

105-026-7866
MOTC-IOT-104-H1DB001a

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式 之建立研究(1/2)



交通部運輸研究所

中華民國 105 年 3 月

105-026-7866
MOTC-IOT-104-H1DB001a

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式 之建立研究(1/2)

著 者：邱永芳、林雅雯、賴瑞應、鄭明淵
廖國偉、吳育偉

交通部運輸研究所

中華民國 105 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究.
(1/2) / 邱永芳等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部運輸研究所, 民 105.03
面；公分
ISBN 978-986-04-8287-4(平裝)

1.橋樑工程

441.8

105004705

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(1/2)

著者：邱永芳、林雅雯、賴瑞應、鄭明淵、廖國偉、吳育偉

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 105 年 3 月

印刷者：禾泰印刷設計有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 70 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定價：200 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：1010500363

ISBN：978-986-04-8287-4 (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。

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究
(1/2)

交通部運輸研究所

GPN: 1010500363
定價 200 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：橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(1/2)			
國際標準書號 ISBN：978-986-04-8287-4 (平裝)	政府出版品統一編號 1010500363	運輸研究所出版品編號 105-026-7866	計畫編號 104-H1DB001a
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：林雅雯 研究人員： 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：國立臺灣科技大學 計畫主持人：鄭明淵 協同主持人：廖國偉、吳育偉 研究人員： 地址：106 臺北市大安區基隆路 4 段 43 號 聯絡電話：(02)2737-6663		研究期間 自 104 年 02 月 至 104 年 11 月
關鍵詞：橋梁損壞診斷、非破壞性振動檢測、地震破壞潛勢			
摘要： 橋梁為台灣地區用來連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而台灣屬為多地震的國家，且每年颱風、豪雨頻繁，使得河水劇烈淘刷橋墩及橋台之基礎處河床，一旦發生大規模天然災害時，橋梁倒塌或斷裂的機率高，且易造成人員傷亡。對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。有鑑於此，過去研究中已發展「橋梁通阻檢測分析模式」，應用地表震動分析，進行地震模擬，求得台灣各區域地表加速度分布情形，再依橋梁現況診斷推估在不同地震強度下之損壞機率。本計畫進一步擴充「橋梁耐震側推分析模式」側推分析案例數量，並擴充「人工智慧耐震能力推論模式」案例資料庫，更新推論模式，以提高預測之準確性。另外，為提升「移動式振動檢測模式」實用性，將針對災後開放通行判斷之災害前後橋墩頻率變化率做進一步研究及驗證。最後擴充防災應變實務應用之橋梁地震防災決策支援網頁、橋梁資料自動更新機制、防災地圖及橋梁災情回報系統，以符合橋梁管理單位防災應變實務應用需要。 成果效益與應用情形： 在施政上，本研究成果可提供橋梁管理單位於災前評估橋梁地震損壞潛勢，並依此進行維修補強。在實務上，可在災後應用移動式振動檢測，評估橋梁是否可開放通行。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
105 年 3 月	232	200	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: Bridge Seismic Assessment and Analysis Model (1/2)			
ISBN 978-986-04-8287-4 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010500363	IOT SERIAL NUMBER 105-026-7866	PROJECT NUMBER 104-H1DB001a
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lin Ya-Wen PROJECT STAFF: PHONE: (04) 26587186 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM February 2015 TO November 2015
RESEARCH AGENCY: National Taiwan University of Science and Technology , Ecological and Hazard Mitigation Engineering Research Center PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng Min-Yuan PROJECT STAFF: Guo-Wei Liao, Yu-Wei Wu ADDRESS: #43, Sec.4, Keelung Rd., Taipei 106, Taiwan, R.O.C PHONE: (02)2737-6663			
KEY WORDS: Seismic Assessment, Vibration Metering, Disaster Prevention			
ABSTRACT: Due to the location and environment of Taiwan, the frequency of nature disaster is high and the caused damages to the human life, properties and highways are serious. The decision-making is significant for the bridge disaster prevention and rescuing in Taiwan. This study aims to improve vibration-metering model, bridge push over model and artificial intelligence prediction model. Therefore, the management can determine the bridge blockage actions based on the vibration data, material degradation assessment and earthquake damage potential detection.			
BENEFITS AND APPLICATIONS: The bridge management department can refer to the earthquake similarity results for bridge maintenance policy-making. In the post-earthquake vibration-metering model can be used to determine the bridge status.			
DATE OF PUBLICATION March 2016	NUMBER OF PAGES 232	PRICE 200	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(1/2)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目 錄	III
圖目錄	VII
表目錄	XI
第一章 研究計畫之背景及目的	1-1
1.1 計畫背景分析	1-1
1.2 計畫目的	1-3
1.3 研究範圍與對象	1-3
1.4 研究內容與工作項目	1-4
1.5 研究流程	1-5
1.6 研究計畫工作進度圖(Bar Chart)	1-8
第二章 文獻回顧	2-1
2.1 橋梁通阻檢測分析模式建立之研究	2-1
2.2 移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統	2-5
2.3 橋梁振動檢測儀器介紹	2-9
2.4 橋墩基礎裸露與橋梁結構振動關係	2-11
2.5 小結	2-13
第三章 移動式振動檢測模式驗證	3-1
3.1 移動式振動檢測模式驗證	3-1
3.1.1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧	3-2
3.1.2 移動式非破壞性振動檢測可行性評估	3-3

3.1.3 現地試驗結果	3-9
3.1.3.1 舊東澳大橋試驗結果	3-10
3.1.3.2 蘭陽大橋試驗結果	3-26
3.1.4 本計畫建議之標準量測施作流程	3-31
3.2 洪水與地震安全臨界頻率	3-35
3.2.1 洪水載重下之安全臨界頻率	3-35
3.2.2 地震載重下之安全臨界頻率	3-41
3.3 安全臨界頻率之土工試驗	3-42
3.3.1 試驗目的	3-42
3.3.2 試驗設計	3-43
3.3.3 試驗結果	3-47
第四章 人工智慧推論模式精進	4-1
4.1 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例	4-1
4.1.1 模式分析工作	4-3
4.1.2 選定分析橋梁	4-24
4.1.3 選定橋梁分析結果	4-26
4.1.3.1 武嶺大橋	4-26
4.1.3.2 北勢大橋與仙人橋	4-30
4.2 新增橋梁洪水臨界頻率分析案例	4-32
4.3 人工智慧推論模式精進	4-34
4.3.1 橋梁耐震能力人工智慧推論模式	4-34
4.3.2 橋梁洪水臨界頻率比值推論模式	4-48
4.3.3 橋梁地震臨界頻率比值推論模式	4-52
第五章 橋梁地震防災決策支援	5-1
第六章 結論與建議	6-1

6.1 結論.....	6-1
6.2 建議.....	6-2
6.3 成果效益與應用情形	6-2
參考文獻.....	參-1
附錄一 期中審查委員意見及辦理概況.....	附錄1-1
附錄二 期末審查委員意見及辦理概況.....	附錄2-1
附錄三 期末簡報檔.....	附錄3-1

圖目錄

圖1.1 研究流程.....	1-6
圖1.2 研究進度圖.....	1-8
圖2.1 橋梁通阻檢測分析模式架構圖.....	2-2
圖2.2 臺灣地區建議之移動式振動檢測模式流程圖.....	2-6
圖2.3 速度計[16].....	2-9
圖2.4 加速度計內部構造[16].....	2-9
圖2.5 速度計內部構造[16].....	2-10
圖2.6 速度計之單獨(左)或多台(右)使用[16].....	2-10
圖3.1(a) 舊東澳大橋試驗代碼1之歷時紀錄 (kine vs. second) (第一次試驗，6/2)	3-11
圖3.1(b) 舊東澳大橋試驗代碼1之頻譜(Volt vs. Hz) (第一次試驗，6/2)	3-11
圖3.2(a)舊東澳大橋試驗代碼1之歷時 (kine vs. sec)(第2次試驗，6/2)	3-12
圖3.2(b)舊東澳大橋試驗代碼1之頻譜(Volt vs. Hz)(第2次試驗，6/2)	3-13
圖3.3(a) 舊東澳大橋試驗代碼3之歷時 (kine vs. sec)(第1次試驗，6/2)	3-14
圖3.3(b) 舊東澳大橋試驗代碼3之頻譜(Volt vs. Hz) (第1次試驗，6/2)	3-15
圖3.4(a) 舊東澳大橋試驗代碼5之歷時(kine vs. sec) (第1次試驗，6/2)	3-16
圖3.4(b) 舊東澳大橋試驗代碼5之頻譜(Volt vs. Hz) (第1次試驗，6/2)	3-17
圖3.5(a) 舊東澳大橋試驗代碼5之歷時 (kine vs. sec).....	3-19

圖3.5(b) 舊東澳大橋試驗代碼5之頻譜(Volt vs. Hz).....	3-19
圖3.6(a) 舊東澳大橋試驗代碼8之歷時 (kine vs. sec).....	3-21
圖3.6(b) 舊東澳大橋試驗代碼8之頻譜(Volt vs. Hz).....	3-22
圖3.7 典型的試驗1試驗結果(平行水流).....	3-28
圖3.8 典型的試驗8試驗結果(平行水流) (11/11).....	3-29
圖3.9 中科院所研發之自動水平穩定調整機構.....	3-30
圖3.10 本團隊初步開發的自動定平機構.....	3-30
圖3.11 速度計上之電源線、網路傳輸線與GPS連接線孔槽	3-31
圖3.12 以備用電源供應筆電與速度計之電力.....	3-31
圖3.13 速度計上LED燈之檢核	3-32
圖3.14 求心基座之定平設計-後視圖	3-33
圖3.15 求心基座之定平設計-俯視圖	3-33
圖3.16 求心基座圖	3-34
圖3.17 各冲刷深度下之側推分析結果示意圖.....	3-37
圖3.18 橋梁耐洪能力之容量曲線示意圖.....	3-37
圖3.19 橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果圖.....	3-38
圖3.20(a) 各冲刷深度下之需求連線示意圖	3-39
圖3.20(b) 各冲刷深度下之需求與容量連線示意圖	3-39
圖3.21 決定受損頻率示意圖	3-40
圖3.22 SAP2000模型示意圖(樁基礎).....	3-41
圖3.23 試驗所使用的壓克力橋梁.....	3-44
圖3.24 台灣大學多功能水槽	3-45
圖3.25 微型攝影機裝置示意圖	3-45
圖3.26 裝置於帽梁之速度計	3-46
圖3.27 本研究團隊之速度計	3-46

圖3.28 一般市售之水壓計	3-47
圖3.29 水壓計之裝設	3-47
圖3.30 平均水壓力分佈圖	3-48
圖3.31 水深與速度關係圖	3-48
圖3.32 振動頻率變化圖	3-49
圖3.33 墩柱沖刷量與分布情形	3-49
圖4.1 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(1)	4-2
圖4.2 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(2)	4-3
圖4.3 典型塑鉸斷面曲率與彎矩之關係	4-8
圖4.4 剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係	4-10
圖4.5 剪力強度對應彎矩與轉角之關係	4-11
圖4.6 撓曲破壞模式	4-11
圖4.7 撓曲剪力破壞模式	4-12
圖4.8 剪力破壞模式	4-12
圖4.9 劣化影響因子	4-18
圖4.10 預測中性化初始時間之程式	4-20
圖4.11 主筋面積折減時之鋼筋之應力應變關係圖(不考慮握裹力損失)	4-23
圖4.12 主筋面積折減時之鋼筋之應力應變關係圖(考慮握裹力損失)	4-24
圖4.13 北勢大橋竣工圖	4-25
圖4.14 仙人橋竣工圖	4-25
圖4.15 武嶺橋竣工圖	4-26
圖4.16 武嶺橋SAP2000橋梁模型圖	4-27
圖4.17 武嶺橋橋梁上部結構模型圖	4-27
圖4.18 武嶺橋下部結構模型圖	4-28
圖4.19 武嶺橋墩柱斷面示意圖	4-28

圖4.20 垂直行車向(X向)側推分析圖	4-29
圖4.21 平行行車向(Y向)側推分析圖	4-29
圖4.22 橋梁洪水臨界頻率分析流程圖	4-32
圖4.23 武嶺大橋耐洪性能點之決定圖(沖刷深度增量較大時).....	4-33
圖4.24 武嶺大橋耐洪性能點之決定圖(沖刷深度增量較小時).....	4-34
圖4.25 人工智慧橋梁耐震能力推論模式流程圖.....	4-36
圖4.26 演化式支持向量機推論模式圖	4-40
圖4.27 橋梁地震易損曲線範例圖	4-46
圖4.28 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面(一).....	4-47
圖4.29 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面(二).....	4-48
圖4.30 橋梁洪水臨界頻率比值推論模式流程圖	4-49
圖4.31 橋梁地震臨界頻率比值推論模式流程圖	4-53
圖5.1 橋梁地震災害處理通報流程(1/2).....	5-2
圖5.1 (續)橋梁地震災害處理通報流程(2/2)	5-2
圖5.2 智慧型手機橋梁災情回報系統.....	5-3
圖5.3 手機端橋梁定位介面	5-4
圖5.4 選取橋梁	5-4
圖5.5 選擇災情等級.....	5-5
圖5.6 開啟相機拍攝橋梁現況(以新聞歷史照片為例).....	5-5
圖5.7 填寫現況說明	5-6
圖5.8 災情記錄表	5-6

表目錄

表3-1 各橋梁試驗之目的及關係	3-6
表3-2 各橋梁試驗結果	3-8
表3-3 舊東澳大橋試驗項目	3-10
表3-4 舊東澳大橋試驗代碼1之第一振態頻率值(第一次試驗, 6/2) ..	3-12
表3-5 舊東澳大橋試驗代碼1之第一振態頻率值(第2次試驗, 6/2) ..	3-13
表3-6 舊東澳大橋試驗代碼3之第一振態頻率值(第1次試驗, 6/2) ..	3-15
表3-7 舊東澳大橋試驗代碼3之第一振態頻率值(第2次試驗, 6/2) ..	3-16
表3-8 舊東澳大橋試驗代碼5之第一振態頻率值(第1次試驗, 6/2) ..	3-17
表3-9 舊東澳大橋試驗代碼5之第一振態頻率值 (第2次試驗)	3-18
表3-10 舊東澳大橋試驗代碼7之第一振態頻率值	3-20
表3-11 各試驗結果與試驗8結果之比較	3-20
表3-12 舊東澳大橋試驗代碼8之第一振態頻率值	3-22
表3-13 各試驗結果與試驗8結果之比較 (8/17)	3-23
表3-14 舊東澳大橋試驗代碼8之第一振態頻率值 (8/17)	3-23
表3-15 舊東澳大橋試驗代碼8風災前(6/2)後(8/17)之試驗結果比較 ..	3-23
表3-16 各試驗結果與試驗8結果之比較 (6/2)	3-24
表3-17 試驗8之平均值與標準差 (6/2).....	3-24
表3-18 各試驗結果與試驗8結果之比較	3-25
表3-19 各試驗結果與試驗8結果之比較	3-25
表3-20 舊東澳大橋試驗代碼8風災前(6/2)後(8/17)之試驗結果比較 ..	3-25
表3-21 蘭陽大橋試驗項目	3-26
表3-22 蘭陽大橋垂直水流方向之震動頻率試驗結果	3-27
表3-23 蘭陽大橋平行水流方向之震動頻率試驗結果	3-27
表3-24 蘭陽大橋垂直水流方向之震動頻率試驗結果(11/11)	3-28

