力與樁帽地盤承载力喪失，樁身還必須承受因土壤流失與水流推擠產生之額外軸向荷重與側向推力。於此狀況下，樁基礎可能產生挫曲與彎矩破壞。圖 3.21 為高屏大橋其樁基礎因沖刷而發生斷橋之情形。圖 3.22 為深基礎橋梁受沖刷破壞與修復補強實例。

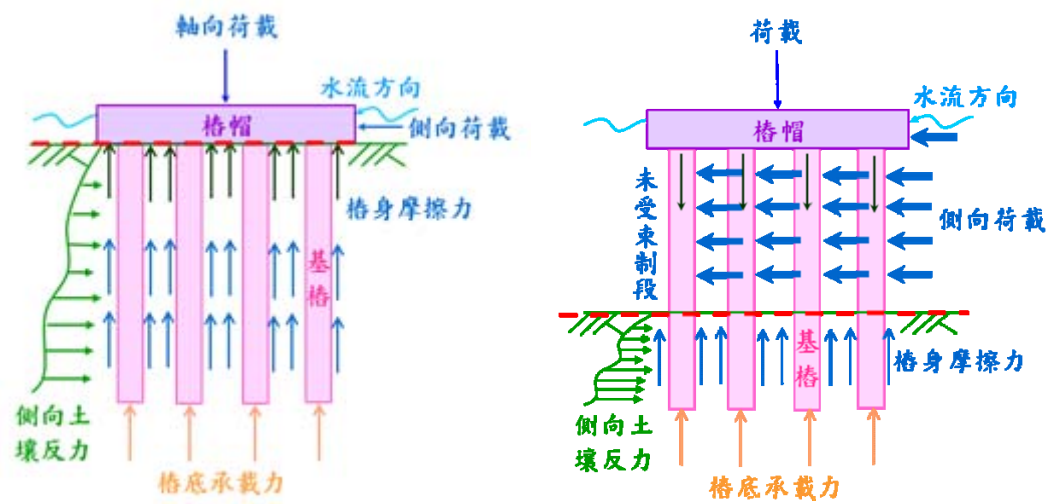


圖 3.19 冲刷前後深基礎受力狀況差異

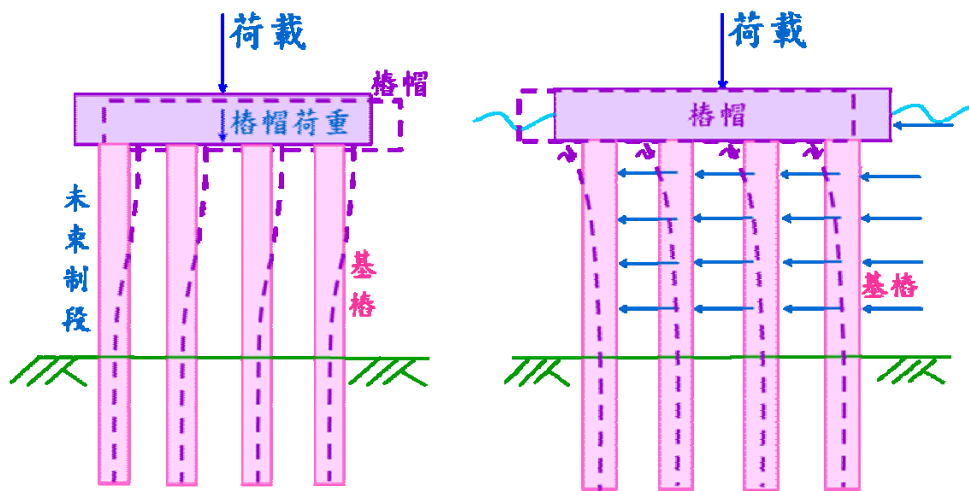
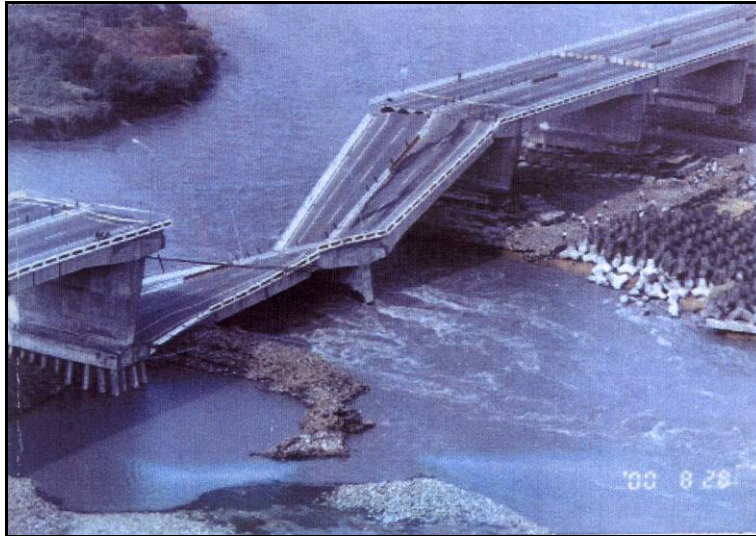


圖 3.20 冲刷後深基礎產生挫曲與彎矩破壞示意圖



資料來源：陳正興教授提供

圖 3.21 深基礎橋梁受沖刷破壞實例



資料來源：陳正興教授提供

圖 3.22 深基礎橋梁受沖刷破壞與修復補強實例

部分溪流凹岸有河岸側向侵蝕的沖刷潛勢，且土石流撞擊及洪水沖刷導致基腳掏空，使坡趾失去側向支持力，且坡趾處坡角增大，增加下滑推力，因此橋台下地基承载力不足，產生剪力滑動破壞面，導致橋台或橋墩基礎因差異沉陷產生基礎位移、傾斜或旋轉，甚至造成落橋，且周圍地表可能會有隆起現象(圖 3.23)。圖 3.24 為橋台基底抗滑力、抗翻轉及垂直承载力不足時，亦會造成橋台的傾倒、位移及不均勻下陷而毀壞之示意圖；圖 3.25 為台 8 線往梨山方向之橋台基腳遭淘刷後傾倒之破壞案例。

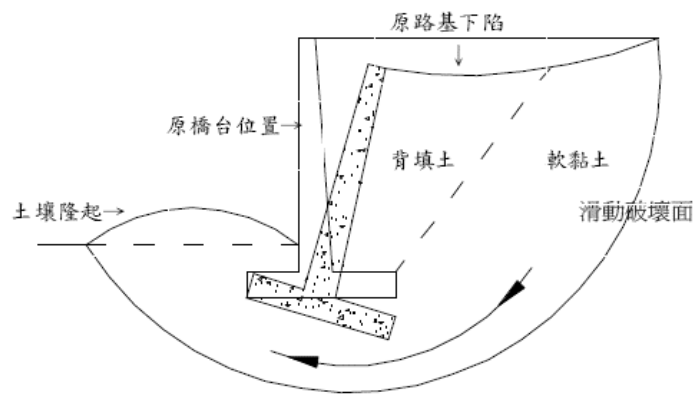
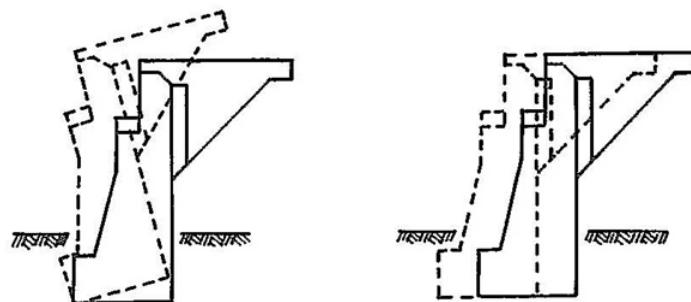


圖 3.23 邊坡不穩定導致橋台傾倒、位移



(a) 翻轉

(b) 位移

圖 3.24 橋台破壞模式示意圖



資料來源：林基源教授提供

圖 3.25 橋台基腳遭淘空之破壞模式

3.5.2 橋梁及橋墩受洪水淘刷之加固補強工法

圖 3.26 為水流淘刷橋梁基礎之示意圖，圖 3.27 為 2008 年辛樂克颱風期間，河道異狀造成水躍淘刷與束縮淘刷實例，而圖 3.28 則為自強大橋其基礎土壤流失損害實例。相對應上述損壞原因，橋梁沖刷災害致災因子主要為淘刷水流、土壤流失及外力造成之結構損傷。而沖刷橋梁橋址保護工法則可依降低致災因子與結構保護概分兩大類。本文以下章節，將就各種橋址保護工法之原理與應用作一說明，並將各河道整治工法之適用範圍及優缺點彙整於表 3-2。

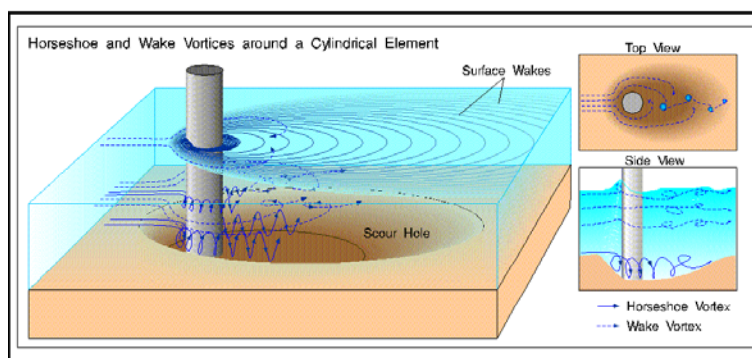


圖 3.26 水流造成橋址土壤淘刷機制示意圖(FHWA)



圖 3.27 河道異狀造成水躍淘刷與束縮淘刷實例(李維峰，2008)



資料來源：陳正興教授提供

圖 3.28 橋梁基礎土壤流失損壞實例

3.5.2.1 降低致災因子產生

橋址沖刷的兩項主要致災因子為水流淘刷與基礎土壤流失，降低致災因子保護工法依此可再細分為擾流設施、增加河床抗沖刷能力、以及回淤保護三項方法。

淘刷產生原因主要由於高速水流流經結構物產生渦流向下游擾動並帶走土壤所造成，擾流設施主要的防制原理是利用附屬結構降低流經主要結構物的水流速度或流向，進而減低沖刷能量，亦可於容易造成

渦流部位，設置擾流結構，縮小渦流影響，甚或防止渦流產生。圖 3.29 為歐、美常見設置於河道內橋墩前方之擾流柱與附掛於墩柱之擾流柵，擾流柱、柵的形狀、方位、數量、與橋址間的距離，須進行相關水文分析並考量沖刷土壤之粒徑大小。圖 3.30 至圖 3.32 為國內常用的渦流擾流工法，基本原理皆是以較大粒徑的塊石、人造混凝土塊，或蛇籠減緩渦流下刷能量，相關方法於美、日各國使用時通常會於擾流設施與原河床土壤間加設地工織物，進一步保護土壤、防止流失(圖 3.33)。

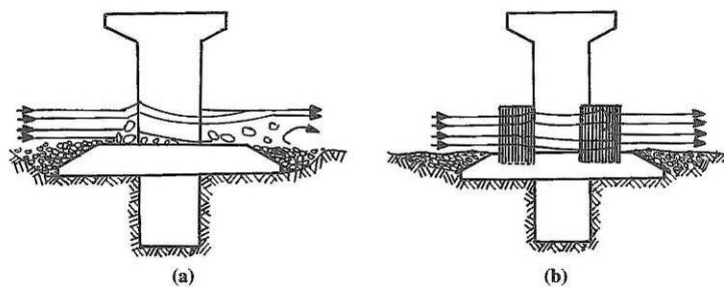


圖 3.29 設置橋墩前方之擾流柱與外掛墩柱之擾流設施(李維峰，2008)



圖 3.30 混凝土塊橋址保護工法(李維峰，2008)



圖 3.31 拋石橋址保護工法(李維峰，2008)



圖 3.32 蛇籠橋址保護工法(李維峰，2008)

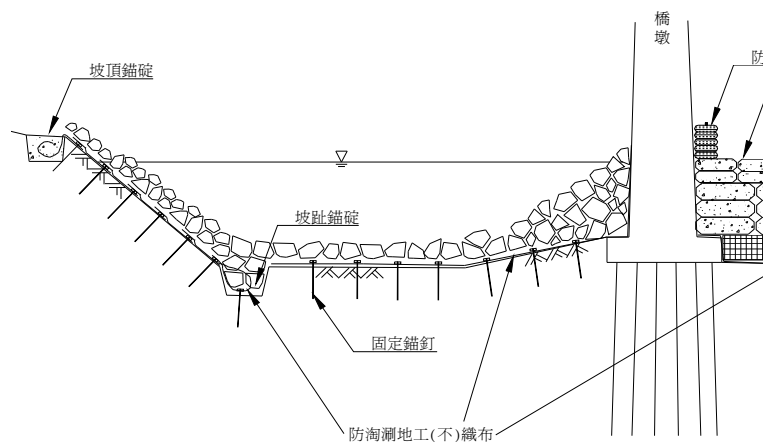


圖 3.33 保護毯工法示意圖

相對於減緩水流沖刷能量的保護工法，增加基礎土壤抗沖蝕能力，使防止土壤流失亦為降低致災因子的主要橋址保護工法之一。圖 3.34 為橋址下方土壤遭淘刷流失示意圖，保留基礎鄰近土壤，通常使用的工法包括以圍堰或攔砂堰維持區域的河床高程，或是局部以材料置換、土壤固化、微型樁加勁等工法提升土壤抗沖蝕能力(圖 3.35~3.39)。除了傳統材料之外，近年來地工合成材料的優異過濾(阻留材料)與隔離功能，於歐、美、日各國也常被應用於相關保護工法(圖 3.40)。

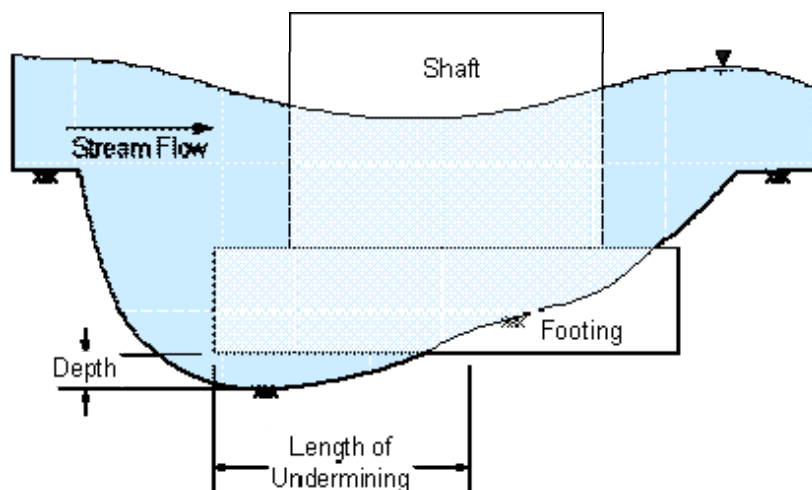


圖 3.34 橋址下方土壤遭淘刷流失示意圖

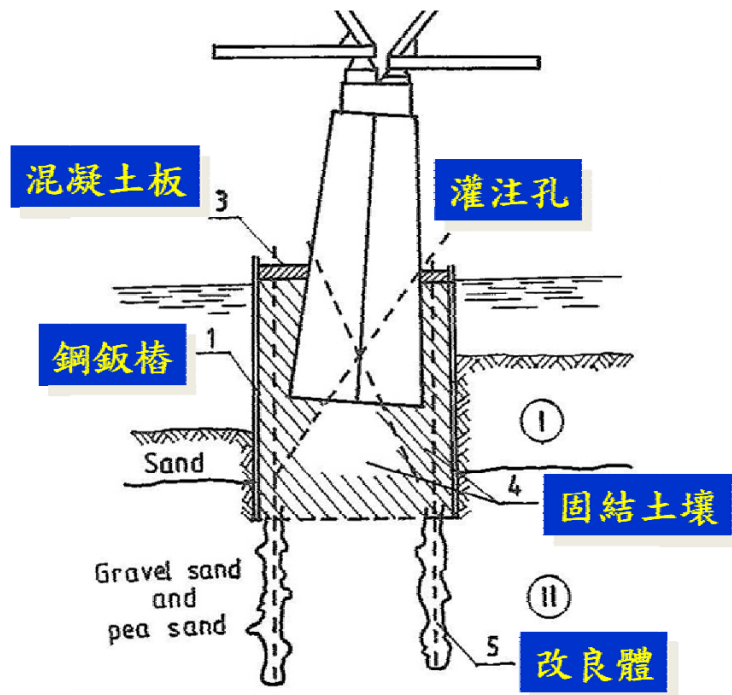


圖 3.35 橋梁基礎土壤改良工法示意圖

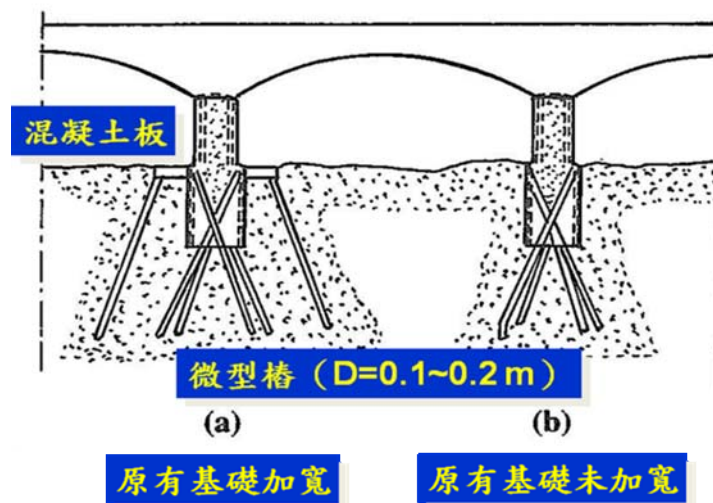


圖 3.36 微型樁土壤加勁工法示意圖

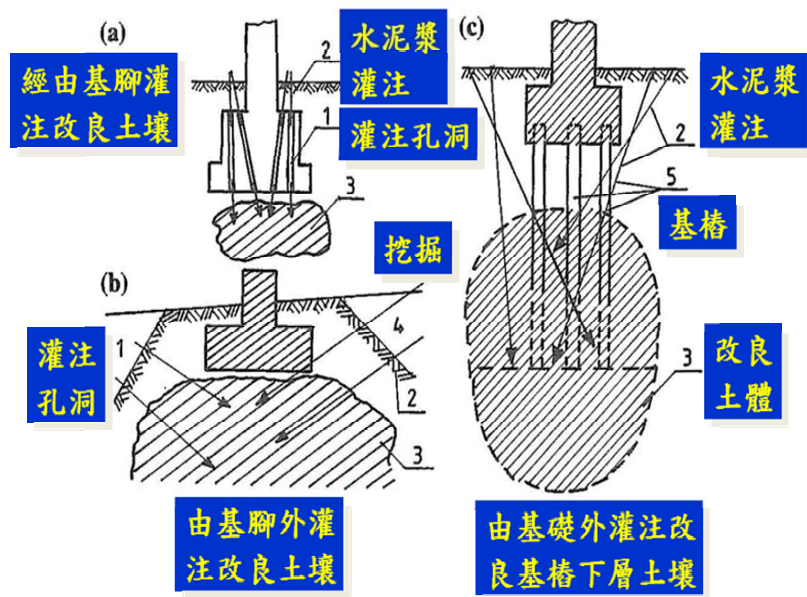


圖 3.37 橋址土壤固化工法示意圖

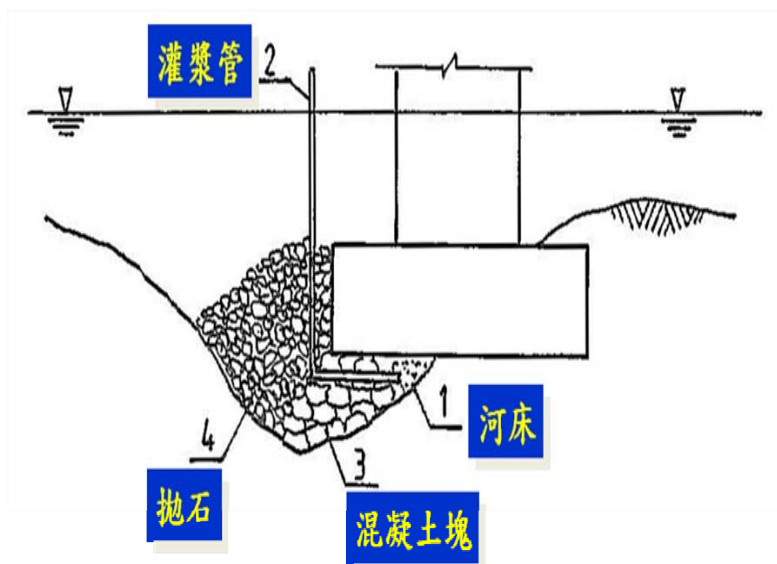
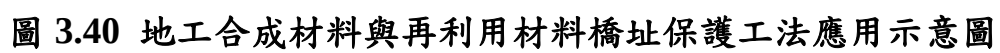
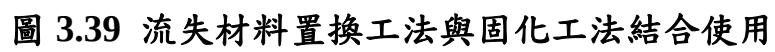


圖 3.38 流失材料置換工法示意圖



3.5.2.2 結構保護工法

在降低致災因子後，如果橋趾結構還有破壞疑慮，或是橋址有遭受土石流災害侵襲撞擊，甚至基礎已經損壞需要補強時，則須以結構保護與補強工法對橋梁基礎或墩柱結構本身進行保護或增加穩定性、與承載能力。

圖 3.41 為一般常用橋墩保護加勁工法，其原理為貼附鋼片或高強度混凝土塊於橋墩上游側，除可防護橋墩避免石塊衝撞與磨耗以外，還可以有增加橋墩抗彎能力的效果。對於已經受損的墩柱，保護工法亦可兼顧補強工能，圖 3.42 為類似工法示意圖。

而對於沖刷損害已經發生的橋址，或現地環境沖刷風險升高的橋址，則可藉由改變橋墩或橋梁基礎尺寸大小、埋置深度來提升橋址抗沖刷能力，圖 3.43 及圖 3.44 為類似工法示意圖，圖 3.45 為現地施工實例。對於河床急遽下降，橋基嚴重裸露致使現有橋基功能不敷使用，或者功能喪失的橋址，則可以托底，甚至抽換的方法進行改善，如此於施工中仍可通車，且長期抵抗沖刷效果佳。圖 3.46 為托底與抽換工法實例。



圖 3.41 橋墩鋼版補強工法(李維峰，2008)

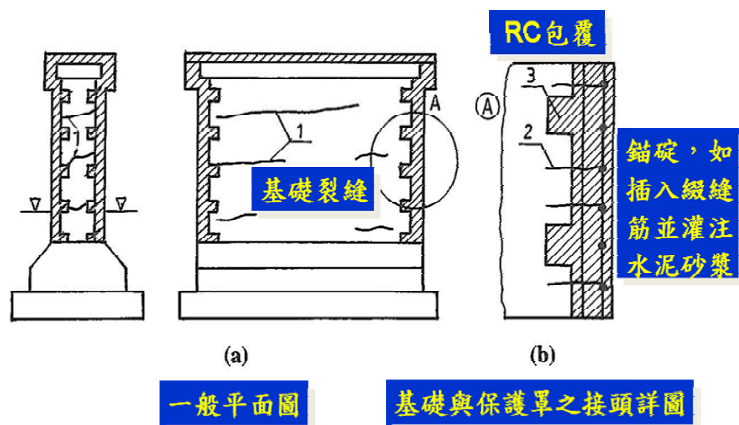
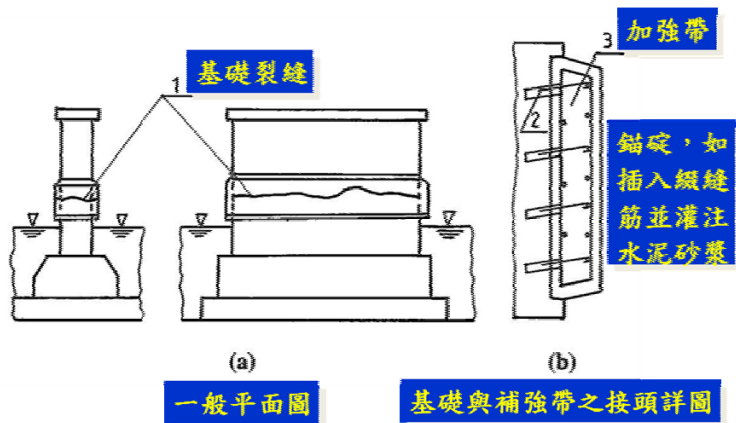
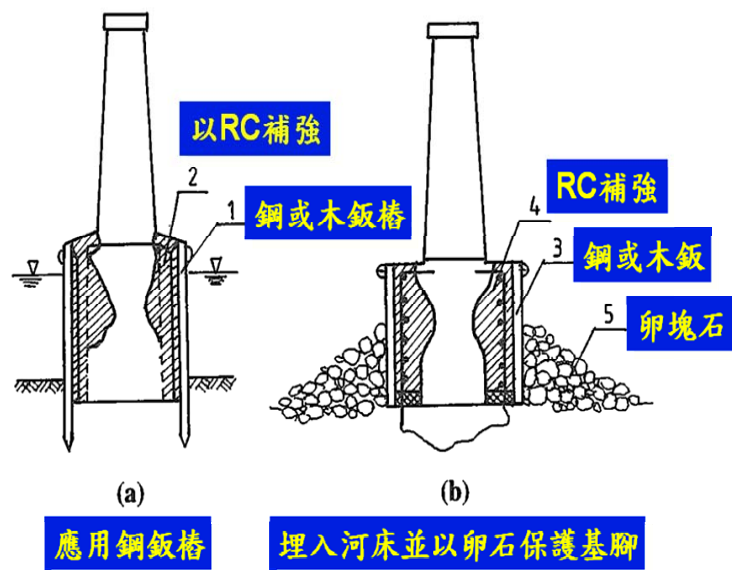


圖 3.42 受損橋墩、基礎保護補強方法



資料來源：公路總局二工處提供

圖 3.43 加大墩座結構工法

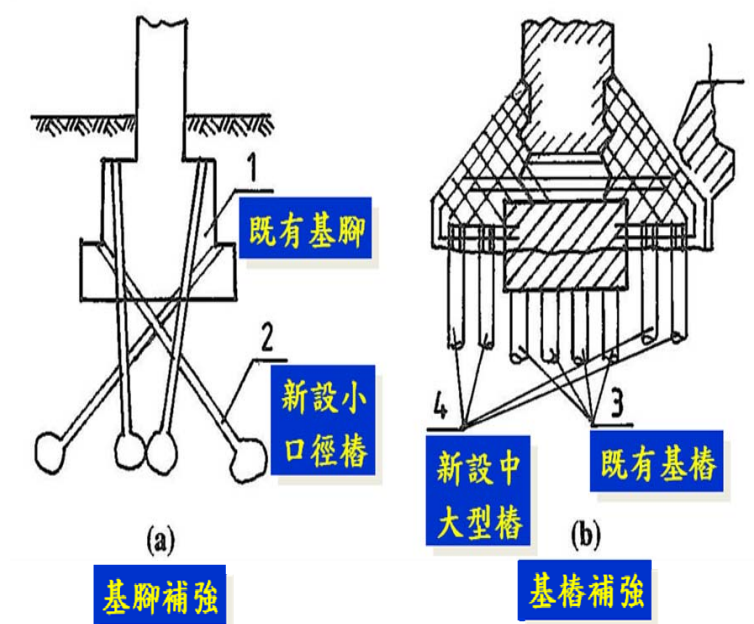
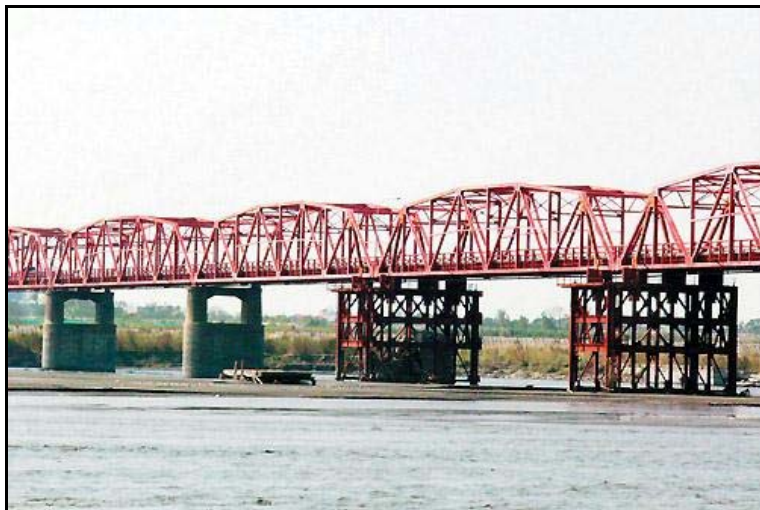


圖 3.44 墩座結構與基礎改善工法示意圖



資料來源：公路總局二工處提供

圖 3.45 橋梁基礎保護之托底工法



資料來源：公路總局二工處提供

圖 3.46 橋梁基礎保護之抽換工法

表 3-4 河道整治工法之優缺點說明

補強工法形式	適用範圍	優點	缺點	附圖
混凝土護坦工法	軟弱岩層 卵礫石河床	1. 此工法之設置施工費用較低。 2. 相關維修費用不高。 3. 施工機具簡單易施工，工期較短。 4. 常應用於卵礫石或塊石河床中。 5. 對於軟弱泥頁岩層給予包覆保護。 6. 可以附加景觀設計避免破壞原有天然河川的景觀。	1. 對下游河床造成跌水或水躍沖刷。 2. 在砂質河床易受損。 3. 護坦工與高灘地相接的邊緣未處理而造成側向侵蝕，建議以混凝土將邊坡加固。 4. 妨礙回流性魚種之生態。	- -
混凝土塊排置工法	卵礫石河川 緊急搶修防護	1. 混凝土塊不易磨損破壞。 2. 適用於卵礫石河床。 3. 各混凝土塊體隨河床高低變位傾斜，發揮柔性保護河床之能力。 4. 將土塊以平順、不凸出方式鋪設可發揮固床的功效。 5. 鼎形塊具有高空隙率，可吸收洪水之衝擊能量，且凹凸的外型可以減緩流速及增加消能效果。 6. 颱風時橋基附近嚴重刷深之緊急之臨時搶修護基工。	1. 因排置混凝土塊之局部保護效果，造成未保護之(高灘地)河床被大幅刷深，導致塊體之沉陷流失。 2. 塊體基部之河床料及間縫回填卵石容易流失，致使河床下降。 3. 易造成側向侵蝕及水流繞道的情形，導致整體保護工破壞的結果。 4. 若使用鼎塊排置工法之成本較高。 5. 混凝土塊易埋入河床深處，不適用於軟弱之砂質河床。	圖 3.30

補強工法形式	適用範圍	優點	缺點	附圖
拋石工法	河床寬淺坡小流緩之砂質河床	1. 所需之設計、拋置施工與維修費用，較其他工法低廉。 2. 隨周邊之外在條件而變位調整，促進砂石的淤積，增加整體穩定性。 3. 重複使用性與再生性高、環境相容性高。 4. 適用於河床寬淺、坡小流緩的砂質河床。	1. 大量且大體積(尺寸較大)之拋石塊來源不易獲得。 2. 因未拋石區域之水流速度加快，易沖蝕淘刷而漸擴及拋石層，導致其崩塌流失及河床的下降。 3. 不適用於河床窄深、坡陡流急之河川。	圖 3.31
包墩或混凝土圍繞工法	軟弱岩層已裸露之橋墩	1. 此工法之工程費比其他保護橋基的工法(除拋石工法例外)低廉。 2. 本工法施作簡便，為短工期的局部保護橋基安全工法。 3. 可將新舊橋基一併連結，擴大橋梁基礎平面面積，提升結構穩定性。 4. 本工法方便施作於多變的地形、地貌上，不易受地質條件的影響。 5. 因開採砂石造成岩層的裸露，其保護成效較其他的工法有效。	1. 與全套管或衝擊式基樁工法比較，此法的耐久性及穩定性較低。 2. 鈍體化形狀之迎水面(即非流線型)，易造成局部沖刷效應的加劇。 3. 需要以整個河床斷面考量其阻水面積。 4. 施作完成後，因河川特性的改變(如河道轉彎、河川改道等...)造成阻水面積增加。 5. 無法就全斷面河床提供全面性保護。 6. 不適用於砂質河床。	圖 3.47
蛇籠工法	一般砂質河川	1. 蛇籠可憑藉本身的重量而自動變位下沉。	1. 蛇籠工的柔性較差。	圖 3.32 圖 3.48

補強工法形式	適用範圍	優點	缺點	附圖
		2. 改善水流通過的流況。 3. 蛇籠工有較佳的穩定性及整體性。 4. 可因地制宜採階梯式或河道坡度變化採取較佳型式。 5. 蛇籠工與下層之拋填卵石可作為透(通)水之流路。 6. 易於搭配其他的橋基保護工法。	2. 工程施作經費較高。 3. 因水流的沖刷導致蛇籠網的拉扯破壞及局部河床質的流失。 4. 不適用於卵礫石層之河床。	
RC 包覆工法	提升防洪抗流石、木撞擊	1. 增加橋墩抗剪與抗彎能力。 2. 增加橋梁穩定度，提升橋梁之承載力。	1. 施作後增加阻水斷面，需要以整個河床斷面考量其阻水面積。	圖 3.47
鋼版圍繞加固法	提升防洪抗流石、木撞擊	3. 提升橋墩耐洪能力，以及防洪抗流石、木撞擊。		圖 3.42 圖 3.49
擴大基礎加固法	橋基土層較堅實之橋梁	1. 擴大基礎加固法施工簡便，惟需特別注意新舊墩台之接著性能與結構之整體性。 2. 利用擴大基礎加固法與加樁法皆能提高橋梁承載能力。	1. 基樁排列不良易造成更嚴重之基樁裸露。 2. 基樁施工需要大型施工機，施作較困難。 3. 需要較多的工程經費與工期。	圖 3.44
加樁法	原樁基礎之墩台 橋基地較軟弱之處	3. 托底工法對各種不同河床質均適用。	4. 加大托地基樁或原有橋基範圍，將減少通水斷面。	圖 3.50 圖 3.51

補強工法形式	適用範圍	優點	缺點	附圖
托底工法	河床急遽下降 橋基嚴重裸露	4. 托底工法的基樁可採用斜樁，增加側向支撐力。		圖 3.45
換底工法	河床急遽下降 橋基嚴重裸露	1. 施工中仍可通車之效果大幅減少橋梁封閉所造成之社會經濟成本損失。 2. 樁帽高程下降至現有河床以下，本工法長期抵抗沖刷效果佳。 3. 通水遮斷率變小，恢復原設計防洪排水功能。 4. 外形平順，配合整體橋墩景觀佳。 5. 對於各種不同河床質均可適用。	1. 施工步驟繁雜、危險性高，需要嚴密之安全監測系統進行施工。 2. 施工技術較高，施工經費較大。 3. 洪汛其間流木、垃圾易掛於安全支撐構架，造成明顯之阻水效應。	圖 3.22



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.47 PC 包墩補強(五虎寮橋)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.48 石籠/蛇籠工法(台 20 線)



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 3.49 鋼版圍繞工法(台 21 線)



圖 3.50 排樁圍繞保護(網路搜尋)

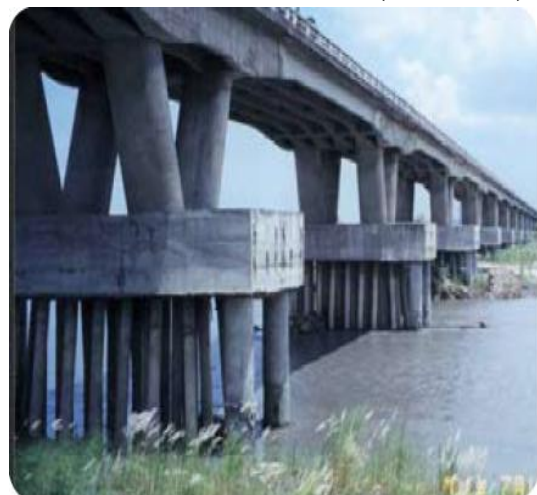


圖 3.51 增樁擴座補強(網路搜尋)

第四章 山區跨河道路橋梁結構之加勁強化方案 成效評估

第三年計畫中以 FLO-2D 程式模擬桃芝颱風過境時，十八重溪流域之土石流境況，並以分析所得之最大流動速度及堆積深度，探討土石流衝擊力對於橋柱及橋墩的影響，再以規範進行沉箱穩定性的檢核；同時針對后豐大橋及甲仙大橋，以辛樂克颱風過境為實際案例，探討沉箱基礎受洪水淘刷之破壞模式並加以分析。因此計畫今年度將以前三年所建立之破壞模式分析、檢核流程及加固補強工法為依據，針對十八重溪流域，以改變巨礫中心與地面線之高程差、改變沉箱基礎與地面線垂直之長度、改變沉箱基礎其直徑大小為變因進行探討，期望得到一在不同破壞模式下與安全係數之關係圖。

4.1 跨河橋梁受土石流衝擊之分析

十八重溪主流長度 14,346m，其上游有一上下游高度落差極大的野溪支流，編號為『南投 030』土石流潛勢溪流，皆隸屬南投縣信義鄉豐丘村內之高度危險溪流。十八重溪集水區地形略呈扇形，即上游源區寬闊，向下游逐漸收縮，其集水面積為 4,074.5 公頃，溪流平均坡度為 15.87° (圖 4.1)。

十八重溪支流，編號『南投 030』土石流潛勢溪流，其集水區面積共約 208 公頃，主溪流長度為 2,307m，溪流平均坡度為 31.4° ，農委會水土保持局劃定為土石流溪流之危險程度屬「高」危險，另於『南投 030』土石流潛勢溪流上游處有一邊坡崩塌陡崖，現今編號『南投 1552』之崩塌地，其高度由海拔 2,250m 急遽降至 650m，地勢陡峻，平均坡度約為 35.65° 。

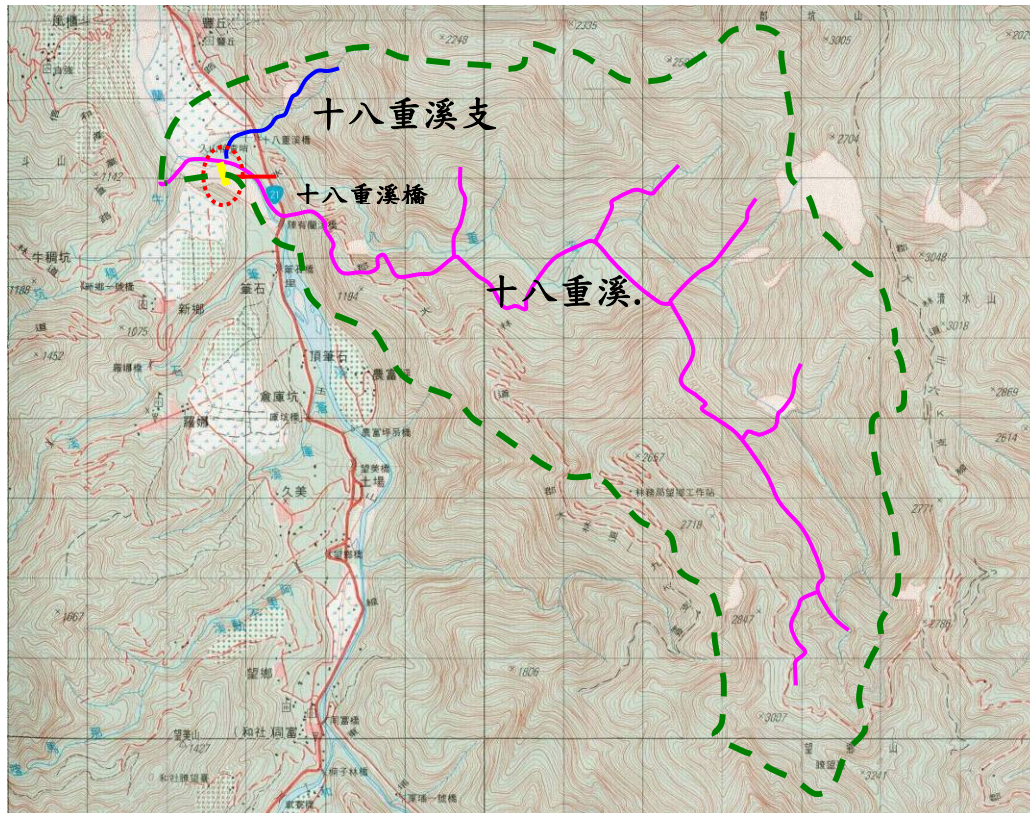


圖 4.1 十八重溪流域集水區範圍

十八重溪橋位於南投縣信義鄉豐丘村台 21 線 98K+070 處，跨越十八重溪，為連絡和社與信義之交通要道，其北側橋台位於河道凹岸（右岸）處，南側橋台則位於凸岸（左岸）處，而在本橋上游左岸有一混凝土護岸。十八重溪橋完工於民國 70 年 7 月，原橋長 210m，共 6 跨徑，每跨徑為 35m，橋面版淨寬 7.5m，上部結構採 RC 簡支梁，下部結構為五座單支圓柱沉箱基礎，橋柱直徑為 2.5m，圓柱沉箱基礎直徑為 4m，長度為 12m，基本資料如表 4-1 所示。

表 4-1 十八重溪橋基本資料表

橋梁名稱	十八重溪橋
起點樁號	98k+070
建造年月	70 年 7 月
跨越溪流	十八重溪
上部結構	RC 簡支梁
下部結構	單支圓柱沉箱基礎
橋面長度	210.0 m
車道數	2
孔數	6
跨距	35.0 m

資料來源：交通部公路總局第二區養護工程處，2004

本研究團隊於 96.9.27 及 96.10.04 於十八重溪橋現勘，進行現地初步測量與調查。土石流潛勢溪流(南投 030)所產生之土石流沖積扇改變十八重溪主流之水系，水流直接攻擊左岸路基可能造成淘空而產生落台破壞；右岸則因土石流堆積造成橋台錯位。圖 4.2 為從上游端往下游端拍攝之現地情形，下游端紅色橋面為新陳有蘭溪橋；圖 4.3 為左岸橋墩旁之石籠堤防遭沖刷而淘空破壞；圖 4.4 為現地量測橋墩之情形，據十八重溪橋為於桃芝颱風期間土石流災後調查結果顯示，本次土石淤積高度逼近橋梁樑版系統，又經現場量得之橋梁高度為 9.8 公尺，故墩前模擬的最大堆積深度 10.12 公尺與實際災害紀錄大致相同；圖 4.5 為十八重溪支流(南投 030)與十八重溪主河道匯集處之情形；圖 4.6 為溪床表層的顆粒分布，由於十八重溪橋位於十八重溪主、支流交會處，因此溪床中有許多大尺寸之顆粒，對橋墩之衝擊力有一定之影響。



圖 4.2 十八重溪橋從上游往下游拍攝之情形



圖 4.3 石籠堤防受土石、洪水流破壞



圖 4.4 現地初步測量

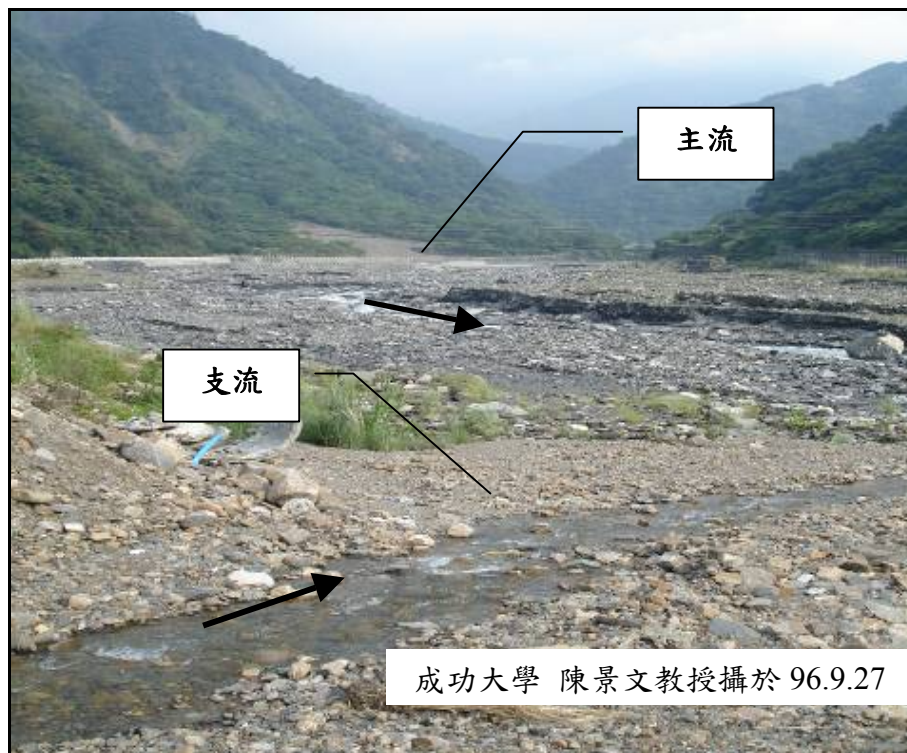


圖 4.5 十八重溪支流(南投 030)與十八重溪主河道匯集處



圖 4.6 十八重溪支流(南投 030)河道粒徑

4.1.1 衝擊力估算

根據桃芝颱風實際之降雨量、重現期距 100 年和 200 年之降雨量，經由 FLO-2D 進行模擬，可以得到十八重溪橋的墩前最大堆積深度及最大流動速度，如表 4-2 所示。

表 4-2 十八重溪模擬結果-墩前最大堆積深度及最大流動速度

各境況模擬	最大堆積深度(m)	最大流動速度(m/s)
桃芝颱風實際降雨量	8.19	8.12
重現期距 100 年	9.92	9.31
重現期距 200 年	10.12	9.80

以 FLO-2D 模式模擬十八重溪全流域之土石流境況模擬之結果，，取墩前所得之最大數值作為衝擊力估算需之參數。2007 年 10 月於現地進行量測，河床至橋面版底淨高約為 9.8 m，FLO-2D 模擬分析土石流流況之堆積深度為 10.12 m，已超過橋面版高度，故計算土石流流動壓力時流動深度取橋梁淨高 9.8 m、流動速度 9.8m/s 分析，並將其計算所

需之參數彙整如表 4-3 所示，而參數來源可參考「交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究(2/4)」之期末報告，FLO-2D 模式模擬所需之參數為體積濃度 C_v 、降伏應力 τ_y 及黏滯係數 η 、土石比重 G_s 、層流阻滯係數 K 及曼寧粗糙係數值 n 。

再將上述各數值帶入連惠邦（2002）所推導之衝擊力估算式(如表 4-4)，即可求出土石流流動時之流體壓力及巨礫撞擊力，前者屬面壓力為三角形土壓力分佈，合力位於 1/3 墩柱高，後者合力位置取設計粒徑之半徑，計算取單位寬度分析，假設巨礫粒徑為 2.5m，因此設計半徑為 1.25m。

表 4-3 土石流流動壓力估算所使用參數

計算參數	
修正係數(α)	1.0
土石流單位重(γ_m)	2.3(t/m ³)
重力加速度(g)	9.8(m/sec ²)
土石流流深(h_d)	9.8(m)
土石流流速(U_d)	9.8 (m/sec)

4.1.2 橋墩破壞分析

將上述 FLO-2D 實際降雨量之模擬分析結果(流動速度及堆積深度)，進行橋墩基礎災害破壞模式之檢核，以下數學演算分析皆參考 1977-AASHTO、『公路橋梁設計規範』、日本道協會『道路橋示方書下部構造編』及內政部營建署(民國 90 年)『建築基礎構造設計規範』之建議。

主要考慮土石流流動壓力及上部載重傳遞至橋柱頂之作用力，繼以數學演算檢核作用於橋柱力系是否符合規範規定容許值，再以橋梁實際災害歷史做比對驗證。分析步驟如下：

4.1.2.1 作用於橋柱頂之力系

計算橋柱頂所承受上部結構之垂直(V)、水平反力(H)及彎矩(M)值，車道載重依據『公路橋梁設計規範』建議之計算規定（如圖 4.7），

將其橋梁上部結構作用力分佈標示於圖中，詳細說明如下：

1. 垂直向力系：車道、帽樑及橋面版載重。
2. 水平向力系：包括設計地震力及土石流流體壓力。

將上述橋柱頂受力情形(如圖 4.8)，計算結果彙整如表 4-5 所示。

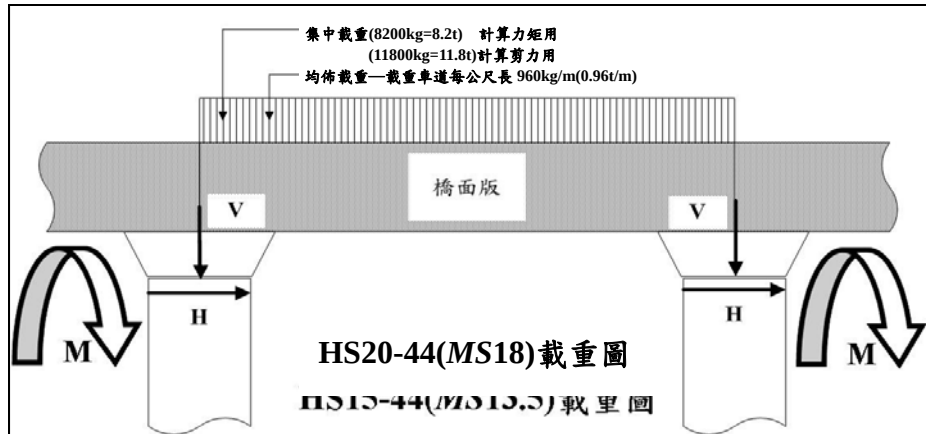


圖 4.7 HS20-44(MS18)載重圖

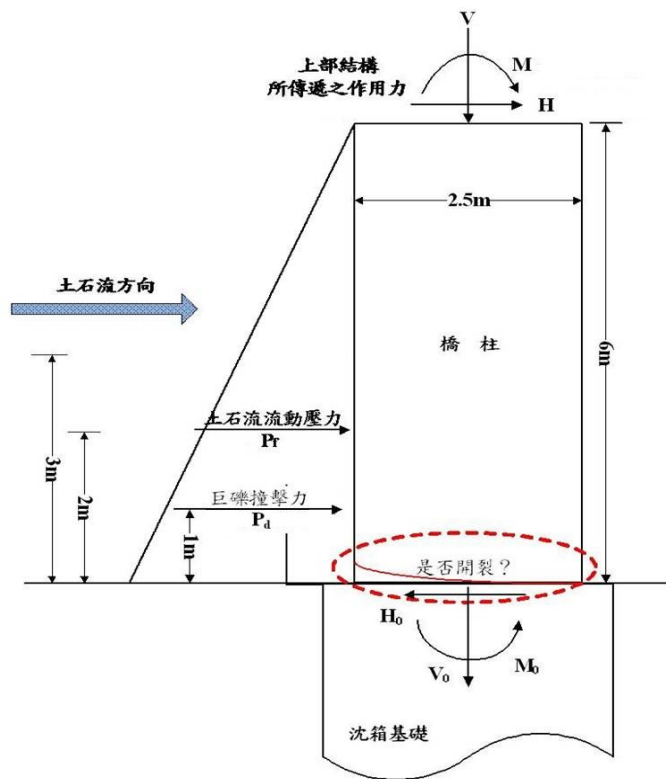


圖 4.8 沈箱基礎受力分佈圖

表 4-4 土石流衝擊力之理論公式

學者	土石流衝擊力理論式		符號說明	估算結果
連惠邦 (2002)	土石流流動 壓力		$P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2$	$P_f = 220.67(\text{t/m})$
	土石流巨礫 衝擊力	非彈性 碰撞	$P_d = 12.0 U_d^{1.24} D_E^2$	$P_d = 1271.1 (\text{ton})$
		完全彈 性碰撞	$P_d = 20.2 U_d^{6/5} D_E^2$	$P_d = 1953 (\text{ton})$

表 4-5 橋柱頂受力計算結果彙整

柱頂受力	V (t)	H (t)	M (t-m)
演算結果	689.85	33.18	42.03

4.1.2.2 橋柱受力情形

計算橋柱受力情形，垂直力系包括上部結構傳遞之載重及柱本身自重，水平力系在不考慮地震力設計下，考慮設計土石流流動壓力及巨礫撞擊力。

垂直向力系：包括車道載重、帽樑載重、橋面版載重、鋼樑載重。計算垂直反力 V 即為即為傳遞至橋柱頂之作用力。

水平向力系：包括上部結構所傳遞之水平力、土石流流動壓力及巨礫撞擊力。

作用於沉箱頂之彎矩：上部結構載重所傳遞至橋柱頂之作用力、土石流流動壓力、巨礫撞擊力。將上述橋柱受力情形，計算結果彙整如表 4-6 所示。

表 4-6 橋柱受力計算結果彙整

分析項目		演算結果	
		非彈性碰撞	完全彈性碰撞
橋柱受力	$V_0(t)$	760.53	760.53
	$H_0(t)$	1491.77	2173.67
	$M_0(t-m)$	2309.73	3162.1

4.1.2.3 橋柱頂位移檢核

材料力學基本變位公式分別計算土石流流體壓力所造成之變位(δ_1)、土石流巨礫撞擊力所造成之變位(δ_2)、上部結構傳遞之水平力 H 所造成之變位(δ_3)及土石流流體壓力所造成之彎矩變位(δ_4)。

根據1977-AASHTO、日本道協會『道路橋示方書下部構造編』之規定柱頂容許位移量不得大於3 cm。

$$E = 15100 \sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot D^4 = \frac{\pi}{64} \cdot 2.5^4 = 1.92 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$EI = (15100 \times \sqrt{2100}) \times \left(\frac{\pi}{64} \cdot 2.5^4 \right) = 1.33 \times 10^6 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

其中：

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 2100 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

D：橋柱之直徑(m)

1. 土石流流體壓力所造成之變位(δ_1)

$$\delta_1 = \frac{\sigma_f \times \ell^4}{8EI} + \frac{(\sigma_f - \sigma_{f_i}) \times \ell^4}{30EI} = \frac{1}{1.33 \times 10^6} \left(\frac{17.46 \times 6^4}{8} + \frac{(45.03 - 17.46) \times 6^4}{30} \right)$$

$$= 3.03 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

2. 土石流巨礫撞擊力所造成之變位(δ_2)

$$\delta_2 = \frac{P_d \times a^3}{3EI} + \frac{p_d \times a^2}{2EI}(\ell - a) = \frac{1}{1.33 \times 10^6} \left[\frac{1271.1 \times 1^3}{3} + \frac{1271.1 \times 1^2}{2}(6-1) \right]$$

$$= 6.421 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

3. 上部結構傳遞之水平力 H 所造成之變位(δ_3)

$$\delta_3 = \frac{H \times \ell^3}{3EI} = \frac{33.17 \times 6^3}{3 \times (1.33 \times 10^6)} = 1.8 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

4. 土石流流體壓力所造成之彎矩變位(δ_4)

$$\delta_4 = \frac{M \times \ell^2}{2EI} = \frac{42.02 \times 6^2}{2(1.33 \times 10^6)} = 0.57 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

5. 柱頂之總位移量(δ_T)

$$\delta_T = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 1.18 \text{ (cm)} \leq 3 \text{ (cm)}$$

4.1.2.4 橋柱底混凝土開裂檢核

開裂彎矩， $M_{cr} \leq \frac{2.0\sqrt{f'_c} \times I}{y}$ ，若柱底之 $M_0 >$ 開裂彎矩 M_{cr} 則定義混凝土開裂。其中 $M_{cr} \leq \frac{2.0\sqrt{f'_c} \times I}{y} = \frac{2.0\sqrt{2100} \times 1.92}{1.25} = 140.78 \text{ (t-m)}$

$$M_0 = 2309.73 \text{ (t-m)} \geq M_{cr} = 140.78 \text{ (t-m)} \quad \leftarrow \text{(NG) 混凝土開裂!}$$

4.1.3 沉箱破壞分析

4.1.3.1 沈箱基礎檢核分析

本研究係假定沉箱為剛性體，其周圍之地盤為具有彈性之土壤，當沉箱受到載重時，視土體彈性反彈力之多寡，其地盤反力亦不同。本計算地盤反力系數採用『道路協會』公式，為現今通用於公路橋梁

沉箱設計之公式(張嘉德，1990)，此公式將地盤分為三層，以便遇到不同地層時可靈活使用。而周圍地盤之容許承载力，則由庫倫之被動土壓力推算之。

配合內政部營建署(民國 90 年)『建築基礎構造設計規範』規定，檢核沈箱基礎頂之水平變位，其不得大於沈箱寬度之 1%，且以 5cm 為限，旋轉角則需小於 0.005rad，且以不超出上部結構之容許變位量。

考慮土石流發生期間，同時考慮受土石流流動壓力及巨礫撞擊，計算作用於沉箱基礎之受力情形時，實際發生之地盤反力是否仍符合地盤容許承载力範圍內。

沈箱之受力包括上部結構所傳遞之垂直、水平、彎矩作用力、地盤面以下基礎周圍土壤之地盤反力及容許承载力等，詳述計算步驟如下：

1. 相關參數計算

內磨擦角(ϕ)之推算：

砂質土之 ϕ 值可按下式推算，式中 N 為經修正後之值。(日本道路協會規定：深度未滿 20 m 位置之 N 值不必修正)

由交通部公路局第二區工程處所提供之鑽探資料得知 (SPT-N=100)。

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ = 15 + \sqrt{15 \times 100} = 53.73 \geq 45^\circ \text{ 取 } \phi = 45^\circ, N = 60$$

沈箱基礎之深度 12 m < 20m，因此不需修正 N 值。

2. 地盤反力係數之推算

地盤變形係數：

(1) 變形係數(E_0)

$$E_0 \approx 4E_p = 28N = 28 \times 60 = 1680 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

式中：

E_0 ：地盤之變形係數(kg/cm^3)

E_p ：由鑽孔內之載重試驗所得之地盤變形係數

N ：標準貫入試驗之 N 值(未經修正之原始 N 值)

(2)垂直地盤反力係數(K_v)

(地震時： $\alpha = 2$)

$$K_{v0} = 0.033\alpha \cdot E_0 = 0.033 \times 2 \times 1680 = 110.88 \quad (kg/cm^3)$$

(底面形狀為圓形時其值等於直徑， $B_v = D$)

$$B_v = D = 400 \text{ (cm)}$$

$$K_v = 12.8(K_{v0})(B_v)^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 110.88 \times 400^{-3/4} = 15.868 \quad (kg/cm^3) = 15868 \quad (t/m^3)$$

其中：

K_v ：垂直地盤反力係數(kg/cm^3)

K_{v0} ：相當於直徑 30cm 剛體圓板載重試驗值之垂直地盤反力係數(kg/cm^3)。

α ：常時與地震時所用之係數。(常時： $\alpha = 1$ ；地震時： $\alpha = 2$)

B_v ：基礎之換算載重寬(cm)以次式計算之，但如底面形狀為圓形時其值等於直徑，($B_v = D$)。

(3)水平地盤反力係數(K_H)

$$K_{H0} = 0.04\alpha \cdot E_0 = 0.04 \times 2 \times 1680 = 134.4 \quad (kg/cm^3)$$

(底面形狀為圓形時其載重寬等於直徑， $B_v = D$)

$$B_H = D = 400 \text{ (cm)}$$

$$K_H = 12.8(K_{H0})(B_H)^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 134.4 \times 400^{-3/4} = 19.234 \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 19234 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

其中：

K_H ：水平地盤反力係數(kg/cm³)

K_{H0} ：相當於直徑 30cm 剛體圓板載重試驗值之水平地盤反力係數(kg/cm³)，但包括側面摩擦阻力部份約 20%，故僅計算水平地盤反力係數時應再除以(1.2)。

α ：常時與地震時所用之係數(常時： $\alpha=1$ ；地震時： $\alpha=2$)

B_H ：基礎之換算載重寬(cm)， $B_H = \sqrt{A_H}$

(4)水平方向之地盤剪力反彈係數(K_s)

(假設 $\lambda = \frac{1}{3}$)

$$K_s = \lambda \cdot K_v = \frac{1}{3} \times 15868 = 5289 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

式中：

K_v ：垂直地盤反力係數

λ ： K_s 與 K_v 之比值，約 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}$ 。

(5)沈箱基礎底部之地盤反力係數

沈箱基礎底面積： $A = \pi \times 2^2 = 12.57 \text{ (m}^2\text{)}$

形狀參數： $\alpha = 0.589$ (圓形)

沈箱周圍為同一種地質： $\ell = \ell_1 = 12(m)$ ； $\ell_2 = \ell_3 = 0$ ； $2b = 4(m)$

$$K_H = K_{H1} = 19233 \left(\frac{t}{m^3} \right) ; K_{H2} = K_{H3} = 0$$

$$K_1 = 2b \left(\frac{1}{2} K_{H1} \cdot \ell_1 \right) + K_s \cdot A = 4 \left(\frac{1}{2} \times 1923 \times 12 \right) + 5289 \times 12.57 = 528077$$

$$K_2 = 2b \left(\frac{1}{3} K_{H1} \cdot \ell_1^2 \right) + K_s \cdot A \cdot \ell = 4 \left(\frac{1}{3} \times 19233 \times 12^2 \right) + 5289 \times 12.57 \times 12 = 4490488$$

$$\begin{aligned} K_3 &= 2b \left(\frac{1}{4} K_{H1} \cdot \ell_1^3 \right) + K_s \cdot A \cdot \ell^2 + \frac{4}{3} b \cdot a^3 \cdot K_v \cdot \alpha \\ &= 4 \left(\frac{1}{4} \times 19233 \times 12^3 \right) + 5289 \times 12.57 \times 12^2 + \frac{4}{3} \times 2^4 \times 15868 \times 0.589 = 43006590 \end{aligned}$$

其中：

ℓ ：沉箱之有效入土深度(m)

ℓ_1, ℓ_2, ℓ_3 ：所示之沉箱周圍地盤之各地層厚度(m)

$2a$ ：垂直於水平力作用方向之沉箱側面寬度(m)

$2b$ ：沉箱之前面寬(m)

A ：沉箱之底面積(m^2)

K_{H1}, K_{H2}, K_{H3} ：分別為前面地盤第一、二、三層之水平地盤反力係數(t/m^3)。

K_v ：沉箱底面地盤之垂直地盤反力係數(t/m^3)

K_s ：沉箱底面地盤之抗剪反彈係數(t/m^3)

α ：沉箱底之形狀係數， $\alpha = 0.589$ (圓形)

4.1.3.2 沉箱穩定性之檢核

依據內政部營建署(民國 90 年)『建築基礎構造設計規範』規定，沈箱基礎頂之水平變位，其不得大於沈箱寬度之 1%，且以 5cm 為限，旋轉角則需小於 0.005rad，且不超出上部結構之容許變位量。

本節在考慮土石流發生時，計算載重作用於沉箱基礎時，實際發生之地盤反力是否仍符合地盤容許承载力範圍內。分析步驟如下：

1. 沉箱旋轉角

設計地盤面以下不考慮水平地震力， $k_h = 0$ ； $p = 0$

沈箱基礎頂之載重： $M_0 = 2309.73 \text{ (t-m)}$ ， $H_0 = 1491.77 \text{ (t)}$

$$\theta = \frac{M_0 K_1 + H_0 K_2}{K_1 K_3 - K_2^2} = \frac{(2309.73 \times 528077) + (1491.77 \times 4490488)}{(528077 \times 43006590) - (4490488)^2}$$

$$= 3.11 \times 10^{-3} = 0.00311 \text{ (rad)} \leq 0.005 \text{ (rad)} \quad \leftarrow \text{(OK)}$$

2. 沉箱旋轉中心之深度

$$h = \frac{M_0 K_2 + H_0 K_3}{M_0 K_1 + H_0 K_2} = \frac{2309.73 \times 4490488 + 1491.74 \times 43006590}{2309.73 \times 528077 + 1491.74 \times 4490488} = 9.412 \text{ (m)}$$

3. 沉箱頂之水平位移

$$\delta = h \times \theta = 9.412 \times 0.00311 = 0.0293 \text{ (m)} = 2.93 \text{ (cm)}$$

由於柱頂總為移量為 $\delta = 1.18 \text{ (cm)}$

同時考量墩柱頂級沉箱頂之總位移量為

$$\delta_T = 1.18 + 2.93 = 4.11 \text{ (cm)}$$

$$\geq 4 \times 1\% = 0.04 \text{ (m)} = 4 \text{ (cm)} \quad \leftarrow \text{(NG)}$$

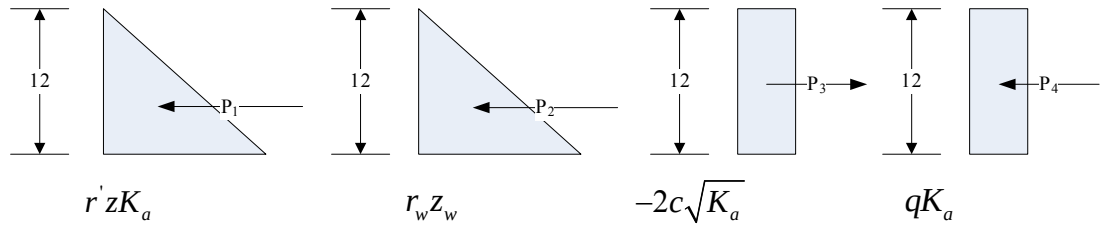
4.1.4 破壞模式分析

本小節以十八重溪為案例，改變巨礫中心與地面線之高程差、改變沉箱基礎與地面線垂直之長度、改變沉箱基礎其直徑大小為變因，根據跨河橋梁破壞之三種模式：傾倒(overturning)、滑動(sliding)、承载力不足(bearing capacity)進行探討，期望得到一在不同破壞模式下與安全係數之關係圖，下述僅以十八重溪橋之實際尺寸及災害發生時之境況做一詳細計算流程介紹，加入變因後所產生的變化將以表格呈現。

4.1.4.1 計算過程

利用 Rankine 土壓力理論分別將傾倒破壞之驅動力矩和抵抗力矩、滑動破壞之驅動力矩和抵抗力矩、承载力不足破壞之自重和承载力求出，由此可分別計算出各種破壞模式下其安全係數(FS)。

1. 主動土壓力



$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ - \frac{45^\circ}{2}) = 0.172$$

$$\sigma'_a = r'zK_a = 12 \times (2.2 - 1) \times 0.172 = 2.471 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

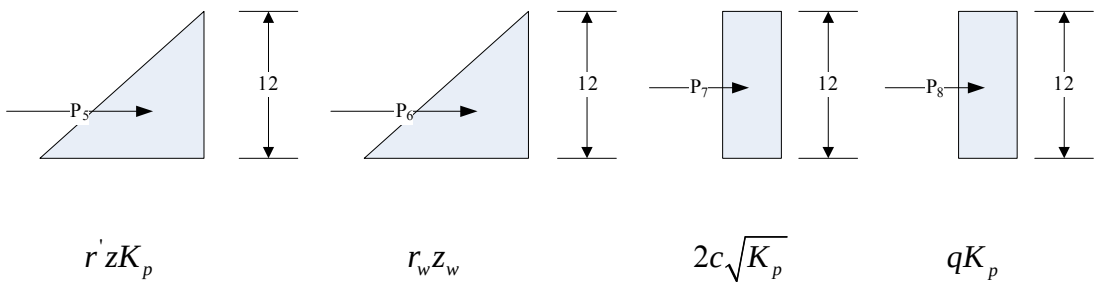
$$P_1 = \left(\frac{1}{2} \times 12 \times \sigma'_a \right) \times 4 = \frac{1}{2} \times 12 \times 2.471 \times 4 = 59.3 \text{ (t)}$$

$$P_2 = \left(\frac{1}{2} \times 12^2 \right) \times 4 = 288 \text{ (t)}$$

$$P_3 = (-2c\sqrt{K_a}) \times 4 = -2 \times 0 \times \sqrt{0.172} \times 4 = 0 \text{ (t)}$$

$$P_4 = qK_a = (\gamma_m \times h_d) \times 0.172 = (2.3 \times 9.8) \times 0.172 = 15.469 \text{ (t)}$$

2. 被動土壓力



$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ + \frac{45^\circ}{2}) = 5.828$$

$$\sigma'_p = r'zK_p = 12 \times (2.2 - 1) \times 3.537 = 83.929 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$P_5 = \left(\frac{1}{2} \times 12 \times \sigma'_p \right) \times 4 = \frac{1}{2} \times 12 \times 83.929 \times 4 = 2014.304 \text{ (t)}$$

$$P_6 = \left(\frac{1}{2} \times 12^2 \right) \times 4 = 288 \text{ (t)}$$

$$P_7 = \left(2c\sqrt{K_p} \right) \times 4 = 2 \times 0 \times \sqrt{5.828} \times 4 = 0 \text{ (t)}$$

$$P_8 = qK_p = (\gamma_m \times h_d) \times 5.828 = (2.3 \times 9.8) \times 5.828 = 525.491 \text{ (t)}$$

3. 計算安全係數

(1) 傾倒破壞

$$M_r = (W \times 2) + \left[(P_3 + P_7 + P_8) \times \frac{12}{2} + (P_5 + P_6) \times \frac{12}{3} \right] = 16125.716 \text{ (t-m)}$$

$$M_d = \left[\sigma_f \times \left(\frac{h_d}{2} \right) \times \left(\frac{h_d}{3} + 12 \right) + P_d \times (1.25 + 12) \right] + \left[(P_1 + P_2) \times \frac{12}{3} + P_4 \times \frac{12}{2} + M_0 \right]$$

$$= 24266.92 \text{ (t-m)}$$

$$F.S. = \frac{M_r}{M_d} = \frac{16125.716}{24266.92} = 0.66$$

(2) 滑動破壞

$$F_r = \left[W \times \tan \left(\frac{2}{3} \phi \right) \right] + (P_3 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) = 3663.643 \text{ (t)}$$

$$F_d = \left[\sigma_f \times \left(\frac{h_d}{2} \right) + P_d \right] + [(P_1 + P_2 + P_4) + H_0] = 3648.254 \text{ (t)}$$

$$F.S. = \frac{F_r}{F_d} = \frac{3663.643}{3648.254} = 1$$

(3) 承载力不足破壞

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

$$= 1.3 \times 0 \times 172.28 + (2.2 - 1) \times 12 \times 173.28 + 0.3 \times (2.2 - 1) \times 4 \times 325.34 = 2963.722 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$Q_u = q_u \times A = 2963.722 \times 12.57 = 37243.224 \text{ (t)}$$

$$F.S. = \frac{Q_u}{W} = \frac{37243.224}{1749.675} = 21.29$$

4.1.4.2 極限平衡分析之結果

由上述之計算流程，改變巨礫中心與地面線之高程差、改變沉箱

基礎與地面線垂直之長度、改變沉箱基礎其直徑大小為變因進行分析。

1. 改變巨礫中心與地面線之高程差

最初假設巨礫之直徑為 2.5m，並貼著地面線移動，因此巨礫中心與地面線之高程差為 1.25m。由於土石流實際流動時，巨礫並不一定會出現在最底部，因此調整巨礫撞擊橋墩時之高程差為 2.5m 及 3.75m 進行分析，如表 4-7~4-9、如圖 4.9~4.11 所示。

表 4-7 巨礫中心與地面線之高程差為 1.25m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	16125.7	F_r	3663.6	Q_u	37243.2	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	24266.9	F_d	3648.3	W	1749.8	θ	0.0031	0.005	OK
$F.S.$	0.66	$F.S.$	1	$F.S.$	21.29	δ	2.93	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎距(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

表 4-8 巨礫中心與地面線之高程差為 2.5m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	16125.7	F_r	3663.6	Q_u	37243.2	M_0	3898.6	140.6	NG
M_d	27444.7	F_d	3648.3	W	1749.8	θ	0.0031	0.005	OK
$F.S.$	0.59	$F.S.$	1	$F.S.$	21.29	δ	2.93	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎距(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

表 4-9 巨礫中心與地面線之高程差為 3.75m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	16125.7	F_r	3663.6	Q_u	37243.2	M_0	5487.5	140.6	NG
M_d	30622.5	F_d	3648.3	W	1749.8	θ	0.0038	0.005	OK
$F.S.$	0.53	$F.S.$	1	$F.S.$	21.29	δ	3.49	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎距(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

由圖 4.9 可得知，於傾倒破壞時，巨礫中心與地面線之高程差越大，其 FS 值越低且均小於 1。

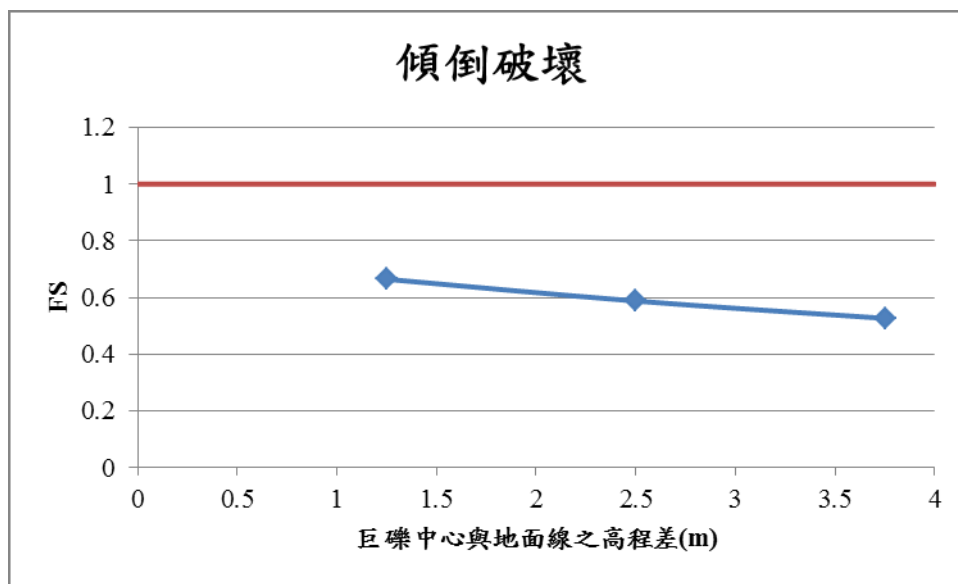


圖 4.9 巨礫中心與地面線之高程差於傾倒破壞之分析圖

由圖 4.10 可得知，於滑動破壞時，巨礫中心與地面線之高程差的變化並不影響 FS 值，其值均等於 1。

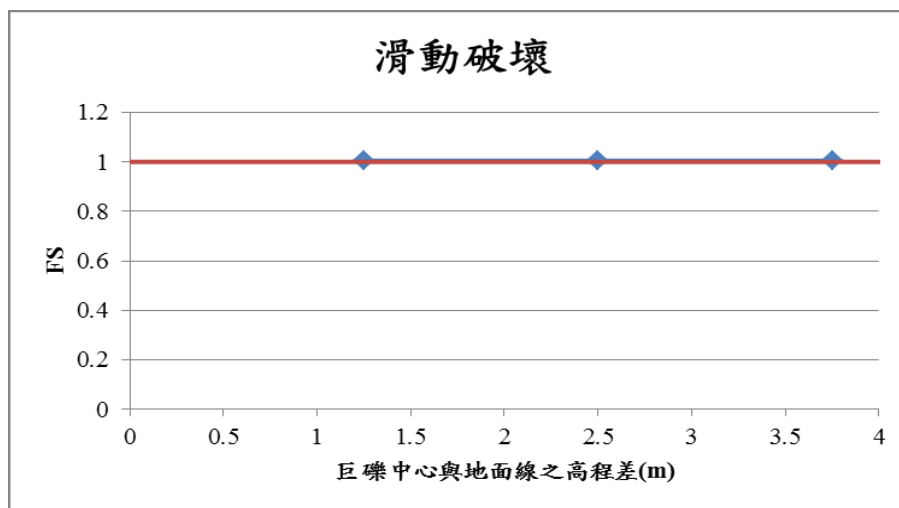


圖 4.10 巨礫中心與地面線之高程差於滑動破壞之分析圖

由圖 4.11 可得知，於承载力不足破壞時，巨礫中心與地面線之高程差的變化並不影響 FS 值。

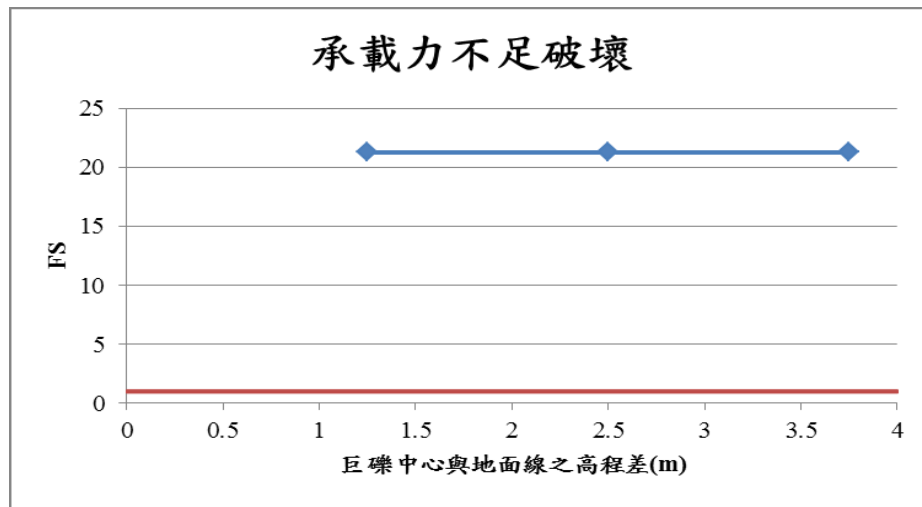


圖 4.11 巨礫中心與地面線之高程差於承載力不足破壞之分析圖

2. 改變沉箱基礎與地面線垂直之長度

十八重溪橋其沉箱基礎之長度為 12m，為了比較加固補強工法之成效，因此調整沉箱基礎之長度為 14m、16m 及 17m 進行分析，如表 4-10~4-13、如圖 4.12~4.14 所示。

表 4-10 沉箱基礎之長度為 12m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承載力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	16125.7	F_r	3663.6	Q_u	37243.2	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	24266.9	F_d	3648.3	W	1749.8	θ	0.0031	0.005	OK
$F.S.$	0.66	$F.S.$	1	$F.S.$	21.29	δ	2.93	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎矩(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

表 4-11 沉箱基礎之長度為 14m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承載力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	22186.5	F_r	4529.9	Q_u	42469.2	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	28082.7	F_d	3773.7	W	1810	θ	0.0023	0.005	OK
$F.S.$	0.79	$F.S.$	1.2	$F.S.$	23.46	δ	2.52	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎矩(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

表 4-12 沉箱基礎之長度為 16m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	30038	F_r	5524	Q_u	47695.2	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	32168.6	F_d	3918.4	W	1870.3	θ	0.0018	0.005	OK
$F.S.$	0.93	$F.S.$	1.41	$F.S.$	25.5	δ	2.21	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎矩(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

表 4-13 沉箱基礎之長度為 17m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	34715.2	F_r	6069	Q_u	50308.2	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	34325	F_d	3998	W	1900.5	θ	0.0016	0.005	OK
$F.S.$	1.01	$F.S.$	1.52	$F.S.$	26.47	δ	2.08	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎矩(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

由圖 4.12 可得知，於傾倒破壞時，沉箱基礎之長度越長，其 FS 值越高，當長度達 17m 時 FS=1。

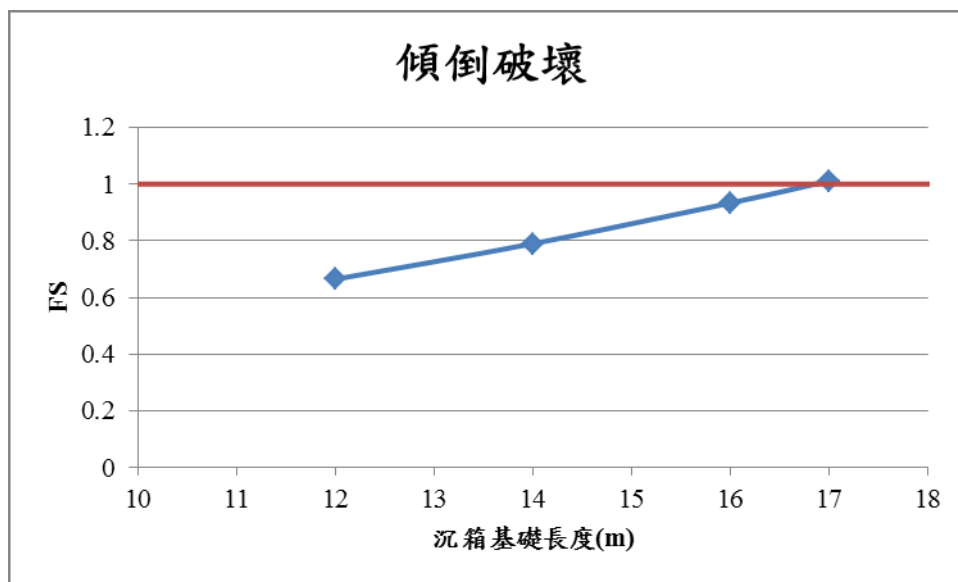


圖 4.12 沉箱基礎之長度變化於傾倒破壞之分析圖

由圖 4.13 可得知，於滑動破壞時，沉箱基礎之長度越長，其 FS 值越高，長度為原先尺寸 12m 時 FS=1。

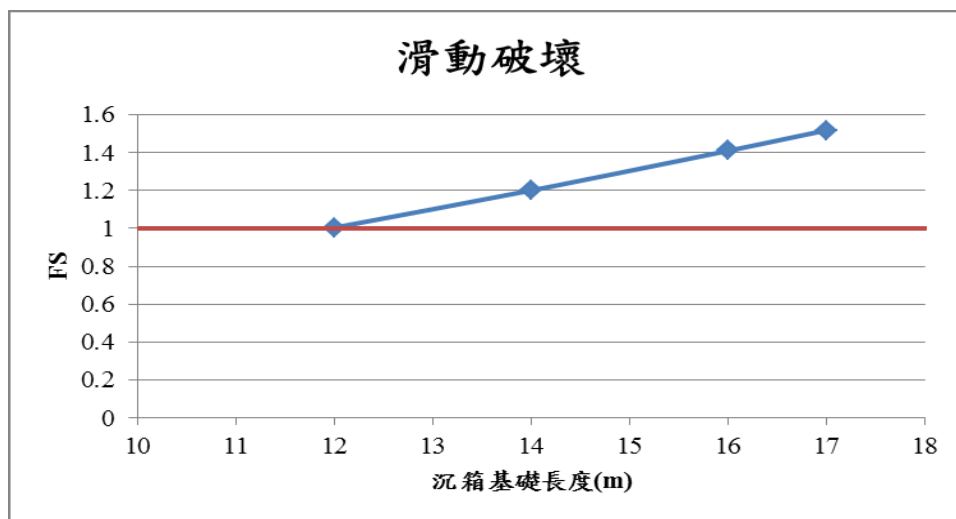


圖 4.13 沉箱基礎之長度變化於滑動破壞之分析圖

由圖 4.14 可得知，於承载力不足破壞時，沉箱基礎之長度越長，其安全係數越高。

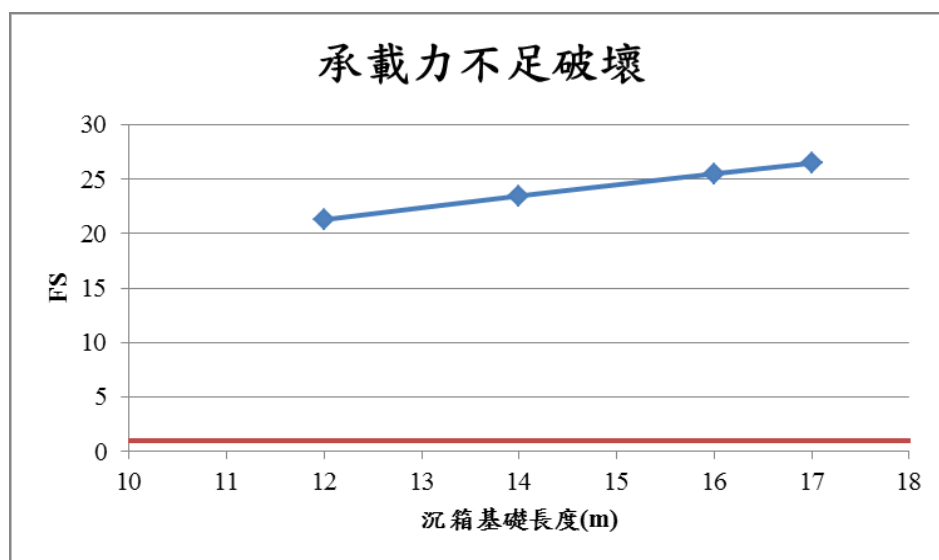


圖 4.14 沉箱基礎之長度變化於承载力不足破壞之分析圖

3. 改變沉箱基礎其直徑大小

十八重溪橋其沉箱基礎之直徑為 4m，為了比較加固補強工法

之成效，因此調整沉箱基礎之直徑為 4.5m、5m 及 6m 進行分析，如表 4-14~4-17、如圖 4.15~4.17 所示。

表 4-14 沉箱基礎之直徑為 4m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	16125.7	F_r	3663.6	Q_u	37243.2	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	24266.9	F_d	3648.3	W	1749.8	θ	0.0031	0.005	OK
$F.S.$	0.66	$F.S.$	1	$F.S.$	21.29	δ	2.93	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎距(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

表 4-15 沉箱基礎之直徑為 4.5m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	18116.7	F_r	4097.5	Q_u	48067.3	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	24382.1	F_d	3650.5	W	1845.8	θ	0.0029	0.005	OK
$F.S.$	0.74	$F.S.$	1.12	$F.S.$	26.04	δ	2.77	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎距(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

表 4-16 沉箱基礎之直徑為 5m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	20141	F_r	4537.9	Q_u	60492.2	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	24508	F_d	3652.7	W	1953.3	θ	0.0028	0.005	OK
$F.S.$	0.82	$F.S.$	1.24	$F.S.$	30.97	δ	2.63	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎距(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

表 4-17 沉箱基礎之直徑為 6m

破壞模式						檢核項目		規範	結果
傾倒		滑動		承载力不足		δ_T	1.18	3	OK
M_r	24290	F_r	5438.3	Q_u	90420.4	M_0	2309.7	140.6	NG
M_d	24792.2	F_d	3657.1	W	2202.1	θ	0.0057	0.005	OK
$F.S.$	0.98	$F.S.$	1.49	$F.S.$	41.06	δ	2.36	4	OK

註： δ_T ：柱頂總位移(cm)， M_0 ：柱底彎距(t-m)， θ ：沉箱旋轉角(rad)， δ ：沉箱頂水平位移(cm)

由圖 4.15 可得知，於傾倒破壞時，沉箱基礎之直徑越大，其 FS 值越高，當直徑達 6m 時 FS 趨近於 1。

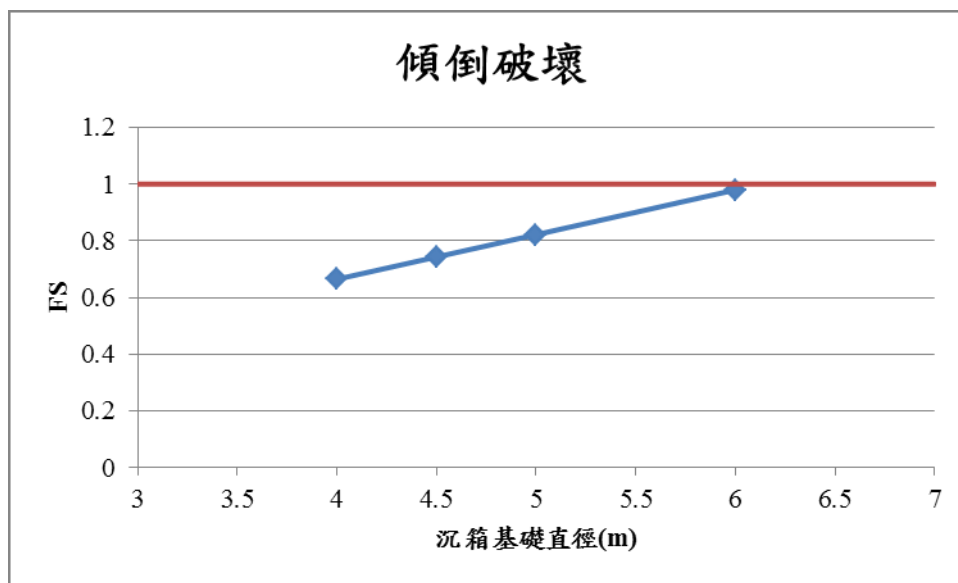


圖 4.15 沉箱基礎之直徑變化於傾倒破壞之分析圖

由圖 4.16 可得知，於滑動破壞時，沉箱基礎之直徑越長，其 FS 值越高，當直徑為初始尺寸 4m 時 FS=1。

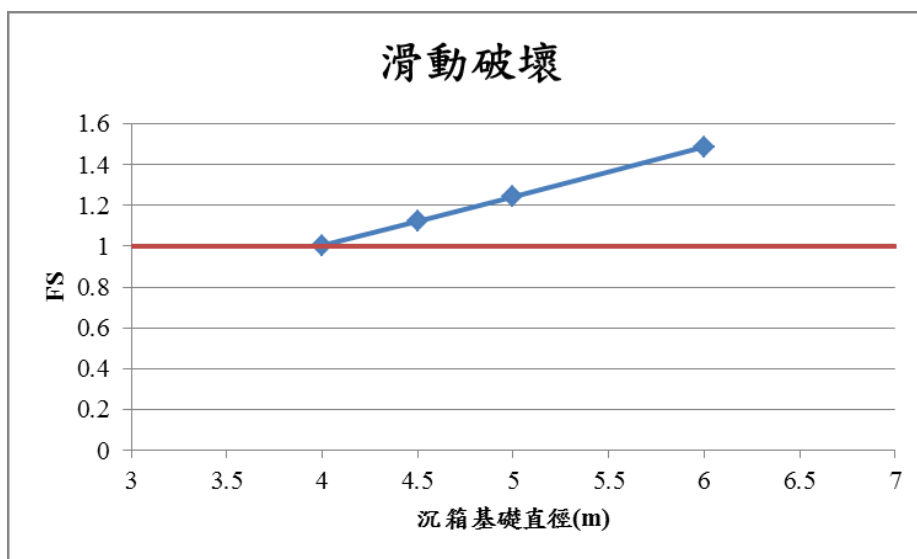


圖 4.16 沉箱基礎之直徑變化於滑動破壞之分析圖

由圖 4.17 可得知，於承载力不足破壞時，沉箱基礎之直徑越長，其安全係數越高。

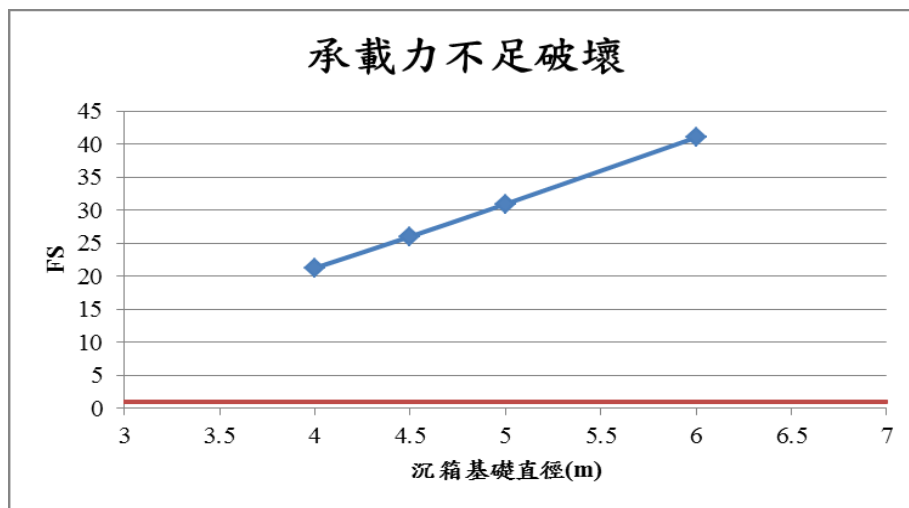


圖 4.17 沉箱基礎之直徑變化於承載力不足破壞之分析圖

綜合上述可知，無論何種變因，傾倒破壞為最有可能發生之破壞原因；滑動破壞的部分其 FS 均在 1 之上，承載力不足破壞的部分其 FS 更是達 20 之上；巨礫中心與地面線之高程差的增加將導致破壞發生，沉箱基礎之長度及直徑的增加，將使結構趨於穩定。

4.1.5 變形分析法

PLAXIS 計算軟體係針對土壤組成與岩石性質在不同邊界條件下，變形量及應力狀況之有限元素法分析軟體，且可分析地工結構桿件之應力-應變行為，為用途廣泛之大地工程分析程式。PLAXIS 程式除了一般有限元素法程式的功能外，並提供五種土壤應力-應變組合 (Constitutive Model)，分別為線彈性模式 (Linear Elastic Model)，莫爾-庫倫模式 (Mohr-Coulomb Model)，軟弱土壤模式 (Soft Soil Model)，土壤應變硬化模式 (Hardening Soil Model) 以及軟弱土壤潛變模式 (Soft Soil Creep Model)。

本研究中使用的 PLAXIS 程式建構於 Windows 介面，舉凡網格建置、地層與結構桿件參數定義及初始條件設定均能達到視覺化、直覺化及便捷化。透過滑鼠於螢幕上拉線與點選座標點的方式，建置網格的幾何形狀及地層分布，自動生成全區域網格，尚可依據不同分析需求，設定為不同的疏密程度，亦可調整局部加密，而各項常用工具皆

輔以直觀之圖示，便利使用者對於介面的熟悉，每個設定動作經由螢幕顯示，明確的表達已執行之狀況。除上述優點外，PLAXIS 程式還可將輸出的網格應力及變位詳細列表或以圖形表示，而輸出的圖形更可選擇等高線(Contour)，顏色明暗(Shading)或向量(Vector)的不同型式。分析步驟流程如圖 4.18 所示。

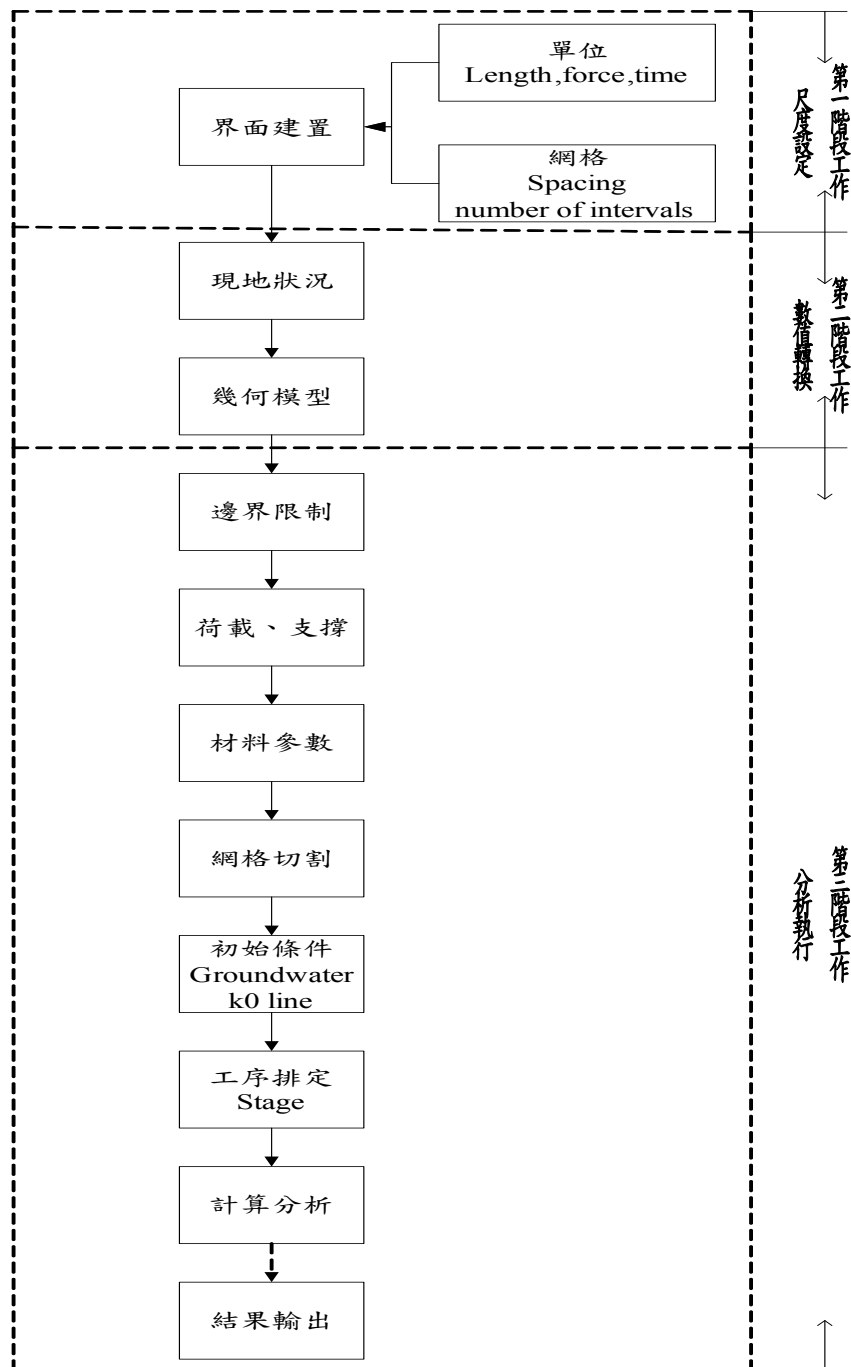


圖 4.18 分析步驟流程圖

本研究以 PLAXIS 建置數值模型，增加主體結構物勁度評估其對土石流流體壓力與巨礫撞擊力之安全性，圖 4.19 中紅線圈定者為結構主體，分別控制藍框標定者之材料勁度，模擬土石流陣流與巨礫衝擊之各階段情況，並以連惠邦(2002)所提出之理論公式計算土石流衝擊作用力系，進行沉箱基礎受土石流衝擊之破壞模式分析。

結構物補強主要針對兩大項目進行探討：腔內回填砂土夯實度與箱函壁混凝土強度，再分別考量其作用力系：(1) 單純之土石流流體壓力影響 (2) 複合之土石流流體壓力與土石流巨礫撞擊力影響。

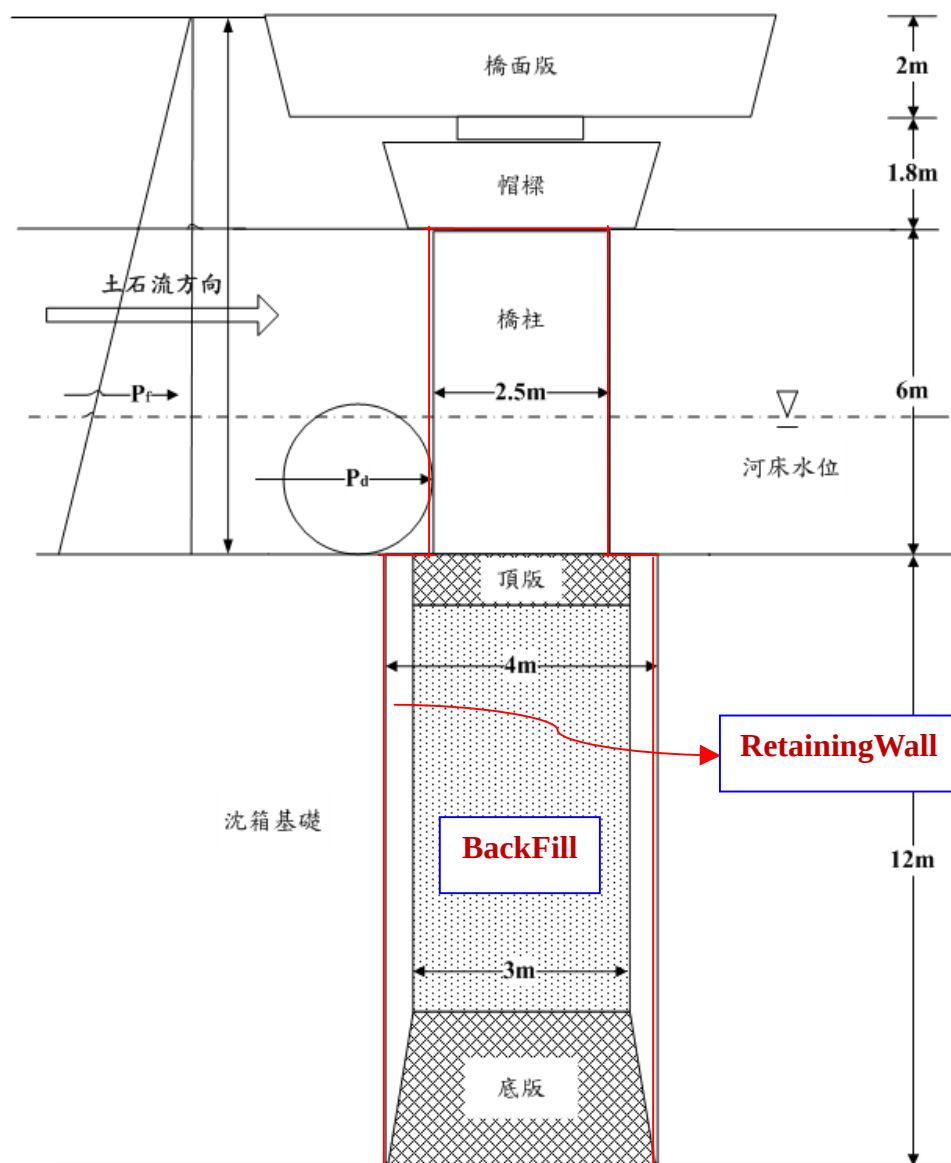


圖 4.19 PLAXIS 模組示意圖

分析軟體選取 PLAXIS，標的物為十八重溪橋沉箱基礎，總工序 (Stage)設定 11 階，各階間進行主、被動土壓力平衡演算(如圖 4.20)：

Phase 1-SoilBalance 土層建置，重力作用產生壓密沉陷量

Phase 2-CaissonSet 歸零沉陷量沉，打設沉箱基礎

Phase 3-MoundSet 橋墩與橋柱建置

Phase 4-AxialConcentrate 軸向集中力施加
(含橋體自重與上部設計荷載)

Phase 5-LateralUniform1 側向均佈力加載(土石流壓力作用 1.25m，且
為巨礫撞擊之作用位置)

Phase 6-LayerAmass1 側向土石量體沉積

Phase 7-LateralUniform2 側向均佈力加載(土石流壓力作用 2.50m)

Phase 8-LayerAmass2 側向土石量體沉積

Phase 9-LateralUniform3 側向均佈力加載(土石流壓力作用 3.75m)

Phase 10-LayerAmass3 側向土石量體沉積

Phase 11-DebrisFlowTop 側向均佈力加載(土石流壓力作用 6.00m)

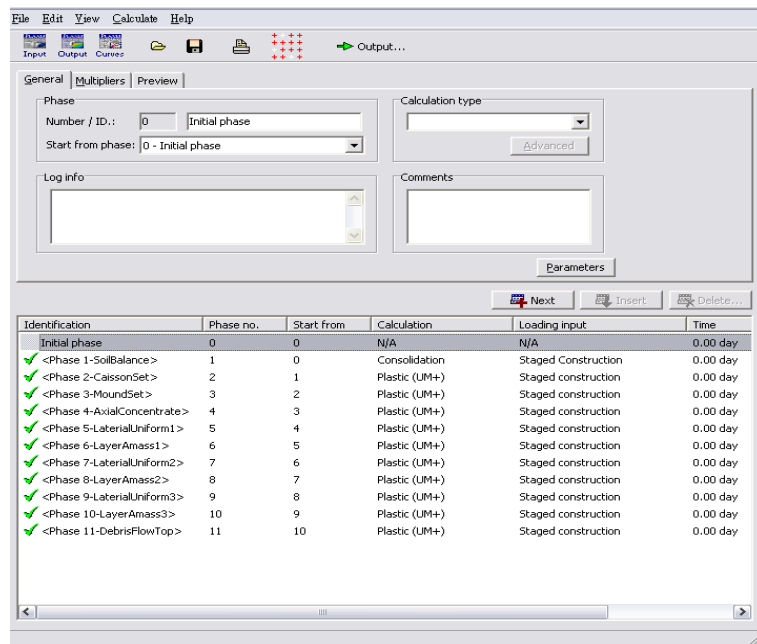


圖 4.20 PLAXIS 各工序分析執行情況

A. 編碼說明

S45F21 : SPT-N value = 45 , $fc' = 210 \text{ kg/cm}^2$

➤ SPT-N value = 45,60,75

➤ $fc' = 210,450,800 \text{ kg/cm}^2$

B. 分析條件

H-125-5 : 125 代表側向力高度為 1.25M 時的情況；5 代表 PLAXIS 內設定之第五步工序步驟

H-250-7 : 250 代表側向力高度為 2.50M 時的情況；7 代表 PLAXIS 內設定之第七步工序步驟

H-375-9 : 375 代表側向力高度為 3.75M 時的情況；9 代表 PLAXIS 內設定之第九步工序步驟

H-600-11 : 600 代表側向力高度為 6.00M 時的情況；11 代表 PLAXIS

內設定之第十一步工序步驟

材料參數主要區分兩大部份：土層與墩柱版(plate element)，其中重要參數為楊氏模數(Young's modulus)與柏松比(Poisson's ratio)，其他如濕土單位重、比重、孔隙比與飽和單位重進行彙整於表 4-18、表 4-19 與表 4-20。