表3-25 蘭陽大橋平行水流方向之震動頻率試驗結果(11/11)	3-28
表3-26 使用經驗公式計算冲刷深度與實測值之比較	3-49
表4-1 選定特定面積折減率下(如5%)之鹽害與中性化之主筋鋼筋腐蝕 量計算	4-21
表4-2 選定特定面積折減率下(如5%)，剪力筋之鹽害與中性化之鋼筋腐 蝕量計算	4-22
表4-3 所選定分析橋梁	4-24
表4-4 武嶺大橋Ay、Ac分析結果	4-30
表4-5 北勢大橋Ay、Ac分析結果	4-31
表4-6 仙人橋Ay、Ac分析結果	4-31
表4-7 三座選定橋梁之耐洪臨界頻率比值	4-34
表4-8 耐震能力影響因子	4-37
表4-9 初始案例資料庫（節錄）	4-37
表4-10 新增案例資料庫（節錄）	4-38
表4-11 ESIM系統架構參數設定	4-42
表4-12 案例分組示意表	4-43
表4-13 模式預測準確率	4-43
表4-14 推論值與測推分析比較	4-44
表4-15 橋梁分類之 Ac_n 及 Ay_n 之中值(節錄)	4-45
表4-16 與TELES結果比較	4-45
表4-17 簡易調查因子	4-50
表4-18 初步篩選橋梁洪水臨界頻率比值(R_{sc})影響因子	4-51
表4-19 初步篩選橋梁地震臨界頻率比值(R_{sc})影響因子	4-54

第一章 研究計畫之背景及目的

1.1 計畫背景分析

橋梁為台灣地區用來連絡河流兩岸之重要交通工程設施，然而台灣屬為多地震的國家，且每年颱風、豪雨頻繁，使得河水劇烈淘刷橋墩及橋台之基礎處河床，一旦發生大規模天然災害時，橋梁倒塌或斷裂的機率高，且易造成人員傷亡。

為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困甚或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，目前作法係應用簡易評估方式以目視進行調查，其結果雖然快速但較不準確；若是要對所有橋梁進行破壞性檢測或全面性結構分析。其細部評估結果雖然較準確，但需耗費時間及龐大成本，且僅能由具備專業經驗之人員評估，在有限經費與專業人力下，將無法對每座橋梁做詳細結構分析。因此若能應用橋梁歷史側推分析案例結果，找出簡易評估因子與耐震能力之關係，據此推論其他橋梁之耐震能力值，將大幅節省人力成本。

此外，災後由於橋梁受震損或沖刷深度加大時，橋柱的振動頻率將會改變，如何藉由非破壞性振動檢測方式量測振動頻率之變化值，藉此解析沖刷深度或橋梁震後破壞所造成頻率的影響，判斷橋梁之安全狀態，進而做為橋梁封橋管制後是否開放通行之依據，亦是值得探討之課題。

過去研究中(李維峰等人，2008)^[1]與(張嘉峰等人，2009)^[2]探討橋梁墩柱在沖刷裸露後振動頻率的變化關係。在聖帕颱風前後利用微動量測的方式，分別進行微振動及車行前後的振動量測。而國家地震中心(柯永彥等人，2010)^[5]則以基礎裸露的橋梁進行現地振動量測，並建立橋梁單元有限元素模型進行數值分析，以探討橋墩基礎裸露所造成橋梁上部結構振動特性之變化。(王仲宇等人，2005)^[4]探討河床沖刷造成之基礎裸露對橋梁振動頻率特性之影響，量測因車流載重引致的橋梁振

動的現地實驗，並將資料進行頻譜分析，找出橋梁的自然振動頻率。(張達德等人，2010)^[14]則利用間斷性準則，將不需要的隨機震動訊號給萃取出來，萃取過後的主要訊號會更加近似橋墩系統真實的震動訊號，再利用Hilbert-Huang transform頻譜圖及邊際頻譜圖進行分析，最後提供判讀橋墩是否受到沖刷產生裸露。

綜合上述研究成果，主要針對橋墩沖刷深度對於振動頻率之影響，以及如何應用速度計進行訊號量測，但如何藉由振動頻率之改變，進一步判別橋梁是否安全，則尚未進一步研究。

有鑑於此，交通部運輸研究所於99至100年委託國立臺灣科技大學進行「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」之研究(鄭明淵等，2011)，研究成果中建議適用於台灣地區之「移動式振動檢測模式」^[15]，將儀器裝置於具有行動能力的車輛中，針對洪水前後之橋墩頻率變化率進行研究，作為判斷橋梁健康之依據。實測橋梁對象4座，現地檢測實驗共計5次，分別為牛鬥橋、思源橋、執信橋(汛期前)、執信橋(汛期後)、集集橋；並建置「材料劣化評估模式」方面，應用「災害預警資料交換機」擷取與整合港灣研究中心大氣腐蝕資料，分析繪製橋梁劣化曲線，求得橋梁殘餘容量，作為耐震能力推估之依據；發展「橋梁耐震側推分析模式」(考量材料劣化因素)，以求得橋梁之 A_y 與 A_c 值，已完成24座側推分析橋梁案例(五種不同鋼筋劣化程度)，共計得120個橋梁案例；最後以人工智慧機械學習推論模式進行「橋梁耐震能力推估」，找出輸入(前述120個橋梁案例-橋梁初評項目與材料劣化影響因素)與輸出(細部評估之 A_y 、 A_c)之映射關係，據此推論公路總局轄下省縣道3961座橋梁在不同地表加速度(PGA)下之 A_y 與 A_c 值。

然而在前期計畫中橋梁封閉後是否開放之臨界頻率值尚未訂定標準分析步驟，現地橋梁量測訊號亦需與縮小尺寸試驗進行比對。此外，人工智慧推論橋梁耐震能力歷史案例庫，亦有擴充之需求。因此本計畫將分別針對振動頻率量測與耐震能力分析，作進一步分析探討，其內容包括:(1)針對100年度建立之「移動式振動檢測模式」，將儀器裝置於具有行動能力的車輛中，針對洪水前後之橋墩頻率變化率進行研

究及進一步驗證，以作為判斷橋梁健康之依據；藉由所量測之訊號，分析災害前後橋墩頻率變化率，依此做為橋梁封橋及是否開放通行之參考，(2)針對100年度建立之「橋梁耐震側推分析模式」(考量材料劣化因素)及建置之案例庫，包括24座側推分析橋梁120個案例及求得之橋梁 A_y 與 A_c 值，持續擴充模式驗證及側推分析案例數量 (3)「橋梁耐震能力推估」係以『人工智慧機械學習推論模式』，找出輸入(前述120個橋梁案例-橋梁初評項目與材料劣化影響因素)與輸出(細部評估之 A_y 、 A_c)之映射關係，據此推論公路總局轄下省縣道橋梁在不同地表加速度(PGA)下之 A_y 與 A_c 值，本計畫將本年度新增之側推分析案例加入案例資料庫中，重新進行案例訓練與測試，更新推論模式，以提高預測之準確性。(4)分別初擬橋梁地震臨界頻率比值推論模式與橋梁洪水臨界頻率比值推論模式。

除了上述分析模式，防災應變實務應用之橋梁地震防災決策支援網頁、橋梁資料自動更新機制、防災地圖及橋梁災情回報系統亦是不可或缺的，故本計畫擬針對上述模式及項目進行精進、研發及驗證，以符合橋梁管理單位防災應變實務應用需要。

1.2 計畫目的

本計畫最終的研究成果在於為橋梁管理單位提供一套移動式振動檢測模式，檢測橋梁安全狀態，藉以判斷橋是否有異常情形發生;建立橋梁耐震側推分析模式，提供橋梁地震防災決策支援。

1.3 研究範圍與對象

據統計，公路總局橋梁以鋼筋混凝土結構為應用最廣的類型，其中，92%以上為混凝土橋梁，且73%以上橋齡均在十五年以上。為保障用路人安全，混凝土橋梁的維護管理為公路管理單位未來重要課題，故本計畫以鋼筋混凝土跨河橋梁與陸橋且未進行鋼板包覆補強為研究範疇。在鋼筋混凝土橋梁中，又以簡支梁式橋為應用最廣的類型，因本研究團隊已有單柱式簡支多跨橋之非直接式量測經驗，故本計畫將

公路總局轄下所管理的橋梁為範圍，以構架式簡支多跨橋橋梁為優先試驗對象。

1.4 研究內容與工作項目

本計畫預定工作項目如下所述：

1.確認移動式振動檢測模式：

計畫擬將振動頻率檢測方式及結果進行驗證，藉由縮小尺寸模型與橋梁側推分析考量不同沖刷深度對橋梁安全之影響。最後，估算此計畫所選定橋梁之臨界頻率比值，作為封橋或開放通行機制之參考依據。

2.新增橋梁耐震側推分析案例：

新增3座橋梁耐震能力側推案例（每座含5種劣化程度:0%、5%、10%、15%、20%），劣化程度之定義為橋梁鋼筋因鹽害、中性化造成鋼筋斷面減少百分比。

3.人工智慧推論模式精進：

a.橋梁耐震能力人工智慧推論模式案例擴充：

依前項新增之15筆耐震能力側推分析橋梁案例，擴充案例資料庫。同樣應用『人工智慧機械學習推論模式』，進行案例訓練學習與測試，找出輸入(橋梁案例地震損壞影響因子-橋梁初評項目與劣化影響因素)與輸出(細部評估之 A_y 、 A_c)之映射關係，更新推論模式，據此推論公路總局轄下省縣道橋梁在不同地表加速度（PGA）下之 A_y 與 A_c 值。

b.初擬橋梁地震臨界頻率比值推論模式

結合快速混雜基因演算法與支持向量機發展一『人工智慧機械學習推論模式』，可根據所確立之橋梁地震臨界頻率值影響因子，初步建置橋梁地震臨界頻率比值推論模式。

c.初擬橋梁洪水臨界頻率比值推論模式

同樣應用人工智慧機械學習推論模式，根據所確立之橋梁洪水臨界頻率值影響因子，初步建置橋梁洪水臨界頻率比值推論模式。

4.建置橋梁地震防災決策支援機制：

訪談公路總局橋梁管理人員，探討其需求，進而研發擬定橋梁災情回報系統，便於直升機勘災時將災情點選回傳。

1.5 研究流程

依據上述研究目的，本計畫擬定研究流程，如圖1.1所示，共分為八個階段完成。以下內容將針對各流程步驟進行說明：

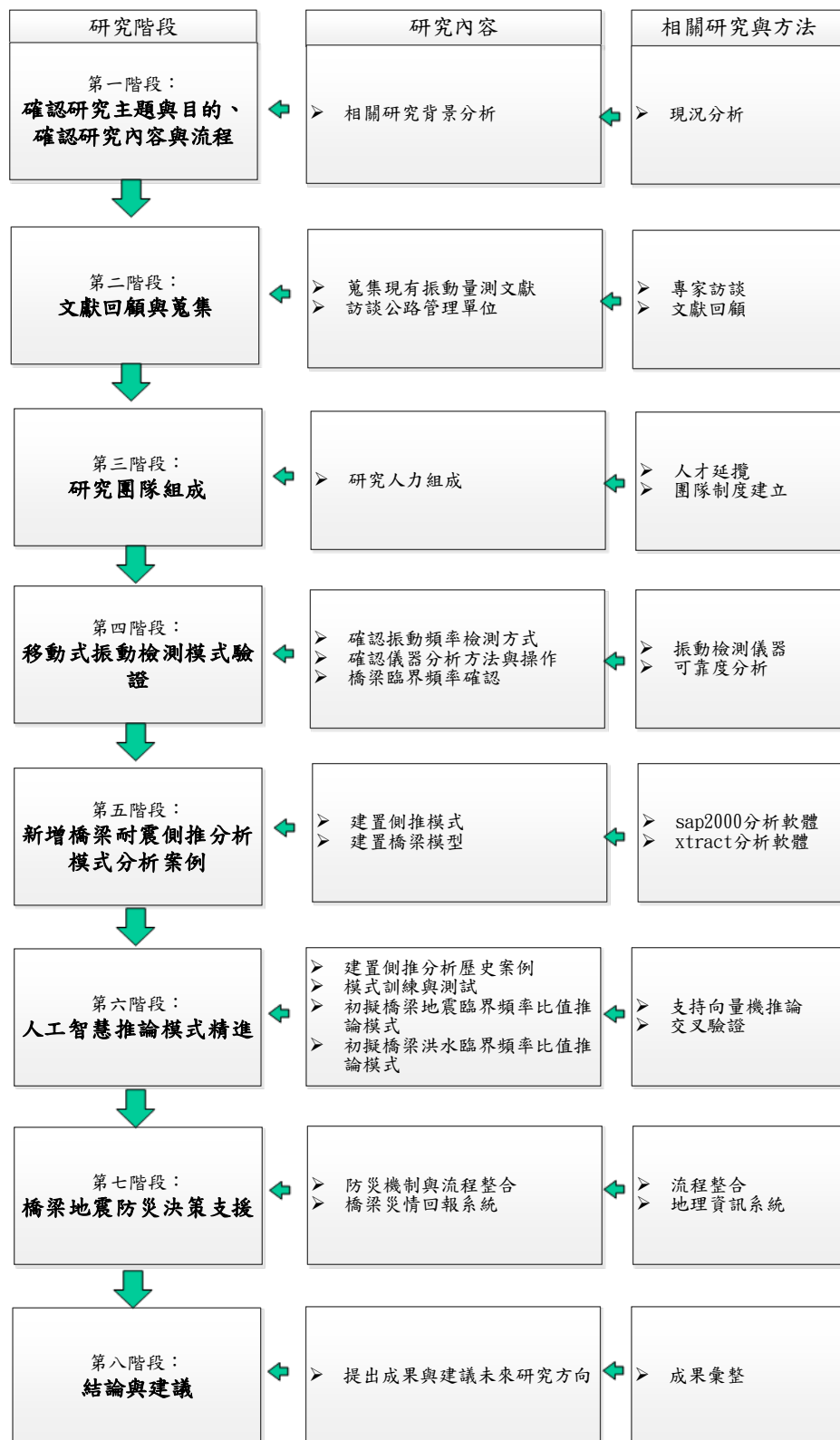


圖 1.1 研究流程

第一階段：確立研究主題與目的、確立研究內容與流程

首先對於目前橋梁耐震能力評估與振動頻率量測進行初步瞭解，並找出可能發生的問題或狀況，據以擬定本研究之研究目的。並擬定出適當的研究內容，再訂定出明確的研究流程。

第二階段：文獻回顧與蒐集

透過文獻回顧，針對橋梁耐震能力評估與振動頻率量測所需之方法與相關研究進行蒐集與了解，以便找出可進一步研究發展之空間，並過濾研究範圍之相關資料，作為模式建立之理論基礎。

第三階段：研究團隊組成

研究團隊將由具備橋梁振動頻率量測經驗與資訊管理人員組成，提升計畫執行成功度。

第四階段：移動式振動檢測模式驗證

針對 1 座橋梁進行現地試驗振動頻率量測，並建置縮小尺寸模型進行驗證。

第五階段：新增橋梁耐震側推分析模式分析案例

新增三座橋梁耐震側推分析案例，並包括五種劣化程度(0%、5%、10%、15%、20%)。

第六階段：人工智慧推論模式精進

根據前一階段所新增之側推分析案例，進行推論模式更新與驗證。

第七階段：橋梁地震防災決策支援

藉由訪談公路總局橋梁管理人員，確認其需求，擬定地震防災決策支援之功能。

第八階段：結論與建議

針對本研究所完成之研究，提出適當之結論與建議以供後續研究發展及實際運用時之參考。

1.6 研究計畫工作進度圖(Bar Chart)

根據上述工作項目，擬訂研究計畫工作進度圖，如圖1.2所示，分為五階段完成計畫，並於各季設定預定查核點。

工作項目	第1月	第2月	第3月	第4月	第5月	第6月	第7月	第8月	第9月	第10月	第11月	備註
第一階段 研究團隊組成												
第二階段 移動式振動檢測模式驗證			※									
第三階段 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例												
期中報告					※							
第四階段 人工智慧推論模式精進								※				
第五階段 橋梁地震防災決策支援												
期末報告											※	
進度百分比	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95	100	
預定查核點	1.初步擬定移動式振動檢測試驗											
	2.期中報告											
	3.人工智慧推論模式完成更新											
	4.期末報告及完成系統建置測試											

圖 1.2 研究進度圖

第二章 文獻回顧

2.1 橋梁通阻檢測分析模式建立之研究

橋梁為台灣地區之重要交通工程設施，但台灣屬季風型氣候夏季多雨，每年洪水來襲皆造成橋梁重大威脅，由於河水沖刷將導致河床降低，致使橋梁基礎深度變淺，因此影響橋梁的安全性能。且台灣為多地震的國家，一旦發生地震等大規模天然災害時，橋梁倒塌或斷裂的機率很高。為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困甚或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，若對所有橋梁進行破壞性檢測或全面性結構分析，將花費許多時間與經費。

有鑑於此，交通部運輸研究所港灣技術研究中心(以下簡稱港研中心)委託國立臺灣科技大學^[15]，發展建置一套橋梁通阻檢測分析模式，模式應用移動式非破壞性振動檢測、材料劣化評估橋梁現況與殘餘容量，再整合地震破壞潛勢分析詳細計算橋梁 A_y (降伏加速度)、 A_c (完全損壞加速度)，最後應用人工智慧橋梁耐震能力推論模式推論其他橋梁之 A_y 、 A_c ，成果可迅速對現有橋梁安全程度進行診斷，得到不同橋梁之損壞機率，並作為災後橋梁封橋管制後是否開放通行之依據。其流程與架構如下圖2.1所示：

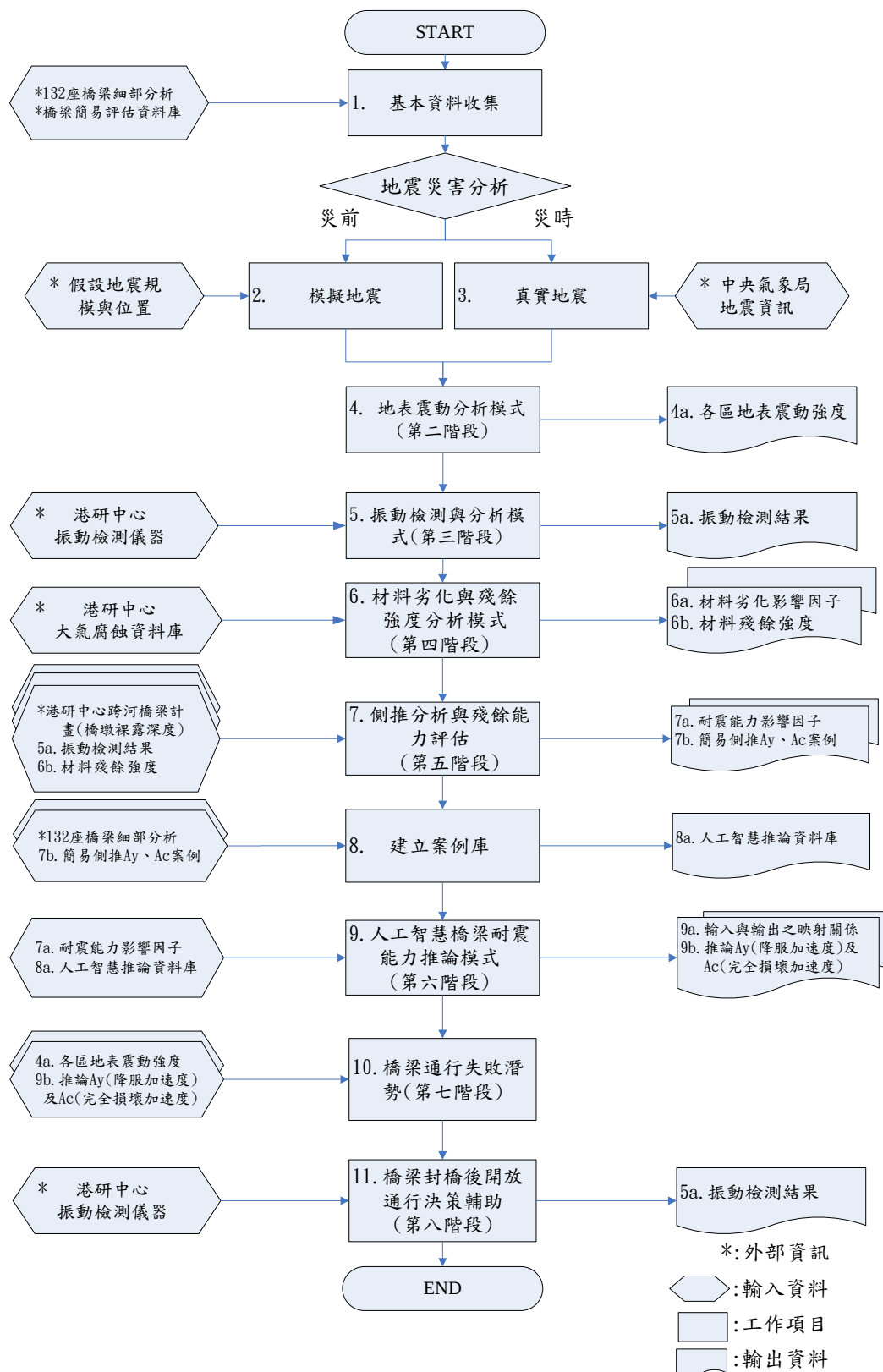


圖 2.1 橋梁通阻檢測分析模式架構圖

如圖2.1所示，研究取得公路總局計畫成果中，132座橋梁細部分析與簡易評估資料庫。並根據中央氣象局公佈之地震資訊、或人為假設地震規模與位置，運用地表震動分析模式推估各地區之地表加速度。以移動式振動檢測及材料劣化評估方式求取橋梁殘餘強度。將分析之結果結合橋墩裸露深度等橋梁現況做為側推分析之輸入，進行橋梁耐震能力評估分析。最後運用人工智慧方式學習輸入(地震耐震能力影響因子)與輸出(降伏加速度 A_y 、損壞加速度 A_c)之映射關係，並依此結果得到不同地震強度下之橋梁損壞機率。模式中外部資料將藉由「災害預警資料交換機」取得，各階段概要步驟如下所述：

- 1.基本資料收集:取得公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫成果中，針對132座橋梁細部分析的資料。
- 2.模擬地震:地震災害分析可分為災前與災時，災前將應用模擬震源方式，假設地震規模與位置。
- 3.真實地震:災時應用港研中心「交通工程防災預警系統建立之研究」中所建置之「災害預警資料交換機」，與中央氣象局連結，透過資料交換整合取得即時地震資訊。
- 4.地表震動分析模式:根據前階段中災前與災時所得到之地震資訊，如地震規模與震源等資料。利用震動強度衰減率修正地震規模和距離之關係，推估台灣不同地區之地表震動強度。並以格網方式將台灣地區切割成不同格狀區域，再依各地區的地盤種類和距離之不同，分別求算其地表加速度。
- 5.振動檢測與分析模式:評估並建置適合於國內採用之震動頻率檢測方式。排定實驗計畫，運用港研中心既有之振動檢測設備(速度計及加速度計各1組)，利用移動式非破壞性振動檢測，針對車行方向、水流方向等進行量測，分析不同水位、流速、車行振動及橋梁劣化等狀況，解析沖刷深度或橋梁破壞所造成頻率的影響，進行儀器測試與校正。其結果可作為側推分析與殘餘能力分析模式中之輸入及結果驗證比對之依據。

- 6.材料劣化與殘餘強度分析模式:考量台灣地區環境因素，應用「災害預警資料交換機」，擷取港灣研究中心大氣腐蝕實驗室所量測建置之台灣地區大氣腐蝕資料，及中央氣象局歷年溫度、溼度、二氧化碳與風速等資料，再應用材料實驗方式分析，求得大氣環境對橋梁RC材料之影響，據此初步繪製橋梁劣化曲線圖，以求得較精確之橋梁殘餘容量，並作為後續推估地震破壞潛勢分析之依據。
- 7.側推分析與殘餘能力分析模式:根據橋梁設計或竣工圖，結合現地環境、橋梁現況(移動式非破壞振動檢測結果)、殘餘容量(材料劣化評估結果)等資料，兼顧計算準確與操作簡易的特性，透過地震損壞影響因子求算 A_y 及 A_c 值。為驗證該分析模式的準確性，針對基本資料收集步驟中132座橋梁細部分析資料，選擇其中12種代表性的橋梁型式，以所開發的側推分析模式求得之橋梁 A_y 與 A_c 值與「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」計畫132座橋梁分析結果進行比對，驗證所開發的側推分析之準確性。
- 8.建立案例庫:首先以132座經細部評估求得之橋梁 A_y 、 A_c 值為輸出(Output)，並同樣以132座橋梁簡易調查之資料為輸入因子(Input)，建立資料庫。但由於此資料庫，再經橋梁類型分類後，將會有案例數不足，不利AI學習，預測準確度較差的問題，因此本計畫考量現有資料庫條件限制下，未來將透過前一階段地震破壞潛勢評估中所建立之側推分析與殘餘能力分析模式，持續增加案例資料庫之案例數，以提升AI預測之準確性。
- 9.人工智慧橋梁耐震能力推論模式:應用快速混雜基因演算法融合支持向量機發展建置「人工智慧機械學習推論模式」。採用前一階段中所建置公路總局132座橋梁細部評估結果資料庫，透過案例學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(細部評估 A_y 、 A_c)之映射關係。
- 10.橋梁通行失敗潛勢:綜合上述步驟，針對公路總局轄下四千多座省縣道橋梁進行AI推論，求得各橋梁之 A_y 與 A_c 值，並據此繪製出地表震動影響下橋梁地震健康度曲線，定義出不同地表震動下橋梁可能的損

壞機率。

11. 橋梁封橋管制後開放通行評估: 應用非破壞性振動檢測分析模式, 使用港研中心既有振動檢測儀器, 針對災後橋梁所量測到之頻率主頻偏移, 解析沖刷深度或橋梁破壞所造成頻率的影響, 判斷橋梁之安全狀態, 進而做為橋梁封橋管制後是否開放通行之依據。

2.2 移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統

跨河橋梁之耐洪能力主要受到橋梁本身結構、河川環境、水文條件與河岸防護措施等眾多因素之影響, 為一個跨領域的複雜問題。因此, 完整的評估分析通常需要藉助歷年水文資料的收集與統計分析、橋體非破壞性檢測評估與沖刷深度的丈量或計算等不同領域的整合使能完成, 其分析過程通常十分耗時, 在有限的時間與經費的條件下, 若欲對大量的橋梁進行詳細評估, 顯然有執行上的困難。

若橋基受到嚴重的沖刷, 則橋墩的振動頻率將隨之下降, 許多學者注意到此一現象並針對洪水前後之橋墩頻率變化率進行研究, 冀能藉由此參數之變動, 判斷橋梁健康之依據; 例如陳正興與李維峰(2009)^[10]嘗試從頻率的下降程度診斷出結構是否安全或結構破壞的原因。不過, 多數研究所採取直接量測法且缺乏定量的評估流程。所謂直接量測法係指將量測儀器安裝於橋梁之上, 直接讀取橋梁的振動頻率, 然而, 台灣地區之橋梁數量高達數萬座, 逐一設置固定式頻率監測儀器之成本可能過高, 實際上並不可行; 不同於直接量測法, 非直接量測法(如移動式非破壞性振動檢測)並不嘗試讀取橋梁的振動資訊, 而是將量測儀器裝置於具有行動能力的車輛中, 藉由量測車輛的振動結果反推橋梁之振動特性; 非直接量測法, 無論讀取資料時, 車輛為行進中或靜止, 均較傳統之直接量測法具有機動性。

因此, 港研中心委託東源科技工程有限公司與國立臺灣科技大學^[16], 探討是否可以利用橋梁的自然振動頻率之定量化數據作為橋梁健康的指標。並針對多種橋梁頻率量測法(包含直接與非直接量測)進行試驗, 分析並比較其間差異, 探討非直接量測法應用於實際橋梁之可行

性。目前本計畫共進行3座橋梁試驗，分別為台中東勢大橋、台中天福大橋與苗栗西湖大橋。

根據試驗結果，以下說明所建議的臺灣地區之移動式振動檢測模式，如圖2.2所示，詳細內容說明如下；圖中之流程除儀器準備外，其餘各流程均已整合為單一流程。

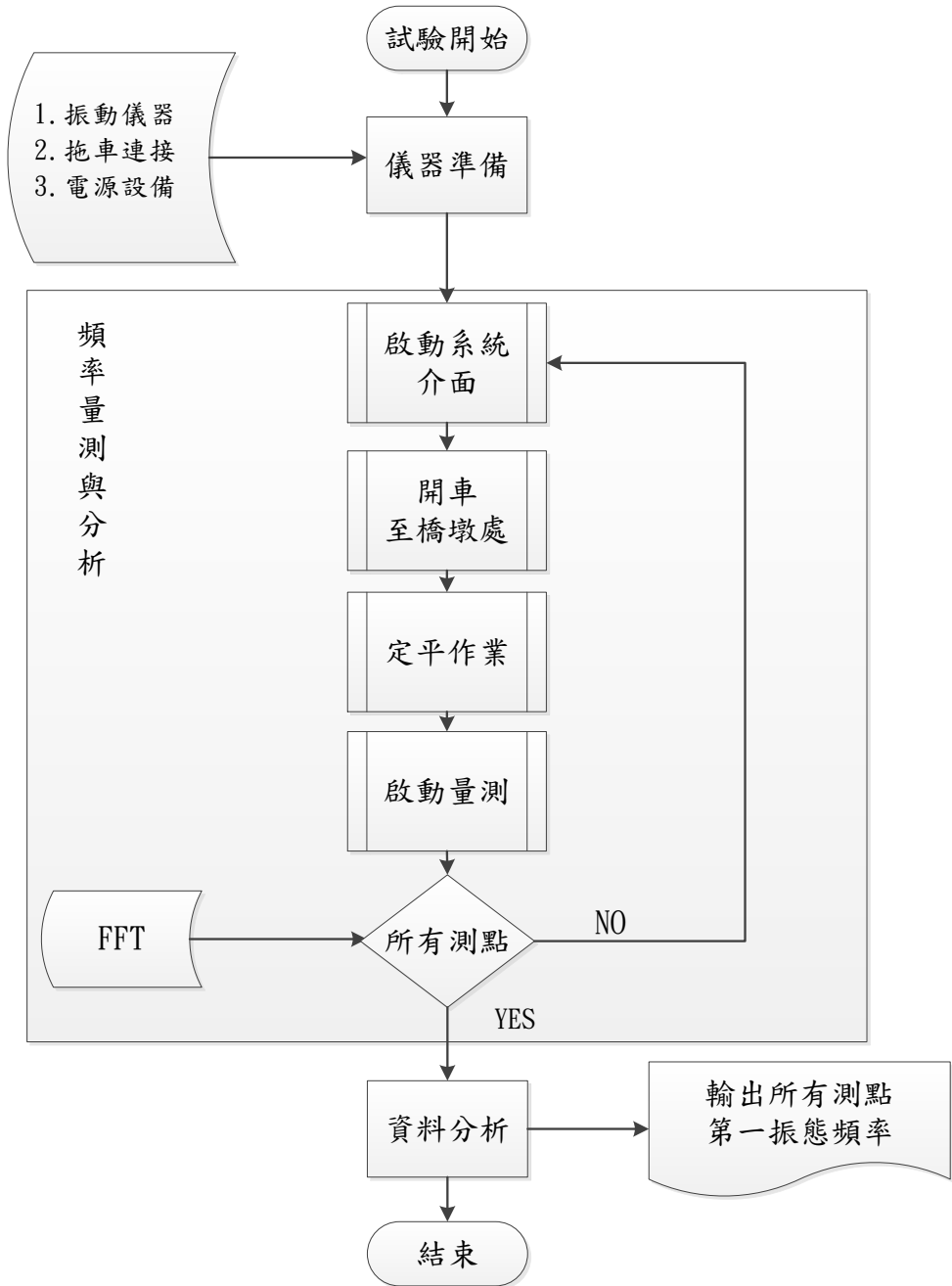


圖 2.2 臺灣地區建議之移動式振動檢測模式流程圖

1.目的：此振動檢測模式旨在提供一個可以相對快速、經濟且正確地量測橋面版與橋墩之振動頻率(第一振態)。

2.移動式振動檢測之定義：本計畫所規畫之移動式振動檢測係指量測儀器(速度計)置於具移動性之拖車上，量測時，裝載儀器的拖車係靜止狀態(間接-有行車-靜止-未發動)，每次量測時間約2分鐘。