表 4-18 Soil data sets parameters Mound

<i>Linear Elastic</i>		1 <Mound>
Type		Undrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	24.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	24.00
k_x	[m/day]	0.000
k_y	[m/day]	0.000
e_{init}	[-]	0.500
c_k	[-]	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	23032618.43
ν	[-]	0.150
G_{ref}	[kN/m ²]	10014181.926
E_{oed}	[kN/m ³]	24320156.106
E_{incr}	[kN/m ³]	0.00
y_{ref}	[m]	0.000
R_{inter}	[-]	1.000
Interface permeability		Neutral

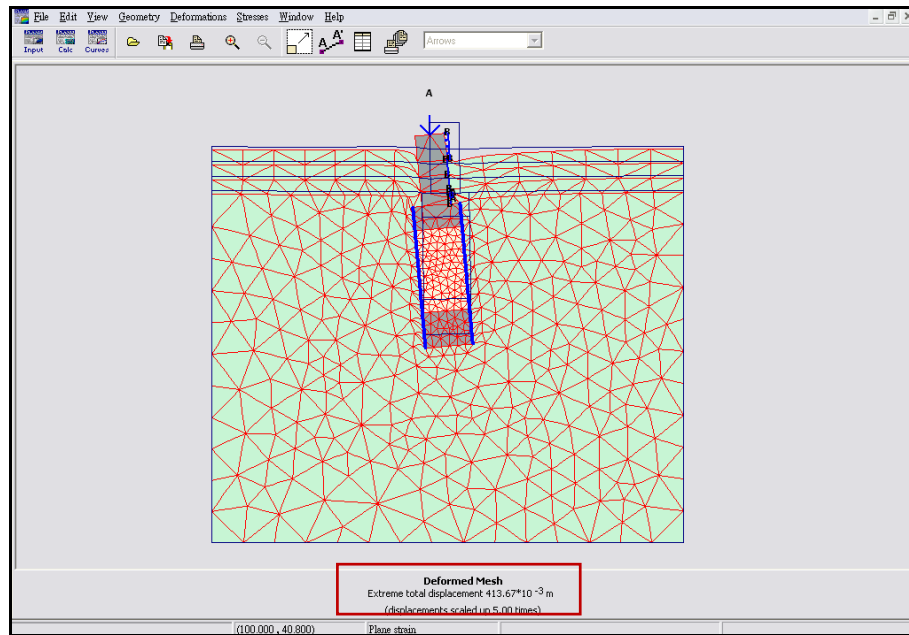
表 4-19 Soil data sets parameters Soil

<i>Mohr-Coulomb</i>		2 <Mixtures>	3 <BackFill45>	4 <BackFill60>	5 <BackFill75>
Type		Drained	Undrained	Undrained	Undrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	21.58	19.62	19.62	19.62
γ_{sat}	[kN/m ³]	21.58	19.62	19.62	19.62
k_x	[m/day]	0.010	0.000	0.000	0.000
k_y	[m/day]	0.010	0.000	0.000	0.000
e_{init}	[-]	0.500	0.500	0.500	0.500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	41600.000	34470.000	45960.000	57450.000
ν	[-]	0.300	0.200	0.200	0.200
G_{ref}	[kN/m ²]	16000.000	14362.500	19150.000	23937.500
E_{oed}	[kN/m ²]	56000.000	38300.000	51066.667	63833.333
c_{ref}	[kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00
ϕ	[°]	45.00	31.50	31.50	31.50
ψ	[°]	15.00	1.50	1.50	1.50
$R_{\text{inter.}}$	[-]	0.90	0.70	0.80	0.80
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

表 4-20 Beam data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNmm]	w [kN/m/m]	ν [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]
1	<Wall210>	1.2794E8	2.674E6	11.28	0.15	1E15	1E15
2	<Wall450>	1.8729E8	3.9144E6	11.28	0.15	1E15	1E15
3	<Wall800>	2.4972E8	5.2192E6	11.28	0.15	1E15	1E15

在各項參數輸入完畢後，可先檢視建置好之模組是否正確，如圖 4.21 所示。分析結果包括上游側沉箱壁剪力圖(圖 4.22)、上游側沉箱壁彎矩圖(圖 4.23)、下游側沉箱壁剪力圖(圖 4.24)及下游側沉箱壁彎矩圖(圖 4.25)。



Extreme total displacement 41.367cm

圖 4.21 PLAXIS 模組建置完成圖

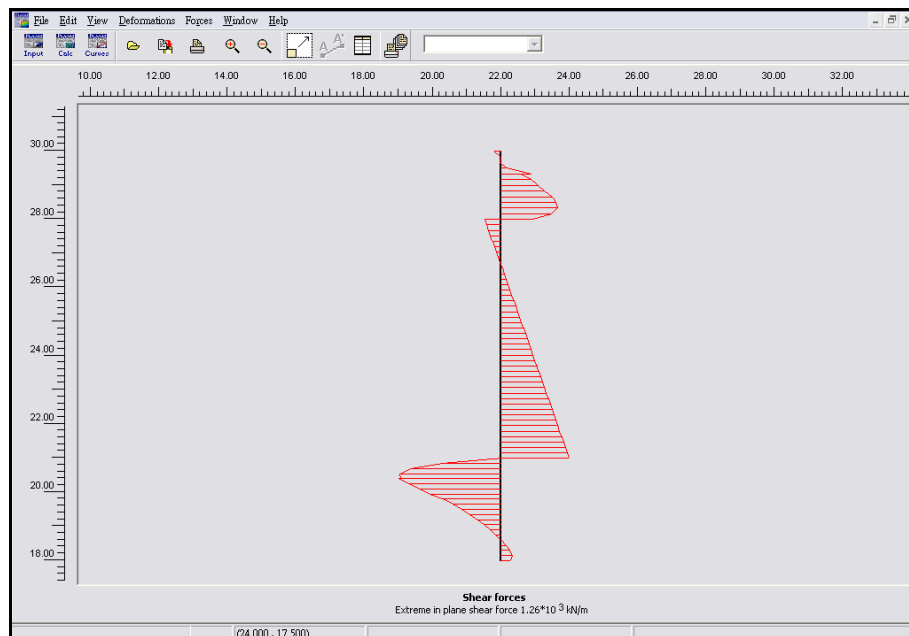


圖 4.22 上游側沉箱壁剪力圖

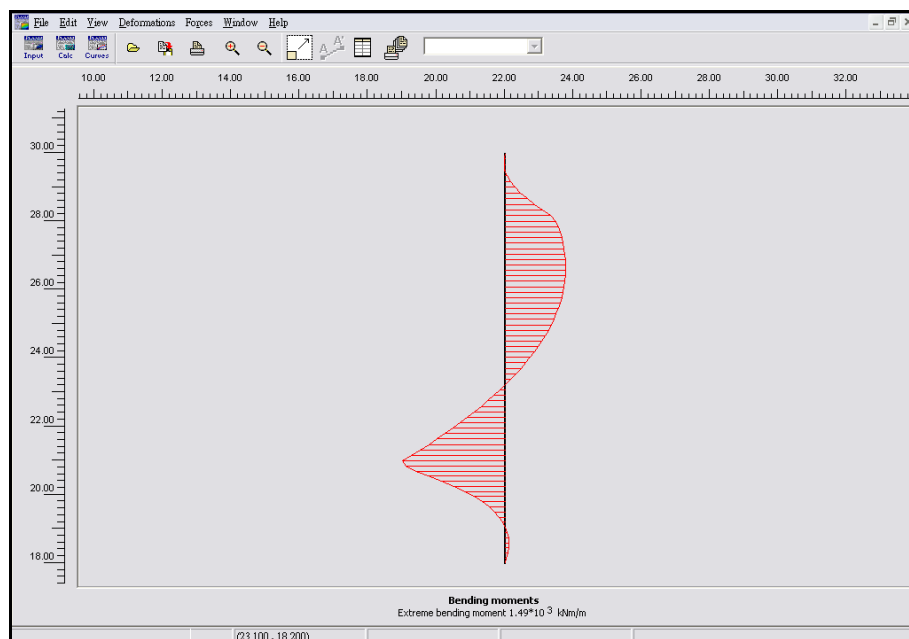


圖 4.23 上游側沉箱壁彎矩圖

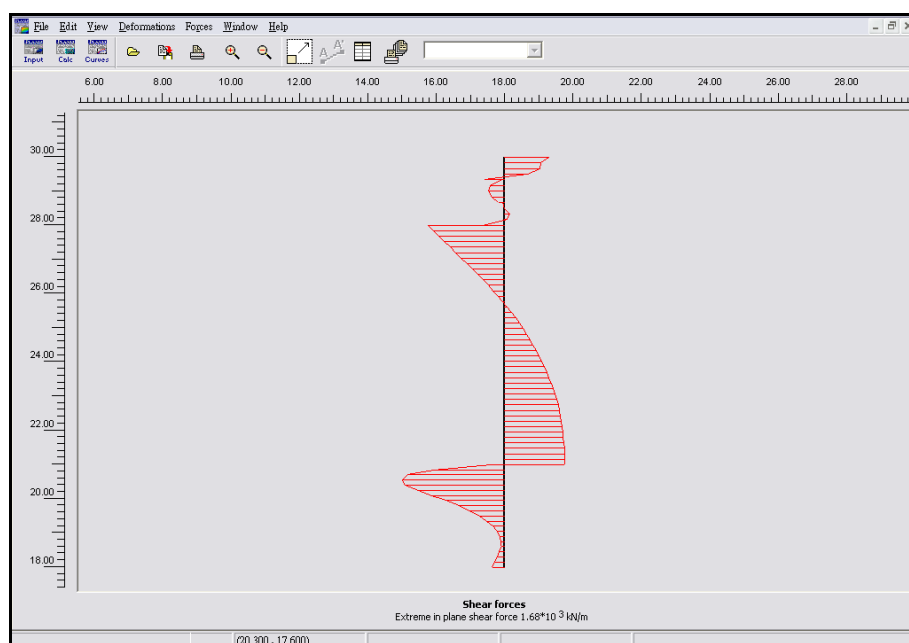


圖 4.24 下游側沉箱壁剪力圖

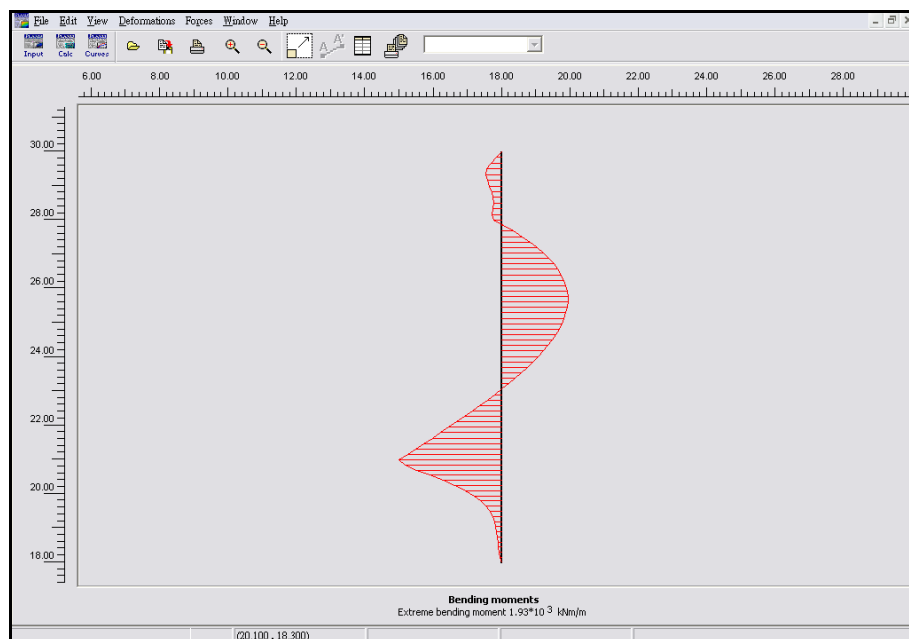


圖 4.25 下游側沉箱壁彎矩圖

4.1.5.1 變形分析法

由上述模組建立完成後，改變(1)土石流的堆積高度分別為 1.25m、2.50m、3.75m 及 6.00m (2)假設將既有橋梁進行補強工程，如墩徑加寬及鋼版保護，使橋梁勁度分別增加為 210kg/cm^2 、 450kg/cm^2 及 800kg/cm^2 (3)有無巨礫撞擊作用。

因數值模擬分析結果，可單獨匯出各分析網格之各工序結果，因此，於分別以橋墩上游側及下游側，進行最大剪力、最大彎矩、沉箱頂之變位量及橋梁傾角之結果彙整，但因各工序之最大剪力及最大彎矩作用圖數量龐大，因此，僅展示橋墩上游側之分析結果。其各分析結果彙整如表 4-21 至表 4.26 及圖 4.26 至圖 4.73。

表 4-21 S45F21 無巨礫撞擊之各工序分析結果

橋墩上游迎水側					橋墩下游側				變位量 (cm)	傾角(rad)
各工序	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩 位置	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩 位置		
H-125-5	207.456	28	184.594	24.7	914	28	-849.759	28	7.350	0.006125
H-250-7	332.343	28	-302.325	21	885.978	28	-710.866	21	7.939	0.006616
H-375-9	468.162	20.4	-563.889	21	877.112	20.55	-994.86	21	8.398	0.006998
H-600-11	1286.631	20.4	-1534.9	21	1678.275	20.55	-1928	21	14.538	0.012114

表 4-22 S45F45 無巨礫撞擊之各工序分析結果

橋墩上游迎水側					橋墩下游側				變位量 (cm)	傾角(rad)
各工序	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩 位置	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩 位置		
H-125-5	278.232	28	168.439	25.1	980.719	28	-913.669	28	7.371	0.006143
H-250-7	340.573	28.2	324.338	26.9	953.224	28	-741.456	21	7.954	0.006629
H-375-9	500.812	20.4	538.878	27.4	918.022	28	-1034.48	21	8.417	0.007014
H-600-11	1156.578	20.4	-1486.87	21	1543.243	20.4	-1980.07	21	14.588	0.012156

表 4-23 S45F80 無巨礫撞擊之各工序分析結果

橋墩上游迎水側					橋墩下游側				變位量 (cm)	傾角(rad)
各工序	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩 位置	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩 位置		
H-125-5	257.422	28	177.718	26.4	1026.857	28	-972.587	28	7.185	0.005988
H-250-7	356.816	28.2	386.301	27.4	1000.293	28	-740.336	21	7.771	0.006476
H-375-9	506.037	28.3	631.982	28	966.677	28	-1039.92	21	8.236	0.006863
H-600-11	1078.643	20.4	-1480.7	21	1456.636	20.4	-1998.52	21	14.382	0.011984

SPT-N value = 45 , $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$, 無巨礫撞擊作用

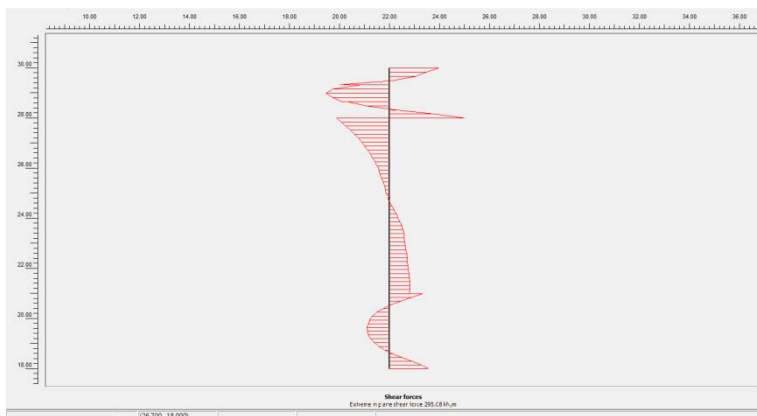


圖 4.26 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的剪力圖

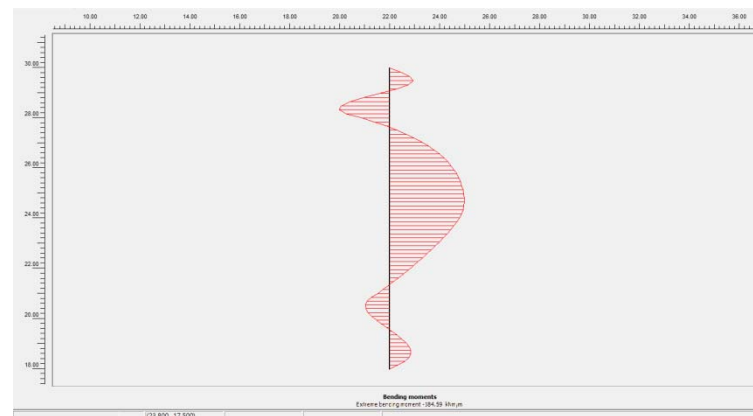


圖 4.27 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的彎矩圖

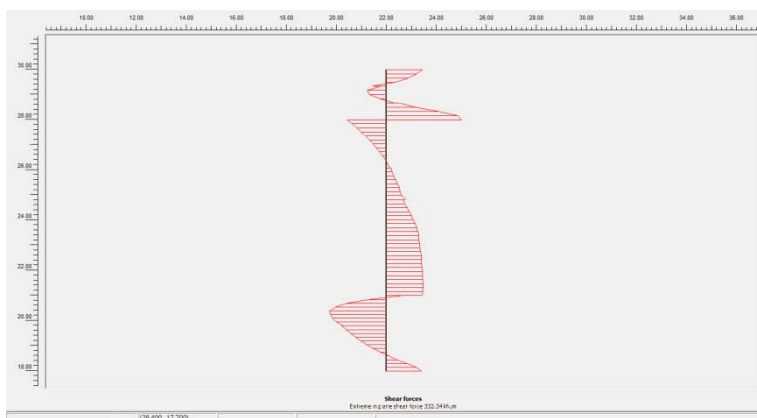


圖 4.28 土石流推積為 2.5m 高時，上游側的剪力圖

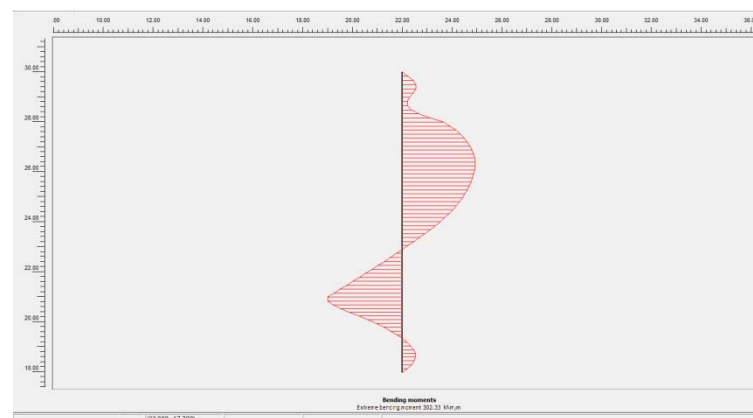


圖 4.29 土石流推積為 2.5m 高時，上游側的彎矩圖

SPT-N value = 45, $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$, 無巨礫撞擊作用

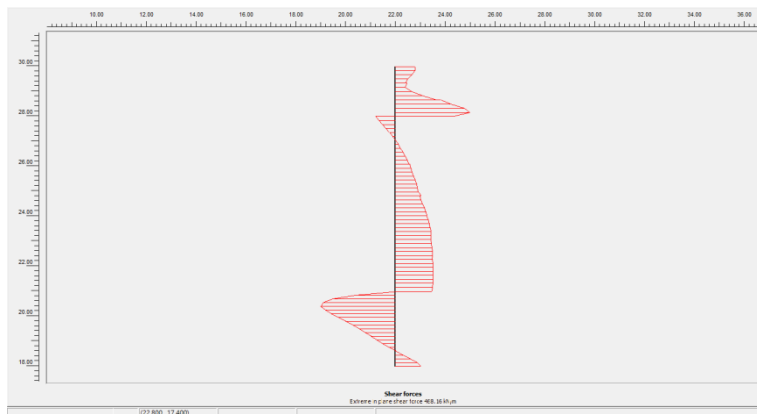


圖 4.30 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的剪力圖

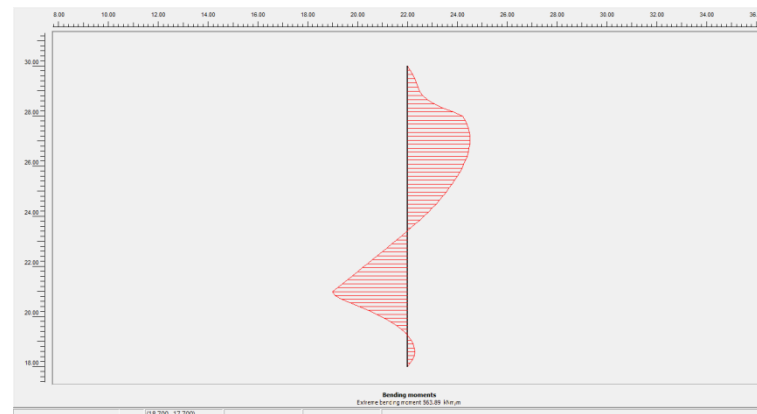


圖 4.31 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的彎矩圖

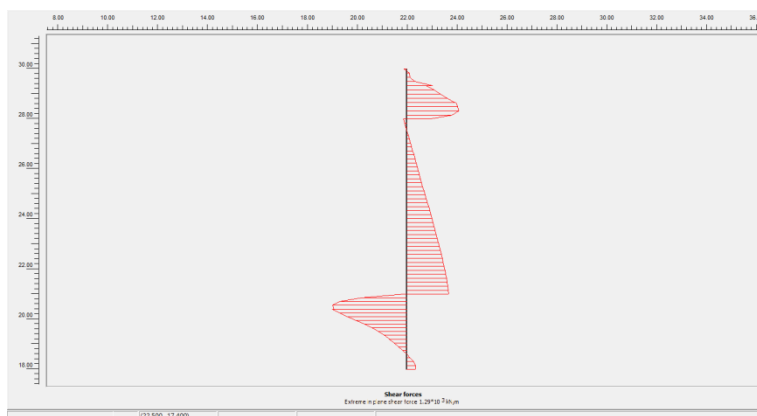


圖 4.32 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的剪力圖

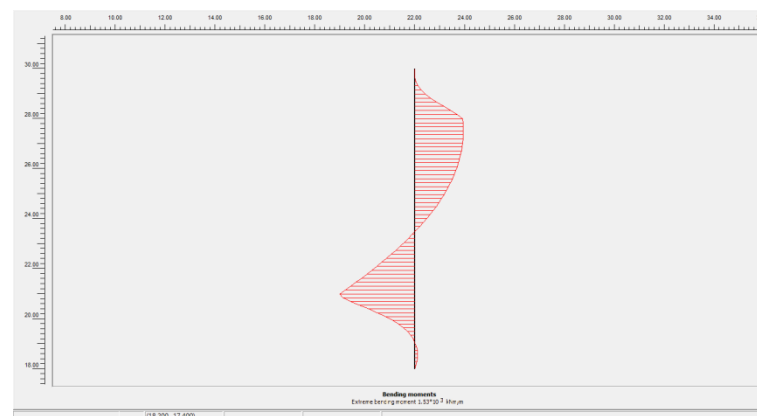


圖 4.33 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c'=450\text{kg/cm}^2$, 無巨礫撞擊作用

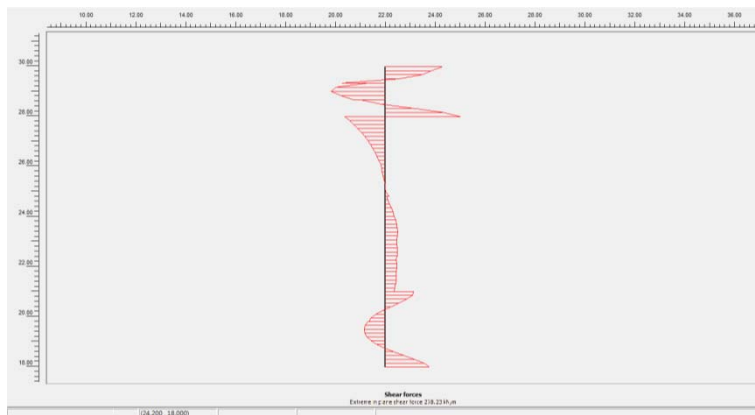


圖 4.34 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的剪力圖

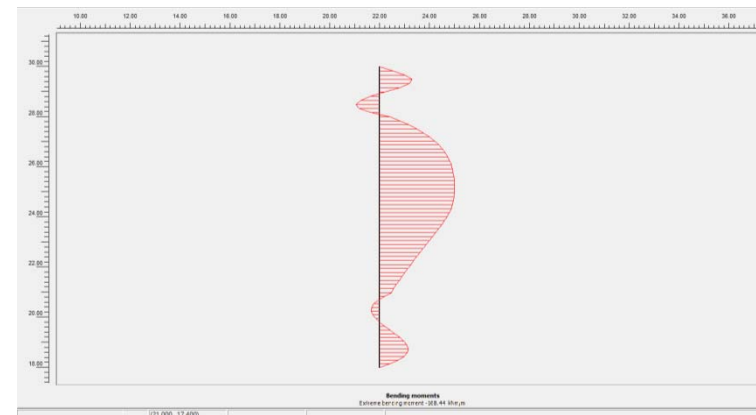


圖 4.35 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的彎矩圖

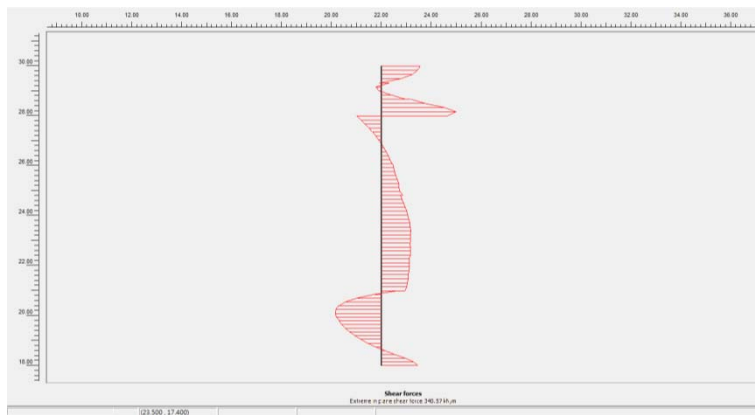


圖 4.36 土石流推積為 2.50m 高時，上游側的剪力圖

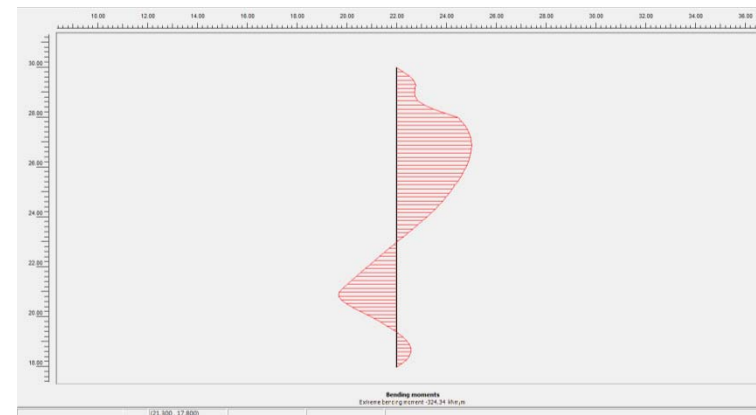


圖 4.37 土石流推積為 2.50m 高時，上游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c'=450\text{kg/cm}^2$, 無巨礫撞擊作用

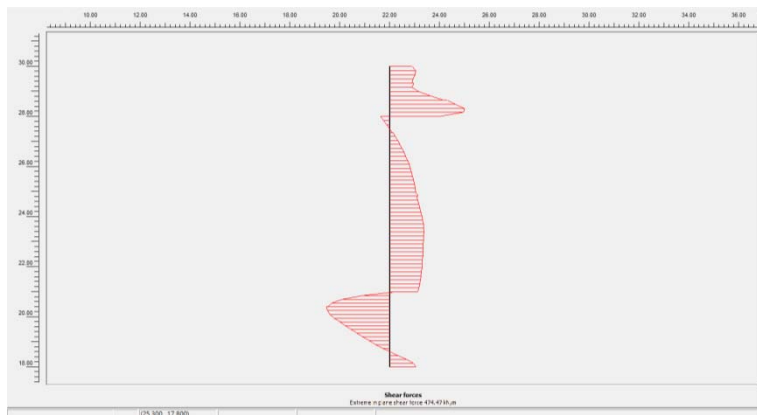


圖 4.38 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的剪力圖

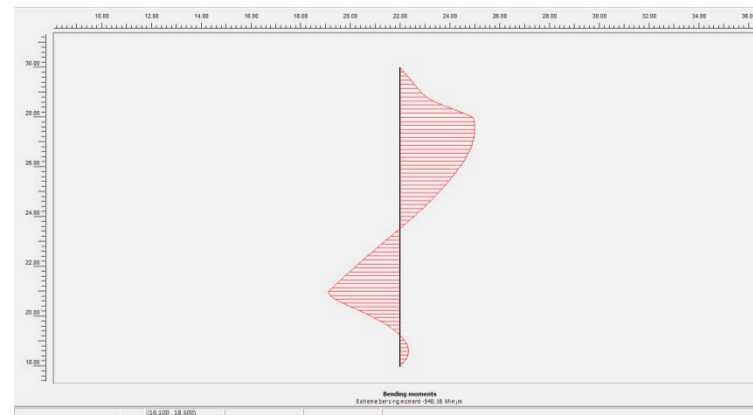


圖 4.39 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的彎矩圖

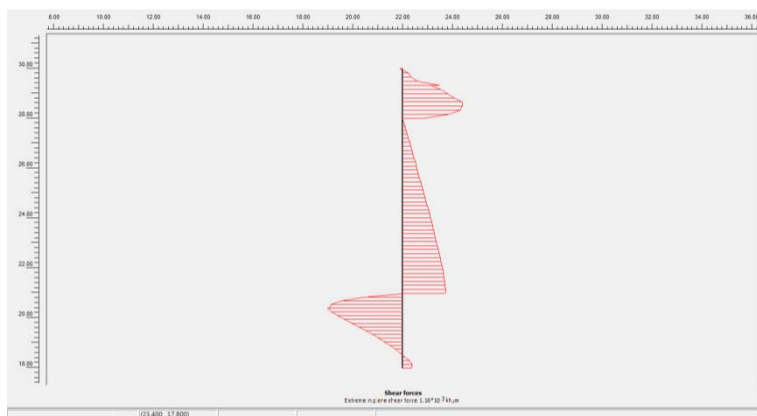


圖 4.40 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的剪力圖

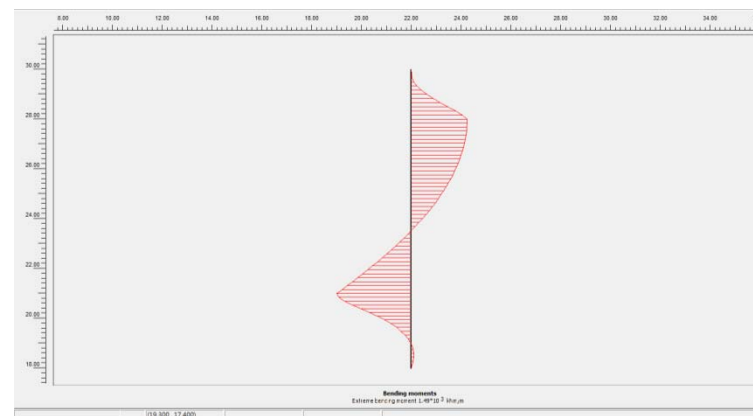


圖 4.41 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c'=800\text{kg/cm}^2$, 無巨礫撞擊作用

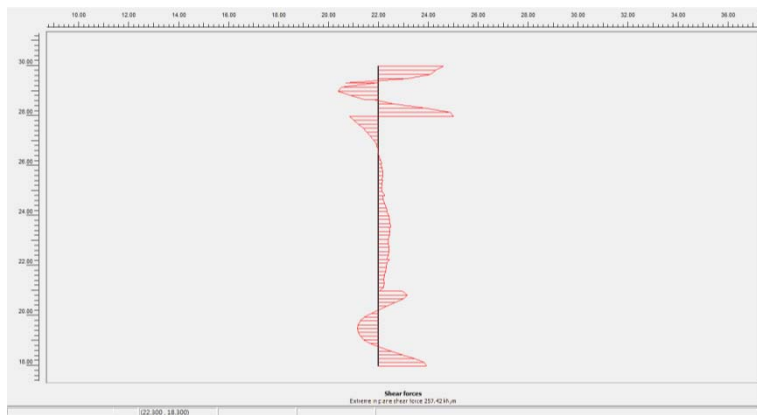


圖 4.42 土石流推積為 1.25m 高時，下游側的剪力圖

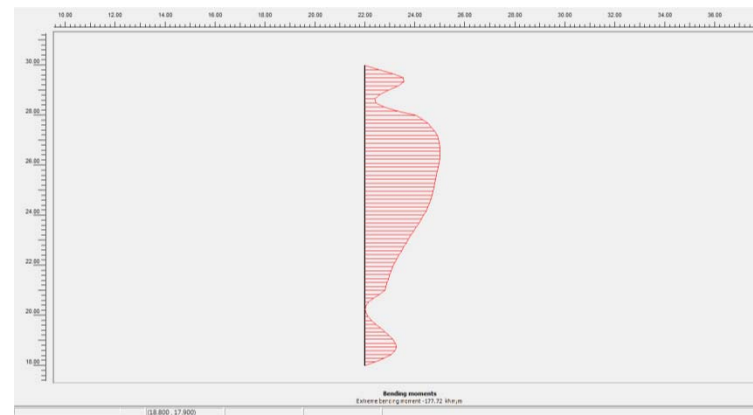


圖 4.43 土石流推積為 1.25m 高時，下游側的彎矩圖

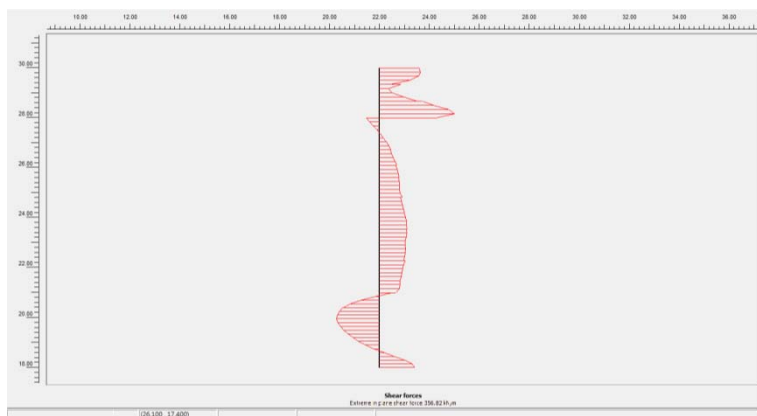


圖 4.44 土石流推積為 2.50m 高時，下游側的剪力圖

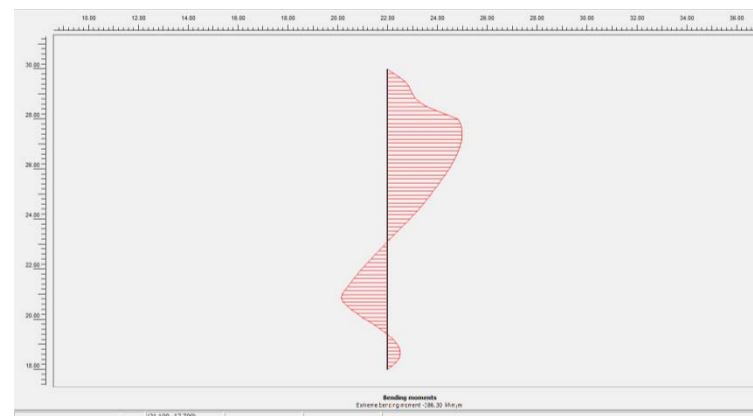


圖 4.45 土石流推積為 2.50m 高時，下游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c'=800\text{kg/cm}^2$, 無巨礫撞擊作用

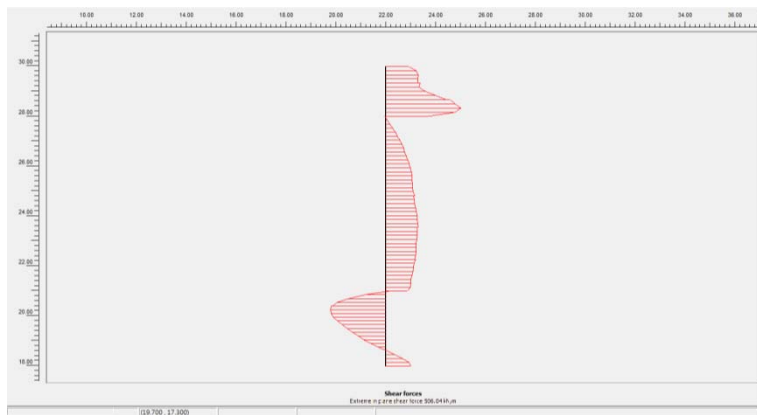


圖 4.46 土石流推積為 3.75m 高時，下游側的剪力圖

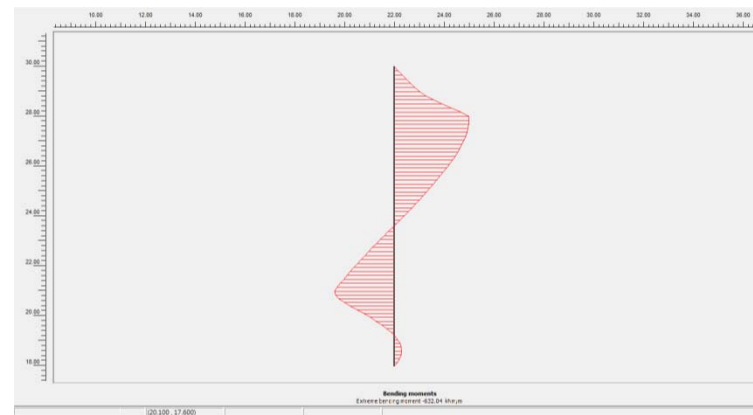


圖 4.47 土石流推積為 3.75m 高時，下游側的彎矩圖

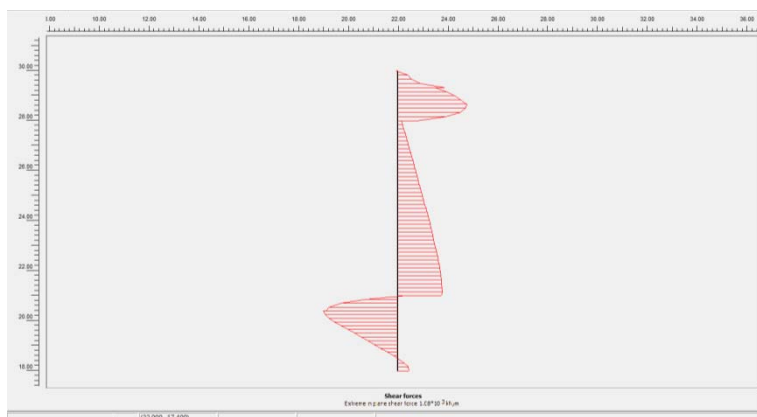


圖 4.48 土石流推積為 6.00m 高時，下游側的剪力圖

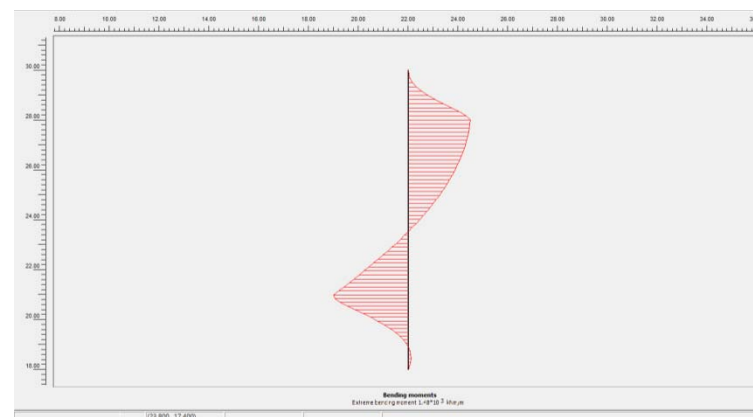


圖 4.49 土石流推積為 6.00m 高時，下游側的彎矩圖

表 4-24 S45F21 受巨礫撞擊作用之各工序分析結果

橋墩上游迎水側					橋墩下游側				變位量 (cm)	傾角(rad)
各工序	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩位 置	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩位 置		
H-125-5	417.676	28	-348.988	28	1188.455	28	-1164.86	28	10.943	0.009119
H-250-7	337.549	28	390.834	25.1	1163.003	28	-938.276	28	11.585	0.009654
H-375-9	492.966	20.4	-595.813	21	1128.08	28	-1040.13	21	12.073	0.010061
H-600-11	1260.6	20.4	-1491.4	21	1629.589	20.4	-1926.93	21	18.669	0.015556

表 4-25 S45F45 受巨礫撞擊作用之各工序分析結果

橋墩上游迎水側					橋墩下游側				變位量 (cm)	傾角(rad)
各工序	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩位 置	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩位 置		
H-125-5	-364.898	29	331.503	24.5	1254.797	28	-1221.91	28	10.926	0.009104
H-250-7	332.352	28	384.379	25.295	1230.349	28	-985.592	28	11.567	0.009639
H-375-9	421.19	20.4	-536.122	21	1197.18	28	-1072.81	21	12.058	0.010048
H-600-11	1121.306	20.4	-1430.94	21	1546.852	20.4	-1980.25	21	18.673	0.015559

表 4-26 S45F80 受巨礫撞擊作用之各工序分析結果

橋墩上游迎水側					橋墩下游側				變位量 (cm)	傾角(rad)
各工序	剪力(t)	剪力位 置	彎矩(t-m)	彎矩位 置	剪力(t)	剪力 位置	彎矩(t-m)	彎矩位 置		
H-125-5	306.624	28	328.311	24.659	1302.431	28	-1263.63	28	10.668	0.008889
H-250-7	324.751	28	397.304	25.614	1279.751	28	-1019.13	28	11.297	0.009414
H-375-9	396.172	20.3	525.617	26.409	1248.931	28	-1080.32	21	11.793	0.009827
H-600-11	1039.164	20.4	-1416.85	21	1462.471	20.4	-2000.76	21	18.404	0.015335

SPT-N value = 45 , $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$, 受巨礫撞擊作用

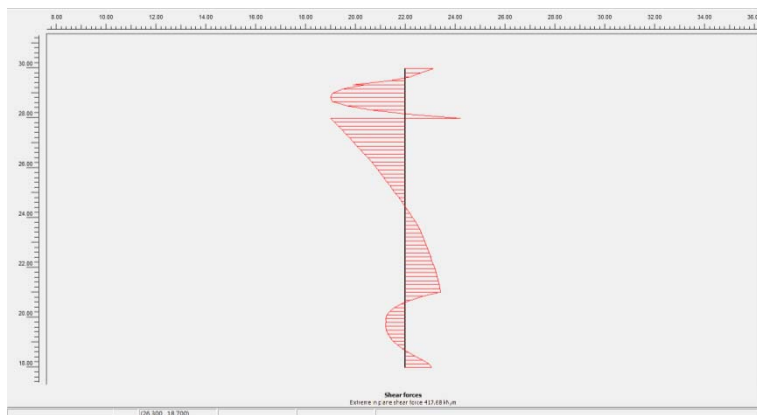


圖 4.50 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的剪力圖

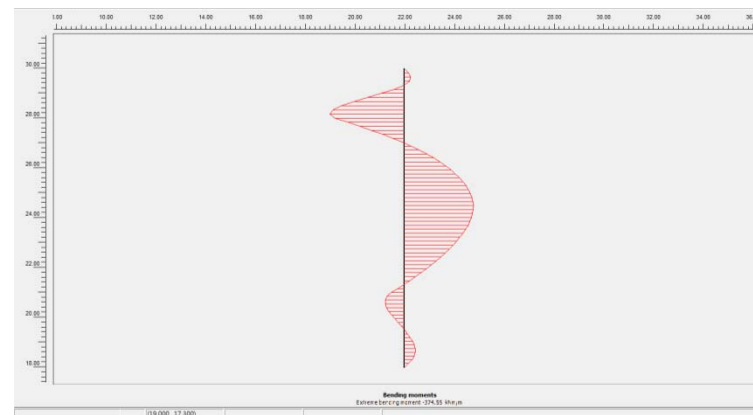


圖 4.51 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的彎矩圖

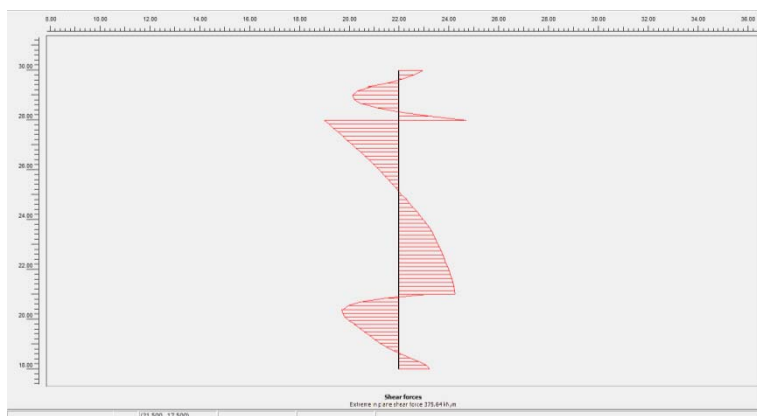


圖 4.52 土石流推積為 2.5m 高時，上游側的剪力圖

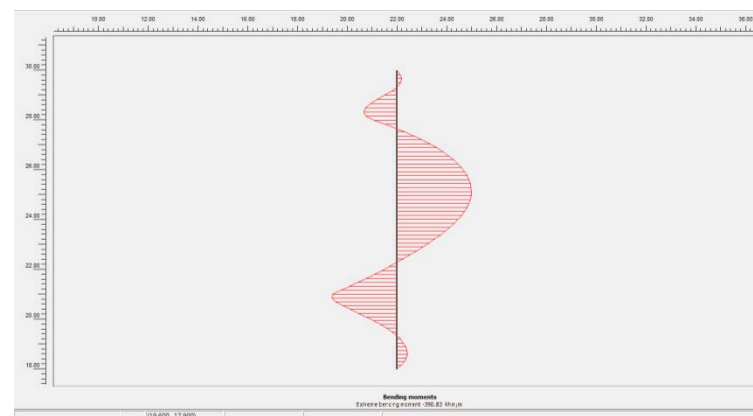


圖 4.53 土石流推積為 2.5m 高時，上游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$, 受巨礫撞擊作用

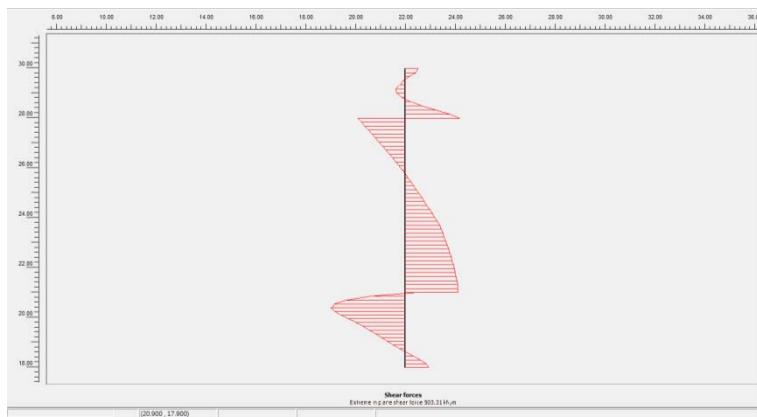


圖 4.54 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的剪力圖

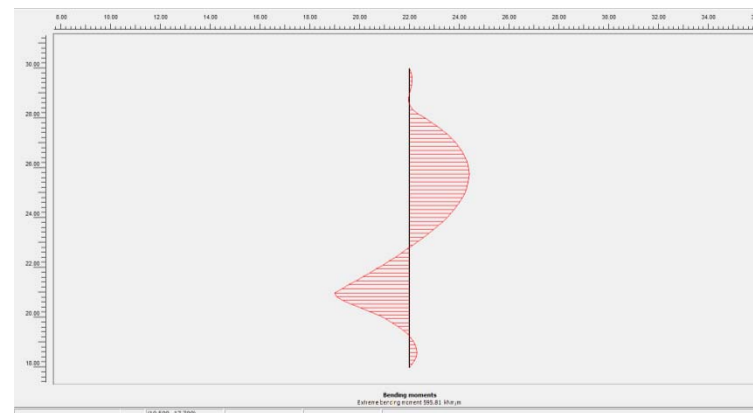


圖 4.55 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的彎矩圖

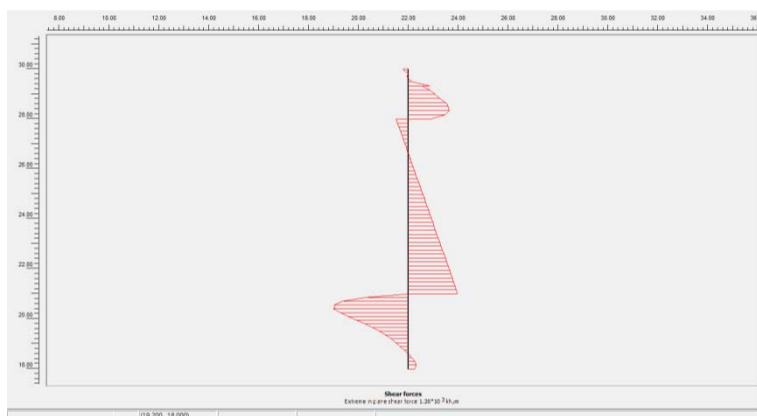


圖 4.56 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的剪力圖

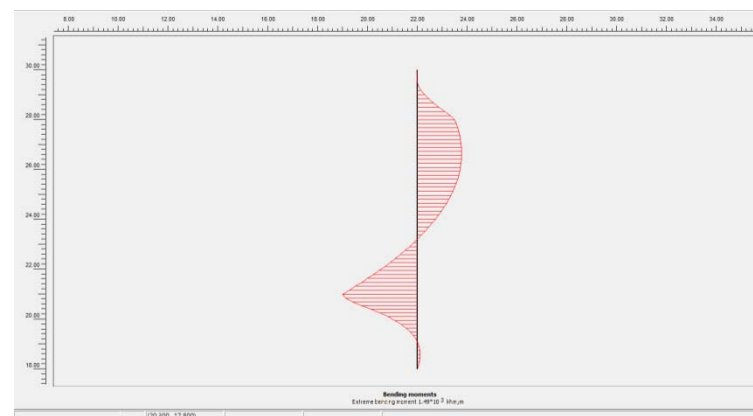


圖 4.57 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c'=450\text{kg/cm}^2$, 受巨礫撞擊作用