3.檢測流程：

(1)儀器準備：

<1.1>振動儀器：建議使用速度計作為量測儀器，且其可量測範圍至少應為 $\pm 2 \text{ kine}$ ($\pm 0.02 \text{ m/s}$)；以可同時取得三個方向之歷時振動之儀器為優先考量。

<1.2>拖車設計：托車之自然振動頻率不宜介於 2.0Hz - 8Hz 之間、且其各向(x 與 y 方向)之阻尼比不宜大於 5%，上述托車之結構性能可以由自由振動之歷時反應取得。

<1.3>電源設備：必須確保現場量測時筆記型電腦及速度計之電源無虞，不建議採用汽車之電力，以蓄電池(如電匠)提供電力較為理想。

<1.4>儀器測試：現場試驗前，各儀器(如筆電及速度計)應先整合並測試是否可以正常讀取振動訊息。

(2)頻率量測流程：

<2.1>將儀器固定於托車上

<2.2>將拖車固定於具移動性之車輛上

<2.3>整合各項儀器

<2.4>以汽車將拖車與量測儀器運送至某一橋墩上方

<2.5>進行訊號收集

<2.6>以汽車將拖車與量測儀器運送至某一橋面版跨度中央處

<2.7>進行訊號收集

<2.8>重複<2.4>至<2.7>直至每個橋墩與橋面版已完成資料之收集與分析 (每筆兩分鐘)，量測資料之分析工作將於收集資料完畢時同步進行。

此計畫共進行6種不同橋梁頻率之量測方式:

1. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上無任何行車。
2. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上行車正常。
3. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
4. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
5. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上行車正常。
6. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車已 10km/hour 等速前進，橋梁上行車正常。

評估的結果係建議採用方式4或方式5的量測方式，理由說明如下：移動式量測法(方式1~方式2)的優點為機動性佳、儀器可以設置於車上不須搬動，滿足利用單一儀器快速量測多個橋梁的目的，缺點則有量測結果受路面粗糙度、車速影響過大，且行車經過收縮縫時(通常即為橋墩正上方)，路面不平經常造成巨大的振動，因此，欲藉由行車經過橋墩上方時所取得之極短的振動訊號，且經常伴有巨大的非預期振動來源，正確判讀出橋墩頻率的困難度過高，故上述量測方式不列入建議。

非直接量測法(方式4或5)，相較於移動式量測法，缺點為機動性稍不理想(因試驗車輛必須短暫停止且需定平)，需時較移動式量測法稍久，優點則為儀器設置於車上，不須搬動，具有相當程度的機動性，經檢查上述兩個量測方式之結果，以方式4的結果較為理想，故為建議之振動檢測模式。

2.3 橋梁振動檢測儀器介紹

港灣技術研究中心目前既有之振動檢測設備為速度計1組，如圖2.3所示，並有資料集錄系統擷取軟(硬)體1套。以下對(加)速度計及資料集錄系統擷取軟(硬)體性能(或功能)之描述內容係根據港研所採購時之規範(規定)，本研究團隊將針對下述功能逐一進行評估。



圖 2.3 速度計[16]

(加)速度計之內部構造如圖2.4及圖2.5所示。其中，速度計為伺服器型三軸速度計，可進行一般微動測量，地震觀測與健康檢查；並可記錄大量波形資料，可觀察一般地震至中小型地震，可保存30天之連續量測紀錄(一張CF卡)及160小時的觸發紀錄，可單獨或數台使用，如圖2.6所示^[16]。

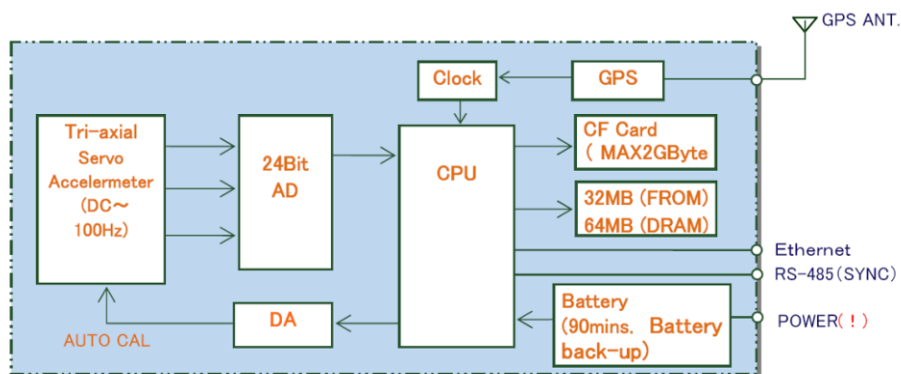


圖 2.4 加速度計內部構造[16]

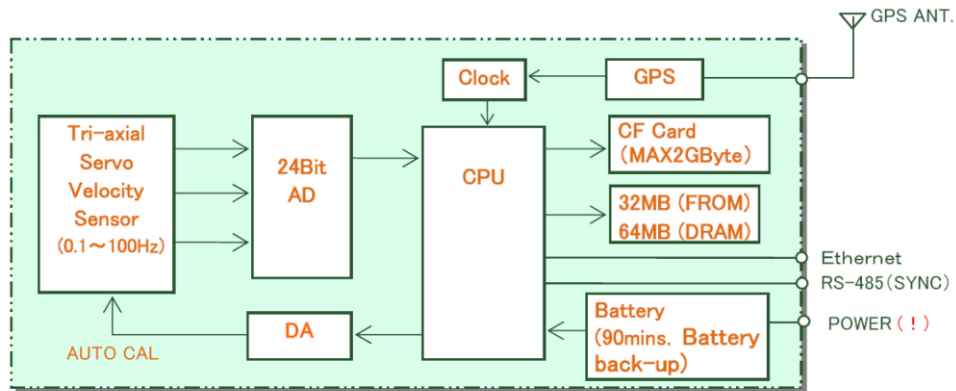


圖 2.5 速度計內部構造[16]

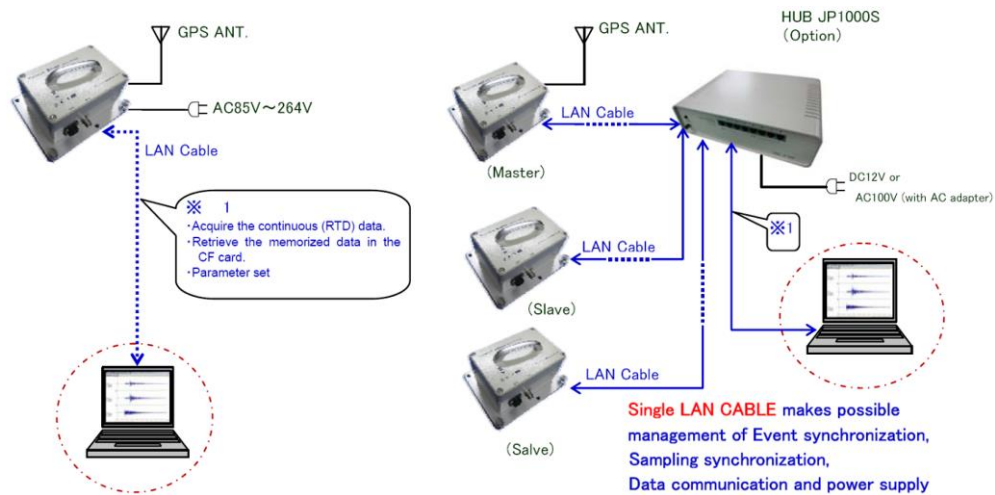


圖 2.6 速度計之單獨(左)或多台(右)使用[16]

加速度計之功能略同速度計，惟加速度計可觀測之地表震動範圍為自微震至強震。

資料集錄系統擷取軟(硬)體具有以下功能：

1. 可供系統佈放設定、資料存取格式轉換、即時連線資料顯示及圖形資料顯示。
2. Binary資料轉換為ASCII資料檔輸出。
3. 自記式資料下載、資料格式轉換。
4. 即時回傳資料顯示及歷史資料顯示。
5. 感應器時間序列資料顯示。

2.4 橋墩基礎裸露與橋梁結構振動關係

本計畫初步蒐集橋墩基礎裸露與振動相關文獻如下：

1. 橋墩基礎裸露對橋梁結構振動反應之影響^[8]

此研究首先利用數值分析，說明橋墩基礎裸露對基礎本身與橋梁上部結構振動反應之影響。並於台三線汶水橋進行現地振動量測，利用頻譜分析與易損指數，實際探討橋墩基礎裸露所造成橋梁上部結構振動特性之變化。並建立汶水橋振動單元模型進行模態分析與動態歷時分析，藉以驗證現地振動量測之結果。此研究顯示，量測橋梁上部結構振動反應確有助於評估橋墩基礎之裸露情況。

2. 利用振動頻率判別橋墩基礎裸露之可行性研究^[6]

此研究利用現地實驗及數值模擬探討振動頻率判別橋墩基礎裸露或沖刷之可行性。利用廢棄之宜蘭牛鬥橋進行現地實驗，考慮基礎裸露四米對橋梁振動頻率之影響。透過Auto-Regressive Vector模式及Auto regressive model模式，分別分析微動及自由振動量測反應，識別整個橋體及橋墩局部自然振動頻率。試驗結果顯示，基礎裸露對橋墩局部自然振動頻率有較明顯之影響，但對整體橋梁之自然振動頻率無明顯之影響。

3. 結構健康監測暨損傷診斷^[7]

此研究考量結構常因混凝土老劣化、外力撞擊、地震或基礎受掏刷而發生損傷，進而影響結構物健康與使用功能，造成使用者遭遇危害之風險增加。而當結構之環境或材料發生變化時，結構系統整體勁度也會隨之改變，相對自然振動頻率也會隨之變化。因此可利用結構振動頻率變化來做損傷診斷之依據。文章中將以橋梁健康監測系統作為說明範例，說明監測系統可以有效且快速地提供結構健康之資訊，同時作為初步結構損傷之診斷。

4. 基於振動量測之鋼筋混凝土橋墩損傷評估^[8]

國家地震工程研究中心分別在不同基盤條件試體處於完整與

受損狀態時進行環境微振量測，藉此瞭解基盤條件與結構損傷對橋墩振動特性之影響。結果顯示，當橋柱發生損傷或基礎發生弱化時，橋墩結構之自然頻率將明顯下降。此外，此研究利用平均頻譜分析之方式，以降低振動量測時環境條件與振源特性變化造成之變異性。

5. 橋墩基礎裸露對橋梁結構振動反應之影響^[5]

此研究針對結構系統的振動反應特性，做為系統識別與損傷評估，並以台三線汶水橋為實例，進行現地振動量測，採用頻譜分析與易損指數，實際探討橋墩基礎裸露所造成橋梁上部結構振動特性之變化。並建立汶水橋振動單元模型進行模態分析與動態歷時分析，藉以驗證現地振動量測之結果。由此研究成果顯示，量測橋梁上部結構振動反應有助於評估橋墩基礎之裸露情形。

6. 以振動頻率檢測橋基沖刷^{[1][2]}

該研究橋梁振動試驗主要在瞭解橋墩墩身之自然振動頻率與基礎沖刷深度兩者間之關聯性。藉由探討基礎因沖刷可能造成之頻率變化量，進而評估橋梁沖刷現況。其試驗結果顯示當橋梁墩柱因沖刷造成墩柱長度增加時，在相同型式的墩柱其頻率將由高頻往低頻移動。因此利用振動頻率來檢測橋梁沖刷長度，為可行方向。

7. 創新橋梁監測系統建置試驗研究^{[19][20]}

國家實驗研究院整合轄下六大中心，研發出「斷橋預警—雲端防災互聯網」，其基礎為文獻^{[19][20]}之研發成果。評估準則分兩階段：第一階段，由颱洪中心運用極短期降雨預報技術，進行降雨評估，搭配橋梁沖刷模擬，在斷橋危機前六小時提出預警。第二階段，考量河水沖刷、橋墩裸露問題，由國震中心和晶片中心所合作製作可感測水流振動感測晶片。當沙土被沖刷、掏空，晶片露出於水中而發出訊號，即可得知沙土沖刷情形。最後進行分析與計算，將結果傳送給橋梁管理單位，成為封橋的科學依據。

2.5 小結

上述研究中皆對橋梁進行振動頻率量測與分析，但主要目的仍為找出沖刷深度對振動頻率之影響，或需投入相當經費於單一橋梁。因此，如何藉由振動頻率之變化，且考量儀器可移動性之經濟性問題，進一步對橋梁之安全或危險進行判斷，仍是一項待解決之課題。

第三章 移動式振動檢測模式驗證

3.1 移動式振動檢測模式驗證

跨河橋梁之耐洪能力主要受到橋梁本身結構、河川環境、水文條件與河岸防護措施等眾多因素之影響，為一個跨領域的複雜問題。因此，完整的評估分析通常需要藉助歷年水文資料的收集與統計分析、橋體非破壞性檢測評估與沖刷深度的丈量或計算等不同領域的整合使能完成，其分析過程通常十分耗時，在有限的時間與經費的條件下，若欲對大量的橋梁進行詳細評估，顯然有執行上的困難。

若橋基受到嚴重的沖刷，則橋墩的振動頻率將隨之下降，許多學者注意到此一現象並針對洪水前後之橋墩頻率變化率進行研究，冀能藉由此參數之變動，判斷橋梁健康之依據；例如陳正興等(2009)^[10]嘗試從頻率的下降程度診斷出結構是否安全或結構破壞的原因。因此，振動頻率的取得為本檢測的重點項目之一；目前量測振動頻率的振動感測器約略可區分為固定式、攜帶式及移動式三類，固定式係指量測儀器(如速度計或加速度計)長期安裝於橋梁結構體上，攜帶式亦須固定安裝於結構體上，惟通常當試驗完畢之後，即自結構體中移除，屬短期量測；移動式則將量測儀器安裝於具行動性的交通工具如汽車等；因移動式之量測儀器並非直接設置於受測結構物上，故亦稱非直接式量測。移動式設備因不須於每座橋梁架設儀器，故振動感測器的需求數量相對於固定式或攜帶式量測，可以大幅降低，進而減少檢測的整體經費，缺點則有(1)無法建立長時監測資料，(2)台灣目前相關技術並不成熟，仍需時間開發及(3)所量測的振動頻率因設備置於車中，其精準度尚待確認。