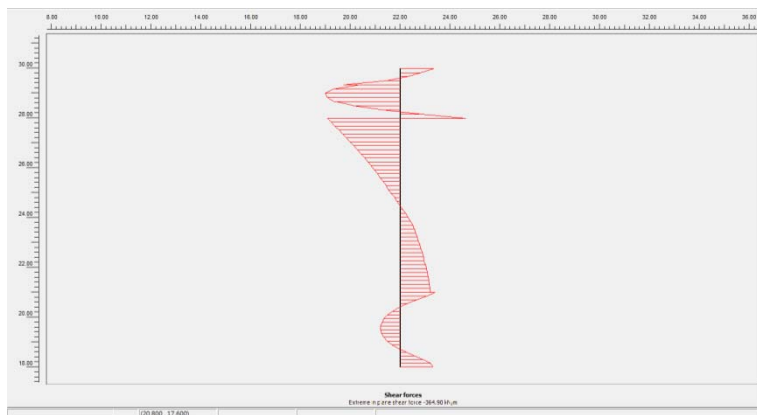


圖 4.58 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的剪力圖

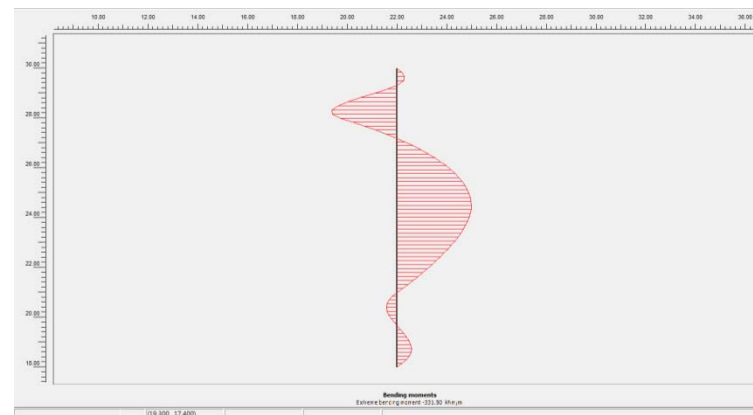


圖 4.59 土石流推積為 1.25m 高時，上游側的彎矩圖

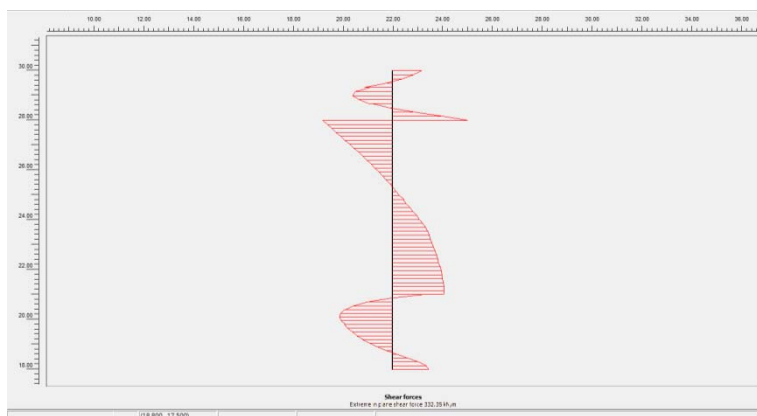


圖 4.60 土石流推積為 2.50m 高時，上游側的剪力圖

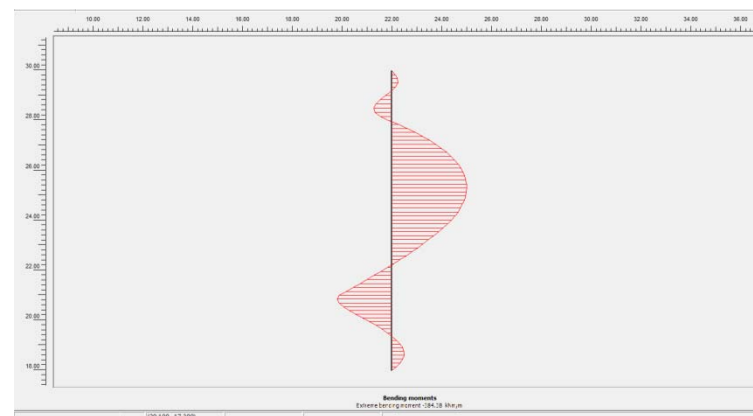


圖 4.61 土石流推積為 2.50m 高時，上游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c' = 450 \text{ kg/cm}^2$, 受巨礫撞擊作用

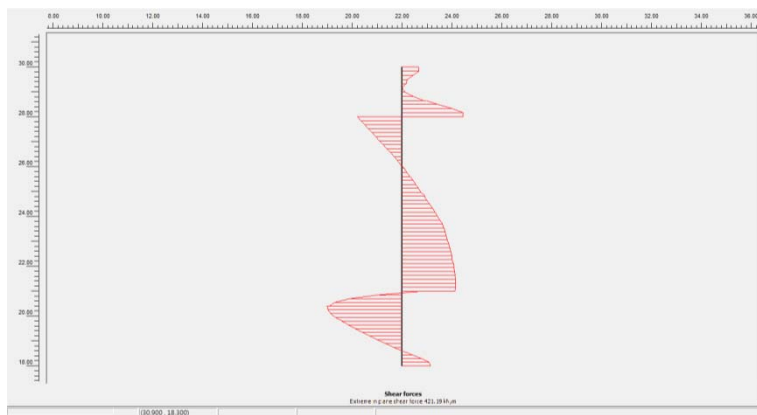


圖 4.62 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的剪力圖

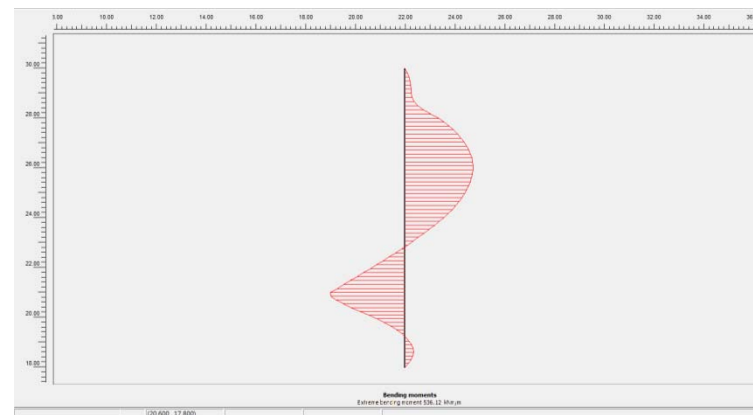


圖 4.63 土石流推積為 3.75m 高時，上游側的彎矩圖

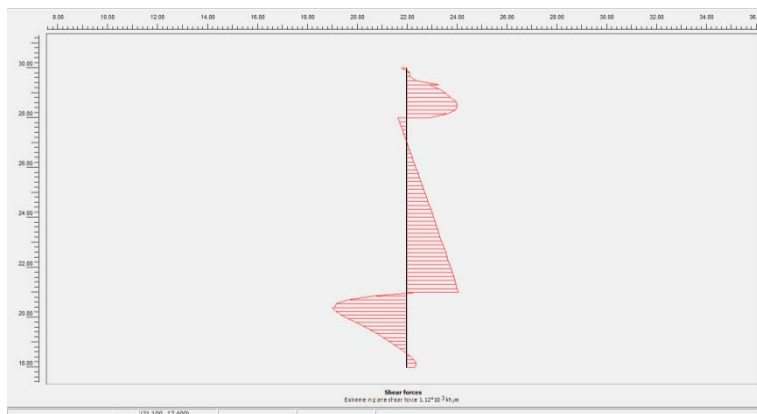


圖 4.64 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的剪力圖

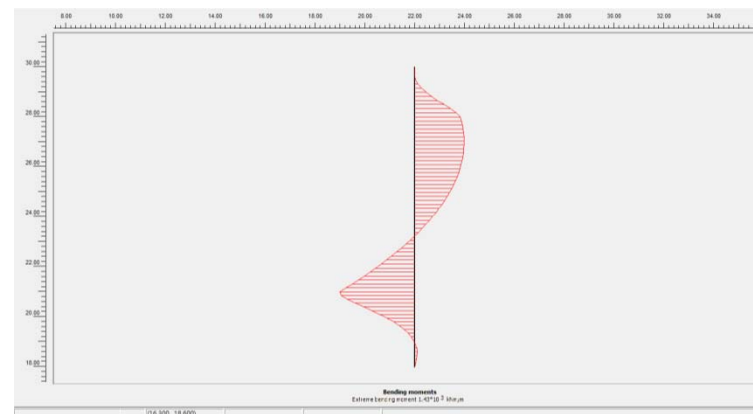


圖 4.65 土石流推積為 6.00m 高時，上游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c'=800\text{kg/cm}^2$, 受巨礫撞擊作用

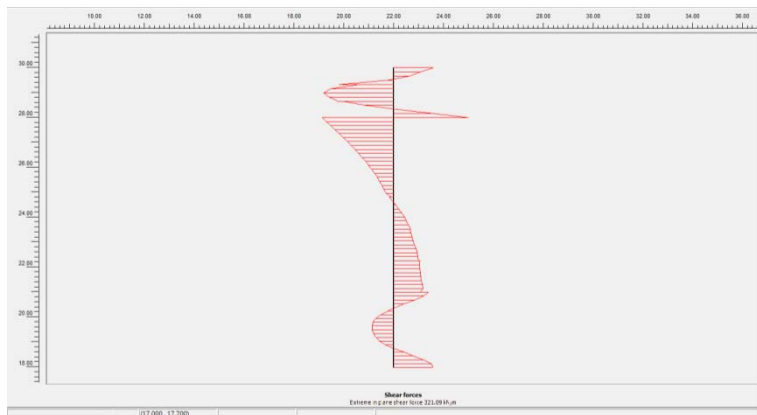


圖 4.66 土石流推積為 1.25m 高時，下游側的剪力圖

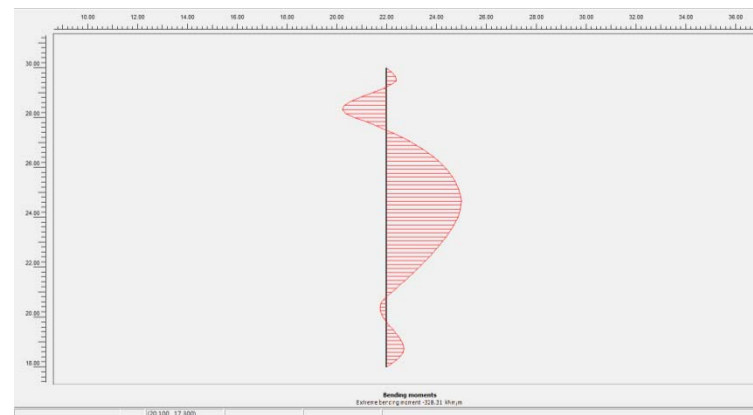


圖 4.67 土石流推積為 1.25m 高時，下游側的彎矩圖

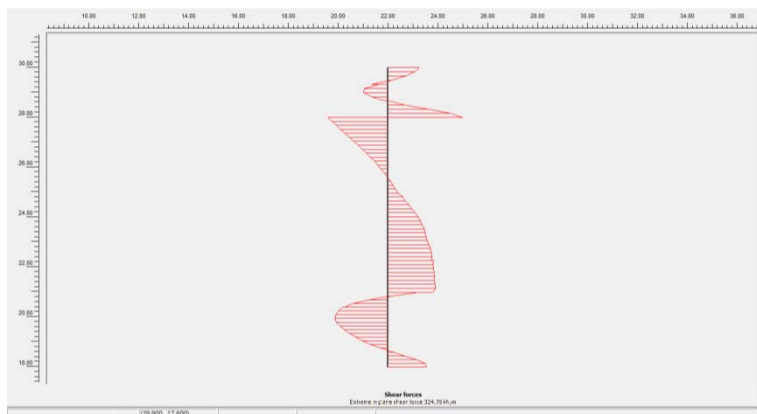


圖 4.68 土石流推積為 2.50m 高時，下游側的剪力圖

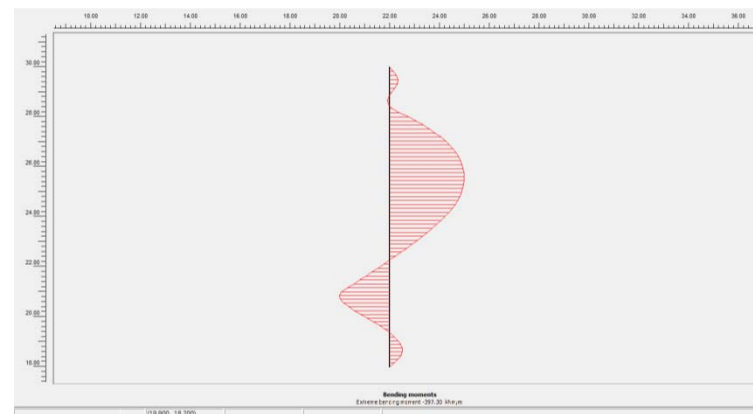


圖 4.69 土石流推積為 2.50m 高時，下游側的彎矩圖

SPT-N value = 45 , $f_c'=800\text{kg/cm}^2$, 受巨礫撞擊作用

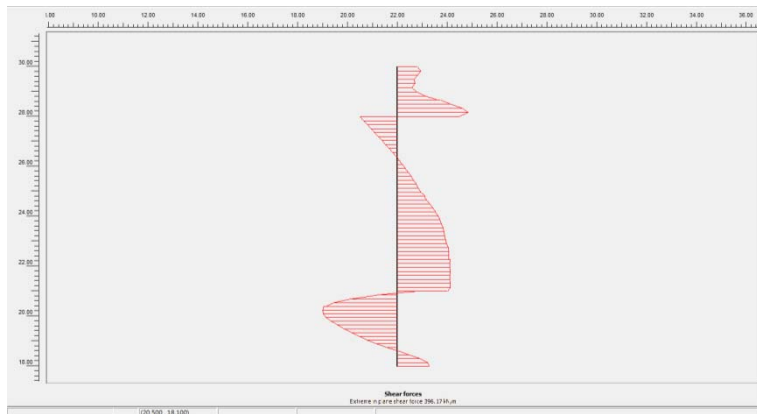


圖 4.70 土石流推積為 3.75m 高時，下游側的剪力圖

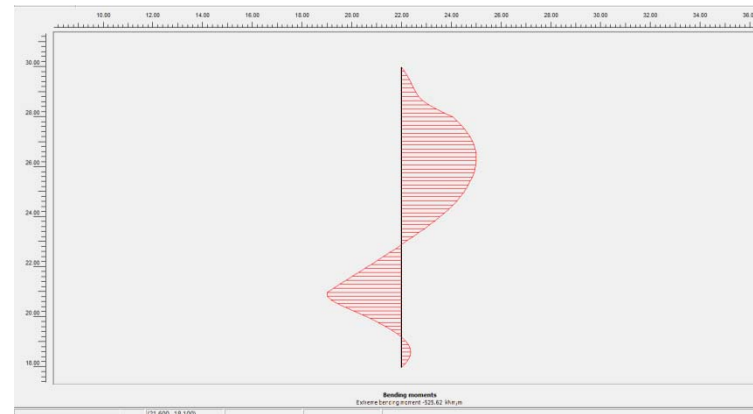


圖 4.71 土石流推積為 3.75m 高時，下游側的彎矩圖

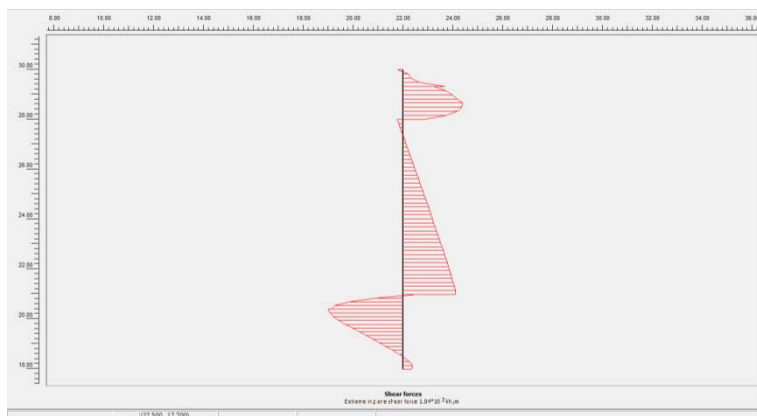


圖 4.72 土石流推積為 6.00m 高時，下游側的剪力圖

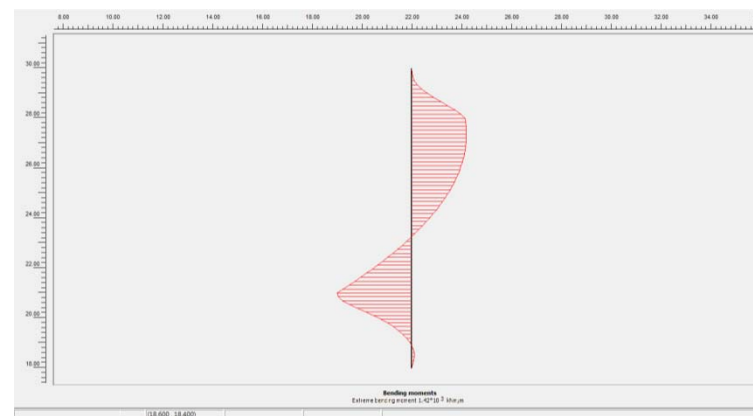


圖 4.73 土石流推積為 6.00m 高時，下游側的彎矩圖

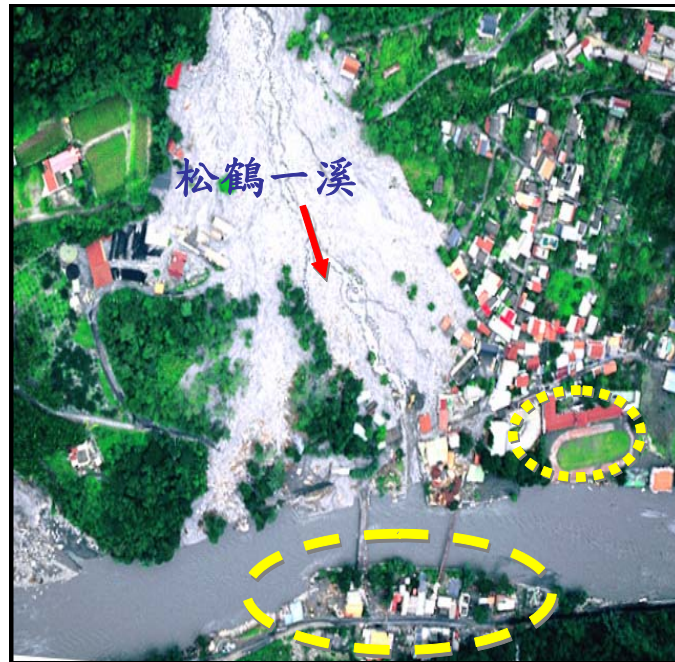
由上述分析結果，可得以下結論：

1. 瞭解最大剪力及最大彎矩作用位置，可預測該點位將有混凝土開裂或斷樁情形發生，而沉箱壁體若因混凝土開裂可能使基礎之回填材料因受洪水沖刷流失，使沉箱形成中空現象，造成橋墩貫入沉箱中產生道路中斷之情況。
2. 當模擬土石流逐漸堆積由 1.25m 至 6.00 時，其最大剪力及最大彎矩作用位置，無論是上游側或下游側其作用位置皆大致相同，因此可於此範圍內事先進行補強工程。
3. 由分析之結果可知於檢核部分，當橋墩及橋基勁度增加，其剪力作用越小，其驗證鋼版補強有一定成效，但其變位量及傾角尚未達安全值。
4. 有無巨礫撞擊明顯影響橋墩及橋基之最大剪力及最大彎矩作用，因此，於未來橋梁規畫設計分析應將土石流流體壓力及巨礫撞擊力納入考量，以確保橋梁結構之安全性及使用年限。

之加勁石籠護坡，黃圈為距離較近河口之崩塌；圖 4.80 為台 8 線下邊坡 95.12.07 現地拍攝照片，可明顯看出直徑約 2m 之涵管，主要為了預防巨礫淤埋排水路徑而產生堵塞造成破壞；圖 4.81 為 97.02.19 現地拍攝照片，其涵洞位置似乎沒有改變，但下部支撐改以現地巨礫配合貨櫃及鋼版樁進行支撐；圖 4.82 為 97.05.15 現地拍攝照片，從涵洞正面看起來應該可以發揮正常功能，但是繞到背面從入流處觀察可以發現涵洞幾乎被土石堵塞，土石流發生時細顆粒無法通過，涵洞可能造成推移及浮托作用，使得道路造成中斷。圖 4.83 為 98.05.15 於阿邦溪對岸山上進行全景之拍攝，可明顯看出於中下游段以新建數道水工構造物，包括梳子壩、淺壩及石籠擋土牆，但於圖中亦可看見於台 8 線路基嚴重崩塌，可能於雨季來臨時排水涵管亦可能被沖落至大甲溪中。圖 4.84 及圖 4.85 為台 8 線於阿邦溪附近之道路整修工程，且圖 4.85 圈選部份為道路崩塌以噴凝土進行邊坡穩定工程。

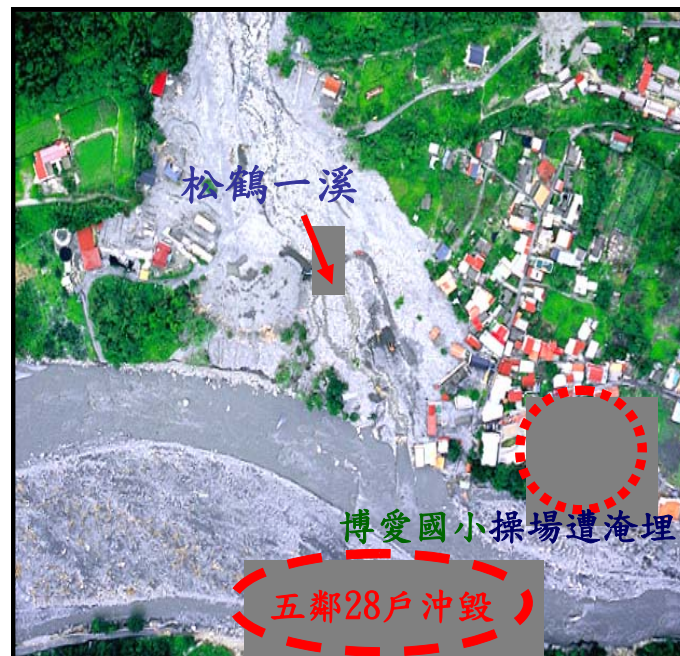


圖 4.75 現地拍攝照片(谷關往東勢方向拍攝)



資料來源：水土保持局，2004

圖 4.76 93.07.07 敏督莉風災後拍攝



資料來源：水土保持局，2004

圖 4.77 93.08.29 艾莉風災後拍攝



圖 4.78 95.12.07 現地拍攝照片(上邊坡)



圖 4.79 97.02.19 現地拍攝照片(上邊坡)



圖 4.80 95.12.07 現地拍攝照片(下邊坡)



圖 4.81 97.02.19 現地拍攝照片(下邊坡)



圖 4.82 97.5.15 現地拍攝照片(管涵後方)



圖 4.83 98.5.15 現地拍攝照片(對岸取全景)



圖 4.84 98.5.15 現地拍攝照片(台 8 縣路基崩塌)



圖 4.85 98.5.15 現地拍攝照片(台 8 縣路基崩塌)

4.2.2 管涵穩定分析

本章節欲分析土石流流動壓力對於管涵結構物之影響，為求得最臨界之狀態，因此假設涵洞已被土石完全堵塞，將管涵視為一實心混凝土土體進行下述分析，如圖 4.86。

由 FLO-2D 模擬得到之堆積深度 $h_d = 9.75 \text{ (m)}$ 和流動速度 $U_d = 12.11 \text{ (m/sec)}$ ，但因超出管涵高度許多，因此下述分析所用的堆積深度假設以管涵之高度 2.89 m 作為設定。計算分析過程如下：

$$\text{土石流流動壓力：} P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2 = 1 \times \frac{2.43}{9.81} \times 2.89 \times 12.11^2 = 104.98 \text{ (t)}$$

其中 $\alpha = 1$ ； $\gamma_m = 2.43 \text{ (t/m}^3\text{)}$ ； $g = 9.81 \text{ (m/sec}^2\text{)}$

$$F_r = W \cdot \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) = (8 \times 2.89 \times 2.4) \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 34^\circ\right) = 23.17$$

$$FS = \frac{F_r}{F_d} = \frac{23.17}{104.98} = 0.22 < 1 \text{ (NG)}$$

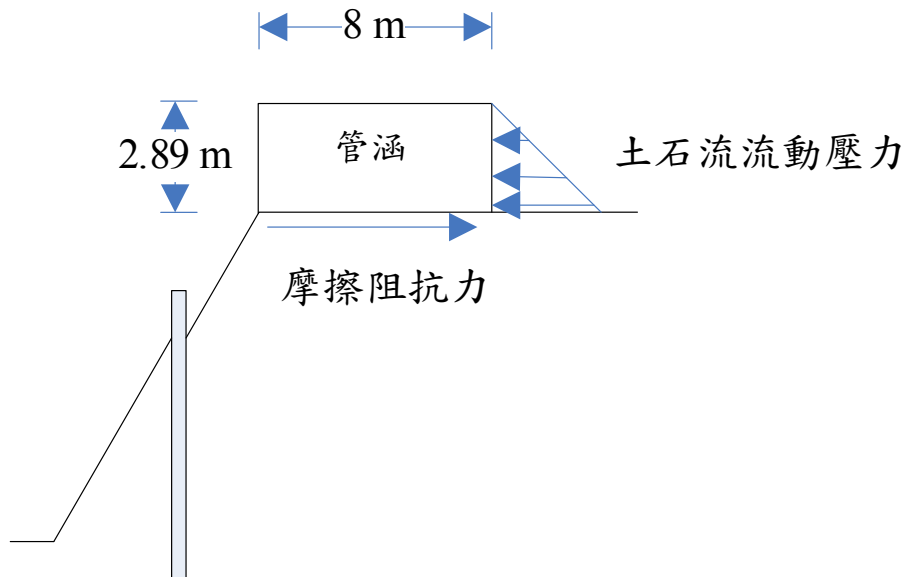


圖 4.86 管涵穩定分析示意圖

4.2.3 鋼軌樁穩定分析

鋼軌樁穩定分析係以模擬土石流堆積於道路時，其下游之臨時鋼軌樁支撐是否穩定。本研究以 STABL 程式進行分析，STABL 程式為普渡大學的 Siegel 於 1975 年首先發展成功，經過多位專家學者不斷的增加與修正內容，至 1989 年增修加勁合成物分析功能成為 PCSTABL6。自第五版 STABL5 後，分析方法包括 Bishop 法、Janbu 法、塊狀滑動分析法(Sliding Block Analysis)及 Spencer 法。此程式為目前國內在邊坡穩定分析與研判上應用非常廣泛的程式。

STABL 程式係以 FORTRAN 程式語言撰寫而成，利用二維的極限平衡法分析邊坡穩定問題，且以切片法計算安全係數。對於圓弧滑動面可採用 Bishop 法、一般滑動面採用 Janbu 法及 Spencer 法、塊狀滑動面採用 Sliding Block Analysis 法進行分析；而滑動面產生之方式以 CIRCLE、CIRCLE2 指令產生圓弧滑動面、BLOCK、BLOCK2 指令產生塊狀滑動面、RANDOM 指令產生不規則滑動面、SURFAC 或 SURBIS 指令針對某一特定滑動面進行分析。STABL 程式除可分析特定之滑動面之外，以 ANISO 指令描述異向性土壤、WATER 指令描述邊坡的地下水位、LOAD 指令描述邊坡上的表面載重、EQUAKE 指令加入地震力、TIES 指令描述設置的地錨或岩錨、REINF 指令描述設置的加勁合成物等都能加以分析；此外，對於地震力的作用，以擬靜態的方式進行分析，可迅速分析出模擬的邊坡問題，可謂功能完備用途廣泛的邊坡穩定分析程式，因此本報告使用之 WINSTABL 程式是以 STABL5 之視窗版程式進行反算分析，其操作介面如圖 4.87。

一般而言，對於均質之土壤邊坡，邊坡破壞近於圓弧破壞，可利用圓弧分析法進行分析，但對於有弱面或岩盤存在之邊坡，則須利用塊狀滑動分析。影響邊坡穩定的因素很多，如地形、地質構造、土壤強度參數...等，根據研究顯示，利用 STABL 程式進行邊坡穩定分析時，影響其分析精度的主要因素依序為孔隙水壓、 c 值、 ϕ 值、地形量測之精度及土壤單位重，在分析時若能提高對這些參數的掌握程度，將可提高邊坡穩定分析之可靠程度(楊凱勝，2003)。



圖 4.87 WINSTABL 操作介面

本研究首先假設道路原有之管涵已因土石流衝擊力而滑落於大甲溪溪床中，並以第二年 FLO-2D 模擬敏督莉颱風之結果 9.75m 設為堆積深度，分析之示意圖如圖 4.88 所示，其以現地之照片為依據進行合理之設定，假設鋼軌樁入土深 20m，上邊坡坡度假設為 30° ，下邊坡整治邊坡坡度為 60° 。其 STABL 程式所須之各參數：溪床之土層以卵礫石為主，假設凝聚力 $c=0 \text{ kPa}$ ，摩擦角 $\phi=45^\circ$ ，土壤濕單位重 $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ ，土壤飽和單位重 $\gamma_{sat}=25 \text{ kN/m}^3$ ；鋼版樁於程式中設定為一堅硬土層假設其凝聚力 $c=350 \text{ kPa}$ ，摩擦角 $\phi=0^\circ$ ，土壤濕單位重 $\gamma_t=25 \text{ kN/m}^3$ ，土壤飽和單位重 $\gamma_{sat}=25 \text{ kN/m}^3$ 。

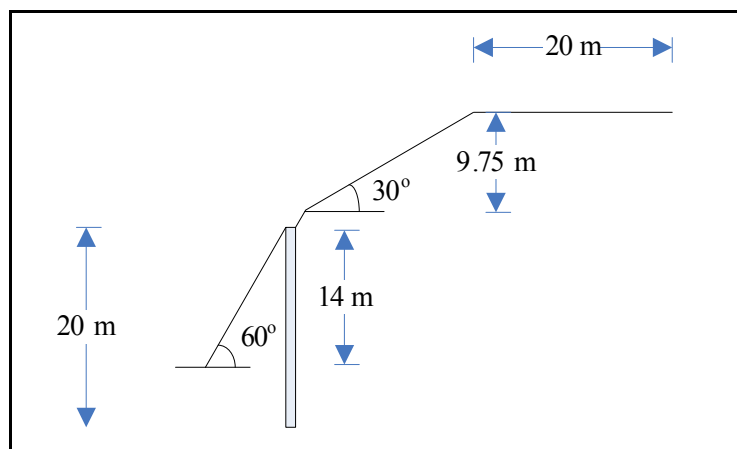


圖 4.88 鋼軌樁穩定分析示意圖

在各項參數輸入完畢後，可先檢視建置好之模組是否正確，如圖 4.89 所示。再點擊 STABL 程式操作介面中 Analysis 部分執行(Run)的按鈕，即可進行分析。分析結果如圖 4.90 及圖 4.91 所示，於分析結果可知道其安全係數(FS)為 0.58 其值小於 1.0 為破壞，即土石流產生之堆積對臨時鋼軌樁之穩定度而言是不足的。

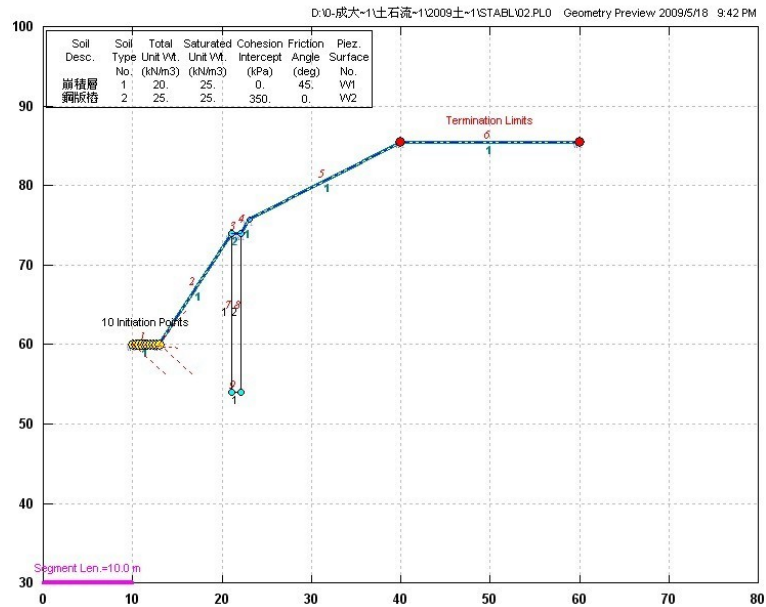


圖 4.89 建置 STABL 程式模組

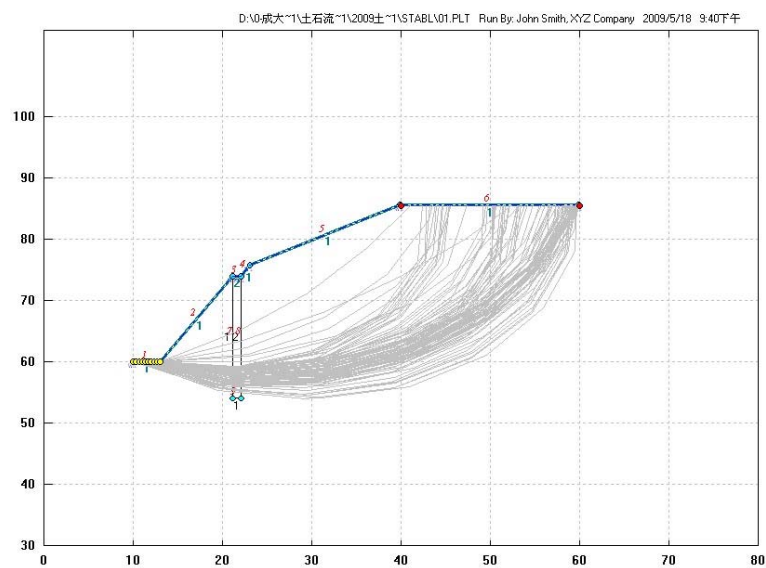


圖 4.90 STABL 程式穩定分析結果

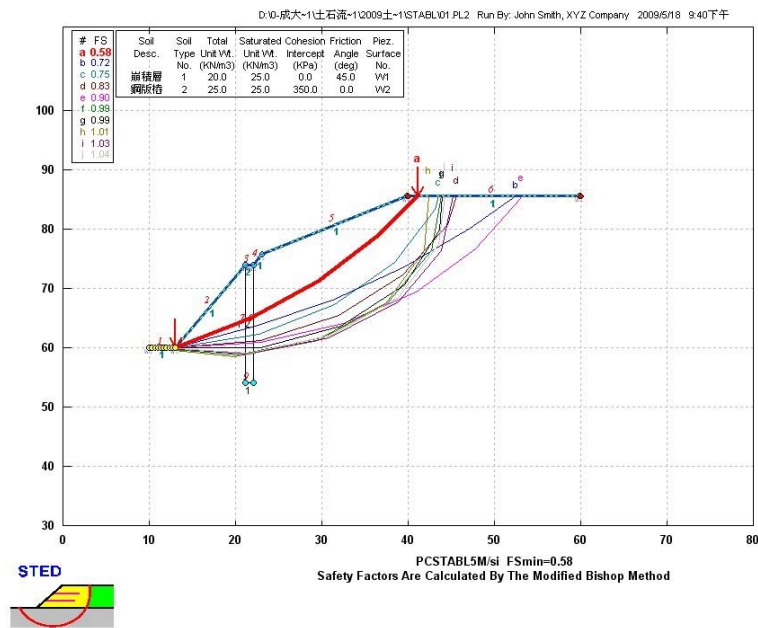


圖 4.91 STABL 程式分析結果(FS=0.58)

4.2.4 道路路基穩定分析

道路路基穩定分析係以模擬台 8 線橫跨阿邦溪流域之道路，其下邊坡受大甲溪溪流淘刷沖蝕之影響，分析路基是否穩定。本研究續以上述 STABL 程式進行分析，以現地之照片為依據進行合理之設定，由於原本的鋼軌樁已消失不見，故本節不予以考慮，分析之示意圖如圖 4.92 所示，溪床之土層假設凝聚力 $c=0 \text{ kPa}$ ，摩擦角 $\phi=45^\circ$ ，土壤濕單位重 $\gamma_t=20 \text{ kN/m}^3$ ，土壤飽和單位重 $\gamma_{sat}=25 \text{ kN/m}^3$ 。

首先假設溪床邊坡不受溪流淘刷之影響，當水位從風災期間之最高水位開始下降時，由於邊坡的地下水位下降速度不如溪流水位，因此向坡趾的滲流將會降低邊坡穩定的安全性，進而發生破壞，故本節針對最危險的狀況來進行分析，從最高水位開始，檢核水位每下降 1m 對邊坡穩定之影響並求得臨界溪流水位高，其分析模組如圖 4.93 所示，將各分析結果彙整如表 4-27~4-38。地下水位高及溪流水位高定義以原地下水位線為基準向上之高度。

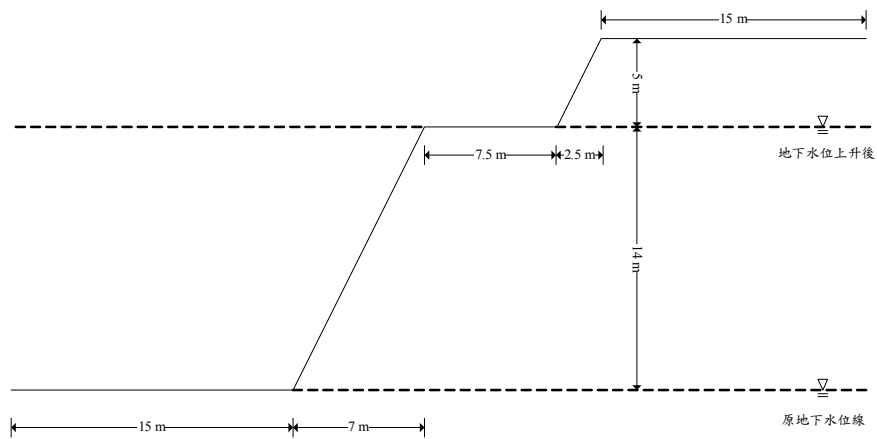


圖 4.92 道路路基穩定分析示意圖

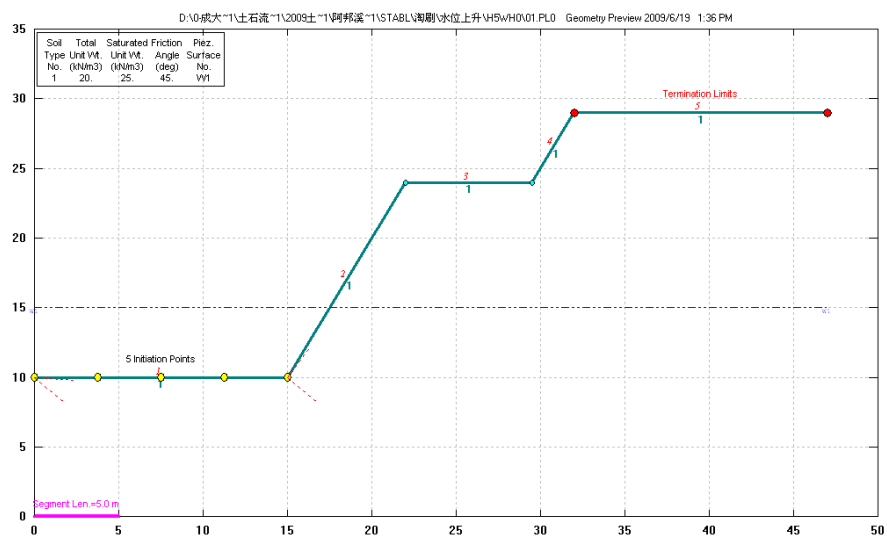


圖 4.93 建置 STABL 程式模組

表 4-27 以邊坡地下水位為 19m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
12	0.99	14	1.14
13	1.06	----	----

表 4-28 以邊坡地下水位為 18m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
11	0.94	13	1.08
12	1.01	14	1.17

表 4-29 以邊坡地下水位為 17m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
11	0.96	13	1.10
12	1.03	14	1.19

表 4-30 以邊坡地下水位為 16m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
11	0.98	13	1.13
12	1.05	14	1.21

表 4-31 以邊坡地下水位為 15m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
10	0.94	13	1.15
11	1.00	14	1.24
12	1.07	----	----

表 4-32 以邊坡地下水位為 14m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
10	0.96	13	1.17
11	1.02	14	1.26
12	1.09	----	----

表 4-33 以邊坡地下水位為 13m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
9	0.97	12	1.17
10	1.03	13	1.26
11	1.10	----	----

表 4-34 以邊坡地下水位為 12m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
8	0.99	11	1.17
9	1.04	12	1.25
10	1.10	----	----

表 4-35 以邊坡地下水位為 11m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
6	0.97	9	1.11
7	1.01	10	1.17
8	1.05	11	1.25

表 4-36 以邊坡地下水位為 10m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
4	0.97	8	1.13
5	1.00	9	1.18
6	1.03	10	1.25

表 4-37 以邊坡地下水位為 9m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
2	0.99	6	1.10
3	1.01	7	1.14
4	1.03	8	1.20
5	1.06	9	1.25

表 4-38 以邊坡地下水位為 8m 進行分析後之安全係數匯整

溪水高度(m)	安全係數(FS)	溪水高度(m)	安全係數(FS)
0	1.03	5	1.12
1	1.04	6	1.16
2	1.05	7	1.21
3	1.07	8	1.26
4	1.09	----	----

4.2.5 分析結果與建議

由上述各分析結果如表 4-26 至 4-37 可得知，當邊坡地下水位約為 16m~19m 時，溪水高度從最高水位下降約至 11m 達到臨界狀態；當邊坡地下水位約為 13m~15m 時，溪水高度從最高水位下降約至 10m 達到臨界狀態；當邊坡地下水位約為 9~10m 時，溪水的臨界高度分別為 2m、4m、6m、8m，呈現性下降；當邊坡地下水位約為 0m~8m 時，不論溪水高度如何變化，安全係數均大於 1，邊坡不會因為滲流而有破壞之虞慮。

根據上述各分析結果及本研究團隊至現場勘察之情形，針對災害過後如何讓公路恢復通行提供幾點建議如下：

1. 短期建議：施作臨時路基或排樁，以在最短時間內搶通、並能有一定程度之安全性為考量。
2. 中期建議：施作擋土牆防止邊坡坍塌，其施工時須考慮擋土牆的設計深度，以防止溪水淘刷導致破壞；亦或是興建跨河橋梁，其施工時必須跨越土石流之影響範圍並減少落墩，降低橋梁因遭受土石流撞擊而破壞之可能性。
3. 長期建議：改址，將路線避開阿邦溪的出河口，如此能有效維持公路橋梁之壽命，但造橋之費用、耗費的時間及對當地生活模式之影響是需審慎評估的。

第五章 研擬山區跨河道路橋梁結構之加勁強化改善對策

莫拉克颱風(2009)造成高雄縣台 20 線及台 21 線山區道路及橋梁多處破壞，其破壞機制多屬於複合型災害(洪水、土石流及堰塞湖等)，由此可知，土石流防治其關係層面相當廣泛，包括山坡地整治(發生區-土石料源)、洪水防治(流動區)及土石堆積之影響範圍(堆積區)；因此，本計畫於土石流相關文獻蒐集彙整時，將國內常用之各類相關防治工法一一彙整，本章節針對跨河橋梁結構之加勁強化改善對策進行說明，而於第六章將說明山區跨河道路及橋梁遭受破壞之緊急處理對策，據以作為未來相關單位設計跨河道路及橋梁時之參考。

因此，本章節利用第四章數值模擬分析之成果及各種不同分析模式，包括增加基礎樁長、增加基礎樁徑大小及增加混凝土強度等條件，將其納入橋梁結構之加勁強化改善對策之考量。

5.1 橋梁及橋墩之檢核分析說明

從前三年進行之橋梁檢核分析中可得知，國內目前公路橋梁之設計準則主要以「公路橋梁設計規範」(2009)進行設計，但經本計畫於分析中加入土石流對橋梁產生之衝擊力作用，其分析結果之安全性明顯不足。因此，建議未來於山區公路橋梁之設計除應將土石產生之衝擊力納入規劃設計中，其衝擊力之估算亦需符合現地之實際情況，才能真正考慮到土石流作用對橋墩基礎之影響。將前三年計畫之整體分析流程規劃如圖 5.1 所示，以提供橋梁設計工程師參考。

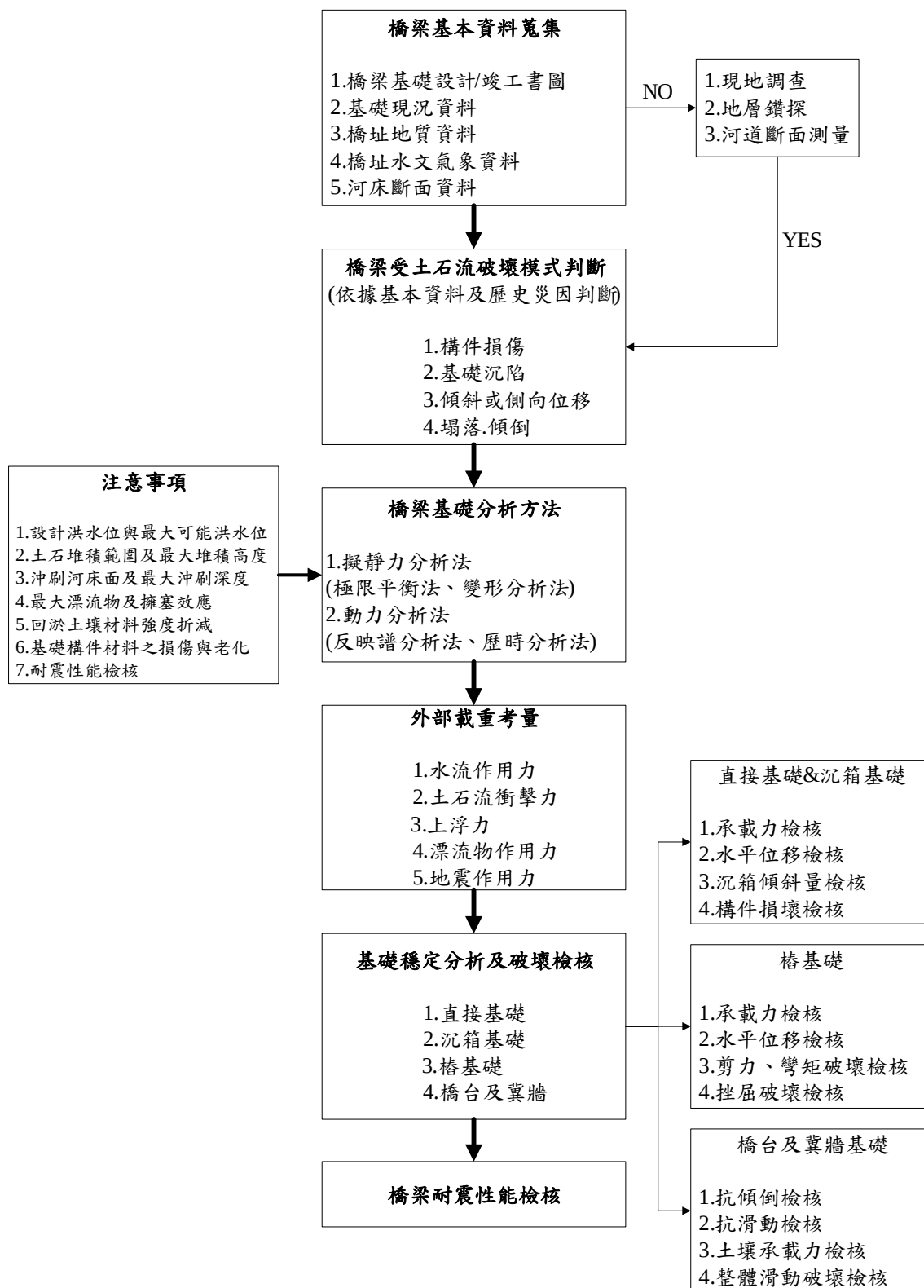


圖 5.1 橋基受沖刷或撞擊之穩定性分析程序

5.1.1 資料蒐集與調查

資料蒐集與調查目的，旨在取得跨河橋基保護和結構補強設計前之基本初始資料，以作為工程師決策判斷和設計參考之用。其中，資料蒐集項目應包含橋梁原始設計、歷史災害、河川治理等基本背景資料；調查項目則應包含橋梁現況、橋址流域河床地質、橋址流域河床斷面、橋梁相關連結構物等。

1. 基本資料蒐集

橋梁工程師於設計時，通常具有時效性，大都需於洪汛期來臨前即完成橋基保護和結構補強工程，因此為能節省設計人員之工作時程和有效掌握洪汛前之橋基保護或補強時機，將應蒐集之資料來源和可行調查方式說明如表 5-1 以供參考。

2. 橋基沖刷現況調查與檢測

橋基現況調查與檢測成果(所得之刷蝕情況)為橋基保護及結構補強評估和設計決策之重要參考指標。颱風、豪大雨或土石流災後，應辦理橋梁安全性調查和檢測工作。檢測作業方式應經橋梁主管機關認可方能進行，但涉及專業技術時，則須由橋梁主管單位授權委託有經驗之專業廠商執行之。其作業方式大致可區分為：(1)基樁長度檢測(2)基樁完整性檢測(3)沖刷檢測和(4)非破壞性檢測等。至於，檢測後之橋基現況，則應依相關規範或作業要點完成橋梁耐洪能力、耐震能力和承載能力等項目的評估。

表 5-1 橋基保護或補強設計之基本資料來源和調查方式

資料型態	項目	來源
橋梁原始資料	1. 橋梁設計規劃資料	原橋梁設計單位或橋梁主管機關
	2. 橋梁設計(竣工)圖說	原橋梁設計單位或橋梁主管機關
	3. 地質鑽探(河床質)資料	原橋梁設計單位或橋梁主管機關
歷史災害資料	1. 橋址災害雨量資訊 (1)洪汛時間 (2)洪峰流量 (3)洪流歷線 (4)日雨量、時雨量等	1. 原橋梁設計單位或橋梁主管機關 2. 有水位流量者可向水利主管機關或氣象主管機關
	2. 受損災況和人員傷亡	1. 原橋梁設計單位或橋梁主管機關 2. 國家災害防救科技中心 3. 各地區之消防局 4. 各地區之鄉鎮公所
	3. 破壞態樣和致災原因	1. 原橋梁設計單位或橋梁主管機關 2. 國家災害防救科技中心
河川治理資料	1. 流域基本資料	水利主管機關
	2. 流域特性	水利主管機關
	3. 水文資料(雨量、水位、含砂量、地下水、河系上游氣象雨量等)	水利主管機關
	4. 流量推估	水利主管機關
	5. 橋址關聯結構	1. 原橋梁設計單位或橋梁主管機關 2. 水利主管機關
調查型態	項目	方法
基本資料 (不足或不可靠時)	1. 地質(河床質)調查	委由專業團隊調查
	2. 地形	委由專業團隊調查
	3. 河床斷面	委由專業團隊調查
	4. 橋址災害雨量資訊	委由專業團隊調查
沖刷現況	1. 檢測作業	委由專業團隊調查
	2. 沖刷初步評估	委由專業團隊調查
橋址關聯結構 (無資料時)	1. 種類、型式、尺寸...等 2. 高程、斷面等測量	委由專業團隊調查

3. 現地調查

當基本資料不足或不完整時，應依表 5-1 方式辦理下列調查工作，茲說明如下：

- (1)地質(河床質)調查：橋梁穩定性與橋址地質(河床質)條件具有密切關係，於基礎保護與結構補強設計前，必須先瞭解其地質狀況。若無充足可靠之地質資料時，應先辦理工程地質調查、地質鑽探及試驗，確認地質特性及基礎承載能力。同時，如附近既有設施有具體地質資料，得參照該資料辦理設計。
- (2)地形調查：橋基保護及結構補強設計，須針對修復橋址地形有充分的瞭解，當相關單位無考據資料時，應辦理下列地形調查：流域地文、地形地勢、河床斷面、沖積材料特性等。
- (3)橋梁關連結構物調查：橋梁關連構造物包括防洪構造物、灌溉排水構造物及跨/攔河構造物等。橋基保護及補強設計前，應辦理修復橋址之關連構造物調查，其內容包括構造物種類、構造物平面位置、構造物斷面型式及大小尺寸、構造物縱斷高程、長度及河川構造物上、下游之河道斷面等。

5.1.2 河川特性及沖刷機制評估

橋梁基礎保護和結構補強設計時，必須充分瞭解橋址河川特性及破壞機制以利水文水理演算，其橋梁結構破壞模式評估分析可參考圖 2.1，進而針對橋基破壞機制提出綜合性評估和提供最安全且經濟之設計。此外，有鑑於橋梁工程師大都對欲保護或補強橋基之河川特性和橋基破壞機制評估未有深入瞭解，故為使設計程序有效進行，設計程序中涉及水文水理演算部分，仍建議以水利署或水利相關單位之歷史資料為參考依據，但當資料不足或分析條件不足時仍建議委由專業機關進行評估。

5.1.3 橋基受沖刷之穩定分析

橋梁基礎因受沖刷作用而裸露或土石流衝擊作用時，可能發生橋梁傾倒或崩塌災害。因此，橋基穩定分析時應著重於其承載能力、耐震能力和其他相關項目的評估，以作為基礎保護工或結構補強之參考依據。然由於橋基之穩定性分析細節眾多，橋基之耐震性能、檢核評估項目亦須參考現行「公路橋梁設計規範」(2009)、「修訂公路橋梁耐震設計規範」(2009)、「建築物基礎構造設計規範」(2001)規定辦理之。

5.2 橋梁及橋墩破壞案例說明

本章節主要介紹橋梁及橋墩的各種之災害破壞型態。

1. 因漂流木攻擊，使橋墩、橋面版損毀：

邊坡滑動造成漂流木乘洪流或土石流而下，由於浮力的作用會使漂流木位於流體的最上層，隨著流體高度不同而攻擊橋墩甚至橋面版，然而伴隨流動速度所產生的能量將會破壞橋梁既有結構，若漂流木筆直撞向橋梁，由於受力面積最小，將產生強大的撞擊力；若漂流木橫向卡在橋墩，將使橋梁的受力面積增大而加速橋梁破壞。

圖 5.2 為台 28 線 30K+500 旗尾橋遭受漂流木攻擊，造成橋墩及橋面版損毀，橋基則未受洪水淘刷產生破壞。圖 5.3 為台 21 線 236K+650 四德橋部分橋柱及橋面版遭受漂流木攻擊而損毀，橋梁周圍可見淤砂及漂流木。



圖 5.2 台 28 線 30K+500 旗尾橋橋墩傾倒破壞



圖 5.3 台 21 線 236K+650 四德橋橋面落台

2. 因洪水沿山壁攻擊或河道漫流侵蝕，使橋台後方路基淘刷：

若橋台座落在水流的攻擊側，水流將會沿著山壁沖蝕橋台路基，導致其後方填方物淘空，造成落台而使道路中斷；若橋梁橫越寬廣的河谷，暴雨所帶來的龐大水流將會向橋台兩側的河階地漫流，沖蝕橋台路基而發生落台。

圖 5.4 為台 20 線 103K+360~103K+460 復興橋右岸橋台後方路基遭洪水淘空，造成右側橋台損壞一部分，橋面版流失交通因而中斷。圖 5.5 及圖 5.6 為台 21 線 235K+585 楠梓仙溪橋橋台因旗山溪河道漫流侵蝕兩岸河階地，造成左側橋台路基流失，以土石修築臨時土堤恢復交通。



圖 5.4 台 20 線 103K+360 復興橋橋台後方遭淘刷破壞



圖 5.5 台 21 線 235K+585 楠梓仙溪橋左側橋台後方河道漫流



圖 5.6 台 21 線 235K+585 楠梓仙溪橋左側橋台後方河道漫流

3. 土石流撞擊，土石淘刷破壞橋梁基礎：

若橋梁位於土石流流動區，土石流所產生強大的衝擊力將直接攻擊橋面版及橋墩，甚至刷深使基礎裸露，導致傾倒、滑動、損毀等破壞。圖 5.7 為橋墩受土石流巨礫撞擊破壞之實景。



圖 5.7 橋墩受土石流巨礫撞擊破壞之實景

4. 土石淤滿推移橋墩、橋面版：

若橋梁位於土石流堆積區，土石流所夾帶的驚人土石量將會使地面線提升數公尺甚至數十公尺，使橋梁淨高不足甚至跨越橋面版，龐大的土石量將推移橋墩及橋面版。

圖 5.8 及圖 5.9 為台 27 線 3K+480 新發大橋因左側土石流沖積扇，使土石淤滿擠壓主河道，使洪水攻擊右側橋台造成橋台損壞，使橋面版翻覆。

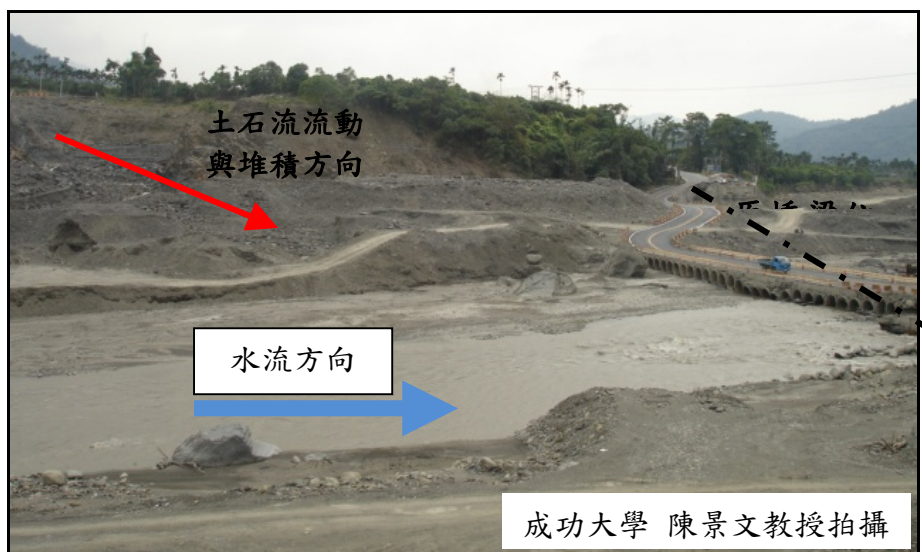


圖 5.8 台 27 線 3K+480 新發大橋土石淤滿擠壓主河道



圖 5.9 台 27 線 3K+480 新發大橋右側橋台翻覆

5. 主、支流匯流處產生漩渦和土石堆積：

暴雨使主流無法容納支流所帶來的龐大水量，如此水流被迫在匯流處打轉，形成漩渦，侵蝕周遭邊坡及山壁，支流所夾帶的土石也將堆積於此處。

圖 5.10 及圖 5.11 為台 20 線 95k+700 東莊橋因位於主、支流匯流處，暴雨造成溪水無法宣洩而在溪口產生漩渦，侵蝕周遭邊坡，橋梁沖毀。

桃芝颱風期間，台 21 線 98K+070 十八重溪橋因橋址右側支流所帶來之土石流，其產生的大型沖積扇造成土石堆積進而推擠橋面板，如圖 5.12 所示。



圖 5.10 台 20 線 95k+700 東莊橋位址



圖 5.11 主、支流匯流處產生漩渦侵蝕周遭邊坡



圖 5.12 台 21 線 98K+070 十八重溪橋土石堆積推擠橋面版

6. 洪水直接淘刷破壞基礎：

暴雨時所產生的驚人流量及流速將淘刷橋梁基礎的周圍土層，束縛力不足造成橋梁傾倒、滑動、承载力不足等破壞。

圖 5.13 為台 20 線 58K+100 甲仙大橋因洪水淘刷造成橋墩傾斜、橋面版呈 V 字型破壞。圖 5.14 為台 13 線 065 K+629 后豐大橋因洪水淘刷造成橋墩傾斜、橋面版落入溪中。



資料來源：公路總局二工處提供

圖 5.13 台 20 線 58K+100 甲仙大橋橋墩傾斜破壞



資料來源：網路搜尋

圖 5.14 台 13 線 065 K+629 后豐大橋橋墩傾斜破壞

7. 兩岸山壁土石滑動造成橋台損毀：

橋梁兩岸山壁因邊坡滑動而造成橋台滑動並有土石砸壞橋台及橋面版，使交通因而中斷。

圖 5.15 及圖 5.16 為台 20 線 87K+300 塔拉拉魯芙溪橋因山壁土石滑動造成橋台損毀。



圖 5.15 台 20 線 87K+300 塔拉拉魯芙溪橋左側橋台損毀



圖 5.16 台 20 線 87K+300 塔拉拉魯芙溪橋左側橋台損毀

5.3 橋梁及橋墩之對策說明

由上述個案例及配合本研究計畫分析結果可得知，以下幾點結果：

1. 土石流衝擊力作用下橋面版受一水平推力且使橋柱頂與上部結構產生一額外彎矩，配合實際災害情況得知橋面版錯位破壞，忽略衝擊力效應所致，因此在梁底淨空時需加以評估土石流運動行為。
2. 橋柱底處所受最大彎曲力矩遠大於混凝土之開裂彎矩，混凝土有開裂破碎之可能，為避免鋼筋外露，宜加強鋼筋混凝土及鋼版圍繞工法補強。
3. 沉箱基礎在考慮土石流衝擊力作用下，底部土層垂直承載力仍為穩定狀態，但由於深基礎計算承載力時，覆土重量因素影響極大，所得之承載力亦頗大，橋梁設計時，不得過分相信所得之承載力，以免高估。
4. 沉箱基礎前承載力檢核結果為不穩定狀態，可能由於沉箱基礎受土石流衝擊力作用產生向後傾倒趨勢，旋轉中心下方土壤受擾，承載力下降。

由以上結果，可建議未來於土石流潛勢溪流區域改建或新建之跨河橋梁，除應進行水理分析外，皆需進行土石流撞擊之穩定性分析，以確保土石流作用力對橋梁結構本身影響最小。

然而，針對橋梁結構本身無論是補強、改建及新建，本研究依據分析結果提出加勁強化改善對策，說明如下。

1. 淨高加高：適用於改建或新建工程；其將橋梁淨高提高，使洪流及土石流無法推移或破壞橋面版。
2. 墩徑加寬：適用於補強、改建或新建工程；其將橋梁墩徑加寬，使橋梁自重增加，提升穩定性。
3. 跨距加大：適用於改建或新建工程；其將橋梁跨距加大，使座落於溪谷之落墩數減少，減少洪流及土石流對橋梁基礎的淘刷及衝擊。
4. 基礎加深：適用於改建或新建工程；其於興建橋梁以群樁基礎或大型沉箱基礎，增加橋梁抗淘刷之能力。
5. 鋼版保護：適用於補強工程；以鋼版保護橋墩及橋柱，降低土石所帶來之衝擊。
6. 於橋柱和橋面版接合處增設卡樑：莫拉克風災將山區大量漂流木帶往下游，因漂流木浮於水面以至於卡在橋面版，其推力使得橋面版錯位或掉落而造成道路中斷，若能增加橋面版承受側向力的能力，將有效提高其安全性，如圖 5.17 所示。

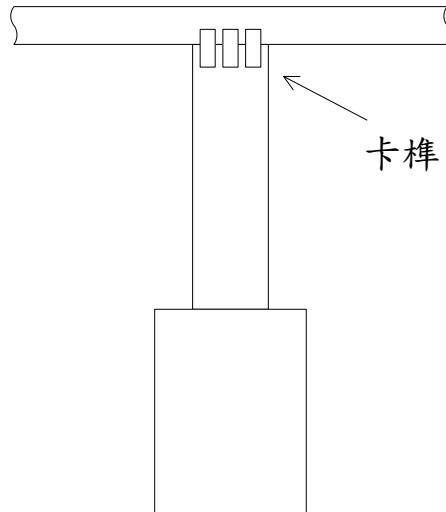


圖 5.17 橋柱和橋面版接合處增設卡榫示意圖

7. 橋台往河道兩岸延伸興建：將橋台往兩側方向延伸興建，拉長橋台與河岸之距離，如此就算遭受洪水侵蝕，仍有周遭土壤可以阻擋，不至於直接受到攻擊橋基而產生落台，示意圖如圖 5.18 所示。

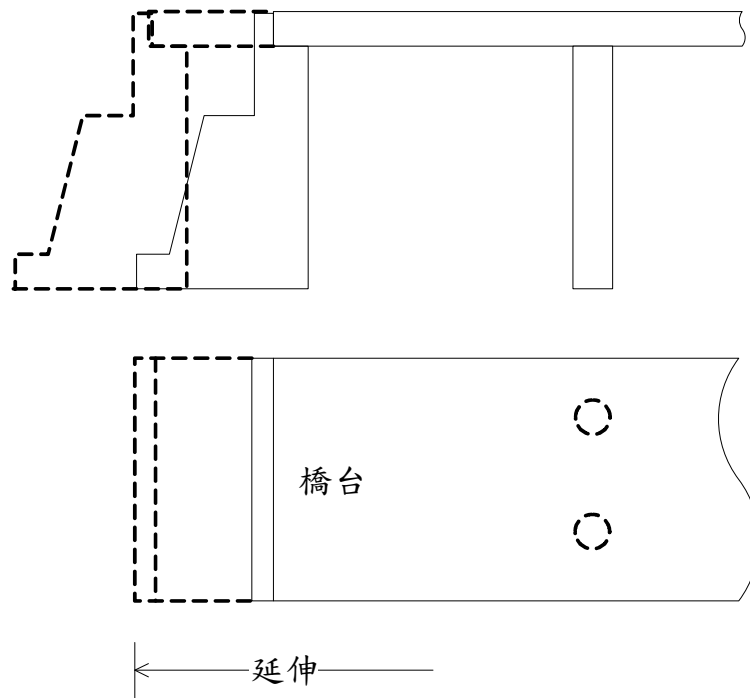


圖 5.18 橋台往河道兩岸延伸示意圖

8. 假橋墩保護工法：在降低致災因子後，如果橋趾結構還有破壞疑慮，或是橋址有遭受土石流災害侵襲撞擊，甚至基礎已經損壞需要補強時，則須以結構保護與補強工法對橋梁基礎或墩柱結構本身進行保護或增加穩定性、與承載能力。於原橋墩上游側加設一防沖刷橋墩塊，用以保護原有橋墩並且鞏固橋墩下方土壤。本研究原預計以此工法進行數值模擬分析，但由於主結構體與假橋墩之間距，目前尚未有學者提出相關之研究成果，然而若要以此工法進行數值模擬分析，其結果未必與實際情況吻合，其必須額外進行大型的室內水工模型試驗，以作為模擬分析之驗證。因此，此部分可提供未來進行各種相關試驗及研究之參考。

第六章 研擬山區跨河道路橋梁遭受土石流衝擊之處理對策

2009 年 8 月 8 日莫拉克颱風侵台，引進之西南氣流在臺灣中南部降下 2500mm 以上之豪雨，最高累積雨量在阿里山測得 3059.5mm(2009/08/05 至 2009/08/10)，如此驚人的雨量已超越百年暴雨頻率，造成臺灣中南部及東部多處傳出重大災情，如高雄甲仙鄉小林村幾近滅村，屏東林邊鄉水患，臺東知本金帥飯店倒塌，南投新山村多戶民宅流失，南投神木村隆華國小廢校等諸多災情，而本研究團隊於災後深入高雄旗山、甲仙、桃源等地區之台 20 線、台 21 線、台 27 線進行現地調查，然而發現諸多山區跨河橋梁及道路邊坡的相關災情，其破壞機制多屬於複合型災害(洪水、土石流及堰塞湖等)，由此可知，土石流防治其關係層面相當廣泛，因此，本計畫於土石流相關文獻蒐集彙整時，將國內常用之各類相關防治工法一一彙整，利用前期彙整之相關緊急處理對策及第五章之橋梁加勁強化對策之成果進一步探討其應用與適用性。

6.1 山區跨河道路遭受土石流衝擊之處理對策

臺灣山區佔地遼闊，國家民生經濟發展與山坡地之開發息息相關，因此山區道路為提昇國家總體競爭力之必要建設。然而山區道路之興建對其沿線之環境生態平衡極具負面影響，由於臺灣環境因素複雜，地質地形條件惡劣，極易導致水土流失災害之發生，而隨著山區道路建設完成後之大量區域開發，對於道路沿線之水土失衡更屬雪上加霜。近年來受全球氣候變遷之影響豪大雨頻頻發生，而 921 地震亦使原本破碎的山區地質更加脆弱，使得山區道路幾近逢雨成災，坍方落石不斷，且災情愈益擴大，不僅造成國家嚴重經濟損失，對於當地民生之安定與交通之安全亦產生極為不良之影響。(吳淵珣等，2006)

山區公路及林道的開發，除可提供觀光遊憩亦可作為災害搶救之

路線，因此公路及林道的設計，應避開地質敏感區域，並考量施工造成生態的衝擊，以降低人類活動對自然造成之傷害。不良選線會造成當地珍貴自然資源受人類活動而損害，通過地質環境較差的山區，更因工程的開發行為，導致原本穩定性較差的邊坡，產生破壞狀況。

6.1.1 道路邊坡破壞類型

6.1.1.1 臺灣常見之上邊坡破壞類型(周南山，2005)

臺灣常見之上邊坡破壞類型可大致分為下列七類：(一)淺層土壤滑動破壞、(二)土石流、(三)表層土壤沖蝕、(四)近圓弧形滑動破壞、(五)地層潛變位移、(六)順向坡滑動破壞、(七)落石。其中，淺層土壤滑動破壞、表層土壤沖蝕、近圓弧形滑動破壞及地層潛變位移等屬於土壤邊坡的破壞類型；順向坡滑動破壞及落石屬於岩層邊坡的破壞類型；而土石流則屬於土石混合的邊坡破壞類型；表 6-1 為邊坡破壞類型與各相關潛在因素之關係。

表 6-1 邊坡破壞類型與潛在危險因素之關係(周南山，2005)

潛在危險因素 邊坡破壞類型	環境本質因素					外在誘發因素		
	地形	地質材料	地質構造	地表植被	地下水	降雨	地震	人為因素
淺層土壤滑動破壞	○	○	—	◎	—	◎	○	○
土石流	◎	○	—	○	○	◎	○	—
表層土壤沖蝕	○	○	—	◎	—	◎	—	○
近圓弧形滑動破壞	○	◎	—	○	◎	◎	○	○
地層潛變位移	◎	◎	—	—	◎	◎	○	○
順向坡滑動破壞	○	◎	◎	—	◎	◎	○	◎
落石	○	○	◎	—	—	◎	○	○

註：◎表影響程度高；○表影響程度中；—表影響程度低

1. 淺層土壤滑動破壞

一般多發生於坡度較陡的邊坡，滑動面常發生於土層與岩層交界面之上，或僅發生於土層中，滑動破壞的土體厚度不大、厚度均勻，一般約介於 1~3 m 間。常發生於降雨時，雨水直接入滲土層，形成土壤飽和，或地表逕流匯集衝擊土層(如圖 6.1 所示)。



資料來源：網路搜尋

圖 6.1 淺層土壤滑動破壞案例

2. 土石流

一般發生於山嶺溝谷間，土壤、岩塊及水三者混合在一起向下流動。泛指土、石與水混合後所形成一種集體運動之流動體。其中的「土」是指泥、砂、黏土等土壤材料，「石」是指岩石、礫石等單獨個體的岩塊，「水」則是指雨水、地表水及地下水等所有水流通稱。土石流通常可分為發生部、流動部與堆積部等三個部份。土石流發生部之V字形或凹形地貌為其地形特徵。山嶺間匯聚崩塌的土石是提供土石流材料的最主要來源(如圖 6.2 所示)。



資料來源：林基源教授提供

圖 6.2 菲律賓雷伊泰島坤薩胡貢村土石流掩沒範圍

3. 表層土壤沖蝕

一般多發生於坡面植被覆蓋不良的土層表面，沖蝕動力主要來自雨滴的打擊力及地表逕流的曳引力，依不同動力及發展過程所造成之土壤沖蝕型態可分為：(1)飛濺沖蝕、(2)層狀沖蝕、(3)指狀沖蝕、(4)溝狀沖蝕(如圖 6.3 所示)。



圖 6.3 表層土壤沖蝕案例(吳淵洵等，2006)

4. 圓弧形滑動破壞

一般多發生於厚層均質的土體中，如回填土坡、崩積土坡等。滑動面深度約位於 3m 以下，且破壞面呈圓弧或近圓弧形狀。亦可能邊坡之上半部發生圓弧破壞，下半部則沿著土壤與岩石界面滑動（複合式破壞）(如圖 6.4 所示)。



圖 6.4 圓弧形滑動破壞(吳淵洵等，2006)

5. 地層潛變位移

一般多發生於厚層均質的土體中，如回填土坡、崩積土坡等。滑動面深度約位於 3m 以下，且破壞面呈圓弧或近圓弧形狀。亦可能邊坡之上半部發生圓弧破壞，下半部則沿著土壤與岩石界面滑動（複合式破壞）。

6. 順向坡滑動破壞

一般多發生於岩層內。坡地坡面傾斜方向與地層層面或不連續面傾斜方向相同者，稱為「順向坡」。當「順向坡」地層層面沿著此地層之一個或數個層面，或不連續面產生滑動破壞者，則稱為「平面型滑動」，也就是一般說的「順向坡滑動」(如圖 6.5 所示)。



資料來源：網路搜尋

圖 6.5 順向坡滑動破壞案例

7. 落石

單一或數個岩塊或土塊，以自由落體、跳動或滾動的方式，從山坡懸崖或陡坡零星地驟然墜落，於下坡處堆積如傘狀，而且可能與下坡處原有的地質材料組成不同。落石經常發生於地形較陡峭的山坡地或窄小、高峭的道路邊坡(如圖 6.6 所示)。



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 6.6 落石破壞案例

6.1.1.2 臺灣常見之下邊坡破壞類型(周南山，2005)

下邊坡包含自然邊坡及填方邊坡。臺灣山區道路下邊坡所發生之災害以後者較多。主要破壞類型如同上邊坡亦可概分為沖刷（蝕）及崩坍二大類。

填方邊坡即使力學條件穩定惟若道路排水系統規劃、設計、施工或維護不佳，坡面植生不良，水土保護不當，例如排水斷面設計不足或阻塞、無尾溝等（如圖 6.7 所示），則於暴雨或大量逕流侵襲時即可能發生坡面、坡趾之直接沖刷，使路堤邊坡沿坡面流水方向形成蝕溝。蝕溝不斷發展導致坡趾或擋土構造物基礎流失，路基失去支承發生沈陷或坍滑破壞（如圖 6.8 所示）。此外，沿河川凹岸溪谷修築之路堤於洪水暴漲時，亦可能因洪水衝擊，造成路堤坡趾或擋土構造物基礎沖毀，引致路堤之破壞（如圖 6.9 所示）。而河床邊坡陡峭使河水流速加大、侵蝕力增加，淘空坡趾使下邊坡支撐力喪失，逐漸向上游或源頭（集水區水路）侵蝕，形成向源侵蝕造成道路破壞（如圖 6.10 所示）。

路堤邊坡之破壞與填方材料之性質、邊坡高度及路基壓實度具有密切關係。一般而言，砂質土壤、高度較大及壓實度較低的邊坡較易遭受沖刷而破壞。回填材料亦因料源、成本之限制，往往就地取材，未盡符合規範級配要求（如圖 6.11 所示）。而山區天候變幻莫測，回填料亦時常因雨濕滯，無法有效夯實。路基因此發生沈陷，路基產生縱向裂縫，增加雨水入滲量，造成路堤破壞。此外，國內山區道路因紐澤西護欄之阻隔往往不利路面逕流之排除，故於豪雨時常形成漫地流並因道路縱坡之影響，迅速匯集增加流量與流速，其渲洩流向因縱橫向斜率向量和作用，常集中於下坡彎道外側或紐澤西護欄之缺口。大量逕流傾洩而出，造成下邊坡沖蝕，進而引起破壞（如圖 6.12 所示）。



圖 6.7 下邊坡產生沖刷（蝕）型破壞



資料來源：網路搜尋

圖 6.8 坡趾沖刷造成下邊坡路基流失



資料來源：網路搜尋

圖 6.9 下邊坡因洪水衝擊造成沖刷破壞



圖 6.10 道路下邊坡因向源侵蝕迫使道路向內改線，
形成回頭彎(吳淵洵等，2006)



資料來源：公路總局二工處提供

圖 6.11 擋土結構之回填材料就地取材後施工



資料來源：公路總局二工處提供

圖 6.12 漫地流集中渲洩於紐澤西護欄缺口所造成之下邊坡破壞

6.1.2 山區道路邊坡之處理對策彙整

綜合上述說明之山區道路邊坡災害情況，本研究依國內過去道路路基及道路邊坡致災原因研判，歸納跨河道路處理對策之選擇可分為 a.減少土砂災害 b.保護 c.迴避(如圖 6.13 所示)，其中減少土砂災害可參考 3-4 節中各相關工法照片；表 6-2 為道路各工法使用時機及土石流潛勢溪流特性列表，而其他各工法說明及注意事項則說明如下。。

表 6-2 以於 10 月 4 日專家座談會，總結各專家學者之建議後進行修改，其原訂以「災前、災中、災後」模式定義各工法之使用時機與限制條件，但於各工務段除搶救災之過程中，其工作性直接進行各工務段管轄範圍內之道路與橋梁等相關工程的規劃設計與工程發包，且通常依各年度分配以分時分區分段之方式逐漸完成整體之計畫，因此，修正為「搶修、中期規劃、長期規劃」。

然而，於山區公路災受土石流破壞之機制，可大致分為土石流潛勢溪流與公路「直交」及「平行」兩種不同模式，若土石流潛勢溪流與公路為直交銜接，其破壞模式為土石流直接撞擊道路路面、道路路基及間接使道路邊坡產生滑動破壞，因此，對於直交銜接的處理對策主要以「攔阻工法」為主，包括攔砂壩、潛壩等。若土石流潛勢溪流與公路為平行，其破壞模式為土石流流動過程對道路路基及護坡工程進行撞擊、磨損及淘刷行為，因此而造成路基淘空現象而破壞，因此，對於平行的處理對策主要以「迴避工法」為主，包括隧道、高架道路等。

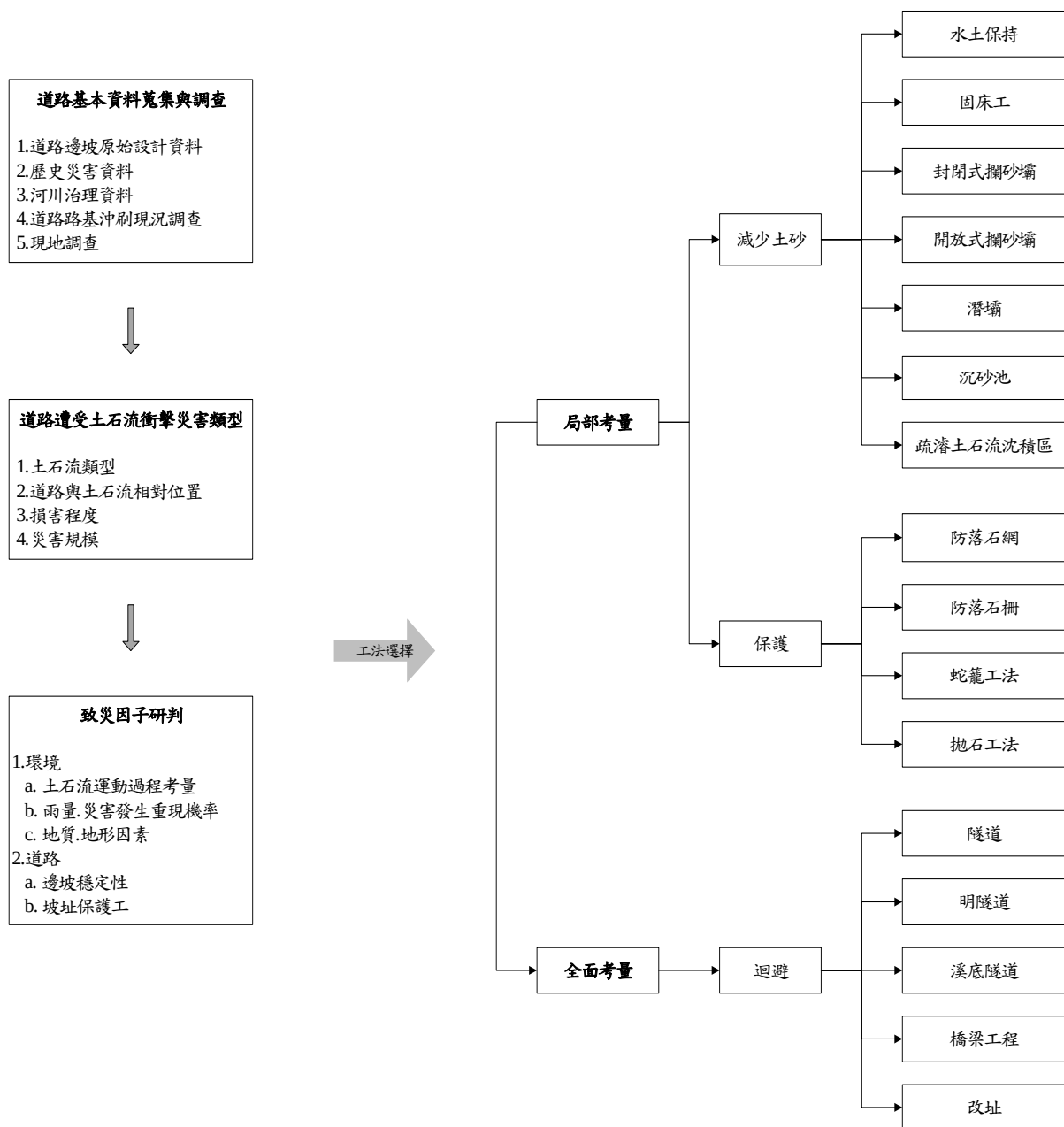


圖 6.13 道路邊坡及道路路基各工法之對策選擇

表 6-2 道路各工法使用時機及土石流潛勢溪流特性列表

工法名稱	使用時機			土石流區段 (與道路直交)			土石流區段 (與道路平行)		
	搶修 (災中)	中期 規劃	長期 規劃	發生段	流動段	堆積段	發生段	流動段	堆積段
水土保持	△	○	●	●	○	△	●	○	△
固床工	△	●	●	○	●	△	○	●	●
封閉式攔砂壩	△	●	●	△	○	●	△	●	○
開放式攔砂壩	△	●	●	○	●	○	○	●	●
潛壩	△	●	●	○	●	○	○	●	●
沉砂池	△	●	●	△	●	●	△	●	●
疏濬土石流沉 積區	●	●	●	○	●	●	○	●	●
防落石網	△	●	○	○	△	△	○	△	△
防落石柵	△	●	○	○	△	△	○	△	△
蛇籠工法	●	●	○	△	○	△	△	○	△
拋石工法	●	●	○	△	○	△	△	○	△
隧道	△	●	●	○	●	○	○	●	○
明隧道	△	●	●	△	○	●	○	●	●
溪底隧道	△	○	●	△	●	●	△	○	●
橋梁工程	△	○	●	●	●	●	●	●	●
改址	△	○	●	●	●	●	●	●	●
備註：●：非常適用 ○：可能適用 △：不適用									

山區道路路基及道路邊坡災害發生後常因各項主、客觀因素之影響無法迅速加以完善處理。然而山區道路交通為當地民眾生活之所繫亦悠關使用民眾之安全，因此，當道路邊坡災害發生後，在確定整治方案之前，應執行緊急搶修或長期整治以維持當地基本交通與安全需求，各相關工法詳細說明如下。並將道路路基及道路邊坡受土石流衝擊破壞之各相關工法說明、適用範圍、注意事項等彙整於表 6-3。其中各緊急搶修工法將於 6.3 節作一詳細介紹。

1. 防落石網/防落石柵：於隧道之前後經常有小規模之落石，亦可於邊

坡設置平面或立式防落石網或(如圖 6.14 及圖 6.15 所示)，可將落石擋住或使其沿防落網掉至坡底，以保護用路人之安全。若於逆向陡坡處因常有落石掉落之現象，可設置如漁網狀之防落石網，使其落石不會掉落至公路上(如圖 6.16 所示)。



圖 6.14 設置於風化邊坡之平面



圖 6.15 台 8 線之明隧道前之立式防落石網



圖 6.16 逆向陡坡處之漁網狀防落石網

2. 蛇籠/石籠工法：蛇籠工法一般已普遍使用於橋基保護、堤防護坡與公路邊坡穩定，因此工法易與其它橋基保護工法搭配且穩定性佳，惟亦遭流動之卵礫石撞擊磨損，故適用於砂質河川(如圖 6.17 所示)。



圖 6.17 台 27 線 6K 左右之道路路基搶修

3. 隧道工程：於台 8 線 36 公里處之谷關隧道(如圖 6.18 所示)即為最好之案例，當道路經過一順向坡崩塌地時，亦可以隧道工程之方式避開潛在的危險區域，並可於隧道上方以噴凝土之方式穩定其邊坡。



圖 6.18 台 8 線 36KM 處之谷關隧道

4. 明隧道：於台 8 線之明隧道(如圖 6.19 所示)即為最好之案例，當道路須經過於大型崩塌地之危險區域，以明隧道之方式除可方便道路直接穿越危險區域，亦可避免因崩塌而造成往後道路中斷之問題。



圖 6.19 台 8 線之明隧道

5. 溪底隧道：於苗栗縣 140 之火炎山隧道(如圖 6.20 所示)即為最好之案例，當公路需經過大規模之土石流沖積扇時，以可採用此工法，讓土石經由隧道上方通過，以達到人車之安全。



成功大學 陳景文教授拍攝



成功大學 陳景文教授拍攝

圖 6.20 苗栗縣 140 之火炎山隧道

6. 鋼便橋：當橋梁受洪水淘刷破壞時，若斷面過大或是水流量過多，可採用鋼便橋進行道路搶通，跨距可達 20m，且可承受 20~25 噸之載重，通水斷面大，施工速度快，可重複使用（如圖 6.21 所示）。



資料來源：公路總局二工處提供

圖 6.21 台 13 線后豐大橋之鋼便橋

7. 鋼托架橋：下邊坡大範圍坍塌導致路基嚴重流失，若要修復路基勢必自河床向上修築路基或直接開挖山壁，花費甚大且耗時。此時可採用鋼托架橋工法，其將岩錨每隔一定的距離打入山壁做為支撐，以此作為路基進行道路的鋪設，可有效解決填築路基的缺點，避免大量的挖填土方，施工速度快、安全、且節省經費（如圖 6.22 所示）。



(a)莫拉克風災前拍攝



(b)莫拉克風災後拍攝

資料來源：松陽土木技師事務所提供

圖 6.22 梅蘭林道之鋼托架橋

表 6-3 道路路基及道路邊坡受土石流衝擊破壞之因應對策說明

對策分類	工法名稱	適用範圍	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
減少土砂	水土保持	1.軟弱土層造成圓弧破壞處。 2.順向坡整面滑落處。 3.道路之上、下邊坡易產生崩塌者。	1.針對上游集水區進行水土復育，使土石不輕易受水流沖蝕而破壞。	1.環境復育過程耗時，短期未能發揮顯著效果。 2.局部區域開發程度受限，降低土地使用率。	1.各植生護坡工程 2.坡頂各式排水工
減少土砂	固床工	1.小峽谷或溝渠之中。 2.河岸崩塌地區。 3.縱向沖蝕河段。 4.土石流地區。	1.降低水流速度，減少河床及河岸受侵蝕的程度，穩固河岸。	1.造成太高或過強之水流，造成生物無法順利於上、下游間移動	1.封閉式攔砂壩 2.開放式攔砂壩
減少土砂	封閉式攔砂壩	1.溪谷中上游。 2.河岸崩塌地區。 3.淤砂嚴重河段。 4.縱向沖蝕河段。 5.土石流地區。	1.攔阻或調節河床砂石，穩定河床防止縱向侵蝕，保護側岸。 2.轉化土砂搬運形式，抑止土石流，減少災害；且當壩體上游淤滿之後，淤砂坡度較原溪床坡度為緩和，可有效地減緩土石流之流速，降低其撞擊之力量。	1.水頭落差甚大，使得溪流環境丕變，嚴重衝擊水生生物族群的生存。 2.容易淤滿，無法在容納後續湧入之大量土石而造成溢流。	1.固床工 2.開放式攔砂壩
減少土砂	開放式攔砂壩	1.溪谷中上游。 2.河岸崩塌地區。 3.淤砂嚴重河段。 4.縱向沖蝕河段。 5.土石流地區。	1.可蓄積土石流所挾帶大量砂石，降低土石流總流出量。 2.轉化土砂搬運形式，使泥砂顆粒以個別搬運方式帶往下游，減少對壩址下游河床	1.所蓄積土石不易清除。	1.固床工 2.封閉式攔砂壩

對策 分類	工法 名稱	適用範圍	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
			局部之沖刷。 3.壩體受力面積較非透過性防砂壩小，所受土石流之衝擊力量亦小。		
減少土砂	潛壩	1.沖蝕地區如屬主支流合流處，應選定在合流點之下游處。 2.以保護構造物之基礎為目的者，應選定在構造物之下游處。 3.河床堆積嚴重地區之下游。 4.河岸崩塌地區 5.亂流河段 6.淤砂嚴重河段 7.縱向沖蝕河段	1.安定河道防止縱橫向侵蝕。 2.保護護岸等構造物之基礎。 3.通常考慮降低階段落差，以多段式跌水代替單一高落差，可降低土石流流動過程之速度與能量。	1.對環境之衝擊較大，需特別著重生態考量，通常需考慮魚道之保存及設置、設置魚類回游水道。	1.固床工 2.沉砂池
減少土砂	沉砂池	1.河川中下游。	1.減少土石下移、保護下游土地房舍及公共設施，攔截或沈積土石。 2.減少河川中下游之土砂災害，有助於收集非點的污染源及減少沉澱物質的散落，可改善河川。	1.入口處易堵塞而產生漫流。 2.池中水分若無及時排除，易孳生蚊蟲而破壞環境，日後之維護管理不易。	1.固床工 2.開放式攔砂壩
減少土砂	疏濬土石流沈積區	1.土石流淤積之範圍。	1.當路線須經過土石流淤積段時，應清理累積之土石，保持水路之暢通，避免土石	1.需週期性清理累積之土石。	--

對策 分類	工法 名稱	適用範圍	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
			流沖壞路面。		
保護	防落石網	1.上邊坡土石崩落易造成用路人行車安全。	1.於土石易崩落之坡面設置防落石網，當石塊掉落時不易產生彈跳，且不直接破壞道路路面，提昇用路之安全性及使用年限。	1.需週期性清理累積之土石。	1.防落石柵
保護	防落石柵	1.上邊坡土石崩落易造成用路人行車安全。	1.於土石易崩落處上邊坡擋土牆上方設置防落石柵，使土石不至於直接崩落路面，提昇用路之安全性與暢通性。	1.需週期性清理累積之土石。	1.防落石網
保護	蛇籠工法	1.道路坡趾保護。 2.卵礫石河床或砂質河床。	1.材料選擇可就地取材，利用工址附近既有之石料及植物等，若現地石材無法滿足穩定需求，則再考量外地輸入或以其他工法替代。 2.富於撓曲性，可憑藉其自重而自動變位下沉。	1.蛇籠工易遭流動之卵礫石撞擊磨損。 2.側向侵蝕、跌水或水躍沖刷易導致蛇籠網的拉扯破壞及河床質的流失。	1.拋石工法
保護	拋石工法	1.道路坡趾保護。 2.沖蝕河床、或已受沖蝕之坡趾周邊範圍。	1.拋石工法易隨周邊外在條件而變位調整，可抑制河床下降。	1.局部施作雖可防止坡趾周邊沖刷，未施做區域反而易遭沖蝕淘刷，進而擴	1.蛇籠工法

對策 分類	工法 名稱	適用範圍	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
			2.石料間隙可供植物生長，增加石塊穩定性與環境相容性。	及橋基處之拋石層，導致拋石崩塌流失與河床下降。 2.不適用於河床窄深、坡陡流急之河川。	
迴避	隧道	1.軟弱土層造成圓弧破壞 2.順向坡整面滑落 3.邊坡易產生落石崩落處 4.土石流通過之路段	1.當道路經過順向坡等經常產生邊坡災害處時，可興建隧道通過，避開可能崩坍之危險區域。 2.縮短路線距離，降低工程經費。 3.避免山坡開挖，降低環境破壞。	1.隧道施工工法之選擇影響工程經費。 2.施工過程較複雜。 3.施工工期較長。	1.防落石網 2.防落石柵
迴避	明隧道	1.道路上邊坡易產生落石崩落處。	1.易有土石崩落之路段，可興建明隧道通過，讓土石由隧道上方通過，提升行車安全性。	1.明隧道需超過崩塌區域，避免崩塌之土石堆積於明隧道進出口，造成道路中斷。 2.崩塌範圍影響工程經費。	1.防落石網 2.防落石柵
迴避	溪底隧道	1.土石流通過及堆積之路段。	當路線須經過大規模土石流沖積扇時，可興建溪底隧道，讓土石由隧道上方通過，提升安全性。	1.溪底隧道需超過土石流堆積區域，避免土石堆積於溪底隧道進出口，造成道路中斷。	--

對策 分類	工法 名稱	適用範圍	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
				2.土石流堆積範圍影響工程經費。	
迴避	橋梁工程	1.土石流通過之轉彎路段。	1.當路線須經過土石流流經之坑溝凹谷側時，可興建橋梁直接跨越，避開可能發生土石流之危險區域。	1.所需經費較高。 2.施工期較長。	--
迴避	改址	1.河岸遭受洪水淘刷造成道路崩落。 2.軟弱土層造成圓弧破壞(大範圍)。 3.順向坡滑落。 4.土石流通過之路段。	1.將行進路線改至對向河岸，避開原本易滑動之路段。 2.將行進路線往河谷上游處遷移，避開土石流流動段。 3.將動線改建至河道淤積側，避開原址之水流攻擊岸。	1.整建工程費用較高，需進行中長期規劃與評估。 2.可能影響附近環境生態及民眾權益等問題，需審慎評估。 3.改線後之成效評估與經濟效益，皆需納入考量。	1.隧道 2.明隧道 3.溪底隧道 4.橋梁工程

6.2 山區跨河橋梁遭受土石流衝擊之處理對策

6.2.1 山區跨河橋梁遭受土石流衝擊損壞型態

土石災害是臺灣橋梁經常遭遇的災害型態，其因土石流產生之土石撞擊橋梁下部結構(含基礎)所造成結構損傷、變形或位移，尤其於河川上游土石流災害耗發區域，土石流攜帶的大量土石與砂礫，對橋梁基礎、橋墩、與橋台等橋址結構，除了直接撞擊產生之結構破壞外，土石材料阻塞河道造成水流或泥流漫流，也會間接造成橋梁上部結構受損與橋台鄰近邊坡崩塌或護岸潰堤等災害。圖 6.23 為東卯橋遭受土石流衝擊而損毀；圖 6.24 為台 8 線往谷關方向之道路邊坡擋土牆遭洪水淘刷，路基淘空造成道路與橋梁銜接處產生破壞。



圖 6.23 橋梁受土石災害撞擊實例(李維峰，2008)



圖 6.24 橋梁橋台護岸受河床堆高後水流攻擊破壞實例(李維峰，2008)

6.2.2 橋梁致災原因分析

綜合上述橋梁破壞形態和受土石災害情況，本研究依公路總局於莫拉克颱風後，針對其轄管 52 座破壞橋梁(李維峰等人，2009)所進行之致災原因研判，歸納跨河橋梁破壞之主要原因以洪氾沖刷和土石流撞擊為主，而其他破壞型態和致災原因則說明如下：

1. 邊坡崩塌：鄰近橋址邊坡因雨崩塌，橋墩、橋台等橋體結構因受崩塌土體撞擊，造成橋梁引道或橋台擋土設施傾覆、滑移甚至基礎流失而發生破壞(圖 6.25 所示)。



圖 6.25 邊坡崩塌損害橋梁

2. 土石流撞擊、溢流：橋址上游集水區，因豪大雨引致嚴重邊坡崩塌，衍生土石流，土石推擠堆積造成橋梁通水斷面不足，致使巨石、土砂材料或漂流木等撞擊橋梁上、下部結構，甚至淤滿河道，產生溢流橋面版，導致橋梁結構損壞(圖 6.26 所示)。



圖 6.26 因土石流撞擊、溢流損害橋梁(李維峰，2009)

3. 過大洪峰流量：由於降雨量過大，造成超大洪峰流量，在洪峰流量通過橋梁時，因超高洪水位超過原來的橋梁通洪設計標準，造成過高水位不斷推擠橋面版，在水力持續作用下造成橋面版的傾斜，甚至發生橋梁破壞及跌落(圖 6.27 所示)。



圖 6.27 因過大洪峰流量損害橋梁(李維峰，2009)

4. 橋址位於水路攻擊處：橋址位於河道彎曲處或攻擊角，導致橋梁基礎、橋台、或引道因受水流攻擊而淘刷、流失損毀，該破壞類型亦常發生於主河道因洪氾或土石流阻塞而偏移，攻擊橋梁結構(圖 6.28 所示)。



圖 6.28 因橋址位於水路攻擊處損害橋梁(李維峰，2009)

5. 洪氾破壞橋梁相關構造物：由於大雨造成超大洪峰流量，洪氾直接侵蝕河岸，沖刷臨近橋台邊坡或堤防坡腳；或因洪水夾帶大量土石於高灘地淤積，護岸或橋台受土石撞擊或溢流淹沒，導致潰堤與橋台擋土設施傾倒破壞、背填土流失(圖 6.29 所示)。



圖 6.29 因洪氾破壞橋梁相關構造物而損害的橋梁(李維峰，2009)

6. 基礎掏刷：洪水沖刷河床，導致橋梁基礎裸露，衍生沈箱基礎傾覆或基樁承载力不足而導致橋梁傾倒破壞(圖 6.30 所示)。



圖 6.30 因基礎淘刷而損害的橋梁(李維峰，2009)

6.2.3 山區跨河橋梁遭受土石流衝擊之處理對策彙整

綜合上述說明之山區道路邊坡災害情況，本研究依國內過去跨河橋梁致災原因研判，歸納跨河橋梁處理對策之選擇可分為 a.減少土砂災害 b.保護 c.迴避/改建/新建(如圖 6.31 所示)，其中減少土砂災害可參考 3-4 節中各相關工法照片；表 6-4 為橋梁各保護工法及補強工法使用時機及土石流潛勢溪流特性列表，而其他各工法說明及注意事項則說明如下。

表 6-4 以於 10 月 4 日專家座談會，總結各專家學者之建議後進行修改，因橋梁結構及橋梁基礎之保護與補強，除橋梁結構本身外其上下游鄰近河床內之保護及整治工法，皆會影響橋梁本身之安全性及穩定性。然而，橋梁的破壞機制不全然歸屬於洪水淘刷或土石撞擊破壞，因橋梁本身座落於河床中，因此，各種可能造成破壞之原因皆屬本研究之參考依據。由各種破壞原因所對應之相關處理對策相較廣泛，其中「減少土砂災害」著重於土石流流動過程之抑制工法；「保護」著重於橋梁結構本身之防護工法；「迴避/改建/新建」著重於中期規劃及長期規劃之考量。

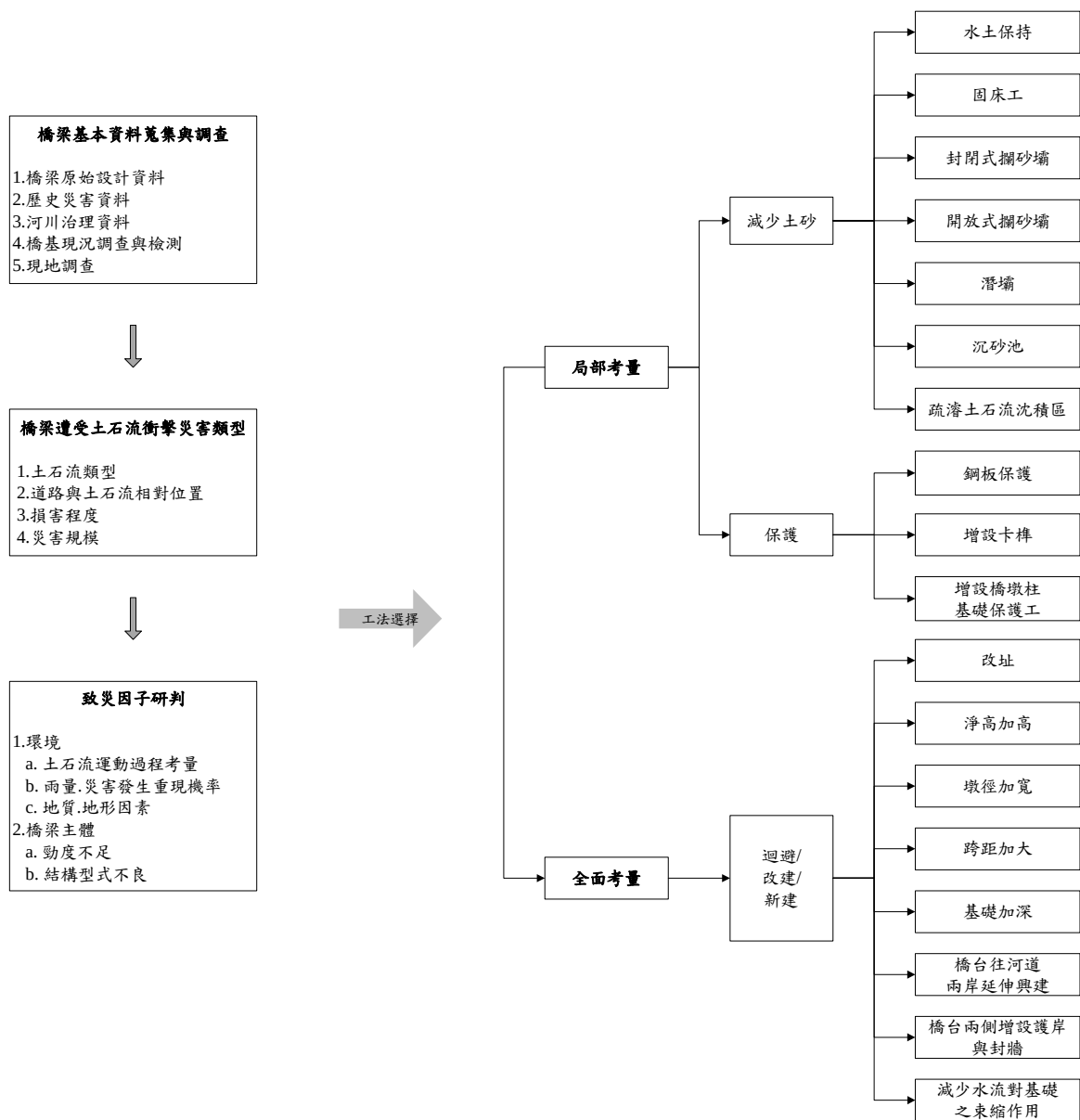


圖 6.31 橋梁結構各項工法之對策選擇

表 6-4 橋梁保護工和補強工法使用時機及土石流潛勢溪流特性列表

工法名稱	使用時機			土石流區段			河川特性		
	搶修 (災中)	中期 規劃	長期 規劃	發生段	流動段	堆積段	河道匯 流處	河道轉 彎處	土石流 撞擊
水土保持	△	○	●	●	○	△	△	○	△
固床工	△	●	●	○	●	△	○	○	○
封閉式攔砂壩	△	●	●	△	○	●	○	○	●
開放式攔砂壩	△	●	●	○	●	○	○	○	●
潛壩	△	●	●	○	●	○	●	●	○
沉砂池	△	●	●	△	●	●	●	●	△
疏濬土石流沉 積區	●	●	●	○	●	●	●	●	△
鋼版保護	△	●	●	●	●	●	●	●	●
增設卡樁	△	○	○	△	○	○	○	○	○
增設橋墩柱基 礎保護工	△	●	●	△	○	○	●	●	●
淨高加高	△	△	●	△	●	●	●	○	●
墩徑加寬	△	●	○	△	●	○	○	○	○
跨距加大	△	△	●	○	●	●	●	○	●
基礎加深	△	△	○	△	●	●	○	○	○
橋台往河道兩 岸延伸興建	△	△	○	○	○	●	○	●	●
橋台兩側增設 護岸與封牆	△	●	●	○	●	●	●	●	●
改址	△	△	○	●	○	○	○	○	○
減少水流對基 礎之束縮作用	△	△	○	△	●	○	●	●	●
增設橋墩柱基 礎保護工	△	●	●	△	○	○	●	●	●
上游側增設濾 過性壩	△	●	●	●	●	●	○	○	●
備註：●：非常適用 ○：可能適用 △：不適用									

本研究團隊於莫拉克颱風後深入災區，從現地調查的過程中瞭解多數災害皆為複合式災害，以高雄甲仙鄉小林村為例，當颱風挾帶豐沛雨量使旗山溪溪水暴漲導致河道兩岸嚴重淘刷，再因獻渡山產生邊坡滑動，而大量的土石方堆積於旗山溪河道上，阻斷溪水的通路，進而形成堰塞湖，當堰塞湖潰壩後，將大量堆積的土石及溪水一同帶往下游，形成大型的土石流災害；因此當山區跨河橋梁災害發生後，在確定整治方案之前，應執行緊急搶修或長期整治以維持當地基本交通與安全需求，其中緊急搶修將於 6.3 節作一詳細介紹。然而將山區跨河橋梁受土石流衝擊破壞之各工法說明、適用範圍、注意事項等彙整於表 6-5。

1. 鋼版保護：

以鋼版保護橋墩及橋柱，降低土石所帶來之衝擊。

2. 於橋柱和橋面版接合處增設卡樁：

莫拉克風災將山區大量漂流木帶往下游，因漂流木浮於水面以至於卡在橋面版，其推力使得橋面版錯位或掉落而造成道路中斷，若能增加橋面版承受側向力的能力，將有效提高其安全性，如圖 6.32 所示。

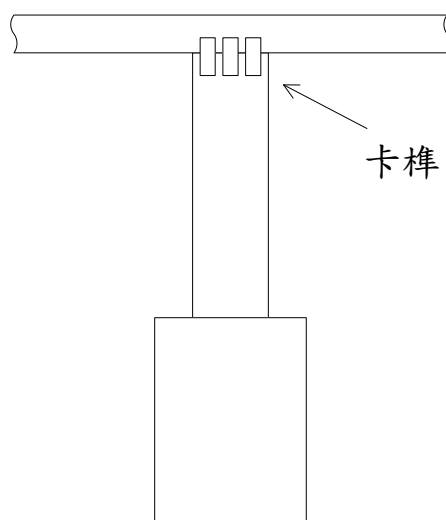


圖 6.32 橋柱和橋面版接合處增設卡樁示意圖

3. 改線：

將行進路線遠離主、之流匯流處，避免土石淤積；遠離土石流易發生段，減少土石之衝擊。

4. 橋台往河道兩岸延伸興建：

將橋台往兩側方向延伸興建，拉長橋台與河岸之距離，如此就算遭受洪水侵蝕，仍有周遭土壤可以阻擋，不至於直接受到攻擊橋基而產生落台，示意圖如圖 6.33 所示；圖 6.34 為莫拉克颱風後之新發大橋破壞情形；圖 6.35 為新建中之新發大橋，其橋台位址往河道兩岸延伸興建。