當橋梁現場傳送的振動訊號送達資料整合的電腦時，尚需分析工具對訊號進行處理，以模態分析為例，一般可分為頻域法及時域法兩種；頻域法有傳統的傅立葉轉換(Fouier Transform)及正規化平均Welch頻譜法；時域法則有隨機空間識別法(Stochastic Subspace ID)。一般儀

器廠商均針對自家儀器進行分析工具軟體的開發，因此，選擇量測儀器時，應將軟硬體之各項功能一併列入考量。

以下將針對(1).橋梁檢測與乘載評定之文獻回顧、(2).移動式非破壞性振動檢測可行性評估及(3).現地試驗結果等分別說明。

3.1.1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧

目前我國眾多公路橋梁因建造已達一定時間，各結構元件已呈現老化、劣化等問題，並且，由於地理位置的因素，地震及颱風發生的機率相對較高，兩者所伴隨的土石流及洪水問題也相對嚴重，加上海島型氣候的影響，混凝土結構中的鋼筋具有腐蝕劣化的潛在可能，以上種種，導致台灣的橋梁於使用壽命內經常需要花費相當的經費維護，鑑此，橋梁檢測的技術與應用便顯得相當重要；橋梁檢測可確認橋梁各元件損害程度、並據此判斷是否需要補強計畫，且完整的檢測資料建立有助於後續既有橋梁承載能力之評定。

一般而言，檢測與承載評定可細分為三階段：橋梁檢查、橋梁荷載試驗及評定分析。橋梁檢查包含橋梁各項歷史資料的收集，如建造年代與相關規範、歷史最高洪水位及結構形式及材料種類。橋梁檢查可以目視檢測或以非破壞性檢測進行，目前台灣橋梁檢查以「台灣地區橋梁維護管理系統TBMS」^[13]來進行檢測作業之紀錄。橋梁荷載試驗依外力形式可分為靜載試驗或動載試驗，一般量測的項目有位移、應變、裂縫、頻率、阻尼及振態。進行橋梁承載力評定時應將各項影響因素納入考量，如原設計規範、施工品質與方法、劣化程度及橋梁型式。

定量分析並不容易；橋梁承載力的評估方法尚無定論，可約略區分為以下三類：(1)透過理論分析計算：例如以側推分析推估橋梁的承載能力，為確保分析時所需之資料完整，檢測量測的內容宜於作業早期即予整合；(2)實物調查比較，即由實際交通情況之統計資料，判定橋梁之承載力，為動態荷載評定法之一；(3)實物荷載實驗法，如車行載重試驗；陳正興等(2009)^[12]利用車行載重試驗觀察到當橋梁結構因

外力受到損害時，結構參數會隨著改變，其中又以振動頻率最為明顯，進一步針對洪水水位與頻率之關係進行定性的觀察，並於荷重試驗時，將橋梁受力機制區分為以下三類進行結構的頻率量測：(a)樁帽與基樁均埋置於土層中、(b)樁帽裸露而基樁未裸露與(c)兩者均裸露。上述規劃的重點在於探討當不同洪水位沖刷橋梁基礎時的頻率反應，該理論可應用於當封橋管制之後，以頻率變化作為是否開放通行之參考依據。

3.1.2 移動式非破壞性振動檢測可行性評估

移動式非破壞性振動檢測擁有潛在的經濟效益及本身具有的機動性之優點，即使如此，此法亦有無法建立長期監測資料之缺點。不過如前所述，此法為橋梁檢測之新技術與概念，仍有許多重要的關鍵點需要加以驗證，說明如下：

- 1.因量測儀器係裝置於車輛之中，其所接收之訊號的傳遞媒介包含了橋梁及車子本身，惟橋梁工程師僅對橋梁部分有興趣，故需確認所收集的震動訊息確實包含橋梁的部分。例如先前的研究，主要以墩柱振動頻率之變化作為橋量沖刷程度的判斷依據。移動式量測因儀器係裝置於車上，推測其所得之振動頻率大多來自於橋面板，此頻率是否可作為判斷指標，應列入觀察重點，因此，本計畫於後續的現地試驗中，將儀器同時設置於墩柱與非墩柱部分，並比較數據用以驗證於非墩柱設置儀器是否仍可以取得墩柱的振動頻率。
- 2.所取得之振動頻率是否具有隨洪水前後(沖刷前後)而變化的特質。因為現地試驗受限於洪水是否發生之條件(例如若執行計畫該年並無洪水與沖刷情事)，無法確定墩柱頻率變化的趨勢，因此，本計畫擬定於台大水工試驗所進行縮尺寸試驗，驗證沖刷深度與振動頻率間的關係。

根據以上考量，本計畫將應用先前港研中心100年度建立之「移動式振動檢測模式」^[15]與其他檢測方式進行相關課題的研究。振動檢測的方式眾多，於進行現地檢測前，應先確認適合的檢測方式。選定符

合目標之試驗橋梁，利用多種振動檢測方法，針對橋墩處水流方向進行頻率量測，以下說明本計畫團隊先前對於檢測方式的經驗，並依據之前試驗的結果，選取適合國內橋梁振動頻率檢測方式並應用於本計畫。

首先，本計畫團隊曾經兩度進行橋梁震動的試驗，兩次進行的方式不盡相同，以下將詳細說明期間的演進過程，最後再說明於本年度的檢測。以下先說明檢測方式的分類原則：

1. 有無外力作用於橋梁：可分為兩類：(1)等速動態載重試驗(有)及(2)微振量測(無)。(1)項中，外力來源又可分為大型卡車(6 噸)、小型休旅車(1.5 噸)及小型自用車(1.5 噸)三種；外力作用於橋梁之速度有 10 公里/小時、20 公里/小時及 40 公里/小時等。
2. 儀器是否直接置於橋梁結構體上，則可分為以下兩類；(1)直接量測(有)及(2)非直接量測(無)；直接量測係指量測儀器直接置於橋梁結構體上，非直接量測係指量測儀器置於小自客或無動力拖車(斗)中。
3. 量測儀器移動與否，則可以分為移動式與靜止式量測；其中，移動式量測中，儀器可能設置於小型自用車之行李箱中或小拖車上。靜止式量測時，儀器可能設置於橋面板橋墩上方處、小自客後行李箱中及小拖車中。

綜合上述，本計畫團隊於100年度已進行評估的試驗項目計有：

- (1) <等速動態載重法 - 非直接量測 - 移動>
- (2) <等速動態載重法 - 非直接量測 - 靜止>
- (3) <等速動態載重法 - 直接量測 - 靜止>
- (4) <微振法 - 非直接量測 - 靜止>
- (5) <微振法 - 直接量測 - 靜止>

另、根據定義，以下三種組合為不可能實現之情形：

- (6) <等速動態載重法 - 直接量測 - 移動>：若為直接量測，表示

儀器係直接設置於橋梁結構體上，則儀器自然不可能為移動狀態。

(7) <微振法 - 非直接量測 - 移動>：既然是微振法，表示沒有外力來源，如此，沒有具移動性之車輛可提供儀器放置。

(8) <微振法 - 直接量測 - 移動>：理由同第七個量測法。

以上各檢測方式的名稱過長，進一步精簡如下：

(1) <移動式量測法>

(2) <等速動態載重法 - 非直接量測>

(3) <等速動態載重法 - 直接量測>

(4) <微振法 - 非直接量測>

(5) <微振法 - 直接量測>

其中，經觀察知，在五個試驗法中，僅有第一個量測法其儀器為移動形式，故精簡為<移動式量測法>；而第二個至第五個試驗則其儀器均為靜止狀態，故省略。

本團隊曾於100年交通部運輸研究所「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」^[15]計畫中，曾對四座橋梁進行五次試驗，各個試驗之目的及關係如下表3-1所示。

表3-1 各橋梁試驗之目的及關係

橋梁名稱	試驗重點	試驗結果	相對應措施
1. 牛鬥橋	(1)測試將量測儀器置於車內的可行性(移動式量測法之可行性評估) (2)確認港研提供之儀器與本團隊操作該儀器之準確性	(1)<移動式量測法>之可行性尚無法由此次試驗結果驗證。 (2)本團隊操作港研儀器之準確性已確認	(1) 於思源橋試驗中再次測試<移動式量測法>之可行性，並改用加速度計作為量測儀器
2. 思源橋	驗證<移動式量測法>之準確性	以加速度置於車內確可量測橋梁振動，準確性尚待驗證	於執信橋試驗之<移動式量測法>中，增加無動力小拖車之試驗，並加大外力來源(卡車)以增加試驗成功之機率
3. 執信橋(第一次)	(1)非直接量測法可行性探討 (2)外加载重(等速動態載重法)對量測結果影響之探討 (3) <移動式量測法>可行性再探討	(1)非直接量測法確實可行(橋面板)，橋墩方面，仍有改善空間 (2)外加载重對量測結果有正面效果，以車速20公里/小時最佳 (3)因一般小自客之高阻尼特性，不適用於<移動式量測法>中，加設無動力小拖車，為較可行之方案	(1)先行估算東勢大橋之振動頻率，若仍與現租用之小拖車相近，應另行設計或尋找其他小拖車
4. 執信橋(第二次)	沖刷前後頻率之比較(前提為今年的雨量對執信橋確有沖刷的事實)	兩次量得之頻率並無明顯之不同，原因為今年的降雨量並未對執信橋造成顯著之沖刷	
5. 集集橋	增加試驗案例之資料數	順利完成資料收集	

本團隊另於102年交通部運輸研究所「移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統」^[16]計畫中，因鑒於若可在不影響交通的情形下可取得振動頻率，應為較理想的檢測方式，故此次檢測相較於前次試驗，主要是增加這項考量。此研究的檢測方式說明如下；

1. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上無任何行車。
2. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上行車正常。
3. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
4. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
5. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上行車正常。
6. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車已10km/hour等速前進，橋梁上行車正常。

若上述各方法均可行，最佳選擇之優先順序為：6、5、4、3、2、1；上述順序亦反映出各量測法中，對訊號的干擾程度。

第6個量測法為最優先選擇主因為其符合機動性佳、儀器可以設置於車上不須搬動，且不需進行任何交通管制計畫，除滿足利用單一儀器快速量測多個橋梁的目的，對交通衝擊最小且對施作性最佳；第5個量測法相較於第6個量測法，其量測過程中，除機動性稍為不理想(因試驗車輛必須短暫停止但不需熄火)，需時較第一個量測方法稍久，但有相當程度的機動性，且同樣地，因儀器設置於小拖車上不須機常搬動，故為第二優先；第4個量測法與第5個量測法類似，唯一不同處在於量測時引擎需要熄火；第3個量測法與第4個量測法一樣，唯須進行交通管制，對橋梁交通的衝擊較大；第1及第2個量測法則直接將速度計置於橋面版，其中第1個量測法因排除橋面上來往車輛的干擾，在訊號蒐集過程中干擾最小，故所求得之頻率可視為該橋之最正確的頻率，第2個量測法則為第1個量測法之對照組。

以上各量測方法進一步精簡如下：

1. <直接-無行車>
2. <直接-有行車>

3. <間接-無行車-靜止-未發動>

4. <間接-有行車-靜止-未發動>

5. <間接-有行車-靜止-發動>

6. <間接-有行車-移動>

以上名稱與先前相近，目的在於精簡各試驗名稱，增加本報告之閱讀性。此三座橋梁試驗之重點與結果如下表3-2所示。

表3-2 各橋梁試驗結果

橋梁名稱	試驗代碼	試驗重點	試驗結果
6.台中東勢大橋	2、4、6	尋找最佳量測方式	(1) 試驗方式 2 與 4 的結果較接近
7.台中天福大橋	1、2、3、4、6	比對橋上有無行車對頻譜之影響	(1) 試驗方式 1~4 的結果接近，橋上是否有車輛通行，對第一振態(小於 5Hz)的讀取並沒有太大的影響 (2) 小拖車似乎具有過濾超過 10Hz 水流向振動的機制
8.苗栗西湖大橋	1~6	1.比對橋上有無行車對頻譜之影響 2.增加試驗資料 3.比對汽車發動引擎對頻譜之影響	(1) 雖然試驗方式 1~4 的結果相對接近，但已不符合 t test (2) 引擎發動對第一振態(小於 5Hz)的讀取並沒有太大的影響

台灣全國橋梁逾二萬座，本計畫依據以下幾點選擇試驗對象：

1. 因非直接量測技術於國內尚未成熟，為專注於技術開發，以簡支直線型橋梁為優先。
2. 為配合整體計畫規劃，試驗橋梁需有竣工圖，以利相關後續計畫之分析。
3. 可以同時取得橋面板處與橋墩處之震動內容，藉以評估由橋面板所取得之振動頻率是否與橋墩處相近。

根據上述原則，本計畫目前選擇宜蘭「蘭陽大橋」與「舊東澳大

橋」(位於台9號)進行現地試驗。檢測的方式根據以上兩次試驗經驗擬定如下：

1. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上無任何行車。
2. 儀器(速度計)直接置於橋面版上，橋梁上行車正常。
3. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上無任何行車。
4. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止未發動，橋梁上行車正常。
5. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上無任何行車。
6. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車靜止但發動，橋梁上行車正常。
7. 儀器(速度計)置於小拖車上，汽車已10km/hour等速前進，橋梁上行車正常。
8. 儀器(速度計)直接置於墩柱上，橋梁上無任何行車。
9. 儀器(速度計)直接置於墩柱上，橋梁上行車正常。

因為每座現地橋梁的條件並不相同，每座橋梁將視個別情況選擇適宜的試驗方式，例如舊東澳大橋因已無交通功能，在多數的時間下並無行車，因此，無法執行上述第2、第4、第6與第9個試驗項目。

3.1.3 現地試驗結果

本研究團隊於6月2日與8月17日赴蘭陽大橋與舊東澳大橋進行現地試驗，其間中央氣象局公布的蘇迪勒颱風警報日期為8月6日至9日，因此，上述兩次試驗可視為風災前與風災後之比較試驗，希望藉由風災前後的資料的收集，歸納出橋梁振動頻率是否有明現變動之跡象。以下試驗結果的說明原則為：以舊東澳大橋為例，共試驗兩次(6/2與8/17)，且每次試驗均進行兩次重複的量測，而每次量測均分為車行方向與水流方向，因此，共有2(天)×2(次) ×2(方向) ×5(量測方式)=40(個試驗結果/每座橋)。因為試驗的結果數目較多，以下僅在第1次試驗結

果說明時提供詳細的量測數據或分析過程(例如列出每一次量測的頻譜分析)，其餘的試驗結果則僅列出最終的數值(例如振動頻率)。

3.1.3.1 舊東澳大橋試驗結果

舊東澳大橋的試驗項目如表3-3所示，

表3-3 舊東澳大橋試驗項目

試驗方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
直接-無行車	橋面版	無	1
間接-無行車-靜止-未發動	拖車	無	3
間接-無行車-靜止-發動	拖車	橋上隨機車輛	5
間接-有行車-移動	拖車	橋上隨機車輛	7
直接-無行車	墩帽	無	8

原則上，進行振動量測時因該將三軸方向的分量皆納入考慮；因為本計畫在進行量測時均有施作定平作業，因此，垂直方向的分量應可忽略。除此之外，每一個試驗均進行分別量測垂直或平行水流方向之試驗結果(同時)，以下分別說明其試驗結果：

(1) 舊東澳大橋垂直水流方向試驗結果(6/2)

每個試驗代碼均重複試驗10次，每次取樣時間長度為12秒，以直接-無行車-橋面版試驗(試驗代碼1)為例，其10次的頻譜如圖3.1所示。

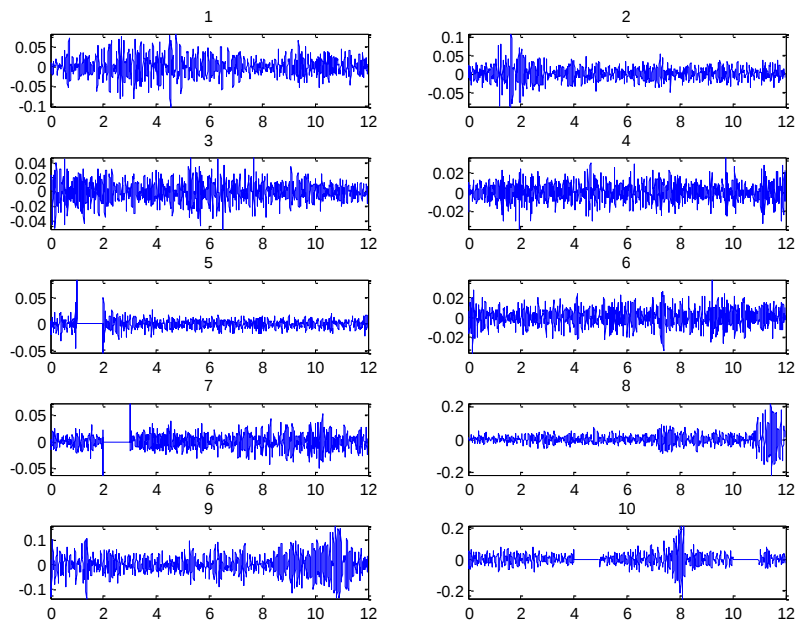


圖 3.1(a) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之歷時紀錄 (kine vs. second) (第一次試驗，6/2)

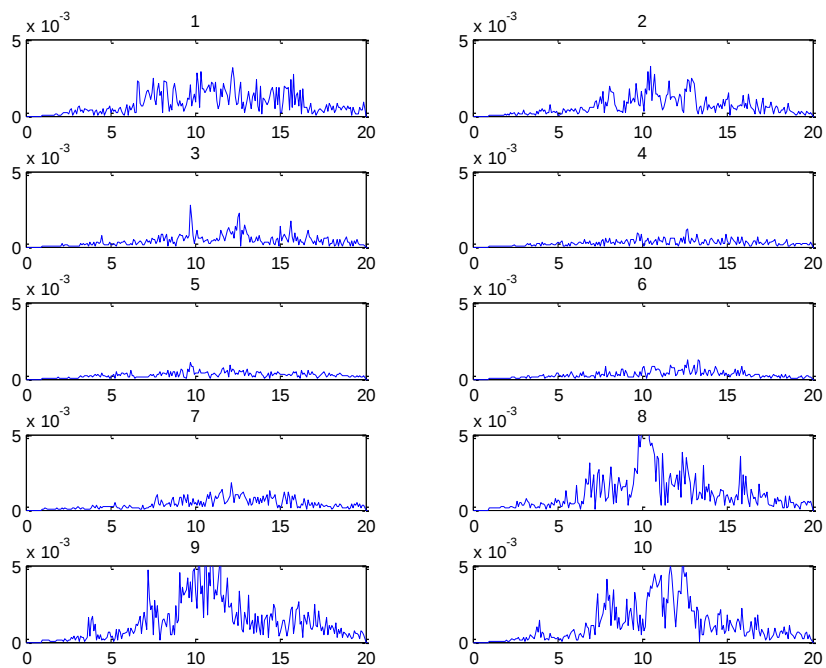


圖 3.1(b) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之頻譜(Volt vs. Hz) (第一次試驗，6/2)

若以具有最大能量的頻率值作為第一振態的頻率，則相對應於圖3.1的第一振態頻率值如表3-4所示。

表3-4 舊東澳大橋試驗代碼1之第一振態頻率值(第一次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	12.17
2	10.50
3	9.67
4	12.67
5	9.67
6	13.25
7	12.08
8	10.25
9	11.42
10	12.33
平均	11.40

本計畫重複上述試驗過程(即上述試驗施做2次)，第2次所得的結果如圖3.2與表3-5所示。

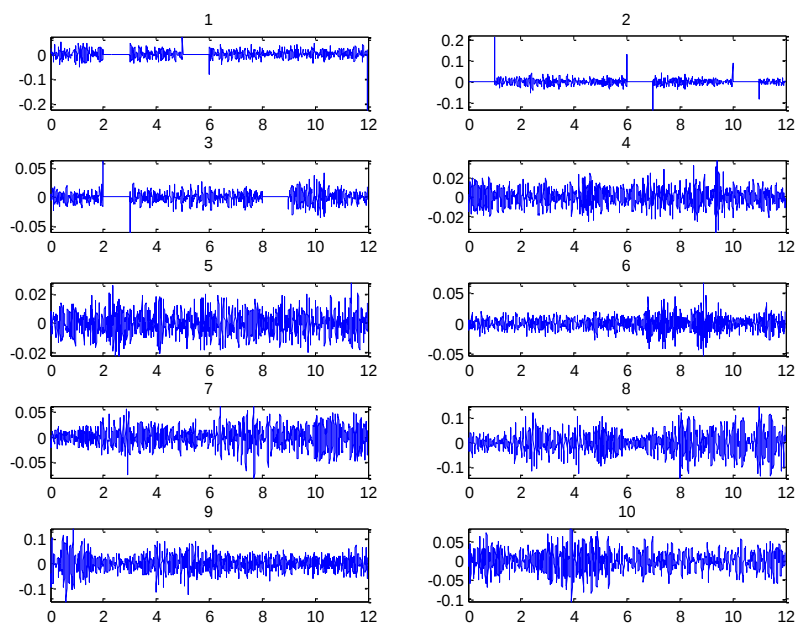


圖 3.2(a) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之歷時 (kine vs. sec)(第 2 次試驗，6/2)

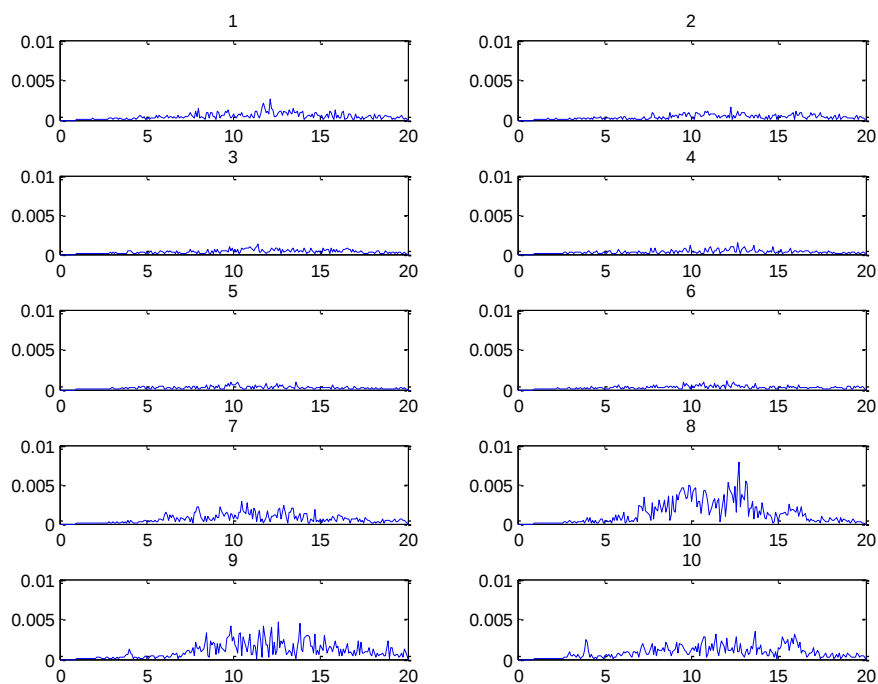


圖 3.2(b) 舊東澳大橋試驗代碼 1 之頻譜(Volt vs. Hz)(第 2 次試驗，6/2)

表3-5 舊東澳大橋試驗代碼1之第一振泰頻率值(第2次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	12.08
2	12.25
3	11.42
4	12.67
5	10.25
6	12.00
7	10.50
8	12.75
9	12.58
10	13.67
平均	12.00

第2次試驗所得之第一振態頻率之平均值為12.00，與第1次試驗結果11.40相近。一般決定第一振態的頻率時，除了現場的量測資料外，還會與數值模行(例如有限元素)進行交互驗證，因為本計畫的目標為探討僅使用現場資料是否可充分地作為橋梁健康的依據，因此，本計畫並沒有進行上述驗證。然而，在沒有驗證的情形下，僅憑最大能量決定第一振態的頻率值，存有一定的風險。

間接-無行車-靜止-未發動試驗(試驗代碼3)的10次的頻譜如圖3.3所示，相對應的第一振態頻率如表3-6所示。

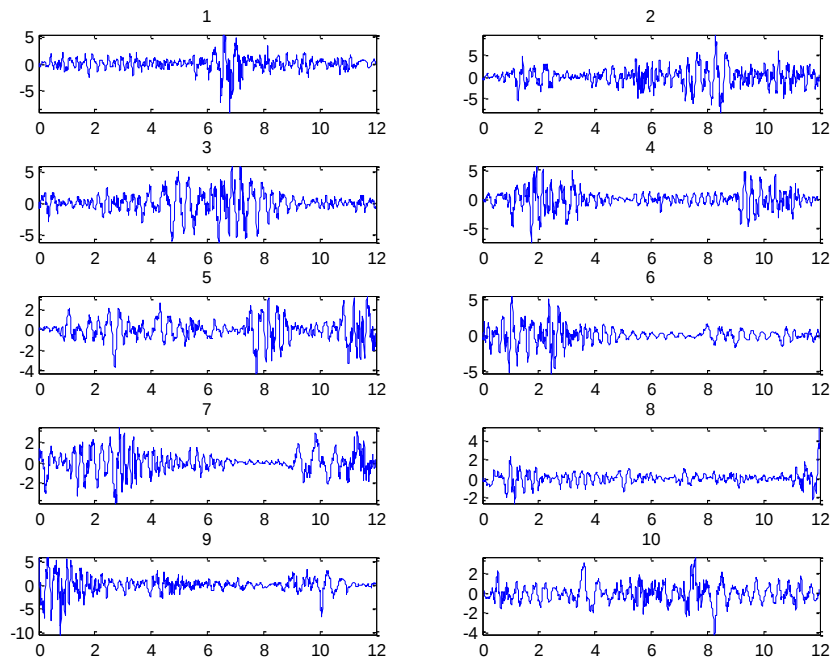


圖 3.3(a) 舊東澳大橋試驗代碼 3 之歷時 (kine vs. sec)(第 1 次試驗, 6/2)

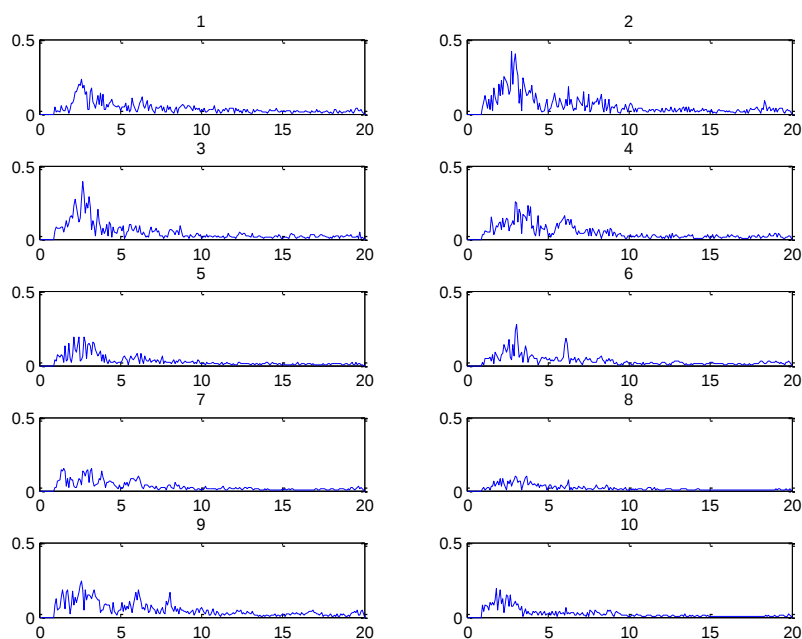


圖 3.3(b) 舊東澳大橋試驗代碼 3 之頻譜(Volt vs. Hz) (第 1 次試驗，6/2)

表3-6 舊東澳大橋試驗代碼3之第一振態頻率值 (第1次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	2.58
2	2.75
3	2.67
4	3.00
5	2.17
6	3.08
7	3.25
8	3.67
9	2.58
10	1.83
平均	2.76

試驗代碼3與試驗代碼1最主要的差別在於儀器置放的位置，由表3-5與表3-6的結果顯示，儀器置放的位置顯然的對於取得頻率的

內含有明顯的影響。表3-7為試驗代碼3的第2次試驗結果，其結果與第1次試驗相近(2.76 vs. 2.10)。

表3-7 舊東澳大橋試驗代碼3之第一振態頻率值 (第2次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	1.50
2	2.75
3	1.08
4	2.50
5	2.75
6	1.67
7	1.42
8	2.17
9	1.83
10	3.33
Ave.	2.10

間接-無行車-靜止-發動試驗(試驗代碼5)的10次的頻譜如圖3.4所示，相對應的第一振態頻率如表3-8所示。

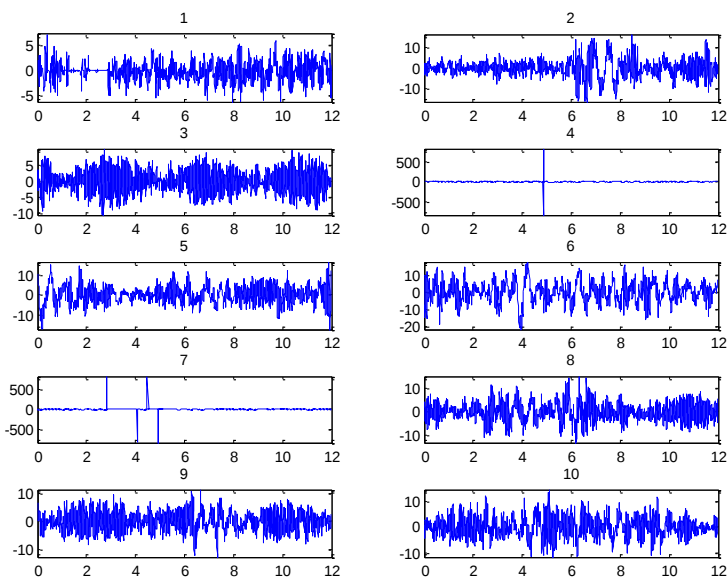


圖 3.4(a) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之歷時(kine vs. sec) (第 1 次試驗，6/2)