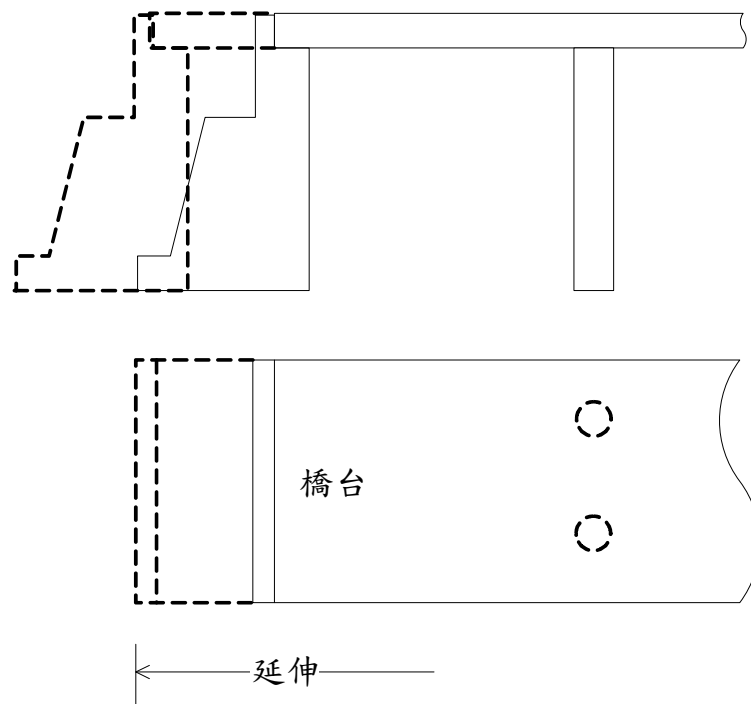


圖 6.33 橋台往河道兩岸延伸示意圖



圖 6.34 新發大橋右岸橋台破壞情形



圖 6.35 新建之新發大橋，橋台往河道兩岸延伸(右岸)

5. 減少水流對基礎之束縮作用：

一般跨河橋梁規劃設計係以最短距離為考量，但卻容易產生河道束縮沖刷，因此改以傾斜不與水流方向正交方式興建，如此可減少同一河斷面積之落墩數，緩和水流淘刷。圖 6.36 為台 21 線信義鄉東卯橋其原橋墩座落於河口上游 100m 處，但因位於河道變異處，使得經常因溪水暴漲及橋梁間距造成的束縮效應，而產生漫流至河道兩岸，並破壞兩岸路基造成道路中斷；新篤銘橋將其設計於河口處，並將其橋台座落離河道易沖蝕及淘刷的位置。圖 6.37 為台 8 線谷關篤銘橋其原橋址因位於河道轉彎處，使轉彎處之河道左岸經常

性遭受淘刷破壞，而在長期規劃中將其往上游處新建，主要為避開河道變異處，以提高橋梁本身壽命及安全性。



圖 6.36 新東卯橋位址 (李維峰，2008)



圖 6.37 篤銘橋位址(李維峰，2008)

表 6-5 橋梁受土石流衝擊破壞之因應對策說明

對策分類	名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
減少土砂	水土保持	1.軟弱土層造成圓弧破壞處。 2.順向坡整面滑落處。 3.道路之上、下邊坡易產生崩塌者。	1.針對上游集水區進行水土復育，使土石不輕易受水流沖蝕而破壞。	1.環境復育過程耗時，短期未能發揮顯著效果。 2.局部區域開發程度受限，降低土地使用率。	1.各植生護坡工程 2.坡頂各式排水工
減少土砂	固床工	1.小峽谷或溝渠之中。 2.河岸崩塌地區。 3.縱向沖蝕河段。 4.土石流地區。	1.降低水流速度，減少河床及河岸受侵蝕的程度，穩固河岸。	1.造成太高或過強之水流，造成生物無法順利於上、下游間移動	1.封閉式攔砂壩 2.開放式攔砂壩
減少土砂	封閉式攔砂壩	1.溪谷中上游。 2.河岸崩塌地區。 3.淤砂嚴重河段。 4.縱向沖蝕河段。 5.土石流地區。	1.攔阻或調節河床砂石，穩定河床防止縱向侵蝕，保護側岸。 2.轉化土砂搬運形式，抑止土石流，減少災害；且當壩體上游淤滿之後，淤砂坡度較原溪床坡度為緩和，可有效地減緩土石流之流速，降低其撞擊之力量。	1.水頭落差甚大，使得溪流環境丕變，嚴重衝擊水生生物族群的生存。 2.容易淤滿，無法在容納後續湧入之大量土石而造成溢流。	1.固床工 2.開放式攔砂壩
減少土砂	開放式攔砂壩	1.溪谷中上游。 2.河岸崩塌地區。 3.淤砂嚴重河段。 4.縱向沖蝕河段。 5.土石流地區。	1.可蓄積土石流所挾帶大量砂石，降低土石流總流出量。 2.轉化土砂搬運形式，使泥砂顆粒以個別搬運方式帶往下游，減少對壩址下游河床局部之沖刷。 3.壩體受力面積較非透過性防砂壩	1.所蓄積土石不易清除。	1.固床工 2.封閉式攔砂壩

對策分類	名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
			小，所受土石流之衝擊力量亦小。		
減少土砂	潛壩	1.沖蝕地區如屬主支流合流處，應選定在合流點之下游處。 2.以保護構造物之基礎為目的者，應選定在構造物之下游處。 3.河床堆積嚴重地區之下游。 4.河岸崩塌地區 5.亂流河段 6.淤砂嚴重河段 7.縱向沖蝕河段	1.安定河道防止縱橫向侵蝕。 2.保護護岸等構造物之基礎。 3.通常考慮降低階段落差，以多段式跌水代替單一高落差，可降低土石流流動過程之速度與能量。	1.對環境之衝擊較大，需特別著重生態考量，通常需考慮魚道之保存及設置、設置魚類回游水道。	1.固床工 2.沉砂池
減少土砂	沉砂池	1.河川中下游。	1.減少土石下移、保護下游土地房舍及公共設施，攔截或沈積土石。 2.減少河川中下游之土砂災害，有助於收集非點的污染源及減少沉澱物質的散落，可改善河川。	1.入口處易堵塞而產生漫流。 2.池中水分若無及時排除，易孳生蚊蟲而破壞環境，日後之維護管理不易。	1.固床工 2.開放式攔砂壩
減少土砂	疏濬土石流沈積區	1.土石流淤積之範圍。	1.當路線須經過土石流淤積段時，應清理累積之土石，保持水路之暢通，避免土石流沖壞路面。	1.需週期性清理累積之土石。	--
保護	鋼版保護	1.橋墩易受漂流木及土石衝擊。 2.既有橋梁可增加橋梁本身勁度。	1.降低漂流木及土石所帶來之衝擊作用 2.減少混凝土遭磨蝕後鋼筋外露鏽蝕。	1.維護保養不易，無法檢測鋼版包覆內之破壞情形。	1.墩徑加寬 2.增設橋墩柱基礎保護工

對策分類	名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
保護	增設卡樺	1.橋梁易受漂流木及土石衝擊。	1.增加橋面版承受側向力的能力。	1.若衝擊力過大將使基礎遭受牽連，需適時考量重建所需之經費。	--
保護	增設橋墩柱基礎保護工	1.側向攻擊力過大時使用(如漂流木、土石撞擊)。 2.洪水及土石流直接淘刷破壞基礎。	1.減少土石流對橋梁基礎的淘刷作用及衝擊作用。	1.增加工程經費。 2.完工後之成效評估與經濟效益，皆需納入考量。	1.鋼版保護
迴避	改址	1.因洪水或土石流沿山壁攻擊或河道漫流侵蝕，使橋台後方路基淘刷。 2.土石堆積區與公路橋梁交集處。 3.主、支流匯流易產生漩渦處。 4.土石流潛勢溪流流域範圍。	1.將公路路線遠離主、支流匯流處，避免土石淤積及淘刷。 2.遠離土石流易發生段，減少土石之衝擊。	1.整建工程費用較高，需進行中長期規劃與評估。 2.可能影響附近當地交通、特定限制區域及民眾權益等問題，需審慎評估。 3.改址後之成效評估與經濟效益，皆需納入考量。	1.淨高加高 2.墩徑加寬 3.跨距加大 4.基礎加深 5.橋台往河道兩岸延伸興建 6.橋台兩側增設護岸與封牆 7.減少水流對基礎之束縮作用
迴避/ 改建/ 新建	淨高加高	1.適用於新建橋梁之規劃設計。 2.豪大雨後溪床常有漂流木堆積處。	1.使洪流及土石流無法推移或破壞橋面版。	1.所需經費較高。 2.施工較複雜。 3.橋墩高度與墩徑大	1.墩徑加寬 2.跨距加大 3.基礎加深

對策分類	名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
		3.土石堆積區與公路橋梁交集處。 4.主、支流匯流易產生漩渦處。		小，影響勁度需審慎計算與分析。	
迴避/ 改建/ 新建	墩徑加寬	1.側向衝擊力過大時使用(如漂流木、土石撞擊)。 2.既有橋梁可增加橋梁本身勁度。	1.使橋梁自重及勁度增加，提升穩定性。	1.所需經費高。 2.斷面接合處受施工品質影響。 3.使通水斷面積減少。	1.淨高加高 2.跨距加大 3.基礎加深
迴避/ 改建/ 新建	跨距加大	1.適用於新建橋梁之規劃設計。 2.橋梁易遭受漂流木撞擊及土石流潛勢溪流之流域範圍。 3.土石堆積區與公路橋梁交集處。 4.主、支流匯流易產生漩渦處。	1.使落墩數減少，減少河道束縮之影響。 2.降低洪流及土石流對橋梁基礎的淘刷作用及衝擊作用。若條件許可，可考量設置吊橋。	1.目前常以鋼結構設計增加橋梁之跨距，因此所需經費較高。 2.每跨長度應有所限制。	1.淨高加高 2.墩徑加寬 3.基礎加深
迴避/ 改建/ 新建	基礎加深	1.適用於新建橋梁之規劃設計。 2.橋梁基礎遭受洪水或土石流而產生淘刷現象。 3.橋梁基礎檢測時已產生破壞(如挫曲)。	1.增加橋梁基礎抗淘刷及承載之能力。	1.所需經費較高。 2.施工較複雜。 3.品質不易控制。	1.淨高加高 2.墩徑加寬 3.跨距加大
迴避/ 改建/ 新建	橋台往河道兩岸延伸興建	1.適用於新建橋梁之規劃設計。 2.因洪水或土石流沿山壁攻擊或河道漫流沖蝕，使橋台後方路基淘空。	1.使橋基不至於直接受到洪水或土石流沖蝕而產生落台。	1.往兩岸延伸之距離，影響工程經費。 2.施工較複雜。	1.橋台兩側增設護岸與封牆

對策 分類	名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
				限制條件	搭配工法
		3.主、支流匯流易產生漩渦處。 4.橋台座落在水流的攻擊側。			
迴避/ 改建/ 新建	橋台兩側增設 護岸與封牆	1.因洪水或土石流沿山壁攻擊或 河道漫流沖蝕，使橋台後方路基 淘刷。 2.橋台易受漂流木及土石衝擊處。 3.主、支流匯流易產生漩渦處。 4.橋台座落在水流的攻擊側。	1.經由橋台兩側延伸之護岸與封牆 保護，避免水流沿著山壁沖蝕或 遭洪水漫流淘空橋台後方。	1.增加工程經費。 2.橋台兩側現地地形與 河道特性，為設置護 岸與封牆之限制與考 量。	1.橋台往河道兩 岸延伸興建
迴避/ 改建/ 新建	減少水流對基 礎之束縮作用	1.適用於新建橋梁之規劃設計。 2.易受漂流木及土石衝擊處。 3.河道束縮段或轉彎段。 4.主、支流匯流易產生漩渦處。 5.洪水或土石流直接淘刷破壞基 礎。	1.選擇河道中通水斷面積較大處 （落差較高處或河面較寬處）及 避開水流不穩定處設置橋梁，減 少同一河斷面積之落墩數，以緩 和水流淘刷。	1.所需經費較高。 2.受現地地形與兩岸道 路銜接之限制。	1.淨高加高 2.墩徑加寬 3.跨距加大 4.基礎加深 5.橋台往河道兩 岸延伸興建 6.橋台兩側增設 護岸與封牆

6.3 山區道路及橋梁破壞之臨時性搶修處理對策

本研究團隊於莫拉克颱風後深入災區，其中包含災情嚴重的高雄那瑪夏鄉(台 21 線)及南部橫貫公路(台 20 線)，發現災後公部門再緊急搶通各交通道路時，使用各種不同的臨時便道及橋梁，其緊急搶通的臨時設施並未有相關規範來檢核其安全性，然而，本研究團隊於 6 月 2 日至交通部第二養護工程處進行訪談後，瞭解其災後搶通的過程及各項工程，因此，於本節將針對緊急搶通使用之臨時設施進行說明與探討。

平時各工務段按規定辦理養護作業，如遭遇重大災害時，事先若無周詳緊急應變作為處理藍本，則搶通作業將雜亂無章，導致搶通時間延遲，甚至危害用路人之生命安全。然而，各轄區皆有不同的地質、水文及環境，再因天然災害或其他重大災害而造成道路阻斷時，為求能在短時間內有系統的動員，達到快速搶通目的，維持交通順暢，各轄區單位得研擬決策支援，將防災應變流程化，做有效之動員處理任何突發狀況。

對於現場工程師而言，災後最重要的工作為『搶通>搶修>加固>復建』，搶通主要原因係因為要先讓搶救災機具能夠更快速進入災區，以減少災區的人員傷亡。然而，在搶通過程中對於臨時建物的安全值並無法明確計算安全性及穩定性，但在時間的壓力下，必須在最短時間將道路搶通，以提供救災人員或救援物資進入災區，因此，在如此險惡的環境下，「測量」就是對安全性評估最重要的指標，在搶通的過程中，只要邊坡不再滑動或產生落石即可；而臨時便橋能抵抗水流力，僅考慮能暫時通行即可。

搶通過程中大多數皆為臨時設施，因此，需限制通過時的車速、載重，並適當進行管制，於必要時進行封路作業禁止人車通行；豪雨期間會有因應的通行時間，對於重點監測橋梁，當現場人員接獲指令後進行封橋，在危險路段之間需進行相關的管制工程。詳細說明如下。

6.3.1 緊急搶通使用之臨時設施說明 -管制工程

1. 資訊可變標誌(CMS)

交通管制方式及資訊可變標誌(CMS)播放訊息(如圖 6.38 所示)可依雨量及道路狀況劃分為三種等級，針對不同的情境提出適宜的處置：

- (1) 第三級管制：氣象局發布劇烈天氣特報，降雨量達到足以影響行駛安全時，可介定為此等級。CMS 即時資訊：提供「山區大雨小心駕駛」、「颱風期間備妥存糧」、「颱風期間慎防豪雨」、「颱風期間減少外出」資訊於可變標誌牌面上。
- (2) 第二級管制：視各路段不同情形，當降雨量累積每小時降雨量達 20~50mm，以及 24 小時累積雨量達 50~400mm 以上，可劃分為此類等級。即時資訊：達此等級，於可變標誌牌面上發布「山區豪雨土石鬆軟注意落石」、「颱風期間提高警戒」。
- (3) 第一級管制：視各路段不同情形。即時資訊：達此等級，於可變標誌牌面上發布「前方路段禁止進入」、「前方路段管制改行人倫便道」、「XX 至 XX 段進出管制通行」。於遠端 CMS 發布封閉路段資訊。



資料來源：<http://www.flickr.com/photos/bookmusic/89600862/>

圖 6.38 資訊可變標誌(CMS)

2. 鐵扇門：主要提供緊急管制時使用(如圖 6.39 所示)。



資料來源：公路總局二工處提供

圖 6.39 鐵扇門

3. 警告標誌：主要提供車輛駕駛人及行人了解道路上之特殊狀況，提高警覺，並準備防範應變措施(如圖 6.40 所示)。



資料來源：公路總局二工處提供

圖 6.40 警告標誌

4. 夜間警示燈：主要提供車輛駕駛人及行人在夜間瞭解道路上之特殊狀況，提高警覺 (如圖 6.41 所示)。



資料來源：公路總局二工處提供

圖 6.41 夜間警示燈

道路緊急搶通使用之臨時設施說明

臨時設施主要分為道路部分及橋梁部分。道路部分簡單而言就是考量坍方的地方該如何通行，而各緊急搶通工法皆可與橋梁緊急搶通設施相互搭配。詳細說明如下，並將各緊急搶通工法彙整於表 6-6。

1. 臨時擋土排樁：下邊坡路基流失或因擋土牆損毀所造成之路基陷落，均可以打設臨時擋土排樁之方式予以搶修。排樁之種類一般多使用鋼軌樁、H 型鋼樁或鋼版樁如(如圖 6.42 所示)。於道路外側界線打設排樁，打設貫入深度應至少為設計擋土深度之 1.3~1.5 倍或入岩至少 3m。若為鋼軌樁或 H 型鋼樁，則其樁間距一般約為 0.25~0.50m。樁與樁之間可鋪設鋼版或木板以增加圍束土壤之功能。使用排樁除具有側向保護作用外，亦可避免路基於暴雨或洪水再次侵襲時流失。



資料來源：林基源教授提供

圖 6.42 台 8 線之鋼版排樁

2. 土堤便道：利用現地土石堆疊，使其形成臨時道路之路基(如圖 6.43 所示)。



圖 6.43 台 27 甲線 7K+200 六龜遊客中心

3. 舊路搶通：當原道路僅部分路面遭淘刷或崩塌而造成道路中斷，利用怪手將其道路往山壁內開挖後整平，以作為臨時通車之用。圖 6.44 為台 20 線 142 K + 100 其上邊坡滑動造成暴路中斷，利用重機具將崩塌地整平後，作為臨時便道之用。

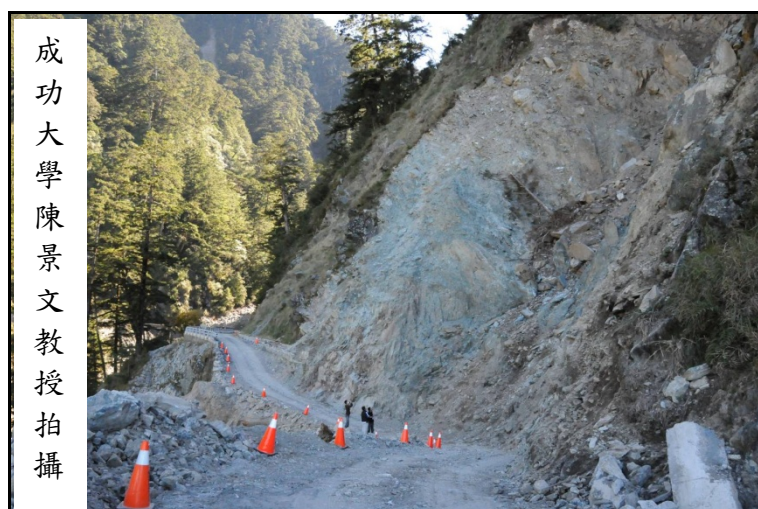


圖 6.44 台 20 線 142 K + 100 舊路搶通實景

4. 溪底便道：此為山區公路於風災後，因道路路基因淘刷或崩塌造成道路中斷時，道路需緊急搶通將其改道，經由溪底以土石臨時堆疊而成的臨時便道，此種便道為臨時設施使得路面較為顛簸，且位於溪流河岸，因此需限制通過時的車速、載重，並設置管制通行時間，以確保人車安全。圖 6.45 為台 20 線 95K+000 溪底便道實景。



圖 6.45 台 20 線 95K+000 溪底便道實景

5. 石籠(蛇籠)路基基礎：豪雨引致之流動型破壞，其坍落土石含水量極高，亦不利直接清除，增加道路修復之困難度與危險性。此種狀況之搶修應以先撐後移之方式進行，視道路工作範圍之大小，將現場坍落土石石籠，於坡趾處構築臨時簡易重力式垛牆，此時路面之土石即可安全且迅速的加以清除，在安全之前提下，恢復部份交通功能。圖 6.46 為石籠路基穩定之工法。



圖 6.46 以石籠作為路基穩定之工法

6. 簡易式貨櫃基礎路基：貨櫃路基之施工原理與蛇龍路基相同，由於排水不易，因此需注意其牆背排水情形。圖 6.47 為台 21 線 122K+600 明隧道旁之大型邊坡滑動後，利用貨櫃堆疊成路基，但其兩邊皆有利用絞索對拉，再利用地形產生拱效應增加穩定性，除此之外貨櫃之間也有連結。



資料來源：林基源教授提供

圖 6.47 台 21 線 122K+600 貨櫃路基

表 6-6 道路邊坡及道路路基破壞之臨時性搶修工法說明

名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
			限制條件	搭配工法
鋼軌樁	1.適用較堅硬之土質。 2.使用材料簡單且施工迅速。	係將鋼軌打入地層至預定深度後，邊開挖邊將木板襯入鋼軌中，而達成擋土之功效	1.擋土強度差。 2.鋼軌若未貫入一定深度，易再次產生滑動。 3.貫入地層時會產生振動。 4.不適合軟弱層	1.土堤便道
鋼版樁	1.適用軟弱層 2.擋土強度較鋼軌樁高。 3.止水性佳	利用條狀鋼版一片接一片打入地層之預計埋設深度後，再利用鋼版連接形成擋土牆，完成臨時擋土設施。	1.鋼版樁應緊密接合，避免脫軌。 2.應垂直貫入地層，避免傾斜偏離。 3.貫入地層時會產生振動。 4.不適合用在岩礫層。	1.土堤便道
土堤便道	1.適用各緊急搶修工程 2.土石材料取得容易。 3.施工迅速。	利用現地土石堆疊，使其形成臨時道路之路基。	1.透水性差。 2.於不穩定之邊坡上堆疊土石，增加載重使其安全性降低。 3.需經常性灑水，以免土塵影響行車視線。	1.鋼軌樁 2.鋼版樁 3.石籠路基 4.RC 涵管 5.鋼涵管
舊路搶通	1.適用既有道路搶通之用 2.施工迅速 3.兩側道路之高低差落差不大 4.後續之修復工程可依此道路進行規劃。	於崩塌處若以無道路路基，以利用重機具往山壁內側開挖，連通崩塌兩側之道路。	1.因座落於崩塌範圍內，可能有落石及持續崩塌之疑慮。 2.臨時道路不平整，若持續下雨可能造成輪胎打滑。 3.車道變窄，用路人需互相禮讓。 4.重機具開挖時，需注意安全。	1.土堤便道 2.石籠路基 3.簡易式貨櫃基礎路基

名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
			限制條件	搭配工法
溪底便道	1.適用道路緊急搶修工程 2.土石材料取得容易。 3.避開危險路段，迅速搶通。 4.因周遭環境不同，便道位置可隨之選擇。	因道路路基因淘刷或崩塌造成道路中斷時，且範圍過大或位於溪流峽谷處，道路需緊急搶通將其改道，經由溪底以土石臨時堆疊而成的臨時便道。	1.透水性差。 2.需經常性灑水，以免土塵影響行車視線。 3.需視溪水水位進行封路作業。	1.RC 涵管 2.鋼涵管
石籠路基	1.適用道路路基與道路邊坡緊急搶修工程 2.土石材料取得容易。 3.施工迅速。 4.可隨地形變化而施築。 5.此工法亦可應用於邊坡保護之用。	當道路路基嚴重流失後，無法重新再開挖或以溪底便道等方式搶通道路時，於坡腳處重新建築新的道路路基	1.需由施工人員進行編綁石籠，以利將土石固定於鋼絲網中。 2.無法承受過大之側向拉力。 3.變型後使柏油路面易產生龜裂。	1.簡易式貨櫃基礎路基
簡易式貨櫃基礎路基	1.適用道路路基緊急搶修工程 2.無需以人工方式綁定模板後再進行灌漿作業。 3.可依需求進行堆疊。 4.可搭配絞索或地錨增加穩定性。 5.施工時可同時多跨施作節省工期。	利用貨櫃作為模板，將現地土石填入後灌漿，亦可於貨櫃內置入鋼筋增加勁度及續接功能，使其形成臨時便道。	1.需施作排水設施，降低牆背之水壓力。 2.貨櫃成本較高，且運輸不易。 3.貨櫃本身勁度不足，灌漿後常有爆模情形，必要時可考慮增加其勁度。 4.貨櫃尺寸固定，需以其大小進行規劃設置地點與埋設深度。	1.鋼版樁 2.石籠路基

6.3.2 橋梁緊急搶通使用之臨時設施說明

臨時設施主要分為道路部分及橋梁部分。橋梁部分簡單而言就是遇到河川通過的地方如何跨越過去讓人車通行，而各工法皆可與道路緊急搶通設施相互搭配。詳細說明如下，並將各緊急搶通工法彙整於表 6-7。

1. 混凝土(RC)涵管緊急便道：此為搶通工程中最常見的過水設施，其直徑約 2~2.5m，RC 涵管土石便道適用於短距離且中等深度的河谷，其優點為取材方便且施工迅速，但大量的土石堆積，不利於河道的排水，容易遭受洪水沖毀。圖 6.48 為台 20 線 58K+700 甲仙便橋之 RC 涵管緊急便道實景。



圖 6.48 台 20 線 58K+700 甲仙便橋實景

2. 鋼涵管緊急便道：鋼涵管土石便道之優缺點與 RC 涵管土石便道相同，由於排水不易，因此適用於距離且水量較小之河谷。鋼涵管口徑約 3~3.5m，價格較貴但可重複使用。圖 6.49 為台 3 線卓蘭鎮卓蘭大橋實景之鋼涵管緊急便道實景。



資料來源：信義工務段提供

圖 6.49 台 3 線卓蘭鎮-卓蘭大橋實景

3. 簡易式貨櫃基礎便橋：以貨櫃當做擋土牆之便道，適用於短距離但是深度較大之河谷，或者局部受損之橋梁，其優點為，可以用較小之空間與較少之土石堆積到所需之高度，但是由於貨櫃無法排水，因此必須搭配涵管使用。

全臺灣第一個簡易式貨櫃基礎便橋是應用在 88 年的名竹大橋，位於台三線南投的名間到竹山之間；主要係將貨櫃當成模板使用，不同於傳統模板需要組裝及拆卸，且耗費時間；相對於貨櫃雖然其單價較高，但考慮社會成本後相對便宜很多，而早期貨櫃工法主要還是當作臨時便道，僅只是將其開口後將現地礫石填入或是灌漿，再放上鋼版使車輛通行；但近幾年已發展到將其放入鋼筋再進行灌漿，其安全性更是大為提升。圖 6.50 為台 20 線 91K+500 勝境橋之貨櫃便橋實景。

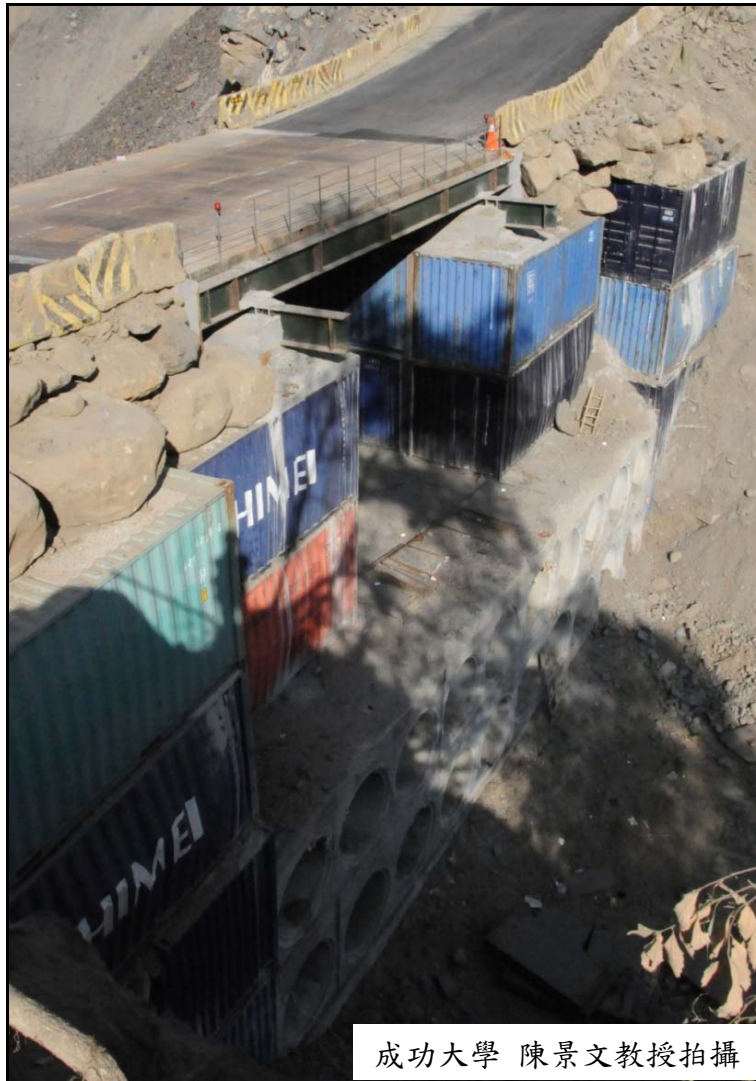


圖 6.50 台 20 線 91K+500 勝境橋便橋實景

4. 鋼便橋：鋼便橋適用於中長距離且中等深度之河谷，其優點為佔據空間小，利於河道排水，但造價昂貴，河谷太寬或者深度太深時必須考慮其經濟性。鋼便橋從九二一的時候開始使用，因當時重型機具無法進入災區，造成嚴重的災情，目前常用的跨距為 20m，可承受 20~25 噸的載重，為目前載重較大的便橋，因此對於重型機具而言其安全性係是足夠的。圖 6.51 為台 13 線 65K+630 后豐大橋之鋼便橋實景。



資料來源：公路總局二工處提供

圖 6.51 台 13 線 65K+630 后豐大橋之鋼便橋實景

表 6-7 橋梁基礎破壞之臨時性搶修工法說明

名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
			限制條件	搭配工法
RC 涵管便道	1.適用於短距離且中等深度的河谷。 2.水泥涵管口徑約 2.0 m~2.5m，方便運輸。 3.取材容易且施工迅速。 4.費用較鋼涵管便道、鋼便橋等為低。	此為搶通工程中最常見的過水設施，其利用水泥涵管配合土石堆疊，形成簡單之橋梁。	1.通水量較小，遇大雨時可能無法及時宣洩水流。 2.尺寸固定，需以其大小進行埋設。 3.通水口易為溪流中之石塊、漂流木等阻塞，維修養護不易。	1.土堤路基 2.溪底便道
鋼涵管便道	1.適用於短距離且中等深度的河谷。 2.鋼涵管口徑約 3~3.5m。	利用鋼涵管配合土石堆疊及鋼軌固定後，形成簡單之臨時便橋，且可重複使用。	1.鋼涵管費用較高。 2.通水量較小，遇大雨時可能無法及時宣洩水流。 3.尺寸固定，需以其大小進行埋設。 4.通水口易為溪流中之石塊、漂流木等阻塞，維修養護不易。	1.土堤路基 2.溪底便道
簡易式貨櫃基礎便橋	1.適用於長距離且中等深度的河谷。 2.通水量較涵管便道大。 3.無需以人工方式綁定模板後才進行灌漿作業。 4.可依需求進行堆疊。 5.可搭配絞索或地錨增加穩定性。 6.施工時可同時多跨施作節省工期	利用貨櫃作為模板，將現地土石填入後灌漿，亦可於貨櫃內置入鋼筋增加勁度及續接功能，搭配型鋼及覆工版，使其形成臨時便橋。	1.需施作排水設施，降低牆背之水壓力。 2.貨櫃、型鋼、鋼版成本較高，且運輸不易。 3.貨櫃本身勁度不足，灌漿後常有爆模情形，必要時可考慮增加其勁度。 4.貨櫃尺寸固定，需以其大小進行規劃設置地點與埋設深度。	1.土堤路基 2.石籠路基

名稱	適用範圍/使用時機	工法說明	注意事項	
			限制條件	搭配工法
鋼便橋	1.鋼便橋適用於中長距離且中等深度之河谷。 2.安全性及穩定性較高。 3.可承受之載重較大，約可承受20~25噸的載重。 4.橋梁跨距較大，常用的跨距為20m。	利用型鋼可快速組裝及焊接之優點，搭建所需之跨徑較大之臨時便橋。簡易鋼便橋為以鋼梁架設於現有或臨時之橋台、橋墩上（一般以貨櫃填充卵塊石或混凝土作為臨時橋台、橋墩），並於其上鋪設鋼版之簡易通行橋梁。	1.臨時橋墩可能阻礙水流通過或遭受沖刷。 2.型鋼、鋼版成本高造價昂貴。	1.簡易式貨櫃基礎便橋

第七章 土石流衝擊力之計算式及相關設計 準則修訂建議

橋梁基礎因受沖刷作用而裸露或土石撞擊後堆積時，可能發生橋梁傾倒或崩塌災害，其破壞的主要原因係源自於承載力不足，而非上部橋梁構件強度不足。因此，橋基穩定分析時應著重於其承載能力、耐震能力和其他相關項目的評估，以作為基礎保護工或補強之參考依據。

橋基受沖刷之穩定性分析細節眾多，橋基之耐震性能、檢核評估項目亦須參考現行「公路橋梁設計規範」、「公路橋梁耐震設計規範」、「建築物基礎構造設計規範」規定辦理之。

橋基受衝擊之穩定性分析，首要工作詳參本研究前 3 年分析之結果，根據水文水理分析結果考慮最大可能堆積深度外，下列各項工作仍應納入分析程序中，才可確保分析結果之可靠性。

1. 基本資料蒐集(含基礎設計書圖、基礎現況資料、橋址地質資料、橋址水文氣象資料、河床斷面資料等)。
2. 橋梁受撞擊之破壞模式(根據基本資料、歷史災因等進行判斷)。
3. 橋基穩定分析方法確立(擬靜力分析或動力分析)。
4. 沖刷及堆積後之載重考量。
5. 基礎穩定性分析(檢核項目隨基礎型式不同而有異)。
6. 橋台與翼牆基礎之穩定性分析。

綜合上述各項工作重點，可將整體分析流程規劃如圖 5.1 所示，提供橋梁設計工程師參考。

土石流的特性其體組成粒徑非常不均勻，流動不穩定，有陣流現象且有一定週期性，當前端受阻而停止時，其後續部分會因慣性而壅塞疊高，致使壓力增加而迫使前端再次流動。土石流前端呈波浪狀並有巨石集中現象，而其後續部分礫石的大小及濃度均較小。由土石流的橫斷面觀之，在前端部分其中央呈隆起的形狀，而其後續部分中央則呈凹陷的形狀。

因此，當橋梁基礎受土石流作用而致基礎產生側向位移或傾斜時，其受力機制可表示如圖 7.1 所示。首先當尚未降雨時基礎無沖刷裸露，樁身摩擦和樁尖阻抗可提供充分承載力以確保上部橋梁之安全性(圖 7.1(a))；當開始降雨而基礎因洪水沖刷而輕微裸露時，樁身摩擦阻抗減少，則橋基之安全性應進行檢核評估(圖 7.1(b))；當溪水暴漲後，基礎因洪水沖刷而嚴重裸露時，除樁身摩擦阻抗減少外，水流側向推力和橋梁上構載重作用於橋基，將導致樁基之破壞可能(圖 7.1(c))；當溪水夾帶高含量之泥砂或礫石，其泥砂或礫石填滿原本被沖刷裸露之基礎(圖 7.1(d))；當土石流發生時其流動之特性如上述說明，將對橋墩及基礎產生一側向均佈流體壓力及單點之巨礫撞擊(圖 7.1(e))，將其作用力簡化後如圖 7.1(f)所示，其巨礫撞擊力與土石流流動壓力，亦可使基礎產生側向位移、傾斜或混凝土開裂。至於，整體橋梁之可能破壞模式則說明如下：

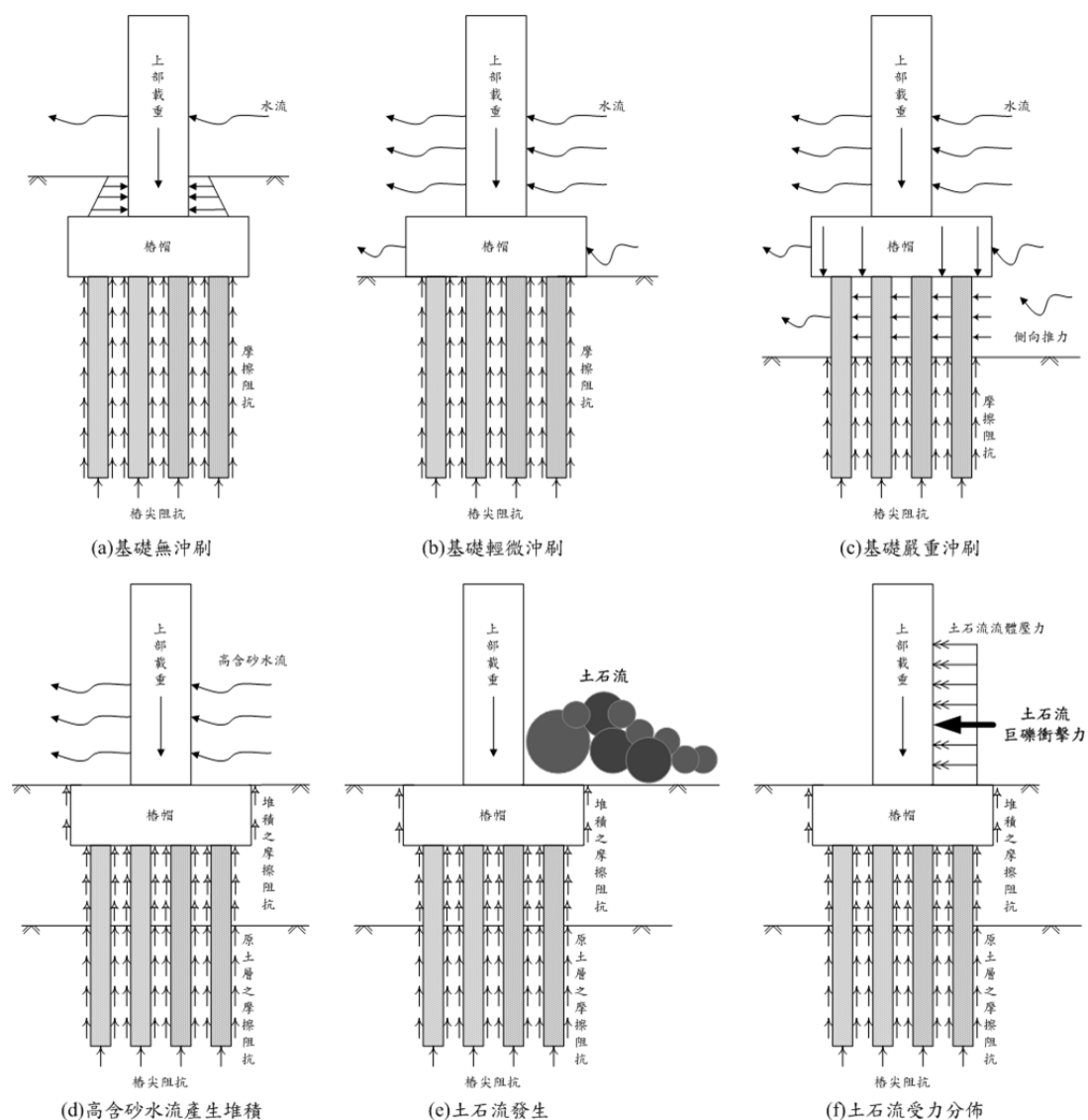


圖 7.1 橋梁基礎受土石流衝擊之受力機制示意圖

7.1 橋基穩定分析方法

1. 擬靜力分析方法

擬靜力分析方法，因物理概念清晰、計算方法簡單、計算工作量較小和參數簡單等特點，已廣泛應用於工程設計中。原則上，橋基受冲刷之擬靜力分析的基本構想，係將冲刷載重簡化為靜力作用於橋基結構，以求解其受力狀況和變形行為，常用之分析方法可概述如下：

(1)極限平衡法：極限平衡法為大地工程師探討大地工程問題經常使用的方法，其基本理論基於力學觀念中之力平衡及力矩平衡為出發點，求解橋基受沖刷之穩定性。其分析步驟可概述如下：

- a. 假設最可能之滑動面，如弧形或沿著脆弱面之滑動面，並假設沿滑動面上之最後均達到極限強度，為其極限抵抗力。
- b. 計算作用於滑動體上所有驅動力或驅動力矩之和。
- c. 計算基礎土壤之抵抗力與驅動力之比值，可得此滑動面之安全係數。
- d. 假設另一可能滑動面，重複步驟 a 至 c，而得另一滑動面之安全係數。

由步驟 a 至 d 反覆數次後，其中安全係數最小者，即為分析所得結果。至於，應採總應力(total stress)方法或有效應力(effective stress)方法，端視土體排水情形而定。

(2)變形分析法：變形分析法之主要架構係求取基礎與土壤在受力狀態下之變形或變位程度。首先應建立基礎分析模型與適當之邊界條件，同時將沖刷載重施加於分析模型後，求解其位移或變形反應。典型之分析方法包含有限元素法(FEM)、有限差分法(FDM)和邊界元素法(BEM)等，已有很多套裝軟體可資應用，諸如：FLAC、PLAXIS、ABAQUS 等。

2. 動力分析方法

根據「公路橋梁設計規範」之規定，對於大跨距、特殊或不規則之橋梁，應進行動力分析，而動力分析方法一般可採用反應譜分析法或歷時分析法進行之。茲說明如下：

(1)反應譜分析法：反應譜動力分析為結構工程師設計分析時之慣用方法，工程實務之接受度亦相當高。此方法通常使用於耐震分析或耐震檢核時，對於橋梁受沖刷作用之狀況，則尚未發展出適用

之分析法。

(2)歷時分析法：對於特殊重要之橋梁，須了解其受沖刷作用之動態反應狀況時，則可進行境況模擬分析。歷時分析可依基礎結構與土壤特性採用線性歷時分析或非線性歷時分析。其基本考量說明如下：

- a. 沖刷境況歷時：沖刷境況歷時應能反映橋址之實際沖刷特性。
- b. 線性歷時分析：當基礎結構與土壤受力後仍在彈性範圍內，或僅呈輕微非線性反應時，可採線性歷時分析。
- c. 非線性歷時分析：若基礎結構或土壤受力後呈高度非線性特性時，則須進行非線性歷時分析。非線性歷時分析時，建構之分析模型須能適切反映構材之非線性行為。

7.2 外部載重之考量

橋基受沖刷裸露之穩定分析，應特別注意沖刷載重之評估，建議應考量之外部載重，包含水流作用力、土石流撞擊力、上浮力、漂流物撞擊作用力及地震作用力等，茲分別說明如下：

1. 水流作用力

依「公路橋梁設計規範」之說明，所有橋墩及其他易受水流衝擊之結構物，設計分析時應檢核結構是否足以抵抗此等作用力所引起之最大應力。按其說明流水作用於橋基之壓力，係假設流速係按二次拋物線分佈且水壓係按三角形分佈，而由其引致之最大應力可表示如公式(7-1)。

$$\begin{aligned} P_{avg} &= 52.5K(V_{avg})^2 && \text{kgf / m}^2 \\ &= 515K(V_{avg})^2 && \text{Pa} \end{aligned} \dots\dots\dots(7-1)$$

其中：

P_{avg} ：水流平均作用壓力(kgf/m^2 or Pa)。

K ：水流作用力常數，平頭墩用 1.4、圓頭墩用 0.7、尖頭墩角度為 30° 或小於 30° 者用 0.5。

V_{avg} ：平均水流速(m/sec)，以流量速率除以水流面積計算之。

最大水流壓力 P_{max} 為上式計算所得平均水流壓力 P_{avg} 的二倍。水流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。水流力可以水流壓(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，水流力對於上部結構之影響亦應考量，此時上部結構所受之水流壓力可取為 P_{max} 按均勻分佈方式作用於梁上。

此外，若水流方向與其流經之結構物表面非成垂直，或有河岸遷移或河岸曲折變化之虞時，對於水流作用力之作用方向應考量其分力之效應。

2. 土石流撞擊力

若橋址位於土石流潛勢區時，橋基穩定分析應考量其效應。土石流攜帶的大量土石與砂礫直接衝擊橋梁基礎、橋墩、與橋台等橋址結構，嚴重影響橋梁的安全性，依據連惠邦(2002)之說明，土石流對橋基所造成之衝擊可依公式(7-2)~(7-4)，按流動壓力和衝擊力計算其作用力：

土石流流動壓力(P_f)：

$$P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2 \dots\dots\dots(7-2)$$

土石流巨礫衝擊力(非彈性碰撞)(NP_d)：

$$NP_d = 12 U_d^{1.24} D_E^2 \dots\dots\dots(7-3)$$

土石流巨礫衝擊力(完全彈性碰撞)(IP_d)：

$$IP_d = 20.2 U_d^{6/5} D_E^2 \dots\dots\dots (7-4)$$

其中：

α 為土石流流動壓力常數 $\cong 1$ 。

γ_m 為土石流單位重(t/m^3)。

h_d 為土石流流深(m)。

U_d 為土石流流速(m/sec)。

D_E 為設計粒徑(m)。

3. 漂流物撞擊作用力

若預估將有大量之漂流物會流經橋墩時，在進行橋基穩定分析時，應考量其效應。漂流物之整體數量應考量所選工址情況與推測漂流物之源頭等因素，若預估水流面會遭大量漂流物所阻擋時，水位、流速、流水壓力將因而增高，且沖刷深度加深的可能性亦須加以評估。依據日本「道路橋示方書」之規定，漂流物對橋基之衝擊力的估算方式可表示如公式(7-5)。

$$P = 0.1 W_w \cdot v \quad ton \dots\dots\dots (7-5)$$

其中：

W_w ：流木之重量(ton)。

v ：表面流速(m/sec)。

4. 上浮力

根據「公路橋梁設計規範」和「建築物基礎構造設計規範」之規定，橋梁基礎長期座落於河川水位以下，於橋基穩定分析時，應考量河川水位對橋基受上浮作用影響，並檢核橋基總重量是否大於上浮力，以防止上浮。惟河川水位應依歷年洪水位資料考量設計洪

水位與最大可能洪水位所造成之影響。

跨河橋基穩定分析之外力組合，除可參考「公路橋梁設計規範」之容許應力設計法中，各分類載重之基本單位應力百分比進行組合外，設計工程師為合理體現分析橋址之可能外力，仍應參酌保護或補強橋址之河域環境、雨量情形和集水區分佈，考慮水流狀況(清水或濁水)、外力因素(有無流木撞擊、有無土石流潛勢...等)，並修正載重組合。

5. 地震作用力

依據『公路橋梁設計規範』(2009)耐震設計之基本原則為在設計地震作用下，橋梁能維持其應有的性能，即在設計地震作用下，允許橋梁產生可修復的損傷，因為在設計地震時若仍限制橋梁須保持彈性，殊不經濟，因此容許橋梁在一些特定位置產生塑性變形，但限制其容許值，藉以消散地震能量，並降低橋梁所受之地震力，惟產生塑性變形的位置最好在可檢視之處或容易修補的地方，以方便震後之修復。其詳細設計過程請詳閱『公路橋梁設計規範』(2009)。

7.3 小結

本計畫於初步橋樑檢核分析中可以得知，國內目前公路橋樑之設計準則主要以「公路橋樑設計規範」及「建築基礎構造設計規範」進行設計。其「公路橋樑設計規範」之新舊版本之差異如下：

1. 1987 年版：以 1977 年 AASHTO 為藍本，地震力參考日本規範，所研訂之「公路橋樑設計規範」。

(1)最小載重在幹道公路或有重型貨車行駛，其最小活載重應為 HS15。

(2)橋墩設計不計衝擊力。

2. 2009 年版：主要參考以 2001 年頒布之公路橋梁設計規範及美國州公

路及運輸官員協會之公路橋梁設計規範（AASHTO，2002 年版）為藍本修訂。

(1)最小載重省市重要交通道路及有重型貨車行駛，其載重不得小於 HS20-44(MS18)之 1.25 倍。

(2) A類－衝擊力須予考慮

a.上部結構，包含剛構架之支柱。

b.橋墩(不論有無支承及支承型態為何)，不包含基腳及位於地面下方之部份。

c.位於地面上方，用以支撐上部結構之混凝土樁或鋼樁。

B類－衝擊力毋須考慮

a. 橋台、擋土牆不屬於A類第(3)項者之基樁。

b. 基礎壓力及基腳。

c. 木結構。

(3)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。

若預估將有大量之漂流物會流經橋墩時，在設計橋跨與橋梁構件時，應考量其效應。漂流物之整體尺寸須依所選橋墩位置、工址情況及漂流物上溯之源頭而定。若預估水流面會遭大量漂流物所阻擋時，則水位、流速及流水壓力的增高，以及沖刷深度加深的可能性等須加以評估。

本計畫分析之十八重溪橋其使用規範為 1987 年版，於 1987 年版規範設計中加入土石流對橋樑產生之衝擊力作用，進行十八重溪橋之安全檢核分析，其分析結果之安全性明顯不足。如橋面版設計通常水平橫向力僅考慮地震力及風力作用，若橋面版受土石流施加一水平衝擊力，使橋柱頂與上部結構產生彎曲力矩，可能導致樑柱接頭及支承

處破壞或帽樑撓曲破壞。

由前三年進行之橋梁檢核分析中可得知，國內目前公路橋梁之設計準則主要以「公路橋梁設計規範」(2009)進行設計，但經本計畫於分析中加入土石流對橋梁產生之衝擊力作用，其分析結果之安全性明顯不足。然而，於規劃設計時建議地震力與土石流衝擊力宜分開考量，倘若同時發生地震與土石流災害，其災害影響範圍必定相當廣泛，且橋梁結構之強度若要同時符合地震力與土石流衝擊作用，其花費之施工經費與施工技術必大幅增加，因此，建議將地震力與土石流衝擊力兩者選影響較大者進行規劃設計。

因此，建議未來於山區公路橋梁之設計除應將土石產生之衝擊力，包括流體壓力(式 7-2)及巨礫衝擊力(式 7-3 及式 7-4)，其公式中之各參數僅需土石單位重、土石流動深度、土石流動速度及設計粒徑，其土石流動深度及土石流動速度可利用本研究使用之 FLO-2D 水理分析程式進行模擬，期分析結果即可得到流動深度及流動速度；若不進行數值分析此參數皆可於各河川管理單位索取歷史資料及相關紀錄，將土石流之衝擊力作用納入規劃設計中，其衝擊力之估算亦需符合現地之實際情況，才能真正考慮到土石流作用對橋墩基礎之影響。

第八章 結論與建議

8.1 研究目的與問題

過去相關單位在設計山區跨河道路及橋樑時，僅考量溪流洪水之水位及流速，並未充分考量洪水現象差異頗大之土石流衝擊效應，在路堤、橋墩結構型式及材料選用方面對於如何強化結構設計及選用加勁材料等橋樑主體改善對策則並未深入探討。有鑒於此，本計畫擬透過數值模擬分析工具，深入了解橋涵及橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，進而提出山區跨河道路及橋樑遭受土石流衝擊之相關處理改善對策，以作為相關交通主管機關規劃設計山區道路橋樑時之參考。

8.2 結論

1. 橋梁基礎受土石流衝擊之穩定分析：

- a. 當巨礫中心與地面線之高程差的增加將導致傾倒破壞發生；而沉箱基礎之長度及直徑的增加，將使結構趨於穩定。
- b. 當模擬土石流逐漸堆積由 1.25m 至 6.00m 時，其最大剪力及最大彎矩作用位置，無論是上游側或下游側其作用位置皆大致相同，因此可於此範圍內事先進行補強工程。
- c. 瞭解最大剪力及最大彎矩作用位置，可預測該點位將有混凝土開裂或斷樁情形發生。
- d. 由檢核分析之結果可知，當橋墩及橋基勁度增加，其剪力作用越小，其驗證鋼版補強有一定成效，但其變位量及傾角尚未達安全值。

2. 道路路基受土石流衝擊之穩定分析：

- a. 短期建議：施作臨時路基或排樁，以在最短時間內搶通、並能有

一定程度之安全性為考量。

- b. 中期建議：施作擋土牆防止邊坡坍塌，其施工時須考慮擋土牆的設計深度，以防止溪水淘刷導致破壞；亦或是興建跨河橋梁，其施工時必須跨越土石流之影響範圍並減少落墩，降低橋梁因遭受土石流撞擊而破壞之可能性。
 - c. 長期建議：改址，將路線避開阿邦溪的出河口，如此能有效維持公路橋梁之壽命，但造橋之費用、耗費的時間及對當地生活模式之影響是需審慎評估的。
3. 有無巨礫撞擊明顯影響橋墩及橋基之最大剪力及最大彎矩作用，因此，於未來橋梁規畫設計分析應將土石流流體壓力及巨礫撞擊力納入考量，以確保橋梁結構之安全性及使用年限。
 4. 針對道路路基、橋梁結構及臨時設施提出各工法之選擇流程、特性列表及應用對策說明，據以作為未來相關單位設計山區跨河道路及橋梁時之參考。
 5. 山區公路橋梁之設計除應將土石產生之衝擊力，包括流體壓力(式 7-2)及巨礫衝擊力(式 7-3 及式 7-4)，納入規劃設計中，以提高道路及橋梁結構之安全性與使用年限。
 6. 山區公路橋梁之規劃設計時將地震力與土石流衝擊力分開考量，倘若同時發生地震與土石流災害，其災害影響範圍必定相當廣泛，且橋梁結構之強度若要同時符合地震力與土石流衝擊作用，其花費之施工經費與施工技術必大幅增加，因此，建議將地震力與土石流衝擊力兩者選影響較大者進行規劃設計。

8.3 建議

1. 各轄區皆有不同的地質、水文及環境，再因天然災害或其他重大災害而造成道路阻斷時，為求能在短時間內有系統的動員，達到快速搶通目的，維持交通順暢，各轄區單位得研擬決策支援，將防災應

變流程化，做有效之動員處理任何突發狀況。

2. 對於現場工程師而言，災後最重要的工作為搶通聯絡至災區的交通動線，其主要是為要先讓搶救災機具及救援物資能夠更快速進入災區，以減少災區的人員傷亡。然而，如此險惡的環境下，臨時設施的安全性亦不可忽視，應作好完善的測量及監測作業。
3. 莫拉克風災造成中南部山區嚴重受創，若每條公路皆要修復至災前原貌，其所花費之時間及成本相當可觀，而重災區(如:台 21 線甲仙鄉小林村至那瑪夏鄉；及台 20 線勤和至復興)沿路受創相當嚴重，且溪床上堆積大量土石方，需經過數年的疏濬方可減少其受創情形，建議可於重災區以臨時設施(如：鋼便橋、貨櫃便橋等)的方式，提供民眾基本安全的通行環境。

參考文獻

1. Arattano, M., Andrea, M.D., Marchi, L. (1997), “Debris flow monitoring activities in an instrumented watershed on the Italian Alps, “In Proceedings of the 1st International Conference on Debris-flow hazards mitigation: mechanics, prediction, and assessment”, San Francisco, California, USA, ASCE, New York, pp.506-515.
2. Arattano, M. (1999), “Monitoring the propagation of a debris flow along a torrenty”, Hydrological Sciences Journal, Vol. 44, No. 5, 1999, pp.811-823.
3. Agrawal, A. K., Ali Khan, M. and Yi, Z.(2005). “Handbook of Scour Countermeasures Designs,” Federal Highway Administration Final Report.
4. Bagnold, R.A. (1954), “Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear”, Proceeding Royal Society of London, series A, No. 225, pp. 49-63.
5. Berti, M., Genevois, R., Tecca, P.R., (1999), “Field observations of a debrisflow event in the Dolomites”, Geomorphology, Vol. 29, pp. 265-274.
6. Bovis, M.J. and Jakob, M., (1999), The role of debris supply conditions in predicting debris flow activity, Earth Surface Process and Landforms 24, 1039-1054.
7. Berti, M., Genevois, R., LaHusen, R., Simoni, A., Tecca, P.R.(2000), “ Debris flow monitoring in the Acquabona watershed on the Dolomites (Italian Alps)”, Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere, Vol. 25, No. 9, pp. 707-715.
8. Bhattacharya, S., Madabhushi, S.P.G. and Bolton, M.D. (2004) “An alternative Mechanism of Pile Failure in Liquefiable Deposits during Earthquakes” , Geotechnique, Vol.54, No.3, pp.203-213.