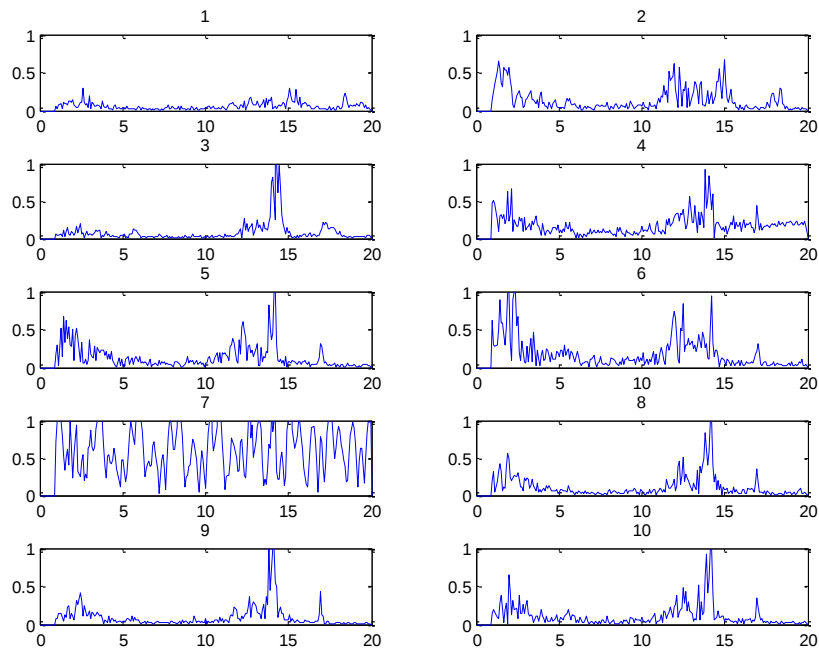


圖 3.4(b) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之頻譜(Volt vs. Hz) (第 1 次試驗，6/2)

表3-8 舊東澳大橋試驗代碼5之第一振態頻率值 (第1次試驗，6/2)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	2.58*
2	15.00
3	14.25
4	13.83
5	14.17
6	2.33*
7	3.58*
8	14.17
9	14.08
10	14.17
平均	14.23

*outlier

表3-9 舊東澳大橋試驗代碼5之第一振態頻率值 (第2次試驗)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	14.08
2	14.00
3	14.25
4	14.33
5	14.25
6	14.08
7	14.08
8	14.33
9	14.08
10	14.33
平均	14.18

試驗代碼5與試驗代碼3最主要的差別在於引擎是否有啟動，由表3-7與表3-8的結果顯示，引擎啟動與否顯然的對於取得頻率的內含有明顯的影響。表3-9為試驗代碼3的第2次試驗結果，其結果與第1次試驗相近(14.23 vs. 14.18)。

間接-有行車-移動試驗(試驗代碼7)的10次的頻譜如圖3.5所示，相對應的第一振態頻率如表3-10所示。

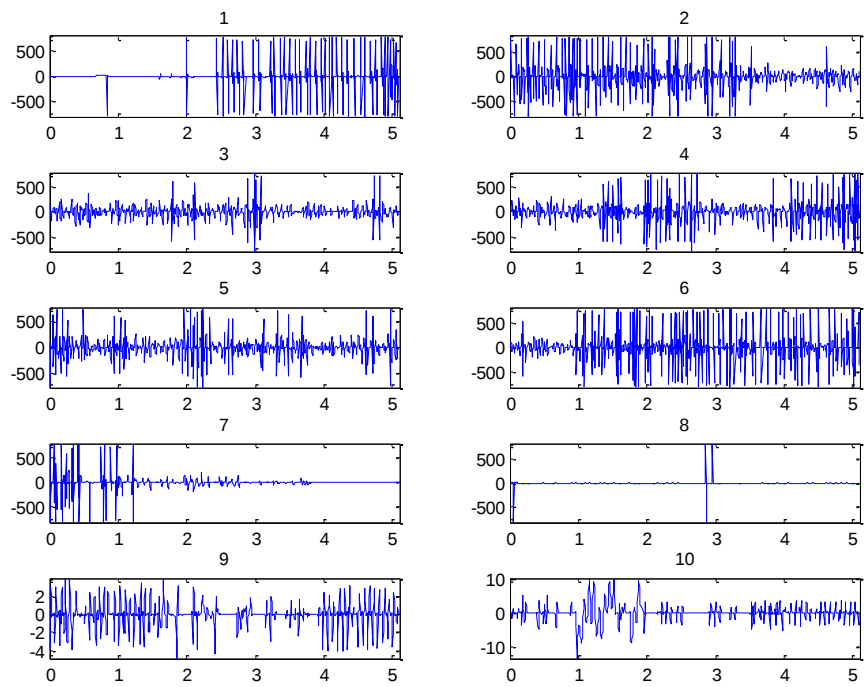


圖 3.5(a) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之歷時 (kine vs. sec)

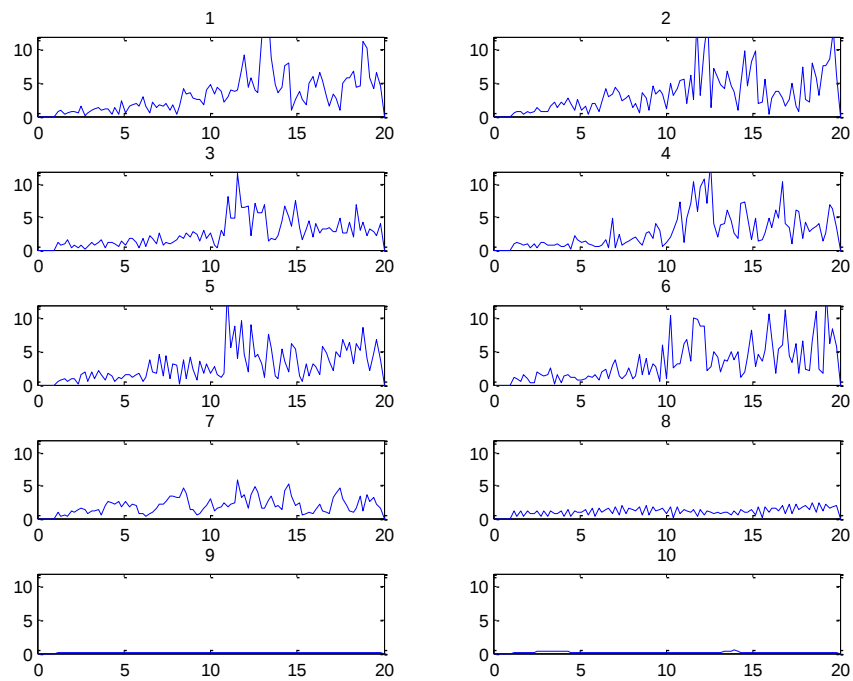


圖 3.5(b) 舊東澳大橋試驗代碼 5 之頻譜(Volt vs. Hz)

表3-10 舊東澳大橋試驗代碼7之第一振態頻率值

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	13.33
2	11.76
3	11.57
4	12.55
5	10.98
6	19.22*
7	11.57
8	18.82*
9	13.73
10	13.92
平均	12.42

*outlier

試驗代碼7與其他試驗最主要的差別在於儀器是處於行進狀態，由上圖(振譜)的結果顯示，路面粗糙度、伸縮縫等對取得資料具有關鍵性的影響，導致難以決定第一振態頻率。本試驗代碼沒有進行第2次試驗。

本試驗進行時係利用兩台速度計同時量測位於橋面版上與墩帽上兩個測點上之數值，因此，上述每一組試驗(除試驗代碼7外)，均有對應(對應的意思為在相同的時間所量測的試驗)的試驗8，如表3-11所示。

表3-11 各試驗結果與試驗8結果之比較

試驗編號	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7
平均值	11.40 (11.88)	2.76 (11.71)	14.18 (10.50)	13.75

()代表所對應的試驗8之試驗結果。

由於試驗8係將儀器直接置於墩帽上，其所量測的資料最能代表墩柱的振動特性，故可將其他試驗項目的結果與之比較。由表3-13可知，將儀器置於橋面版所量得的頻率最接近置於墩帽上所取得的頻率；其他的試驗方式，明顯地與試驗8的結果，有一段差距。表3-13可知在多次的量測過程中，試驗代碼8的結果相當穩定(平均值分別為11.88、11.71與10.50)，差異性並不大。圖3.6與表3-12為試驗8其中一次的詳細結果，提供參考。

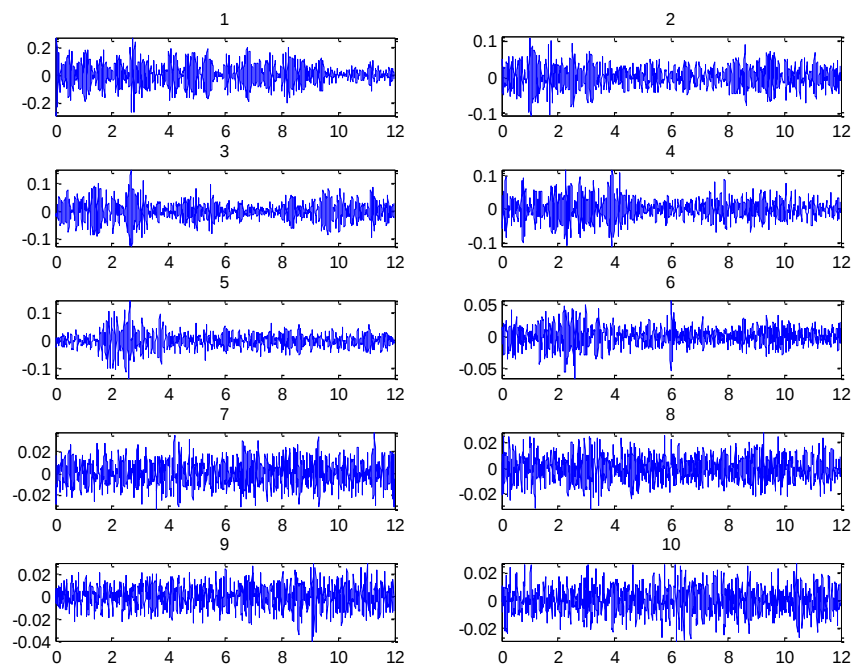


圖 3.6(a) 舊東澳大橋試驗代碼 8 之歷時 (kine vs. sec)

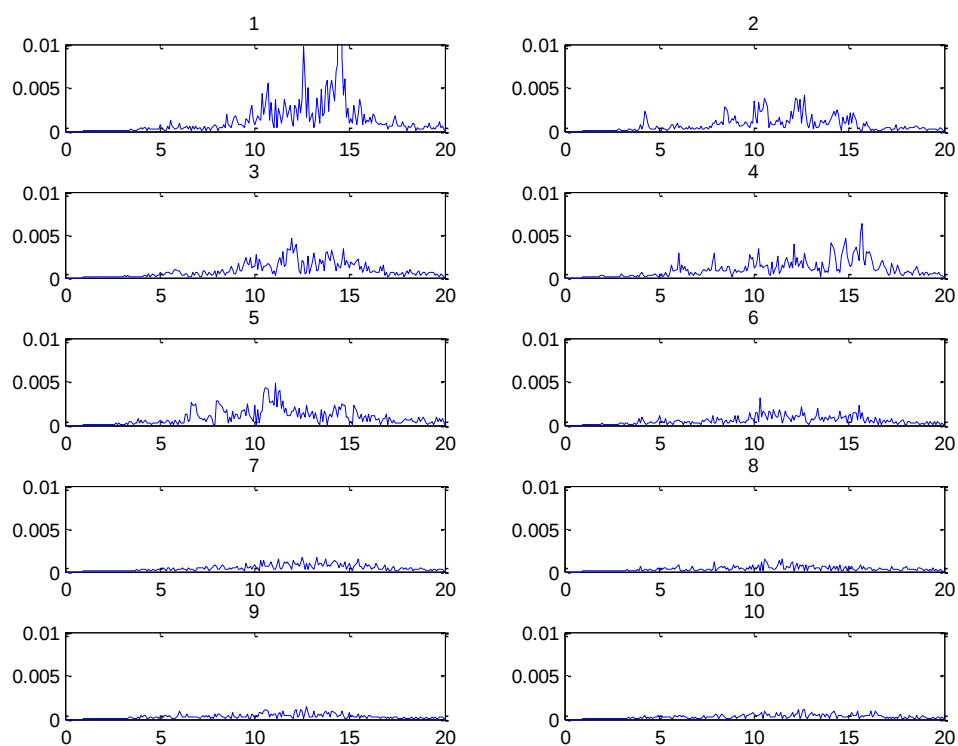


圖 3.6(b) 舊東澳大橋試驗代碼 8 之頻譜(Volt vs. Hz)

表3-12 舊東澳大橋試驗代碼8之第一振態頻率值

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	14.50
2	12.67
3	11.92
4	15.67
5	11.08
6	10.33
7	12.50
8	11.50
9	12.75
10	12.33
平均	12.50

(1) 舊東澳大橋垂直水流方向試驗結果(8/17)

在過程操作跟設定上，並無異於上次(6/2)的試驗，故僅列出試驗結果如表3-13與表3-14所示。表3-13顯示的趨勢與6/2試驗的結果相近，僅有試驗1的結果與試驗8比較接近。另由表3-14可知，試驗8的結果在多次測試下仍然相當穩定，變異性不大。另、由表3-15可知，試驗5(儀器置於小拖車上)的試驗結果具有較高的不確定性。

表3-13 各試驗結果與試驗8結果之比較 (8/17)

試驗編號	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7
平均值	10.23 (10.11)	2.62 (10.93)	6.30 (10.36)	13.64

()代表所對應的試驗8之試驗結果。

表3-14 舊東澳大橋試驗代碼8之第一振態頻率值 (8/17)

試驗編號	試驗8	試驗8	試驗8
頻率	10.11	10.93	10.36
平均值	10.47		
標準差	1.83		

表3-15 舊東澳大橋試驗代碼8風災前(6/2)後(8/17)之試驗結果比較

試驗日期	6/2	8/17
試驗代碼1	11.40	10.23
試驗代碼3	2.76	2.62
試驗代碼5	14.18	6.30
試驗代碼7	13.75	13.64
試驗代碼8	11.36	10.47

*表格中之數值為各次試驗之平均值

(2) 舊東澳大橋平行水流方向試驗結果 (6/2)

基本上，平行方向所進行的試驗項目與垂直方向相同，兩者的差異僅在於速度計的方向；因此，此節不再重複說明試驗的過程，各試驗的振譜也一併省略，以下直接就試驗結果進行說明。水平方向的試驗結果如表3-16與表3-17所示。表3-16顯示，將儀器至於橋面版的結果十分接近試驗8的結果(儀器置於墩帽上)，而其他試驗方式(如試驗1、3、5與7)則與試驗8的結果均有所差距，此結論與垂直方向的結論一致。同垂直水流方向之結果，試驗8本身的差異並不大，如表3-17所示。

表3-16 各試驗結果與試驗8結果之比較 (6/2)

試驗編號	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7
平均值	12.28 (10.74)	5.98 (11.71)	5.87 (10.93)	12.10

()為相對應試驗8之結果

表3-17 試驗8之平均值與標準差 (6/2)

試驗編號	試驗 8	試驗 8	試驗 8
頻率	10.74	11.71	10.93
平均值	11.13		
標準差	0.05		

(3) 舊東澳大橋平行水流方向試驗結果 (8/17)

8/17水平方向的試驗結果如表3-18與表3-19所示。表3-18顯示，將儀器至於橋面版的結果十分接近試驗8的結果(儀器置於墩帽上)，而其他試驗方式(如試驗1、3、5與7)則與試驗8的結果均有所差距，此結論與6/2的結論一致。同6/2之結果，試驗8本身的差異並不大，如表3-19所示。表3-20可知將儀器置於小拖車上並移動，量測的數據具有較高的不確定性。