9. Caine, N. (1980), "The Rainfall Intensity Duration Control of Shallow Landslides and Debris Flows," *Geografiska Annaler*, Vol .62, pp.23-27.
10. D. and Prior, D.B., eds. , pp. 257-361.
11. Genevois, R., Tecca, P.R., Berti, M. (2000), "Debris-flow in the Dolomites: Experimental data from a monitoring system'', In *Proceedings of the 2nd International Conference on Debris-flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction , and Assessment*, Taipei, Taiwan, Balkema, Rotterdam, Netherlands,pp.283-291.
12. Genevois, R., Galgaro, A., Tecca, P.R. (2001), "Image analysis for debris flow properties estimation'', *Physics and Chemistry of the Earth, Part C: Solar, Terrestrial and Planetary Science*, Vol. 26, No. 9, pp. 623-631
13. Hungr, O., Evans, S.G., Bovis, M.J. and Hutchinson, J.N. (2001), "A review of the classification of landslides of the flow type", *Environmental and Engineering Geoscience*, Vol. 7, No. 3, pp. 221-238.
14. Johnson, A.M. and Rodine, J.R. (1984), "Debris flow", in *Slope Instability*, Brunsden, and Prior, D.B., eds. , pp. 257-361.
15. Julien, P.Y. and Lan, Y.Q. (1991), "On the rheology of hyperconcentrations", *J. Hyd. Engng., ASCE*, Vol. 117, No. 3, pp. 346-353.
16. Keefer, D. K. et al. (1987), "Real-Time Landslides Warning During Heavy Rainfall", *Science*, Vol .238, pp.921-925.
17. Lin, S.S. and Chang, W.W. (2002) "Buckling of Piles in Layered Elastic Medium" , *Journal of the Chinese Institute of Engineering*, 25(2), pp.157-169.
18. Lavigne, F, Suwa, H. (2004), "Contrasts between debris flows, hyperconcentrated flows and stream flows at a channel of Mount Semeru, East Java, Indonesia", *Geomorphology*, Vol. 61, No. 1-2, pp. 41-58.

19. Lavigne, F. (2004), "Rate of sediment yield following small-scale volcanic eruptions: a quantitative assessment at the Merapi and Semeru stratovolcanoes, Java, Indonesia", *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 29, No. 8, pp.1045-1058.
20. Okuda, S. and Suwa, H. (1981), "Some relationships between debris flow motion and micro-topography for the Kamikamihori Fan, North Japan Alps", *Catchment Experiments in fluvial geomorphology*, Norwich [Norfolk] : Geo Books, pp. 447-464.
21. Sitar, N., Anderson, S.A. and Johnson, K.A. (1992) , "Condition for initiation of rainfall-induced debris flows. ", *Stability and performance of slopes and embankments : proceeding of a special conference at U.C. Berkeley*, ASCE.
22. Santos, L. M. (1994), *Sub-rotinas Basicas do Dimensionamento de Concreto armado*, Sao Paulo, Thot Editora Ltda.
23. Van Dine, D.F. (1985), *Debris flows and debris torrents in the Southern Canadian cordillera*, *Can Geotech. J.* 22, 44-68.
24. Vallejo, L. E. (1989), *An extension of the particulate model of stability analysis for mudflows*, *Soils And Foundation* 29, No.3, 1-13.
25. Wieczorek, G., F. (1987), "Effect of Rainfall Intensity and Duration on Debris Flows in Central Santa Cruz Mountains," *California, Flows/ Avalanches : Process, Recognition and Mitigation*, Geological Society of America, *Reviews in Engineering Geology*, Vol .7, pp.93-104.
26. Wilson, R. C. (1997), "Normalizing rainfall/debris-flow thresholds along U. S. Pacific coast for long-term variation in precipitation climate", *Proceedings of the First International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation*, ed. Chen, C-L, Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers, August 7-9, 1997, San Francisco, pp.32-43.
27. ACI (1988) "In Place Methods for Determination of Strength of Concrete ." SP-112, Detroit 1, pp.137-148.

28. Federal Highway Administration(1989). “ Design of Riprap Revetment,” Hydraulic Engineering Circular No.11.
29. Federal Highway Administration(2001). “Evaluating Scour at Bridges (Fourth Edition),” Hydraulic Engineering Circular No.18.
30. Federal Highway Administration(2001). “Stream Stability at Highway Structures(Third Edition),” Hydraulic Engineering Circular No.20.
31. Federal Highway Administration(2001). “Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures-Experience,Selection,and Desigh Guidance (Second Edition),” Hydraulic Engineering Circular No.23.
32. FHWA (2004), Application of Geophysical Methods to Highway Related Problem.
33. 山口伊佐夫 (1985), 「防砂工程學」, 國立臺灣大學森林學系譯, 第150-174 頁。
34. 尹承遠、翁勳政、吳仁明、歐陽湘(1993), "臺灣土石流之特性", 工程地質應用技術研討會(V)論文集, 工研院能資所, 新竹, 第70-90 頁。
35. 方中權 (2000), 『臺灣各地質分區岩層在工程上之特性』, 地工技術雜誌, 第79期, 第5-26頁。
36. 江永哲、林啟源 (1991), 『土石流發生之雨量特性分析』, 中華水土保持學報, 第22卷, 第2期, 第21-37頁。
37. 王幼行 (1994), 『土石流發生機制之研究』, 臺灣大學土木工程學研究所碩士論文。
38. 宋義達 (1990), 『土石流衝擊力之探討』, 中興大學水土保持學研究所碩士論文。
39. 吳積善等人 (1990), 『雲南蔣家溝土石流之觀測研究』, 中國大陸科學技術出版社。游繁結 (1990), 『崩落型土石流之機制研究(Ⅱ)』,

土石流衝擊力之探討』，行政院國家科學委員會，防災科技研究報告79-11號。

40. 吳慶現 (1991)，『土石流發生力學特性之研究』，臺灣大學農業工程學研究所碩士論文。
41. 李俊明 (1993)，『板岩崩積層土石流發生機制之初步研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
42. 吳政達(1994)，『河道坡度對土石流推積長度影響之研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
43. 呂欣展 (1997)，『滯洪壩下游澆灌混凝土輪胎護坦消能之試驗研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
44. 何敏龍 (1997)，「土石流發生機制與流動制止結構物之研究」，博士論文，國立臺灣大學土木工程研究所。
45. 呂金彥 (2002)，『土石流衝擊特性量測系統之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
46. 何鴻文、陳俊堯 (2002)，『桃芝颱風土石流受災重建橋梁復建規劃與災因研析』，臺灣公路工程，第29卷，第4期，第2-36頁。
47. 吳瑞龍等 (2004)，『台21線十八重溪橋橋梁上部結構遭土石流推移復建工程施工』，臺灣公路工程，第30卷，第8期，第20-24頁。
48. 李仲強(2004)，『土石流支流入匯主河槽泥沙沖淤之研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
49. 吳雯惠(2006)，『土石流發生潛勢與流出土方量推估之研究』，朝陽科技大學營建工程所碩士論文。
50. 李維峰(2007)，『既有橋梁拆除重建暨維修補強工程研究』，財團法人臺灣營建研究院。
51. 李維峰等(2008)，『高風險橋址保護工法介紹』，橋梁耐洪構造及保

護工程研討會論文集，第9-1頁。

52. 李維峰、邱永芳、陳正興、連惠邦、王仲宇、周功台、王炤烈、陳銘鴻、鄭世豪、張慶民(2010)，『橋基保護工設計規範(草案)編訂之研究』，交通部運輸研究所。
53. 周必凡、李德基、羅德富、呂儒仁、楊慶溪 (1991)，「泥石流防治指南」，科學出版社，第2-87頁。
54. 孟河清 (1991)，『泥石流的發生及降雨』，第二屆全國泥石流學術會議論文集，第143-148頁。
55. 周必凡、胡平華、游勇、程尊蘭 (1991)，「蔣家溝泥石流表面流速公式驗證研究」，山地研究，第9 卷，第3 期，第171 - 178 頁。
56. 周必凡、李德基、呂儒仁、羅德富、楊慶溪 (1991)，『泥石流防災指南』，科學出版社，第21頁。
57. 林弘群 (1994)，『不同形式攔砂壩所受土石流衝擊力之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
58. 林永欣 (1997)，『梳子型防砂壩之水理特性試驗』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
59. 林炳森、林基源 (1999)，"土石流之衝擊力與防治工法介紹"，地工技術第74期，第67-80 頁。
60. 周憲德、黃進坤(2001)，『橋台及橋墩沖刷防治工法之探討』，國立中央大學災害防治研究中心研究報告。
61. 周憲德、廖偉民、姚善文 (2001)，『發生土石流之臨界降雨特性分析』，中華土木水利工程學刊，第32卷，第1期，第1-8頁。
62. 林呈等 (2002)，『跨越土石流溪流之橋梁工程問題探討-以新中橫公路三座橋梁為例』，中華水土保持學報，第32卷，第4期，第245-260 頁。

63. 周南山(2005),『森林遊憩設施規劃設計與施工研習會暨94年度林務局育樂工程計畫內容說明』。
64. 林雨調(2005),『土石流災害救治體系之研究-以南投縣敏督利颱風為例』,東海大學公共事務碩士在職專班碩士論文。
65. 周韋鎰(2006),『探討系列梳子壩土石流之衝擊力與規模關係之研究』,中興大學土木工程學研究所碩士論文。
66. 周南山等(2006),『臺灣山區道路邊坡災害及搶修處理工法之探討』,臺灣公路工程,第32卷,第12期,第2-32頁。
67. 段錦浩(1997),『陳有蘭溪治山防災整體治理規劃報告』,中華水土保持學會研究報告。
68. 姚善文(2001),『土石流發生之水文特性探討』,成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
69. 施邦築、劉格非、林呈(2002),『土石流潛勢區之橋梁設計及管理』,國立臺北科技大學土木與防災研究所研究報告。
70. 桂代強(1995),『懸臂式開口滯洪壩之沖刷試驗研究』,中興大學水土保持學研究所碩士論文。
71. 唐後君(2001),『複合斷面開口壩下游沖刷之試驗』,中興大學水土保持學研究所碩士論文。
72. 姚善文(2001),『土石流發生之水文特性探討』,成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
73. 洪如江(2002),『臺灣土石流的時空背景』,地工技術雜誌,第89期,第101-110頁。
74. 洪政宏(2007),『柔性攔截網壩之土石流防治功效評估』,朝陽科技大學營建工程學系碩士論文。
75. 張立憲(1985),『土石流特性之探討』,中華水土保持學報,第16

卷，第1期，第135-141頁。

76. 張朝恭 (1993)，『不同開口寬度滯洪壩下游河床面沖淤之研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
77. 張石角 (1993)，「臺灣土石流災害」，洪水與泥砂災害學術研究會論文集，第27-29 頁。
78. 范正成、姚正松 (1997)，『臺灣東部地區土石流發生的水文及地文條件應用於土石流預警之初步研究』，中華民國第一屆土石流研討會，第125-139頁。
79. 范正成、吳明峰、彭光宗 (1999)，『豐丘土石流發生臨界降雨線之研究』，地工技術，第74期，第39-46頁。
80. 范正成 (2001)，『臺灣地區道路橋涵系統土石流危險區觀測與預警之研究 (三)』，交通部科技顧問室。
81. 范正成、吳明峰 (2001)，『一級溪流土石流危險因子及其與臨界降雨線之關係』，中華水土保持學報，第32卷，第3期，第227-234頁。
82. 張世樺 (2001)，『不同監測儀器應用於土石流衝擊特性分析之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
83. 曹英明(2005)，『FLO-2D模式於土石流流況模擬之應用』，朝陽科技大學營建工程所碩士論文。
84. 張智瑜(2005)，『地文條件對土石流發生降雨警戒指標之影響』，國立成功大學水利及海洋工程學系碩士論文。
85. 黃育珍 (1999)，『混凝土梳子壩攔阻功效之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
86. 黃俊耀 (2000)，『臺灣地區土石流發生臨界降雨特性之研究-以花蓮、臺東及南投縣為例』，成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。

87. 黃婷卉 (2002),『土石流發生降雨特性之研究-以陳有蘭溪流域為主』, 成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
88. 黃立勳 (2003),『懸臂式梳子壩力學與緩衝之研究』, 中興大學水土保持學研究所碩士論文。
89. 黃陳全 (2004),『土石流防護之消能網式柔性柵欄設計研究』, 暨南國際大學土木工程學研究所碩士論文。
90. 黃筱晏(2005),『臺灣天然災害經濟損失評估之研究, 以臺北都會區風災與土石流災害為例』, 中國文化大學碩士論文。
91. 彭繼賢(2007),『應用FLO-2D於臺灣中部地區土石流流況分析之研究』, 臺灣大學土木工程研究所碩士論文。
92. 曾韋禎(2009),『公路橋梁沉箱基礎受洪水淘刷破壞模式之研究』, 成功大學土木工程學研究所碩士論文。
93. 游繁結、陳重光 (1987),『豐丘土石流災害之探討』, 中華水土保持學報, 第18卷, 第1期, 第76-92頁。
94. 游繁結 (1987),「土石流發生機制之研究」, 中華水土保持學報, 第18卷, 第2 期, 第28-40 頁。
95. 詹錢登 (2000),『土石流概論』, 科技圖書股份有限公司出版。
96. 廖敏坤、吳瑞龍 (2002),『桃芝颱風災害台21線97K+100十八重溪橋便道搶修報告』, 臺灣公路工程, 第28卷, 第10期, 第43-48頁。
97. 連惠邦(2002),『土石流防治工法之研究評估』, 行政院農業委員會水土保持局委託計畫。
98. 趙啟宏 (2004),「土石流數值模擬及流變參數特性之探討」, 碩士論文, 國立臺灣大學土木工程研究所碩士論。
99. 董志睿 (1992),『在平衡流況下系列滯洪壩沖淤試驗研究』, 中興大學水土保持學研究所碩士論文。

- 100.葉再麟(1998),『河床質特性對防砂壩下游河床局部沖刷之影響』,逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文。
- 101.劉格非、黃名村(2002),「土石流之現場數值模擬-應用於南投縣神木村」,中華水土保持學報,第33卷,第3期,第215-221頁。
- 102.劉惠文(2008),『公路橋梁受土石流衝擊力災害破壞模式之研究』,成功大學土木工程學研究所碩士論文。
- 103.陳重光(1988),『土石流流速式之探討』,中興大學水土保持學研究所碩士論文。
- 104.陳榮河、黃燦輝、蔡丁貴、范正成、林美聆、陳宏宇(1994),『花蓮地區土石流之研究(二)』,行政院國科學委員會報告,編號: NSC82-0414-P002-026-B。
- 105.陸源忠(1995),『土石流發生臨界降雨線設定方法之研究』,成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
- 106.陳柏安(1996),『混合粒徑土砂之土石流剪應力特性研究』,中興大學水土保持學研究所碩士論文。
- 107.賴俊男(1997),『土石流推積區域劃定之研究』,陀立臺灣大學土木工程學研究所碩士論文。
- 108.陳榮河(1999),『土石流之發生機制』,地工技術,第74期,第21-28頁。
- 109.陳晉琪(2000),『土石流發生條件及發生機率之研究』,成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文。
- 110.陳吟玲(2004),『土石流衝擊力與規模關係之研究』,中興大學土木工程學研究所碩士論文。
- 111.陳晉琪、謝正倫、林慶偉(2004),『臺灣中部地區土石流災害溪流之地形特性』,中華水土保持學報,第35卷,第1期,第25-34頁。

- 112.賴紹文 (2005),『含砂水流之梳子壩撞擊力試驗分析』,臺灣大學生物環境系統工程學研究所碩士論文。
- 113.陳榮河、歐泰林 (2006),『區域性土石流之發生機制』,地工技術,第110期,第25-34頁。
- 114.陳松村(2006),『FLO-2D模式應用於土石流災害模擬之研究~以松鶴為例』,中興大學土木工程學研究所碩士論文。
- 115.謝正倫 (1991),『土石流預警系統之研究 (I)』,研究試驗報告第130號,國立成功大學臺南水工試驗所。
- 116.謝正倫、江志浩、陳禮仁 (1992),『花東兩縣土石流現場調查與分析』,中華水土保持學報,第22卷,第2期,第109-122頁。
- 117.謝正倫 (1993),『土石流預警系統之研究 (II)』,研究試驗報告第139號,國立成功大學臺南水工試驗所。
- 118.謝正倫、陸源忠、游保杉、陳禮仁 (1995),『土石流發生臨界降雨線設定方法之研究』,中華水土保持學報,第26卷,第3期,第162-172頁。
- 119.謝正倫、蔡元芳 (1998),「土石流扇狀地之三維堆積地形」,中國土木水利工程學刊,第十卷,第四期,第719-730 頁。
- 120.謝有忠 (1999),『陳有蘭溪流域土石流發育之地質控制』,成功大學地球科學研究所碩士論文。
- 121.蔡元芳 (1999),『土石流扇狀地形狀特性之研究』,成功大學水利及海洋工程研究所博士論文。
- 122.謝正倫 (2001),『桃芝颱風土石流災害發生基準初步研究』,土石流災害及防治對策研討會論文集,第83-102頁。
- 123.謝正倫 (2002),『土石流潛勢溪流調查計畫』成果報告,國立成功大學防災研究中心。

124. 蔡誌崇(2004)，『應用FLO-2D模式於土石流災害管理之研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
125. 蕭建源（1995），『梳子霸所受土石流衝擊力之研究』，中興大學土木工程學研究所碩士論文。
126. 聶志成(2007)，『應用Fluent於土石流對防砂壩衝擊力之研究』，國立成功大學水利及海洋工程學系碩士論文。
127. 譚萬沛（1991），『降雨泥石流的臨界雨量研究』，第二屆全國泥石流學術會議論文集，第136-142頁。
128. 薛仲傑（2007），『應用FLO-2D模式於土石流數值模擬之探討』，成功大學土木工程學研究所碩士論文。
129. 顧承宇等（2006），『集集地震後土石流災害案例研究-以大甲溪流域為例』，地工技術，第110期，第85-96頁。
130. 鄺寶成（1984），『防砂壩輪胎護坦之試驗研究』，中興大學水土保持學研究所碩士論文。
131. 土石流災害及防治對策研討會(2001)，國科會工程科技推展中心主辦論文集。
132. 日本建設省河川局砂防部砂防課（1989），「土石流危險溪流土石流危險區域調查要領」。
133. 日本道路協會(2002)，『道路橋示方書，同解說，IV下部構造編』。
134. 中華水土保持學會（1992），「水土保持手冊」，行政院農業委員會。報告，No. 130。
135. 中國土木水利工程學會(2003)，『跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項』，蔡長泰、龔誠山。
136. 內政部營建署(2001)，『建築物基礎構造設計規範』。
137. 臺灣省水利局(1989)，『臺灣水文資料電腦檔應用之研究』。

- 138.交通部公路總局(1994)，『橋梁重要程度等級之建立』，蔣偉寧等人。
- 139.交通部公路局（1997），『賀伯颱風公路災害搶修及復建工程』成果報告。
- 140.交通部科技顧問室(1997)，『公路橋梁安全初步檢測及評估實例及作業校正研究』，陳清泉等人。
- 141.行政院公共工程委員會（1998），『賀伯颱風災害及復建工程紀實』成果報告。
- 142.行政院農委會水土保持局（2001），『土石流警戒分區與發生基準值之研究』成果報告，國立成功大學防災研究中心。
- 143.行政院農業委員會水土保持局(2001)，『桃芝颱風災區土石流災害潛勢分析』，國立成功大學研究報告。
- 144.行政院農業委員會水土保持局(2001)，『桃芝颱風災區崩塌地調分析』，財法人團工業技術研究所研究報告。
- 145.交通部公路局(2001)，『臺灣河流沖刷對橋梁基礎與道路邊坡影響之因應對策』，國立中興大學土木工程學系成果報告。
- 146.交通部(2001)，『國道高速公路局橋梁檢測作業要點』。
- 147.行政院農委會水土保持局（2002），『土石流發生降雨警戒值模式之研究』成果報告。
- 148.行政院農委會水土保持局（2003），『以降雨因子進行土石流警戒基準值訂定』成果報告，財團法人成大研究發展基金會。
- 149.交通部(2003)，『公路養護手冊』。
- 150.交通部臺灣區國道新建工程局(2003)，『跨河橋梁水文水理考量準則及注意事項』，蔡長泰、襲誠山。
- 151.交通部公路總局(2003)，『災後臨時橋梁施工技術之研發與手冊之

- 制定』，財團法人臺灣營建研究院。
- 152.交通部公路總局(2003)，『橋梁耐震能力評估準則之建立』，財團法人臺灣營建研究院。
- 153.交通部公路總局(2004)，『橋梁防蝕設計與施工準則』，工業技術研究院工程材料研究所。
- 154.交通部(2004)，『鐵路橋梁設計規範』。
- 155.交通部臺灣區國道新建工程局(2004)，『橋梁功能評估及方法建立(承載能力分析評估及耐震能力評估)』，李有豐等人。
- 156.交通部公路總局(2004)，『橋梁重要程度等級之建立』，國立中央大學。
- 157.交通部公路總局(2005)，『河川橋梁沖刷並補強後之安全評估』成果報告，臺灣大學。
- 158.交通部公路總局(2005)，『河川橋梁之橋墩(台)沖刷保護工程之研究』，林呈等人。
- 159.交通部公路總局第二區養護工程處(2005~2006)，『台21線等公路橋梁歷年颱風洪土石流沖刷災害復建資料編彙一至五冊』，國立中興大學。
- 160.交通部公路總局(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』，臺灣大學。
- 161.交通部(2007)，『鐵路橋梁耐震設計規範』。
- 162.交通部高速鐵路工程局(2008)，『鐵路橋梁過河沖刷斷橋墩與基礎結構系統檢測技術之研究』，李維峰等人。
- 163.交通部公路總局(2008)，『臺灣地區橋梁安全檢查、評估及監測執执行程序之訂定』安全檢測報告書，財團法人臺灣營建研究院。
- 164.交通部高速鐵路工程局(2008)，『鐵路橋梁過河沖刷橋墩與基礎結

- 構系統檢測技術之研究』，財團法人臺灣營建研究院。
- 165.交通部(2008)，『公路鋼結構橋梁之檢測補強規範』。
- 166.交通部公路總局(2009)，『莫拉克風災受損橋梁統計及致災原因初步研判』，國立臺灣科技大學公共資產與設施管理研究中心。
- 167.交通部公路總局(2009)，『莫拉克颱風52座受災橋災害資料蒐集與致災原因初步研判報告』，李維峰、嚴崇一。
- 168.交通部(2009)，『公路排水設計規範』。
- 169.交通部(2009)，『公路橋梁設計規範』。
- 170.交通部(2009)，『修訂公路橋梁耐震設計規範』。
- 171.行政院公共工程委員會(2010)，『莫拉克颱風高雄縣甲仙鄉小林村及那瑪夏鄉、桃源鄉致災原因調查』報告，中國土木水利學會。
- 172.財團法人中華顧問工程司(2006)，『土石流溪流公路橋涵設計與安全檢算模式之研究』，中區辦事處期末報告。
- 173.經濟部水資源局(2001)，『水文設計應用手冊』。
- 174.經濟部水利署(2002)，『大甲溪攔河堰可行性規劃計畫』成果報告，經濟部水利署水利規劃試驗所。
- 175.經濟部水利署(2003)，『臺灣地區雨量測站降雨強度-延時Horner公式分析』。
- 176.經濟部中央地質調查所(2003)，『土石流災害地質調查-南投、臺中地區』，研究報告。
- 177.經濟部水利署(2006)，『大甲溪流域防洪預警系統先期規劃』成果報告，逢甲大學。
- 178.經濟部水利署(2006)，『河川治理及環境營造規劃參考手冊』。
- 179.經濟部水利署(2007)，『水利工程技術規範-河川治理篇』。

- 180.經濟部水利署(2007)，『河川高灘地淤積砂石開採可行性評估研究』。
- 181.經濟部(2010)，『申請跨河建造物設置注意事項』。

附錄一

期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

☑期中☐期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：「交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究（4/4）」

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
李委員豐博	
1. 分別陳列前三年各年之研究成果外，宜另加綜整說明作為後續研擬各種改善或處理對策基礎之相關研究項目與成果。	本團隊將於期末報告第二章節中增加此項目說明。
2. 3.1.2 節所提之橋梁及橋墩受土石流撞擊之加固補強工法為河道整治工法，應補提針對結構之工法。	感謝委員指正，將於期末報告將予以補充說明。
3. 表 3-2 洪水抑制工法建議改稱為洪水淘刷防治工法，表內所列有關河道整治工法，宜與表 3-1 整併。	感謝委員指教，遵照辦理。
4. 3.3 節標題建議改為山區道路受土石流衝擊之對策，以符實際敘述內容。附圖應與山區道路有關者。	感謝委員指教，遵照辦理。
5. 加勁強化方案成效評估所指加勁強化方案為何？宜另加說明。	本團隊將於期末報告第四章節中增加此項目說明。
6. 研擬之各種對策，宜與前期研究成果有關聯。	感謝委員指正，將於期末報告將予以補充說明。
汪副處長海鄂	
1. 封面期中報告，誤植以期末報告，請修正。	感謝委員指正，遵照辦理。
2. 期中報告 p5~25，5.3 道路改善對策說明中，本章節主要介紹橋梁及橋墩的各種之災害破壞型態，文字有錯誤，應為本章節主要介紹道路之災害破壞型態。	感謝委員指正，將於期末報告予以修正。
3. 從 1-7 第四期計畫工作流程圖，各項作業項目似乎只是談到橋樑之問題而未	本研究之道路部分已於第三期計畫進行分析及討論。將前期結果彙整於期

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
提到道路問題之對策研究，與主題有所偏移。	末報告第四章節中，以利於說明道路對策之應用。
4. 研究團隊製作 3-1 土石流抑制工法，3-2 洪水抑制工法之優點、缺點及適用範圍，也附有很多照片來佐證，是很不錯的。	感謝委員的肯定。
5. 從整體四年的計畫看來，應將前面 1.2.3 年的研究心得回饋到第四年的計畫，目前似乎還看不出來如何關聯應加以補充。	感謝委員指正，遵照辦理。
陳處長松堂	
1. 本期末報告蒐集相當多的照片及赴工程單位際訪談，相當努力相當用心，實在應予鼓勵。惟建議參採最近去年 (98) 中南部 88 水災所發生之土石流災害照片及相關復建對策，如新中橫公路 (含台 16 線缺口復建工程)、阿里山公路及公路總局第三養護工程處轄區省縣道公路，避免與現況差距甚遠，並建議增加訪談工程相關單位如公路總局第三及五區養護工程處。	感謝委員的肯定。本研究團隊已計畫拜訪公路總局第三區及第五區養護工程處，期針對對策部分提供建議及相關照片。
2. p2-8、2-9、表 2-1、2-2 工程對矩表，應付土石流不外乎跨徑加大、淨高加高、墩徑加勁 (提高強度、保護層加厚、全周式包覆鋼版) 及採深基礎並加深等合併策略，應非如 p2-10 末段所述係單一選項，且矩陣表所述之相關變數及所定義之限制及分數之意義並未明確闡述其關連性及定義之立論依據。	感謝委員指正，於表 2-1 及表 2-2 之結果，為第三期計畫期中報告後之工作項目，然遭遇莫拉克風災，而造成各養工處疲於奔命，因此矩陣表所述之相關變數、限制及分數並未如此完善，本研究團隊將於本年度完成此工程矩陣表，作為對策之彙整與應用之成果。
3. 第三章相關文獻彙整 (其他章節亦有)，是乎大部分引自同一人照片，或未述明出處或有誤或不當或不可行，建請注意著作權法之相關規定，依本章要	感謝委員指正，本研究團隊將針對所用之照片逐一確認出處及來源，以避免著作權法之相關規定。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
闡述之內容予以檢討篩選各工法之適用性。	
4. 第四章加勁強化方案，僅單以沉箱基礎闡述，且似未述及如何強化及其效果；而沉箱結構分析似乎有誤，宜請再檢核，包括既柱底彎矩大於混凝土開裂彎矩應非彈性分析、墩頂變位應加上沉箱傾角造成之變位等。	感謝委員指正，本研究團隊將針對結構分析部分再進行檢核，並於期末報告進行修正。
5. 第五章加勁強化改善對策，似乎僅針對蒐集到資料作說明，未有創新之改善對策，且內文有誤甚多，如名竹橋、石籠、可調整跨徑（最長 40m）；以自重增加提升穩定性及群樁基礎、大型沉箱增加抗掏刷能力？；橋柱與橋面增加卡樁？；下邊坡避免採用柔性工法？等等。	感謝委員指正，研究團隊將針對彙整之工法進行檢視，並將其修改於期末報告。
林教授炳森	
1. p1-4，第四年內容，關於加勁強化、處理對策、土石流衝擊力計算，應加以說明，並注重實務應用。	感謝委員指正，遵照辦理。
2. 第3章，照片應有相關，若與道路及橋墩遭受土石流衝擊無關者，可刪去。	感謝委員指正，遵照辦理。
3. p4-12，柱頂容許位移量 $\leq 3\text{cm}$ ，係根據日本資料，是否有臺灣規範？	由於臺灣無相關規範，因此本研究團隊由所蒐集之相關規範中選定日本道路協會之規範。
4. p4-14， $M_{cr} \leq \frac{2.0 * I \sqrt{f'c'}}{y}$ ，其規範依據為何？p4-23，表 4-7、表 4-13 中， δ_T 、 M_0 、 θ 、之規範值依據為何？應說明？	M_{cr} 其規範依據混凝土工程設計規範， δ_T 已於4.3.3小節進行說明， M_0 已於4.3.2小節進行說明， θ 已於4.4.2小節進行說明。
5. p5-5，最後一行，應為涵管。	感謝委員指正，遵照辦理。
6. p4-10沉箱分析應加弦流體動態壓力之考慮。	本研究於表4-4已考慮流體動態壓力。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
7. p6-1, 討論 1.”而滑動破壞的部份其 F_s 均大於 1，承載力不足破壞的部份其 F_s 均達 20%，應修正語意。 p6-2, 未完成事項：(1)應加強山區跨河道路加勁強化對策之說明。(2)應加強土石流衝擊之處理對策說明。	感謝委員指正，遵照辦理。
主辦單位意見	
1. 本研究探討「對策」，宜針對土石流各樣災別，研擬災前防治、災中應變及災後處理等作業，將時程、步驟作重整安排，使參閱報告者能了解在何種災況，在什麼時候，可採用什麼對策來處理。	感謝委員指正，針對對策部分將於期末報告予以修正，將其考慮時程上之應用。
2. 報告中第五章有提到緊急搶通的作為，是災後先期作業的重要處置，但各樣方法都以文字描述，能否濃縮列表，描述其優缺點適用環境及限制等，加以比較說明，讓引用者更為明瞭。	感謝委員指正，遵照辦理。
3. 本計畫為本中心山區道路防災五個子計畫之一，研究成果須做整合，提供到臺科大所執行的防救災系統上。建議在期末報告時，能有專章將這四年研究可用之成果整理出來，方便系統引用。	感謝委員指正，遵照辦理。

附錄二

期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

□期中☑期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：「交通道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策研究（4/4）」

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
李委員豐博		
1. 表 3.2 河道整治工法之優缺點說明，內含土石流抑制工法及橋梁受洪水淘刷之加固補強工法兩部分，建議分成兩個表，分別列為 3.4 節及 3.5.2 節之附表。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。
2. 部分網路搜尋圖片或不甚清楚或已出現類似圖片(如圖 3-48、3-51、3-52、3-53、3-54 等)，建議刪除，圖 3-57 建議移用於道路邊坡。部分圖片不完整或缺圖(如圖 3-19、3-33、3-35、3-36、6-37、6-38 等)，請補正。	感謝委員指正，遵照辦理。	同意。
3. P.4-10 表 4-4 中，土石流流動壓力 P_f 之單位應為 t/m，請修正。	感謝委員指正，遵照辦理。	同意。
4. 第五章橋梁結構加勁強化改善對策是否應用第四章加勁強化方案成效評估之結果，宜有具體說明。	感謝委員指正，將於期末報告定稿將予以補充說明 CH4 及 CH5 之關聯。	同意。
5. 第七章土石流衝擊力之計算式及相關設計準則修訂建議，宜採所建議之修訂事項列表說明其差異性，以利對照比較。	本研究團隊僅針對土石流對於山區橋梁可能造成衝擊力之影響進行分析後，提出建議將衝擊力列入未來規劃設計之考量，並未詳細針對各設計規範定訂之各公式進行分析，因此，無法逐一針對各公式進行列表說明。	同意研究單位之說明。
6. 7.1 節橋梁基礎破壞型式似重複出現且似非本章重點，建議刪除。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。
7. 第八章「討論與建議」宜改為「結論與建議」，並更新與加強結論內容。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
汪副處長海鄂		
1. 目錄第Ⅲ頁倒數第3行漏列第七章之標題，「土石流衝擊力之計算式及相關設計準則修訂建議」。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。
2. 根據 P3-9 至 P3-14 有甚多的土石流衝擊力理論式，P7-10 土石流衝擊力為何只引用連惠邦的研究報告的公式，是否可以說明，其公信力如何？(如公式 7-1 使用「公路橋梁設計規範」是具有公信力)。	其公式以堆積深度、流動速度、土砂單位重及粒徑大小即可進行運算，以上各參數皆可容易取得，不需再作其餘參數假設，較能符合現地情況，因此，本研究建議依公式作為之土石流衝擊力之估算。	同意研究單位之說明。
3. 第八章討論與建議應為結論與建議，結論似乎對橋梁遭受土石流衝擊之改善對策及處理對策並沒有提及，應予補充。而且沉箱數值模擬分析結果(簡報 P20)，可將第 4 點納入結論，簡報 P24 鋼板樁穩定分析結果也可摘要列入結論。建議將前 3 年及本年度的結論加以彙整。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正，並將第八章修正為結論與建議。	同意。
4. 圖 3-35、3-36 漏列。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。
陳處長松堂		
1. 本期末報告已蒐集相當多的現地調查照片，可見到研究團隊之用心及努力。	感謝委員的肯定。	同意。
2. 本研究係以道路及橋墩遭受土石流衝擊之對策為目標，故有關調查、分析及研究仍應以土石流為主軸，本研究之報告內容建議如下： (1)目錄請以本研究主題土石流為中心整合章節名稱及內容。 (2)第 3 章請補充土石流災害及改善對策相關文獻之蒐集及分析。 (3)第 4 章橋墩深基礎除沉箱	(1)為符合業主驗收各工作項目，期末報告撰寫係以各工作項目進行章節之編排，將與業主進行討論後依其要求進行適度調整。 (2)因於第 6 章為處理對策之說明，各改善對策及災害案例於第 6 章進行說明，若於第 3 章進行說明亦有重複說明之虞，為整體報告之撰寫流暢，此部分依原訂方式撰寫。 (3)本研究為 4 年期計畫，於第一期計畫之初，選定分析之橋梁為台	同意研究單位之說明，建議仍依合約工作項目進行章節之編排。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
外，目前大部分工程皆採全套管基樁施作，可否補充基樁破壞分析之探討。 (4)PageⅢ缺漏第 7 章章名，請補充。	21 線-十八重溪橋其為沉箱基礎，為使全期計畫之連貫性，僅以沉箱基礎作為本計畫分析之重點，但於報告中以提出完整之分析程序(圖 5-1)，未來可依此為參考依據進行後續各項分析及探討。 (4)將於期末報告定稿予以修正。	
3. page 2-6 文中述及分析結果超過規範值即判定為破壞，大部分與實際不符，因規範均含有安全係數，故建議再檢討修正。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正文字說明。	同意。
4. page 2-10/2-11 相關評估分析大部分分數皆相同，似難有效區別最佳對策，如基礎部份沉箱 (caisson) 與基樁 (pile) 評分皆相同；另粒徑大於 50cm 定義為巨石是否恰當，建議再檢討。	於表 2-10 及表 2-11 為第三年期中報告後之工作項目，但遭逢莫拉克颱風期間，使得各工程部門皆忙於進行搶救災之工程，因此，僅拜訪台灣世曦公司(高雄分部)，將各工程師填寫表格後進行統計分析之結果，本年度以此為參考依據進行處理對策之研擬，若易造成誤解將於期末報告定稿刪除此表格。	同意研究單位之說明及辦理情形。
5. page 2-12 結論以「跨距加大」「梁高加高」，應為一般理解對策，建議能進一步分析並提供「跨距宜加多大」「梁高宜加多高」。	因各橋梁位處於不同地質、地形及不同河道位置，其水流運動行為易會造成不同之影響，因此本研究無法將其量化，應視該橋梁實際情況予以進行簡易分析後再作決定。	同意研究單位之說明。
6. 第 3 章蒐集相當多之沖刷及保護等有關之圖例及現地照片，建議加以敘述優缺點及不佳方案如圖 3-22~3-46，以避免誤遭引用。	感謝委員指正，將不佳方案於期末報告定稿予以補充文字說明。	同意。
7. page 4-12 柱頂位移位未考量沉箱箱頂之變位包括水平及傾角之影響，如 page 4-18 傾角影響即有約 3cm，請檢討修正。	感謝委員指正，將柱頂位移位同時考量沉箱箱頂之變位傾角，於期末報告定稿予以修正。	同意。
8. page 4-3 變形分析法採用 PLAXIS 軟體分析，惟結果與一般假設沉箱箱體為剛體不符，建議檢討說明。	感謝委員指正，將分析結果進行探討後於期末報告定稿予以修正。	同意研究單位之說明。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
9. page 5-19 假橋墩保護工法，以目前瞭解似乎不適用於實務工程，建議再予評估是否納入本研究。	感謝委員指正，因此為補強工法之一，將於期末報告定稿予以補充文字說明。	同意研究單位之說明。
10. page 4-65 以鋼軌樁作 STABL 程式分析，其假設道路斷面以能符合山區道路為宜，並建議增加山區道路常用之鋼軌樁、石籠及貨櫃等較符實務。	此分析為本研究團隊第三期計畫已完成之結果，其模型係以現場臨時設施作為參考後進行之分析，因甲方要求需將前三期重要之結果彙整於本期末報告中，因此僅於此進行結果之呈現。	同意研究單位之說明。
11. page 7-11 「公路橋梁耐震設計規範」98.06 已頒布新版，建議修正。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。
12. 橋墩土石流衝擊改善對策宜補充有關材料方面之建議，如混凝土強度及耐磨需求暨鋼板包覆之強度及厚度考量等。	因各橋梁位處於不同地質、地形及不同河道位置，其水流運動行為亦會造成不同之影響，因此本研究無法將其量化，應視該橋梁實際情況予以進行簡易分析後再作決定。	同意研究單位之說明。
13. page 3-43/6-36 缺漏圖片，請補充。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。
林教授炳森		
1. p2-6，第8點由於覆土層厚度不足，導致水平位移量無法“超過”規範值，有誤請確認。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。
2. 第三章文獻回顧部分 (1)P3-1 第 14 行土石流要具備...”(c)一定強度之降水激發”，應再修正。 (2)P3-4 第 2 行，還”叨”增加...、腐”殖”土，第 11 行達數十米”王”上百米，錯字請修正。 (3)P3-43缺圖3-35、3-36。	感謝委員指正，以上各項目將於期末報告定稿予以修正。	同意研究單位之說明及辦理情形。
3. CH4 山區跨河道路橋梁部分 (1)P4-12 頁， $I = \frac{\pi}{64} D^2 = \frac{\pi}{64} (2.5)^4$ ，有誤請修正。 (2)P4-57 頁，第 6 行句子太長，應有逗點。 (3)P4-67 頁，圖4-89 STABL不能	(1)及(2) 將於期末報告定稿予以修正。 (3)STABL為主要分析邊坡滑動之程式，本研究假定鋼軌樁貫入處為一極堅硬之土層，以分析其土石堆積對臨時設施抗滑動之安全性。	

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形	本所計畫承辦單位審查意見
分析鋼軌樁， $c=350$ ， $\Phi=0$ ，地震係數應列出。		
4. CH6 土石流衝擊力部分 (1)P6-51 表 6-6 簡易式貨櫃基礎路基應再檢討。 (2)P6-57表6-7鋼便橋部分，其優勢為通水量較涵管便道大，但限制條件又提到臨時橋墩可能阻礙水流通過，似乎有矛盾。	(1)此貨櫃基礎路基為現行山區道路及橋梁於緊急搶通過程常用工法之一，因其為臨時設施之一種，因此將其列入考量。 (2)感謝委員指正，以上各項目將於期末報告定稿予以修正。	同意研究單位之說明。
5. CH7部分，P7-4白華與析晶為同一現象。P7-11應引用「公路橋梁耐震設計規範」且需考慮垂直地震力係數。	(1)依李委員豐博之建議，於期末報告定稿將此7.1節與3.5節進行合併。 (2)感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意研究單位之說明及辦理情形。
6.CH8結論與建議應列出各章重點。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正，並將第八章修正為結論與建議。	同意。
7. 文獻應依規定格式編排。	感謝委員指正，將於期末報告定稿予以修正。	同意。
8. 期中意見應回覆，並註明頁數。	感謝委員指正，將於期末報告定稿增加於附錄。	同意。

附錄三

專家諮詢會意見辦理說明表

專家諮詢會意見辦理說明表

計畫名稱：「道路及橋樑遭受土石流衝擊之因應對策」

研究單位：財團法人成大研究發展基金會

日期：2010 年 10 月 4 日

議題 1. 道路遭受土石流衝擊之對策探討

參與人員及其所提之意見	研究單位問題說明
李教授德河	
1. 由對策矩陣表中可看出是針對整體性的土石流防治進行工法的彙整，應配合計畫名稱將重點放在道路遭受土石流衝擊進行探討。 2. 蒐集歷年災害發生後，相關單位處理土石流對道路衝擊之案例，並提出適當的對策與建議。	由於業主要求須將上下邊坡的崩塌納入土石流防治，因此如坡址保護、明隧道等工法均納入對策之中。藉由本次專家座談會後彙整與會專家之建議，將土石流防制對象明確劃分出來，再進行重點式的工法彙整。
高副局長邦基	
1. 所彙整的工法中，屬於源頭整治且無法因應土石流衝擊之工法建議移除。 2. 建議彙整國外針對道路受到土石流衝擊之因應對策及工法，並探討是否能運用於國內的土石流災害防治。 3. 建議以圖說的概念針對各工法繪製簡單的工程示意圖，讓現場及設計的工程師能夠在短時間得以運用並建立出一個機制，若因時程上無法執行，可將此意見提供於未來相關計畫中執行。 4. 建議針對地質、水文等條件提出選線之原則。	1. 將會繼續蒐集國外案例並針對重點的工法繪製圖說。基於適合用路單位使用的觀念，初步提出迴避、跨越等對策，而每一個對策大概有一兩個因應的工法，並針對重點的工法提出相關原則。 2. 由於時程上的關係，簡易工程示意圖可能無法於本計畫中執行，將於報告中提出建議，以利未來相關計畫能執行。

參與人員及其所提之意見	研究單位問題說明
陳科長俊堯	
建議蒐集彙整歷年災害之破壞類型和致災因子，以期現場工程師可依照現場之破壞規模和情形判斷出災因後，選擇因應之對策。	以設計之方法選擇對策的觀念將以委員之建議重新思考，提出對策彙整的邏輯以期未來能夠運用。
蔡副處長宗成	
蒐集歷年災害之相關案例，彙整各災害情形之因應對策，以期現場工程師能夠加以運用並做出快速且正確的判斷。	將會針對歷年災害之相關案例進行彙整，並於各工法之說明釐清後以分類的概念進行對策的統整。
林教授炳森	
應先定義道路遭受土石流衝擊所產生的問題，例如下坡邊沖刷或堰塞湖等，以臺灣不論是成功或是失敗之案例進行說明，再提出適用於臺灣之對策。	將於報告中定義道路遭受土石流災害情形，再針對其因應對策進行說明與彙整。
郭教授玉樹	
1. 從土石流運動觀點，發生區、流動區及堆積區道路受災狀況皆不相同，不同運動區段與溪床坡度有關，建議可由現有災害資料與水保局土石流公告資料中的災害型態及補強工法進行比對。 2. 源頭整治工法建議可往「減少土砂來源」方向進行思考。	將以委員提出之「減少土砂來源」進行對策之說明，並將土石流抑制工法納入考量，提供工程師參考。

議題 2. 橋樑遭受土石流衝擊之對策探討

參與人員及其所提之意見	研究單位問題說明
李教授德河	
1. 橋樑結構工法之對策選擇表、圖，請依對策的種類，如迴避、改建、修復等來區分，並繪簡圖表示各工法之樣式及所用位置。 2. 針對「淨高加高」及「墩徑加寬」兩種工法，用於新建橋梁的對策上有文不答意的瑕疵，建議另外對工法名稱進行說明或是文字上的修正。	1. 所謂新橋的「淨高加高」，為未來改建時與既有橋樑之比較。 2. 由於本座談會之前僅針對所使用的工法進行蒐集，未來將由災害類型、和致災因子研擬出對策，初步提出迴避、保護和減少土砂來源等對策後，再針對工法進行分類和說明。
陳科長俊堯	
1. 橋樑工法的分類建議可參考道路的部分，分成局部及全面考量。 2. 災中、災後及新建的使用時機說明，建議重新考量。 3. 工法的名稱建議重新定義，例如改線可定義成路線或橋址上的調整。 4. 建議根據當地交通和生活的歷史探討改線、限制居住和劃定特定限制區域等議題。	災中、災後及新建於名詞上的定義將會影響到工程師在使用上的想法和限制，因此將會分類為局部修復和改建兩部分，局部修復包含緊急搶修，改建則是全面性的考量，如選址、結構型式和保護工等。
蔡副處長宗成	
工法的使用時機須定義清楚，並有一套標準的判斷程序，以期降低工法選擇上的模糊地帶。	將會諮詢第二和第五區養護工程處，以期增加案例的說明。
邱主任永芳	
工法的說明和使用時機須再重新考量，例如基礎加深、異物撞擊等。	未來將會按照新訂定的對策分類將各工法依據使用時機進行重新的彙整。
林教授炳森	
建議先瞭解土石流對橋梁之影響，再提出適用對策，另可增加臺灣處理之個案分析，對實務上可具貢獻。	將依照道路方面相同的邏輯進行說明。

參與人員及其所提之意見	研究單位問題說明
郭教授玉樹	
- 建議以各土石流危險溪流運動區段，做為治理界點區隔工法。 - 表中將橋墩墩徑加寬做為因應對策，但淘刷深度與墩徑有關，建議應同時加深基礎深度。 - 因應氣候變遷，土砂來源增加，河道一般都有抬升的現象，建議首要對策為檢核通水斷面，若為新建橋樑可能需調整河床坡度。	本座談會僅針對對策的研擬，至於設計上的細節，在未來會注意工法搭配上的問題。

議題 3. 臨時性工法之使用時機與條件

參與人員及其所提之意見	研究單位問題說明
李教授德河	
臨時性工法中，RC 涵管便道所用的涵管口徑太小，於豪雨時可能阻塞或被沖潰，可建議使用更大口徑或做成拱型通水口。	公路防救災緊急搶修工法中已有相關工法的考量。
高副局長邦基	
1. 建議對策中納入直徑 3.5 米的鋼涵管工法，其通水斷面大，且材質輕又能重複使用。 2. 由於溪底便道不一定是溪底裡面採集的石料堆砌而成的，通常要搭配一些能夠穩定便道的石料，所以工法名稱建議重新考量。 3. 貨櫃工法在設計推疊方面須有一套方法。	工法名稱將會重新考量，並說明其限制條件與可搭配之其他工法。
蔡副處長宗成	
1. 鋼版樁工法由於遇到石頭會有施工上的困難，因此在山區此工法必須去考量這一大限制條件。 2. 怎樣的研究較有意義，可以看被引用較多的，就有其貢獻。	鋼版有時適用於迎河面，未來會對此另做一個分類。
邱主任永芳	
涵管和鋼管的使用時機要定義清楚，若涵管太大，在流速高的狀況下，重量和浮力的加乘會產生危險性，另外兩管之間的沖蝕可能會造成管的晃動，這也會對安全性造成影響。建議臨時工法之定義為其具有破壞的機制，否則將會具有某種程度上的安全性之誤解。	將會針對臨時工法做相關之限制及使用條件。
陳科長俊堯	

參與人員及其所提之意見	研究單位問題說明
1. 搶修時為了考量時效性和社會成本，所以選用水泥涵管工法，但其抗災能力差，因此等道路搶通、人員和物資能夠通行後，再慢慢提高抗災能力。 2. 在莫拉克之後的土石流災害會成為新紀元，可把以前的研究案再拿出來重新探討。	將會重新考量使用時機的說明。
林教授炳森	
1. 除了鋼版樁以外，貨櫃路基也不是很贊成，所以建議跟實務再做討論。 2. 應加強道路邊坡工程之說明。	1. 貨櫃路基工法的名稱將會重新考量。 2. 道路邊坡工程將於上述討論之道路相關因應對策中說明。
郭教授玉樹	
表中皆為針對河床或側岸淘刷之工法，因本計畫為遭受土石流衝擊之因應對策，建議針對河床抬升狀況將清淤列入緊急工法。	將以委員提供之清淤工程納入相關因應對策中。

其他建議

參與人員及其所提之意見	研究單位問題說明
李教授德河	
建立道路、橋梁受災後應採取的對策S.O.P，讓第一線工程人員可以簡單遵循。	將委員之建議納入因應對策之考量，但因搶救災之過程須視現場不同情形，進而隨之應變，若訂定S.O.P.可能造成現場工程師無法確切執行。
郭教授玉樹	
一條土石流有不同的治理單位，可能對各種不同屬性的道路，以及工程師所需要的是不同的圖測，或許未來也可以針對這個方向去做編彙。	因時程之原因，本計畫無法完成各工程圖說之編彙，將於報告中提出此建議以利未來相關計畫之執行。

附錄四

第二區養護工程處訪談紀錄

第二區養護工程處訪談紀錄(一)

時間：98 年 5 月 14 日

單位：交通部公路總局第二區養護工程處設計課

人員：交通部運輸研究所-賴瑞應 研究員

成大研究發展基金會-林伯融 助理

成大研究發展基金會-曾韋禎 助理

成大研究發展基金會-郭澄伊 助理

會議記錄：

Q1：洪水對橋梁之相關工法與保護工法？

A：以后豐橋來說會以封橋、拋石處理。除了這些以外，不外乎以固床工處理，並每年定期作橋梁檢測。若超出能力範圍會委託專家學者給予建議，例如林呈老師曾建議台 3 線汶水橋上下游約 500m 範圍內之河床進行平整，使水均勻分佈將能量分散，避免集中某些深槽區範圍內。

Q2：以上述工法處理後，水流到橋墩後阻水還是會有渦流、下刷的現象，該如何處理？

A：台三線的汶水橋有執行過。成效證明林呈老師的建議是可行的，且此工法較經濟，本來沉箱或下部結構的沖刷很嚴重，施作後部分區域其沖刷速度降低。所以此方法是有效的，但不是每座橋墩都適用這個方法。因汶水橋 500m 處剛好是個凹岸，所以才會建議到這個範圍。

Q3：后豐橋位於大甲溪中下游段，石頭的粒徑還有到 1m，即使將溪

面整平，還是會有河床破壞的現象發生。

A：大顆石塊的潛勢，其實是好幾年的回歸期才會出現，一般性的豪大雨並不至於將其搬運下來。后豐橋的狀況比較不一樣，其屬於大甲溪流域，上游設置了多座水壩作為平時蓄水之用，故土石也留在上游段，因此應著重在水流的影響。目前改建後的工法很簡易，例如打鋼軌樁以避免向下游淘刷，而辛樂克颱風當時之拋石並沒有相互串接，故有許多的拋石往下游流走。橋樑傾倒前，河川局於下游100m 處溪床底下設置格柵。林呈教授所做的監察院報告提到P3~P6 橋墩保護工做太強，溪流本來就易往較弱的 P2 橋墩處破壞，此為水流的流性作用所致。而上游面設置丁壩趕水，下游面則設置隔柵，但並沒有全跨距施作。

Q4：公路總局對危橋現階段之處理方法以及設計規畫的方針？以大甲溪來說，是否會依據大甲溪的溪流特性去設計規畫，而這些都可能影響後續之檢監測作業。處理方式不可以只考慮新橋，因許多橋都是舊橋，例如在土石流跨河橋梁前面做許多保護工，避免土石直接撞擊到橋墩，導致整個橋樑破壞，或是整個橋面被抬走。欲了解現階段工程部門，在山區或是中下游段對土石流跟洪水現階段的處理方法？

A：東卯溪的東卯橋，上部結構做鋼橋，然後把橋墩加大使落墩次數減少，位置本來是座落於扇形靠近上游側處，現以將其往下游處遷移，以減少河川對橋墩的衝擊力。目前處理土石流有兩種方式，一種就是消極處理去避開它，例如遠離、架高、落墩少、加大垮度。另一種就是積極做法，也就是去抵擋它，例如東卯橋 23K 左右沿路也有成功的案例，在其路邊做鋼構擋土設施。類似像潛壩之類的，但主要成功原因還是因為上游整治成功。

Q5：信義鄉高速公路新陳有蘭溪橋，雖然淨高加高，可是基礎還是需要擴座處理。

A：國內土石流複雜性多，土石流下來到主河道時，也許河川的水流量又變大了，變成流水影響的因素佔較大，當初 921 地震後造成土石鬆動，故下來的土石量大，經長久的刮刷之後土石量減少，且雨水較多，而當初為抵擋土石流故將橋梁淨高加高，但現在土石下來的量減少，使刮刷和沖刷的問題情況比較嚴重。

Q6：以現場工程來看，我們最常看到就是墩柱加大，再來就是加鋼版避免其撞擊，再來就是沉箱基礎擴大，我們找到的資料以這三者居多，那現在考量洪水與土石流同時存在的時候，新橋的設計為何？

A：其實不外乎剛剛所講的幾個，沒有較新的想法或是保護措施，但基本上目前工程的橋梁計算較過去成熟，可以透過電腦計算利用結構數據分析，將橋墩的淨高加高，跨距加大進而減少落墩。現在最常用的就是明隧道，量不多就讓土石從上面過去。成功的案例為苗栗的火災山隧道，用所謂溪底隧道的方式，但是跨徑稍嫌不夠長。中興顧問對阿邦溪有短期跟長期的建議，短期例如溪底隧道、橋梁、明隧道等工法都有提出過，但似乎都不是一勞永逸的方式。長期的方式就是改線，例如道路改道從松鶴部落進入或再以跨河橋梁過去，或施作隧道，遇到這種無解的案子就需以改線解決。但改線不易，需要面對環評及當地居民的問題。最好的處理方式，還是源頭要整治，再配合公路附近的防護措施，即可發揮最大效用。

Q7：曾經看過一種工法，就是在明隧道上再做一個導流渠道，在大陸那邊有相關工程，不知國內是否有相關新工程。

A：其實臺灣也有，在通往惠蓀林場的路上有個很漂亮的明隧道，就是這麼做的。目前台 14 線通往埔里的柑林隧道目前也是以此方式施做。現在埔里到霧社之間（69K+150）有座明隧道，當初在評比的時候，即有顧問公司提出導流溝的方式。此處上游為彎道，而左岸的岩盤露頭已出來，可是土石會往下帶，對此處導流溝影響的反而

是風化崩積層，所以土石落下時假設左岸邊坡不再受侵蝕影響(因露頭已經出露)，土石就會往右岸侵蝕，故最後還是會超出原先評估的長度。工程往往於設計當時是相當成功的，可是多年後常不敷使用，故評估隧道之長度很難，且常有經濟上的考量。滯洪池具消能作用，我們目前完成一個比較經典的案子，位在信義段到塔塔加(約 120K 左右)，原先設有明隧道但上游土石流發生後，明隧道被沖毀，為緊急搶通使用，將道路改至未破壞之明隧道上，讓路走在明隧道頂，因此進行大客車跟遊覽車限制通行，故地方民眾有反彈聲浪，在徵得玉山國家公園的同意下，在路邊設置了水土保持設施，如梳子壩、潛壩之類的相關工程。

Q8：這次后豐橋的設計，有採用什麼特殊的設計嗎？還是就是設置群樁？

A：設置群樁及深基礎，原因為此處受淘刷作用造成的裸露而產生破壞，為符合河川局要求，基礎需設計在沖刷線下方，並從原先的 16 墩橋墩減至 5 墩，而右岸為丁壩，左岸為高灘地故不需進行整治。

第二區養護工程處訪談紀錄(二)

時間：99 年 6 月 2 日下午 2:00

單位：交通部公路總局第二區養護工程處養護課

人員：交通部運輸研究所-賴瑞應 研究員

成大研究發展基金會-林伯融 助理

成大研究發展基金會-曾韋禎 助理

會議記錄：

Q1：針對天然災害造成道路中斷等影響，工程師會有哪因應的對策與方法？

A：對工程而言，先搶通>搶修>加固>復建，搶通主要原因是因為要先讓搶救災機具能夠更快速進入災區，以減少災區的人員傷亡。

Q2：時間這麼趕的情況下，臨時便道的安全性是如何評估？是否有進行做監測？

A：主要還是進行測量，首先找幾個點出來，每天定期量測其沉陷量，再以目視法判定周遭環境的變異，所以必須辦理很多相關工程。

Q3：88 水災後阿里山段大面積道路坍塌，為什麼想要利用「貨櫃工法」疊起來當路基使用？

A：全臺灣第一個貨櫃工法是用在 88 年的民族大橋，位於台三線南投的民間鄉到竹山之間；而為什麼選用貨櫃，主要就是將貨櫃當成模板使用，不同於傳統模板需要組裝及拆卸，且耗費時間；相對於貨櫃雖然其單價較高，但考慮社會成本其實就相對便宜很多，且搶通就是在跟時間賽跑，因此才會選用貨櫃當模板使用，而早期貨櫃工

法主要還是當作臨時便道，僅只是將其開口後將現地礫石填入或是灌漿，再放上鋼版使車輛通行；但近幾年已發展到將其放入鋼筋再進行灌漿，其安全性更是大為提升，一般民眾常誤解以為施工單位僅僅利用貨櫃堆疊就當成臨時便橋；而阿里山的例子就是將貨櫃放置下邊坡坡腳進行堆疊當路基，但其兩邊都還有利用絞索對拉，利用地形產生拱效應增加穩定性，除此之外貨櫃之間也有連結，之前堆石頭，現在裡面放鋼筋還灌漿，目的是省時，要先讓車輛、施工機械和人員能過，不讓災區變成孤島。

Q4：針對臨時便道其安全性的考量為何？

A：因為是臨時設施，所以會限制通過時的車速、載重，並適當進行管制，於必要時進行封路作業禁止人車通行；豪雨期間會有因應的通行時間，對於重點監測橋樑，監測人員接獲指令後進行封橋，所以在這之間會進行很多的管制工程(CMS)，例如鐵扇門供緊急管制時使用，及塊狀護欄、警告標誌、夜間警示燈等。而在災害發生後先施做臨時便道，再進行搶修及加固作業，例如將便道上邊坡的裸坡修整或進行噴漿工程讓安全性逐漸提高。

Q5：從搶修到決定修復之前，中間這段時間有何因應的對策？

A：本問題可分兩類，第一類為過水部分(包括過峽谷)，第二類為過山部分。

1. 過水的地方，簡單來說就是有水的地方如何跨過去，可以讓人車通行。等級由低到高可分為：混凝土涵管(讓水流過不阻塞即可) > 鋼涵管 > 貨櫃便橋 > 鋼便橋；其前兩者都有優缺點，涵管口徑約 2~2.5m，價格較便宜但很少重複使用，鋼涵管口徑約 3~3.5m，價格較貴但可重複使用，而涵管只適合小跨距的便道，以口徑 3m 為例如果河道寬度 7m 就是要連接三個，且涵管大小皆固定需要再將其河道拓寬才方便施工；貨櫃便橋以作過說明，鋼便橋其費用較高但可重複用，鋼涵管是從九二一的時候

開始使用，因當時重型機具無法進入災區，造成嚴重的災情，目前常用的跨距為 20m，可承受 20~25 噸的載重，其為目前做到載重量比較大的便橋，因此對於重型機具而言其安全性是足夠的，而在苗栗汶水橋曾使用過跨距 40m 的鋼便橋，其為可伸縮式。

2. 過山的地方，簡單來說就是考量坍方的地方該如何通行。主要不外乎 a. 溪底便道 b. 改道 c. 舊道搶通(挖路)。最近於因台 8 線谷關至德基水庫間的青山電廠，因為道路不夠寬引進美國的棧道工法，可能也是一種考慮的方向。

Q6：以台 8 線阿邦溪為例，因為其位於土石流出流口，及台 8 線必經之地，而未來修復的方向為何？

A：目前以短期而言還是以臨時路工的方式進行通車；中期可能考慮設置明隧道；長期可能有兩種考量，一為設置溪底隧道一為永久改道，溪底隧道成功的案例為苗栗火炎山隧道，而永久改道即為從松鶴部落進入谷關。

Q7：站在工程角度，若考慮金額和工期，和以前比起來有什麼改變嗎？

A：若考慮金額，就應該算入社會成本，且每年固定的工程款，工程不可能一次就能全部完工，像是信義鄉台 21 線從賀伯颱風之後花了幾十億工程款，到八八水災的災害就很少；而以前是坍方了就清，現在策略是不要去堵它，而是順其自然，利用高架橋跨過去，只要墩柱變大、落墩的地方是安全的。

Q8：復健工程選定沉箱或是全套管基樁的考量是什麼？高雄都是泥岩的關係，所以才考慮到做大口徑沉箱嗎？為什麼近幾年都是做全套管基樁？

A：現在橋梁工程幾乎都是全套管基樁。而選用哪種工程主要還是考慮地質的問題，沉箱照理講是最好的工法，又比全套管便宜，全套管

如果遇到大孤石那個就很難去處理，所以台 21 線新陳有蘭溪橋全部改用沉箱，因為如果沉箱施工時遇到大的岩石，就把直接炸開就好且較好控制，但沉箱施工速度慢，可能有裸露之類的因素，如果可以確定是均質的岩盤可以直接用沉箱施作；全套管基樁施工速度快，適合各種地質，而全套管只要不是反循環樁，其他應該都可以，反循環樁不穩定，像雙園大橋早期就是利用反循環樁施作，現在不會設計反循環樁了，然而全套管就是用鋼管取代皂土，沒有坍孔的危險，而且品質較好。

Q9：道路兩側的搶通施工通有哪些工法？

A：針對道路兩側施工，主要就是貨櫃加石籠。

附錄五

第三區養護工程處訪談紀錄

第三區養護工程處訪談紀錄

時間：99 年 09 月 01 日

單位：交通部公路總局第三區養護工程處

人員：交通部運輸研究所-賴瑞應 研究員

成大研究發展基金會-林伯融 助理

成大研究發展基金會-郭修賢 助理

Q1：道路及橋墩遭受土石流衝擊時，於災中及災後有何處理對策？

A：原則上災後都是依照設計準則進行設計，所以沒什麼相關對策；而災中大部分著重在搶修，可分為以下幾類。

1. 橋梁部分：當橋基掏空時，可以藉由堆疊消波塊來降低沖刷的能量，若仍繼續沖刷，可以在坡腳處打水中的混凝土進行保護；當橋樑被沖毀時，可使用貨櫃鋼便橋工法，以貨櫃當做橋台，於其上架設 H 型鋼後，再將橋面版放上，或是放上護工板，但護工板不平整所以行車較不安全。
2. 道路部分：當路基淘刷時，最常使用鋼版樁、鋼軌樁來搶修，或是使用貨櫃工法，將貨櫃內部填入低強度混凝土後進行搶修，但其使用在基礎不平整處容易毀壞；當路基流失使大型機械無法進入時，可以選擇以乾砌現地石料的方式堆疊路基，或是使用方型蛇籠，但其有取得石料上的問題。

Q2：是否有搶修復健工法相關的照片、資料或案例可供參考？

A：公路總局前一陣子有開過關於搶修工法的座談會，也有出版一本莫拉克的搶修復健實錄，其中應該會有相關照片和案例可供參考。

Q3：貴處是否有過去相關案例可供參考？

A：1. 橋梁部分：最近災害比較嚴重的都是長度較短的橋，大概是使用鋼便橋、RCP 涵管等工法做臨時性的搶通，修復的部分則是依據現場的狀況方式進行規劃設計；較特殊的案例為高雄的雙園橋，其使用鋼樁為基礎搭建便橋。不論是鋼涵管、鋼便橋、RCP 涵管等工法，均依據公路總局的相關建議設計方案。

2. 道路部分：以搶通為主，通常是削山，不得已就打鋼軌樁擋土，然後填土做臨時性便道。早期所有的災害修復均是依據標準圖自行評估並設計，現在則是發包給顧問公司，其設計很多使用樁於坡趾，往上使用擋土設施，上邊坡使用地錨、自由型框等工法，像以前較少使用自由型框，大部分為掛網植生，或是使用團粒工法，其類似噴凝土，為植生基材，能直接噴覆於擋土牆、坡面或岩盤，不需掛網，在甲仙有很多成功的案例，用於修復階段，搶修階段不會使用到。

Q4：台 20 線復興附近 8km 溪底便道的起始點有一座鋼便橋，請問貨櫃橋墩下部基礎是如何設計施做的？

A：貨櫃中置入一半現場的土石和一半的混凝土，約堆疊兩到三層，基礎下方有打入 H 型鋼。由於此段為河道交接處，每逢土石流便橋必斷，因此考慮削山通過，但針對選線仍須進行評估。

附錄六

期末報告簡報資料

交通道路及橋墩遭受土石流衝擊 之對策研究(4/4)



委託單位：交通部運輸研究所

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

主 持 人：陳景文 教授

中華民國99年11月16日

簡報大綱

緣起與目的

研 究 流 程

各工作項目說明

討論與建議



財團法人成大研究發展基金會

2

研究目的 (1/2)

• 歷年相關研究

財團法人台灣營建研究院(1999)及國立台北科技大學(2002)曾對跨越土石流溪流之橋樑設計準則進行研究，但僅提出橋樑相關設計準則，或是建議於河川上游設立相關防制工法，對於橋樑主體及道路強化方面並未提出對策。



財團法人成大研究發展基金會

3

研究目的 (2/2)

- 從土石流相關資料蒐集之結果發現，過去之研究對於跨越土石流溪流之跨河橋樑，僅提出因應土石流災害之橋樑設計準則及設計案例，並建議在河川上游處，設立土石流防治工法作為屏障，但對於如何強化結構設計及選用加勁材料等橋樑主體及道路改善對策則並未深入探討。
- 鑒於此，本計畫擬定四年研究期間，透過模擬分析，了解道路及橋樑橋墩受土石流衝擊破壞成因及規模程度，並期由檢討現有設計準則，進而提出未來強化結構設計及加勁材料選用等改善對策。



財團法人成大研究發展基金會

4

工作項目 (1/3)

• 本合作計畫前期已完成工作內容：

— 第一年(96年度)：

- 土石流之相關文獻、研究報告及災損案例之蒐整
- 土石流之分析理論與方法之探討
- 研究區水文、地文及設施結構物資料之彙整

— 第二年(97年度)：

- 相關文獻蒐集
- 土石流流動過程之影響模擬分析
- 衝擊力及掏刷深度估算



工作項目 (2/3)

— 第三年(98年度)：

- 國內外橋梁及橋墩受土石流撞擊之加固補強工法彙整
- 國內外橋梁及橋墩受洪水淘刷之加固補強工法彙整
- 土石流撞擊加固補強工法之適用性探討與評估
- 洪水淘刷加固補強工法之適用性探討與評估
- 針對受土石流衝擊之跨河橋梁及道路進行分析，並提出設計與維護之建議
- 選定公路橋樑進行淘刷破壞案例探討
- 以數值模擬分析淘刷加固補強工法之成效



工作項目 (3/3)

• 本研究第四期計畫預計完成工作內容：

– 第四年(99年度)：

- 彙整前三年研究計畫之成果
- 跨河道路及橋樑結構之加勁強化改善對策之相關文獻彙整
- 山區跨河道路橋梁結構之加勁強化方案成效評估
- 研擬山區跨河道路橋梁結構之加勁強化改善對策
- 研擬山區跨河道路橋梁遭受土石流衝擊之處理對策
- 土石流衝擊力之計算式及相關設計準則修訂建議



財團法人成大研究發展基金會

7



一、彙整前三年研究計畫之成果(1/3)

第一期計畫研究成果：

- 固定模擬時間及部分參數，探討當**運算參數變化**對模擬結果之影響。

(一) 控制方程式

(二) 體積濃度

(三) 曼寧粗糙係數

(四) 比重



財團法人成大研究發展基金會

9

一、彙整前三年研究計畫之成果(2/3)

第二期計畫研究成果：

十八重溪水理分析模擬分析之結果

※**全流域**模擬結果之P3橋墩前最大堆積深度及最大流動速度

各境況模擬	最大堆積深度(m)	最大流動速度(m/s)
桃芝颱風實際降雨量	8.19	8.12
重現期距100年	9.92	9.31
重現期距200年	10.12	9.8

※**南投030**模擬結果之P3橋墩前最大堆積深度及最大流動速度

各境況模擬	最大堆積深度(m)	最大流動速度(m/s)
桃芝颱風實際降雨量	3.66	2.62
重現期距100年	3.36	3.20
重現期距200年	3.43	3.31



財團法人成大研究發展基金會

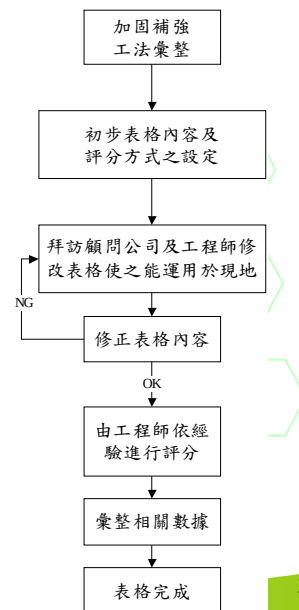
10

一、彙整前三年研究計畫之成果(3/3)

第三期計畫研究成果：

針對公路橋梁所遭受土石流撞擊，進行加固補強工法之適用性探討與評估。

完成面對土石流撞擊，橋梁及橋墩之相關因應工法矩陣表，其表格製作流程如右圖



財團法人成大研究發展基金會

11

土石流撞擊之加固補強工法-矩陣表

道路、橋梁跨越土石流潛勢流域之相關工程對策矩陣表之一																			
土石流 區段	對象	前置								現場									
		集水區面積 (公頃)				集水區 植生密度				沿岸風化程度				堆積層厚度 (m)				料源種類	
		>300	150-300	<150	分數	高	中	低	分數	尚未成 輕微	中 度	高 度	分數	>10	5-10	<5	分數	礫石 型	土砂 型
發生 段	新建	跨距加大	3	3	1	3	3	1	3	3	3	1	3	5	5	1	3	5	3
	新建	淨高加高	3	3	1	3	3	1	3	3	3	1	3	5	5	1	3	5	3
橋墩 段	橋墩	箱涵	1	3	3	3	3	1	3	3	3	1	3	1	1	5	3	1	3
	橋墩	鋼板保護	3	3	1	3	3	1	3	3	3	1	3	3	3	1	3	3	3
流動 段	新建	跨距加大	5	5	3	3	3	1	3	5	3	3	3	5	3	1	3	5	3
	新建	淨高加高	5	5	3	3	3	1	3	3	3	5	3	5	3	1	3	5	3
堆積 段	新建	箱涵	3	3	1	3	3	1	3	5	3	3	3	3	3	1	3	3	3
	新建	沉箱基礎	3	3	1	3	3	1	3	1	3	3	3	3	3	1	3	1	3
橋墩 段	橋墩	全覆蓋基樁	3	3	1	3	3	1	3	1	3	3	3	3	3	1	3	5	3
	橋墩	鋼板保護	3	3	1	3	3	1	3	3	3	1	3	5	3	3	3	5	3
新建 段	新建	跨距加大	5	5	3	3	3	1	3	3	3	1	3	5	3	3	3	5	3
	新建	淨高加高	5	5	3	3	3	1	3	1	3	3	3	5	3	3	3	5	3
橋墩 段	橋墩	墩徑加大	1	1	1	3	3	1	3	3	3	1	3	5	5	3	3	3	3
	橋墩	沉箱基礎	3	3	1	3	3	1	3	3	3	1	3	5	3	5	3	1	3
橋墩 段	橋墩	全覆蓋基樁	3	3	1	3	3	1	3	3	3	1	3	3	3	3	3	5	3
	橋墩	鋼板保護	3	1	1	3	3	1	3	1	1	3	3	5	3	3	1	1	3

適用：5分，普通：3分，少用：1分

註：粒徑大於50公分以上者稱為巨石；巨石比例占整體料源之30%以上稱為礫石型，反之為土砂型



財團法人成大研究發展基金會

12

二、跨河道路及橋樑結構之加勁強化改善對策 之相關文獻彙整(1/2)

◆ 以結構保護與補強工法進行加固、增加穩定性、與承載能力

- 橋趾結構有破壞疑慮時
- 橋址有遭受土石流災害侵襲撞擊疑慮時
- 基礎已經損壞需要補強時



南投一炎豐大橋

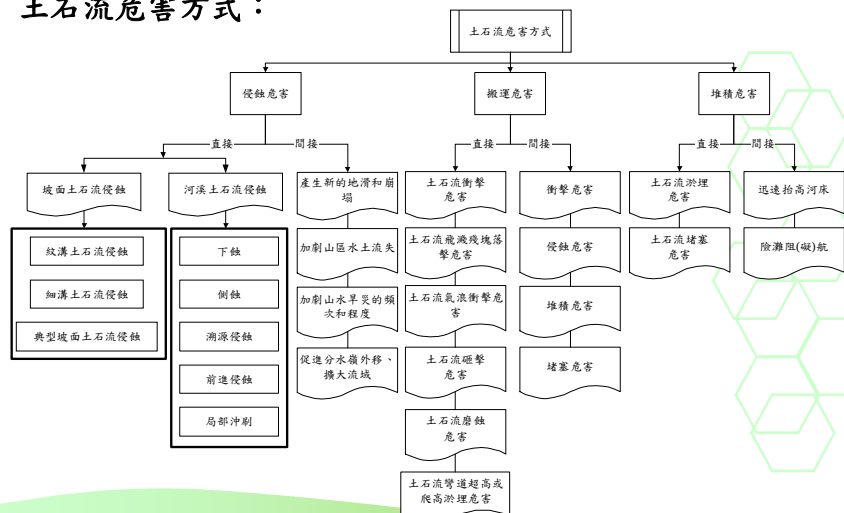
◆ 工法應用

- 假橋墩保護工法
- 橋墩保護加勁工法- 避免石塊衝撞與磨耗
 - 增加橋墩抗彎能力、兼顧補強工能
- 改變橋墩或橋梁基礎尺寸大小、埋置深度提升橋址抗冲刷能力
- 托底，抽換
 - 對於河床急遽下降，橋基嚴重裸露致使現有橋基功能不敷使用，或者功能喪失的橋址



二、跨河道路及橋樑結構之加勁強化改善對策 之相關文獻彙整(2/2)

土石流危害方式：



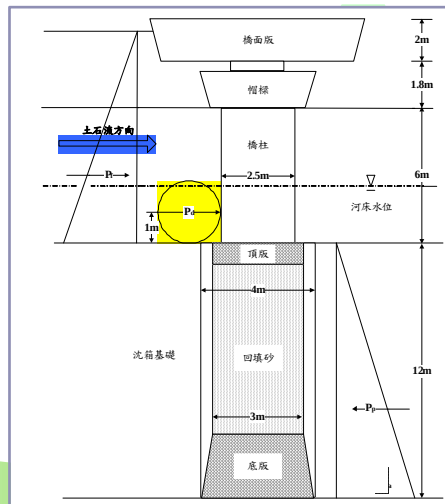
三、山區跨河道路橋梁結構之 加勁強化方案成效評估

➤ 橋柱及基礎災害破壞規模之檢核分析項目

1. 柱頂之水平變位量
2. 橋柱混凝土是否開裂
3. 沉箱頂水平變位量
4. 沉箱基礎地盤反力是否符合規範容許值

➤ 計算分析步驟

1. 作用於柱頂之力系
2. 橋柱受力情形
3. 沉箱基礎檢核分析



15

極限平衡分析(1/2)

本研究依據上述之說明將針對台21線新中橫公路之十八重溪橋(98K+070)進行後續相關模擬分析之研究，包括：

1. 針對十八重溪橋之**土石流衝擊力不同受力位置及大小**，進行力學行為模式分析。
2. 針對十八重溪之橋基礎**樁身加深**後，進行土石流衝擊力作用之力學行為模式分析。
3. 針對十八重溪之橋基礎**樁徑加大**後，進行土石流衝擊力作用之力學行為模式分析。



財團法人成大研究發展基金會

16

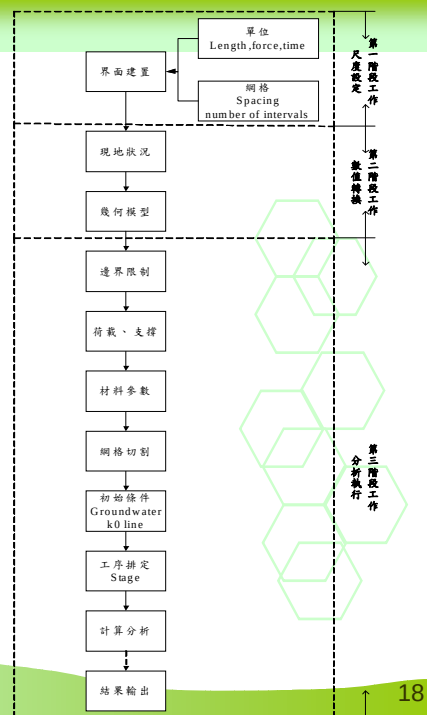
極限平衡分析(2/2)

1. 綜合上述可知，無論何種變因，傾倒破壞為最有可能發生之破壞原因；滑動破壞的部分其FS均在1之上，承载力不足破壞的部分其FS達安全值以上
2. 巨礫中心與地面線之高程差的增加將導致破壞發生
3. 沉箱基礎之長度及直徑的增加，將使結構趨於穩定。



變形分析(1/3)

本研究以PLAXIS建置數值模型，增加主體結構物勁度評估其對土石流流體壓力與巨礫撞擊力之安全性。



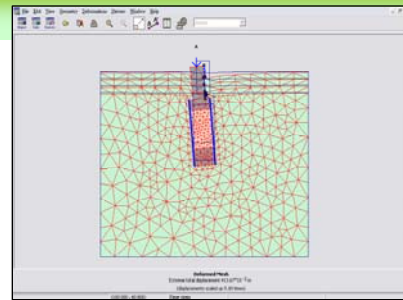
變形分析(2/3)

模組建立完成後，改變

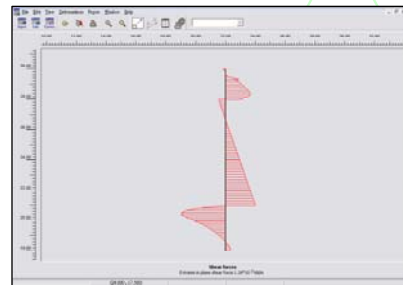
(1)土石流的堆積高度分別為1.25m、2.50m、3.75m及6.00m

(2)假設將既有橋梁進行補強工程，如墩徑加寬及鋼板保護，使橋梁勁度分別增加為 210kg/cm^2 、 450kg/cm^2 及 800kg/cm^2

(3)有無巨礫撞擊作用。



↑ PLAXIS模組建置完成圖



↑ 上游側沉箱壁剪力圖



財團法人成大研究發展基金會

19

變形分析(3/3)

數值模擬分析結果討論如下：

- 1.瞭解最大剪力及最大彎矩作用位置，可預測該點位將有混凝土開裂或斷樁情形發生。
- 2.當模擬土石流逐漸堆積由1.25m至6.00m時，其最大剪力及最大彎矩作用位置，無論是上游側或下游側其作用位置皆大致相同，因此可於此範圍內事先進行補強工程。
- 3.由分析之結果可知於檢核部分，當橋墩及橋基勁度增加，其剪力作用越小，其驗證鋼版補強有一定成效，但其變位量及傾角尚未達安全值。
- 4.有無巨礫撞擊明顯影響橋墩及橋基之最大剪力及最大彎矩作用，因此，於未來橋梁規畫設計分析應將土石流流體壓力及巨礫撞擊力納入考量，以確保橋梁結構之安全性及使用年限。

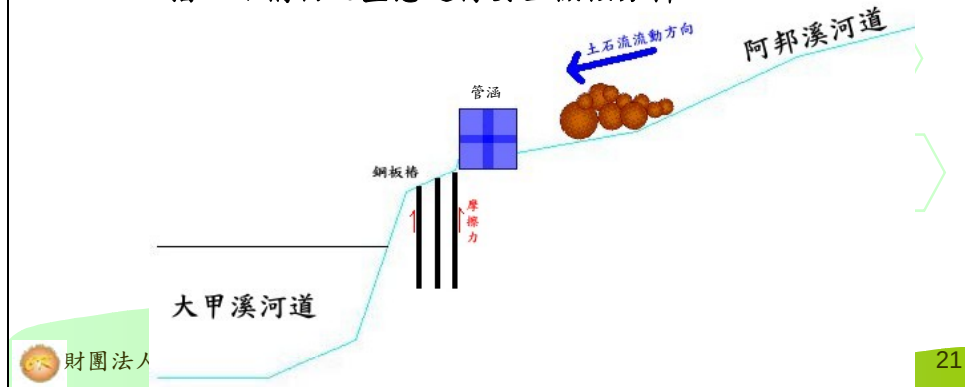


財團法人成大研究發展基金會

20

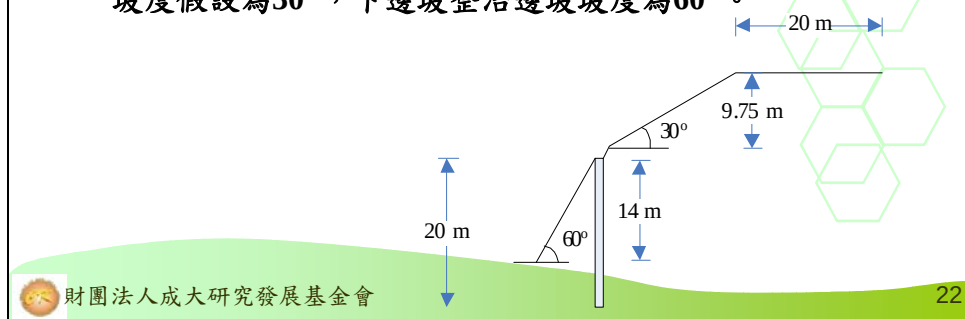
道路路堤受土石流衝擊力之安全檢核

- 管涵承受土石之撞擊力，使管涵可能因傾斜角度過大而產生錯位或翻倒破壞；鋼板樁於常時狀態主要承受管涵之靜載重及車輛之動載重，而於暴雨狀態時其支撐力應大於管涵之靜載重及土石之動載重，後續分析以擋土結構物之型態進行安全檢核分析。



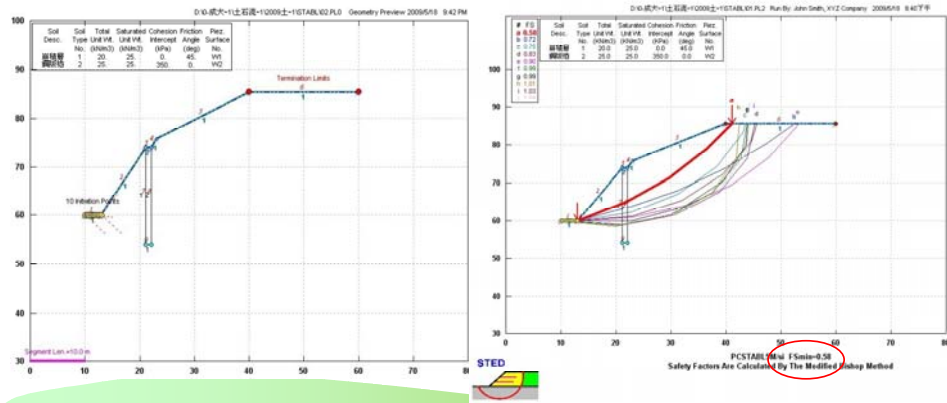
鋼板樁穩定分析 (1/3)

- 鋼版樁穩定分析係以模擬土石流堆積於道路時，其下游之臨時鋼版樁支撐是否穩定。本研究以STABL程式進行分析。
- 首先假設道路原有之管涵已因土石流衝擊力而滑落於大甲溪溪床中，並以第二年FLO-2D模擬敏督莉颱風之結果9.75m設為堆積深度，假設鋼版樁入土深20m，上邊坡坡度假設為30°，下邊坡整治邊坡坡度為60°。



鋼板樁穩定分析 (2/3)

- 分析結果可知道其安全係數(FS)為**0.58**其值小於1.0為破壞，即土石流產生之堆積對臨時鋼版樁之穩定度而言是不足的。



財團法人成大研究發展基金會

23

鋼板樁穩定分析 (3/3)

針對災害過後如何讓公路恢復通行提供幾點建議如下：

- 1.短期建議：**施作臨時路基或排樁，以在最短時間內搶通、並能有一定程度之安全性為考量。
- 2.中期建議：**施作擋土牆防止邊坡坍塌，其施工時須考慮擋土牆的設計深度，以防止溪水淘刷導致破壞；或是興建跨河橋梁，其施工時必須跨越土石流之影響範圍並減少落墩，降低橋梁因遭受土石流撞擊而破壞之可能性。
- 3.長期建議：**改址，將路線避開阿邦溪的出河口，如此能有效維持公路橋梁之壽命，但造橋之費用、耗費的時間及對當地生活模式之影響是需審慎評估的。



財團法人成大研究發展基金會

24

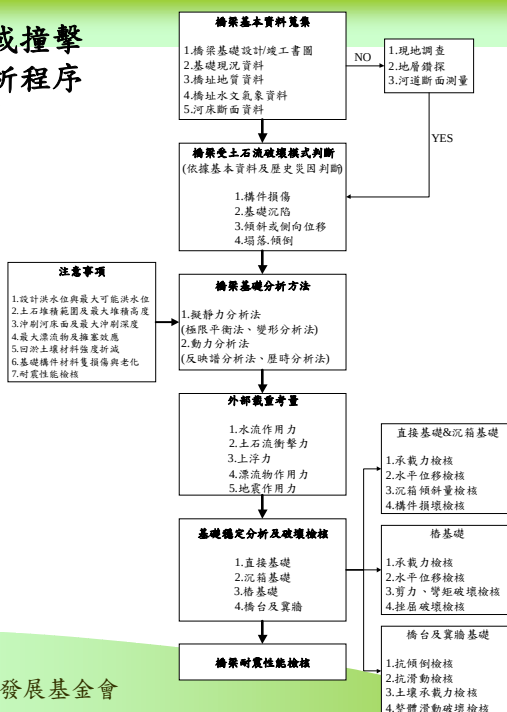
四、研擬山區跨河道路橋梁結構 之加勁強化改善對策

從前三年進行之橋梁檢核分析中可得知，國內目前公路橋梁之設計準則主要以「公路橋梁設計規範」(2009)進行設計，但經本計畫於分析中加入土石流對橋梁產生之衝擊力作用，其分析結果之安全性明顯不足。

將前三年計畫之整體分析流程規劃如下圖所示，提供橋梁設計工程師參考。



橋基受沖刷或撞擊 之穩定性分析程序



橋梁及橋墩之對策說明(1/2)

由上述個案例及配合本研究計畫分析知結果可得知，以下幾點結果：

1. 土石流衝擊力作用下橋面版受一水平推力且使橋柱頂與上部結構產生一額外彎矩，配合實際災害情況得知橋面版錯位破壞，忽略衝擊力效應所致，因此在梁底淨空時須評估土石流運動行為。
2. 橋柱底處所受最大彎曲力矩遠大於混凝土之開裂彎矩，混凝土有開裂破碎之可能，為避免鋼筋外露，宜加強鋼筋混凝土及鋼版圍繞工法補強。
3. 沉箱基礎前承载力檢核結果為不穩定狀態，可能由於沉箱基礎受土石流衝擊力作用產生向後傾倒趨勢，旋轉中心下方土壤受擾，承载力下降。



橋梁及橋墩之加勁強化對策

針對橋梁結構本身無論是補強、改建及新建，本研究依據分析結果提出加勁強化改善對策，說明如下。

1. 淨高加高
2. 墩徑加寬
3. 跨距加大
4. 基礎加深
5. 鋼板保護
6. 於橋柱和橋面版接合處增設卡樁
7. 橋台往河道兩岸延伸興建



五、研擬山區跨河道路橋梁遭受 土石流衝擊之處理對策 (山區道路邊坡)

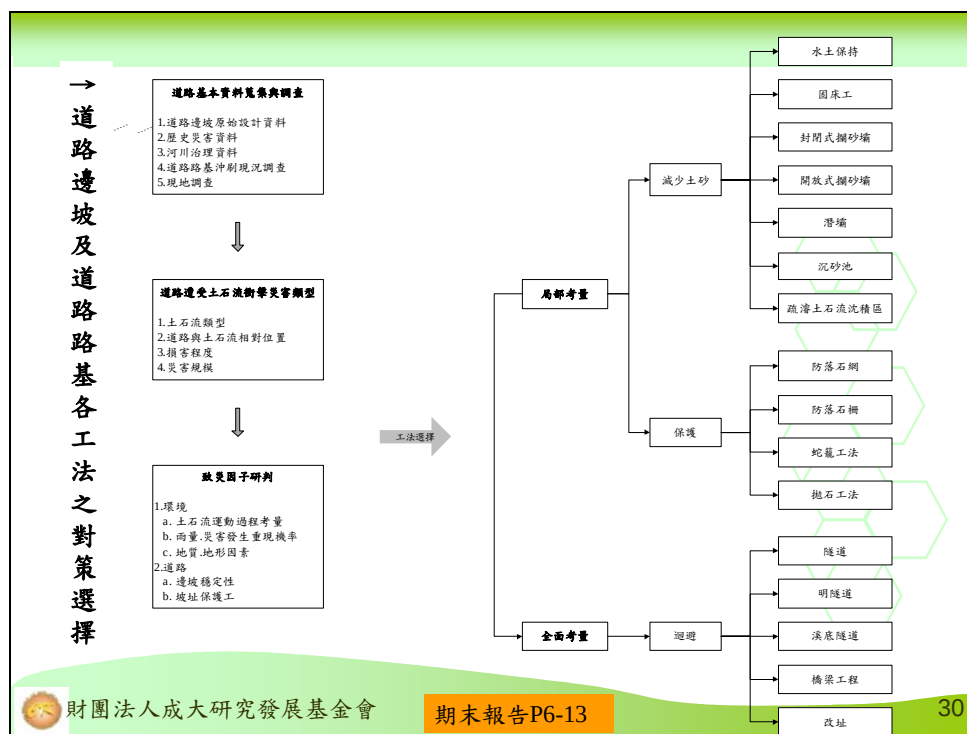
➤ 於山區公路災受土石流破壞之機制，可大致分為土石流潛勢溪流與公路「**直交**」及「**平行**」兩種不同模式，若土石流潛勢溪流與公路為直交銜接，其破壞模式為土石流**直接撞擊**道路路面、道路路基及間接使道路邊坡產生**滑動破壞**，對於直交銜接的處理對策主要以「**攔阻工法**」為主，包括**攔砂壩**、**潛壩**等。

➤ 若土石流潛勢溪流與公路為平行，其破壞模式為土石流流動過程對道路路基及護坡工程進行**撞擊**、**磨損**及**淘刷**行為，因此而造成路基淘空現象而破壞，因此，對於平行的處理對策主要以「**迴避工法**」為主，包括**隧道**、**高架道路**等。



財團法人成大研究發展基金會

29



↓道路各工法使用時機及土石流潛勢溪流特性列表

工法名稱	使用時機			土石流區段 (與道路直交)			土石流區段 (與道路平行)		
	搶修 (災中)	中期規 劃	長期規 劃	發生 段	流動 段	堆積 段	發生 段	流動 段	堆積 段
水土保持	△	○	●	●	○	△	●	○	△
固床工	△	●	●	○	●	△	○	●	●
封閉式攔砂壩	△	●	●	△	○	●	△	●	○
開放式攔砂壩	△	●	●	○	●	○	○	●	●
潛壩	△	●	●	○	●	○	○	●	●
沉砂池	△	●	●	△	●	●	△	●	●
疏濬土石流沉積區	●	●	●	○	●	●	○	●	●
防落石網	△	●	○	○	△	△	○	△	△
防落石柵	△	●	○	○	△	△	○	△	△
蛇籠工法	●	●	○	△	○	△	△	○	△
拋石工法	●	●	○	△	○	△	△	○	△
隧道	△	●	●	○	●	○	○	●	○
明隧道	△	●	●	△	○	●	○	●	●
溪底隧道	△	○	●	△	●	●	△	○	●
橋梁工程	△	○	●	●	●	●	●	●	●
改址	△	○	●	●	●	●	●	●	●

備註：●：非常適用 ○：可能適用 △：不適用

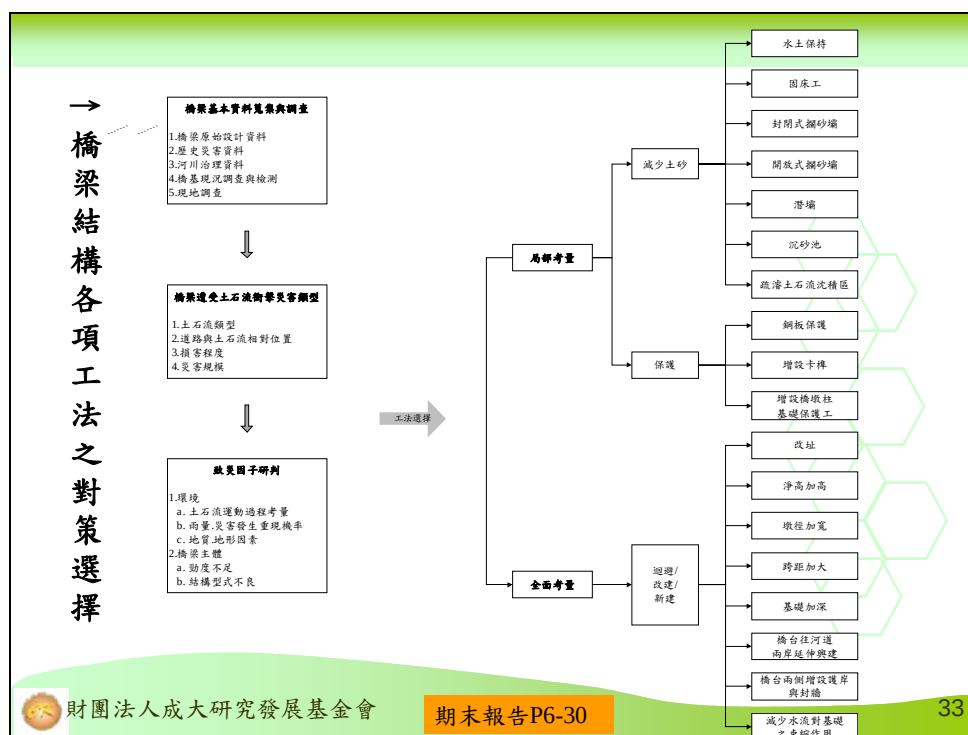


五、研擬山區跨河道路橋梁遭受 土石流衝擊之處理對策 (跨河橋梁)

➤ 橋梁結構及橋梁基礎之保護與補強，除橋梁結構本身外其上下游鄰近河床內之保護及整治工法，皆會影響橋梁本身之安全性及穩定性。且橋梁的破壞機制不全然歸屬於洪水淘刷或土石撞擊破壞，因橋梁本身座落於河床中，因此，各種可能造成破壞之原因皆屬本研究之參考依據。

➤ 由各種破壞原因所對應之相關處理對策相較廣泛，其中「減少土砂災害」著重於土石流流動過程之抑制工法；「保護」著重於橋梁結構本身之防護工法；「迴避/改建/新建」著重於中期規劃及長期規劃之考量。





五、研擬山區跨河道路橋梁遭受 土石流衝擊之處理對策 (臨時設施)

本研究團隊於莫拉克颱風後深入災區，其中包含災情嚴重的高雄那瑪夏鄉(台21線)及南部橫貫公路(台20線)，發現災後公部門再緊急搶通各交通道路時，使用各種不同的臨時便道及橋梁，但緊急搶通的臨時設施並未有相關規範來檢核其安全性，再瞭解其災後搶通的過程及各項工程，將針對緊急搶通使用之臨時設施進行說明與探討。

對於現場工程師而言，災後最重要的工作為搶通>搶修>加固>復建，搶通主要原因是因為要先讓搶救災機具能夠更快速進入災區，以減少災區的人員傷亡。



緊急搶通使用之臨時設施說明-道路邊坡

臨時設施主要分為道路部分及橋梁部分。道路部分簡單而言就是考量坍方的地方該如何通行，而各緊急搶通工法皆可與橋梁緊急搶通設施相互搭配。

1. 臨時擋土排樁
2. 土堤便道
3. 舊路搶通
4. 溪底便道
5. 石籠(蛇籠)路基基礎
6. 簡易式貨櫃基礎路基



緊急搶通使用之臨時設施說明-跨河橋梁

橋梁部分簡單而言就是遇到河川通過的地方如何跨越過去讓人車通行，而各工法皆可與道路緊急搶通設施相互搭配。

1. 混凝土(RC)涵管緊急便道
2. 鋼涵管緊急便道
3. 簡易式貨櫃基礎便橋
4. 鋼便橋



六、土石流衝擊力之計算式及 相關設計準則修訂建議 (1/2)

➤ 橋基受沖刷之穩定性分析細節眾多，橋基之耐震性能、檢核評估項目亦須參考現行「公路橋梁設計規範」、「公路橋梁耐震設計規範」、「建築物基礎構造設計規範」規定辦理之。

➤ 由前三年進行之橋梁檢核分析中可得知，國內目前公路橋梁之設計準則主要以「**公路橋梁設計規範(2009)**」進行設計，但經本計畫於分析中加入**土石流對橋梁產生之衝擊力**作用，其分析結果之安全性明顯不足。



六、土石流衝擊力之計算式及 相關設計準則修訂建議(2/2)

➤ 於規劃設計時建議地震力與土石流衝擊力宜分開考量，倘若同時發生地震與土石流災害，其災害影響範圍必定相當廣泛，且橋梁結構之強度若要同時符合地震力與土石流衝擊作用，其花費之施工經費與施工技術必大幅增加，因此，建議將地震力與土石流衝擊力兩者選影響較大者進行規劃設計。

➤ 建議未來於山區公路橋梁之設計除應將土石產生之衝擊力，

1. 流體壓力 $P_f = \alpha \frac{\gamma_m}{g} h_d U_d^2$

2. 巨礫衝擊力 $NP_d = 12U_d^{1.24} D_g^2$ (非彈性碰撞)

$LP_d = 20.2U_d^{6.65} D_g^2$ (完全彈性碰撞)

其公式中之各參數僅需土石單位重、土石流動深度、土石流動速度及設計粒徑。



結論 (1/2)

1. 當巨礫中心與地面線之高程差的增加將導致傾倒破壞發生；而沉箱基礎之長度及直徑的增加，將使結構趨於穩定。
2. 瞭解最大剪力及最大彎矩作用位置，可預測該點位將有混凝土開裂或斷樁情形發生。
3. 有無巨礫撞擊明顯影響橋墩及橋基之最大剪力及最大彎矩作用，因此，於未來橋梁規畫設計分析應將土石流流體壓力及巨礫撞擊力納入考量，以確保橋梁結構之安全性及使用年限。
4. 各轄區皆有不同的地質、水文及環境，再因天然災害或其他重大災害而造成道路阻斷時，為求能在短時間內有系統的動員，達到快速搶通目的，維持交通順暢，各轄區單位得研擬決策支援，將防災應變流程化，做有效之動員處理任何突發狀況。



結論 (2/2)

4. 對於現場工程師而言，災後最重要的工作為搶通聯絡至災區的交通動線，其主要是為要先讓搶救災機具及救援物資能夠更快速進入災區，以減少災區的人員傷亡。然而，如此險惡的環境下，臨時設施的安全性亦不可忽視，應作好完善的測量及監測作業。
5. 莫拉克風災造成中南部山區嚴重受創，若每條公路皆要修復至災前原貌，其所花費之時間及成本相當可觀，而重災區(如：台21線甲仙鄉小林村至那瑪夏鄉；及台20線勤和至復興)沿路受創相當嚴重，且溪床上堆積大量土石方，需經過數年的疏濬方可減少其受創情形，建議可於重災區以臨時設施(如：鋼便橋、貨櫃便橋等)的方式，提供民眾基本安全的通行環境。



建議

1. 假橋墩保護工法之相關研究及分析，未來可進行各種相關試驗及研究，作為橋梁保護工法之參考。
2. 建議未來於山區公路橋梁之設計除應將土石產生之衝擊力，包括**流體壓力及巨礫衝擊力**，納入規劃設計中，以提高道路及橋梁結構之安全性與使用年限。
3. 建議於規劃設計時將**地震力與土石流衝擊力分開考量**，倘若同時發生地震與土石流災害，其災害影響範圍必定相當廣泛，且橋梁結構之強度若要同時符合地震力與土石流衝擊作用，其花費之施工經費與施工技術必大幅增加，因此，建議將地震力與土石流衝擊力兩者併行考量，以影響較大者進行規劃設計。



簡報完畢
敬請指教