表3-18 各試驗結果與試驗8結果之比較

試驗編號	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7
平均值	13.93 (11.77)	4.98 (11.50)	5.98 (10.77)	16.48

()為相對應試驗8之結果

表3-19 各試驗結果與試驗8結果之比較

試驗編號	試驗 8	試驗 8	試驗 8
頻率	11.77	11.50	10.77
平均值	11.35		
標準差	0.51		

表3-20 舊東澳大橋試驗代碼8風災前(6/2)後(8/17)之試驗結果比較

	6/2	8/17
試驗代碼1	12.28	13.93
試驗代碼3	5.98	4.89
試驗代碼5	5.87	5.98
試驗代碼7	12.10	16.48
試驗代碼8	11.13	11.35

*表格中之數值為各次試驗之平均值

3.1.3.2 蘭陽大橋試驗結果

(1) 蘭陽大橋試驗結果

蘭陽大橋的試驗項目與舊東澳大橋最大不同處在於試驗當時為不影響既有交通並未進行局部封橋，因此，所有須將小拖車吊掛於小自客的試驗項目均未施作，蘭陽大橋的試驗項目如表3-21所示。

表3-21 蘭陽大橋試驗項目

試驗方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
直接-無行車	橋面版	無	1
直接-有行車	橋面版	橋上隨機車輛	2
間接-無行車-靜止-未發動	拖車	無	3
間接-有行車-靜止-未發動	拖車	橋上隨機車輛	4
直接-無行車	帽梁	無	8
直接-有行車	帽梁	橋上隨機車輛	9

基本上，除了上述試驗項目與舊東澳大橋略有不同外，試驗的理念與步驟均類似。因此，本節，同樣地，不再重複說明試驗的過程，各試驗的振譜亦省略，以下直接就試驗結果進行說明。

表3-22與表3-23分別為蘭陽大橋垂直與平行水流方向之震動頻率試驗結果；由結果顯示，雖然試驗8(平行)在兩次試驗間仍然具有良好的穩定性，但在垂直向則不太理想，其他試驗則更呈現高度的不確定性。另、先前在舊東澳大橋中，試驗1與試驗8的結果均十分相近，然而，無論是平行或垂直向，這兩個試驗結果在蘭陽大橋的部分均相差甚遠。另外，以平行方向為例，試驗1的前後兩次試驗結果也相差甚多(根據現地觀察，明顯地，並非是橋梁受損所致)，基於上述種種因素，本研究團隊於11/11零晨赴蘭陽大橋進行第3次試驗，希望比較在交通量較少時的試驗結果。

表3-22 蘭陽大橋垂直水流方向之震動頻率試驗結果

	垂直水流方向之震動頻率					
試驗編號	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 9	試驗 8
6/2	4.53	4.49	4.33	12.71	13.80	13.11
8/17	3.29	5.55	10.08	11.73	14.33	15.35

表3-23 蘭陽大橋平行水流方向之震動頻率試驗結果

	平行水流方向之震動頻率					
試驗編號	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 9	試驗 8
6/2	5.4	5.72	12.93	13.86	12.00	8.47
8/17	16.00	16.58	5.64	5.37	14.75	8.52

根據上述，11/11的試驗主要希望釐清

- (1) 前後兩次(如試驗1、2、3、4與9)的結果為何具有如此大的差異?
- (2) 試驗1與試驗8的結果是否相近?

表3-24與3-25為試驗的結果，由結果可知:

- (1) 試驗1、2、3、4與9的結果並未如先前的試驗數據所示，具有較大的差異。但垂直方向的試驗9與平行方向的試驗2仍然有很大的不同。這兩個試驗橋上均有車輛隨機行駛，可能為此結果之原因。
- (2) 試驗1與試驗8仍然有極大的差距。圖3.7與圖3.8所示為典型的試驗1與試驗8之頻譜，由此二頻譜可知，其譜形非常類似，且在頻率3、6、10、16與19(Hz)處，均為兩個試驗之相對高能量的頻率處，表示若能有效濾除雜訊，試驗結果1仍可能十分接近試驗結果8。
- (3) 除了上述利用濾波器外，未來亦可針對不同的支撐進行調查，深入了解不同支承對量測結果的影響。濾波器的濾波範圍除可利用大量的有限元素模型預測外，亦可參考國內外相關文獻進行進一步的探討。

表3-24 蘭陽大橋垂直水流方向之震動頻率試驗結果(11/11)

	垂直水流方向之震動頻率					
試驗編號	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 9	試驗 8
第一次	2.80	3.33	3.91	3.33	10.67	19.17
第二次	2.73	2.74	4.00	4.12	2.74	19.96

表3-25 蘭陽大橋平行水流方向之震動頻率試驗結果(11/11)

	平行水流方向之震動頻率					
試驗編號	試驗 1	試驗 2	試驗 3	試驗 4	試驗 9	試驗 8
第一次	3.13	3.10	6.65	5.84	15.80	19.13
第二次	3.12	9.65	6.61	6.04	15.30	19.96

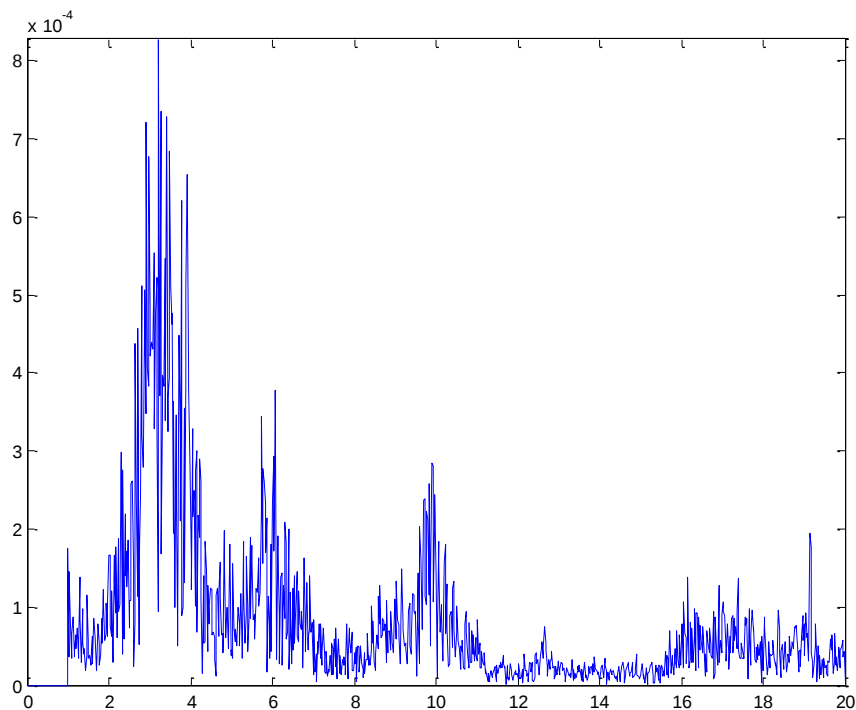


圖 3.7 典型的試驗 1 試驗結果(平行水流)

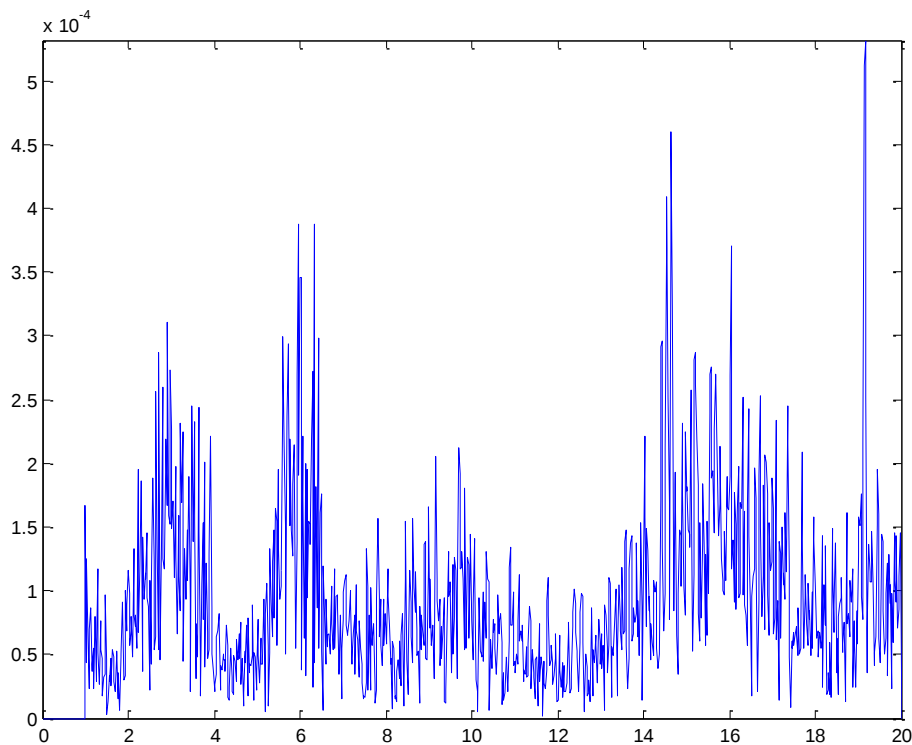


圖 3.8 典型的試驗 8 試驗結果(平行水流) (11/11)

以上試驗結果大致上的趨勢為將儀器置於橋面可獲得較理想的結果，然而，現場試驗時，需要作業時間確認儀器是否準確地水平放置，理想上若可以自動整平，將簡化與加速實際作業的時間。經查，中科院曾開發一「自動水平穩定調整機構」，如圖3.9所示，此機構包括一機座平台，一承載平台與一連桿組，該連桿組係設於該機座平台與該承載平台之間，作為動力調節之機構，該連桿組包括有一侷限連桿及複數制動伸縮連桿組，該侷限連桿一端係固結於該機座平台，該侷限連桿另一端係設有一接頭，用與該承載平台相連接，該制動伸縮連桿組係包括有一電動缸及被該電動缸所驅動之致動連桿，該電動缸係以一虎克接頭連接該機座平台，該致動連桿係設有一接頭，用與該承載平台相連接；該電動缸係為一馬達所驅動，該馬達係連接一電腦；藉此，以達到具有二個旋轉自由度的並聯式的水平調整機構，而能適用於搜索雷達、衛星天線、砲塔及穩定平台等需要轉動或維持在特定姿態角度場合之自動水平穩定調整機構。

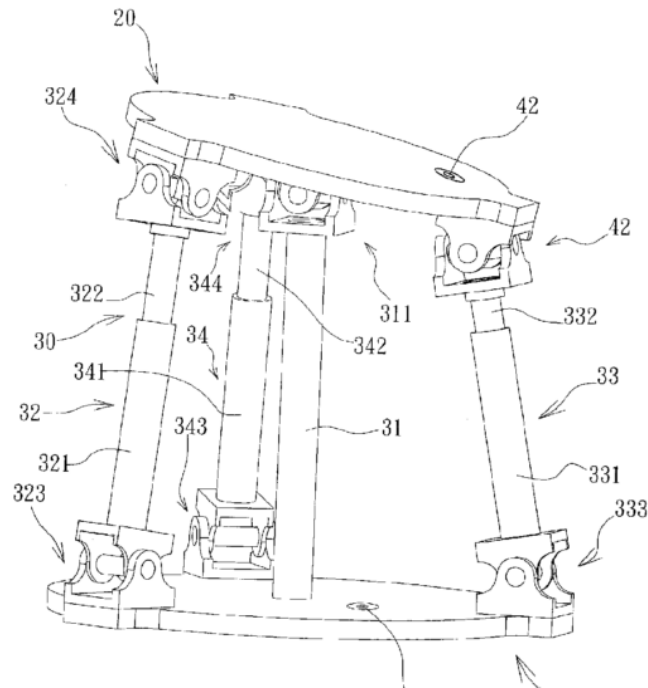


圖 3.9 中科院所研發之自動水平穩定調整機構

本研究團隊期中報告後與此專利研發人員進行討論後，基於類似的設計理念，設計出一個具有自動調整水平的機構，如圖3.10所示。此機構藉由單軸加速感應器偵測平台是否傾斜，經回饋控制設計，由線性驅動器修正平台之誤差，進而達到自動定平的結果。由圖中可知，本團隊利用三隻成直角三角形之線性驅動器於底平面上構成一個卡式座標以利修正誤差，整個機構係利用Arduino開發版設計研發，目前測試達預期目標，此原型設計或可運用於未來進一步的計畫案。



圖 3.10 本團隊初步開發的自動定平機構

3.1.4 本計畫建議之標準量測施作流程

(1) 將量測相關器材及車子行駛至第一個量測點。

(2) 至量測點後開始安裝儀器，安裝步驟如下：

- ◆ 自箱子取出速度計後，將其電源線、網路傳輸線、GPS 連接線接至速度計上相對應的孔槽，如圖 3.11。

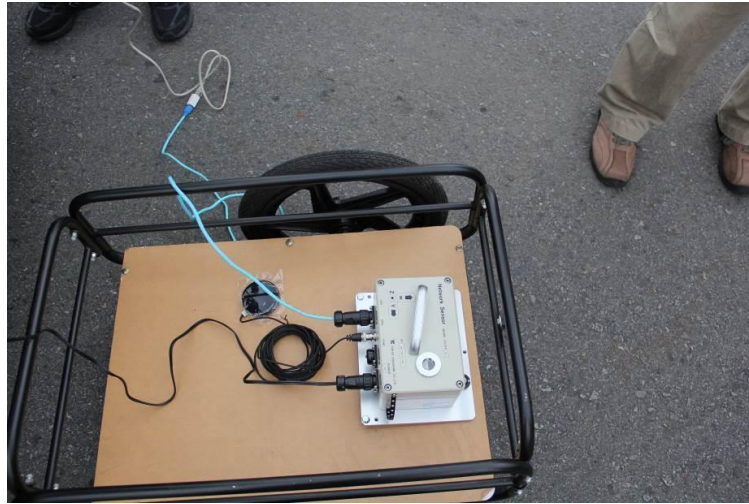


圖 3.11 速度計上之電源線、網路傳輸線與 GPS 連接線孔槽

- ◆ 開啟筆記型電腦並確認是否有足夠的電力。
- ◆ 將筆電電源線及速度計之電源線插入電瓶中，並確保在量測時有足夠的電力，以避免量測中途斷電之問題產生，如圖 3.12。



圖 3.12 以備用電源供應筆電與速度計之電力

- ◆ 確定電源均安置好後，開啟速度計之電源開關(其電源開關於電源孔槽之下方)。
- ◆ 查看速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第四個燈)是否有亮起綠燈，若亮起綠燈即完成開機的動作，若無請確認電源是否有插在電瓶中，亦或是電瓶之開關無啟動，如圖 3.13。



圖 3.13 速度計上 LED 燈之檢核

- ◆ 確認速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第三個燈)是否有在閃爍橘燈，若無請確認速度計之相關設定是否有開起連續紀錄的選項。
 - ◆ 確認速度計上方之 LED 燈(於左至右數來第二個燈)至否有在閃爍紅燈，其動作是確認 GPS 是否有接收到訊號，若無請進一步確認是否有將 GPS 接收器完整接好，並置於較寬廣的地方。
- (3) 完成好相關儀器之安裝步驟後，確認速度計之水準氣泡是否於中心，若沒有則微調旋轉鈕完成定平之動作，避免量測之數據不準確的問題。本計畫目前利用求心基座輔助速度計之定平，如圖 3.14~3.16 所示；



圖 3.14 求心基座之定平設計-後視圖



圖 3.15 求心基座之定平設計-俯視圖

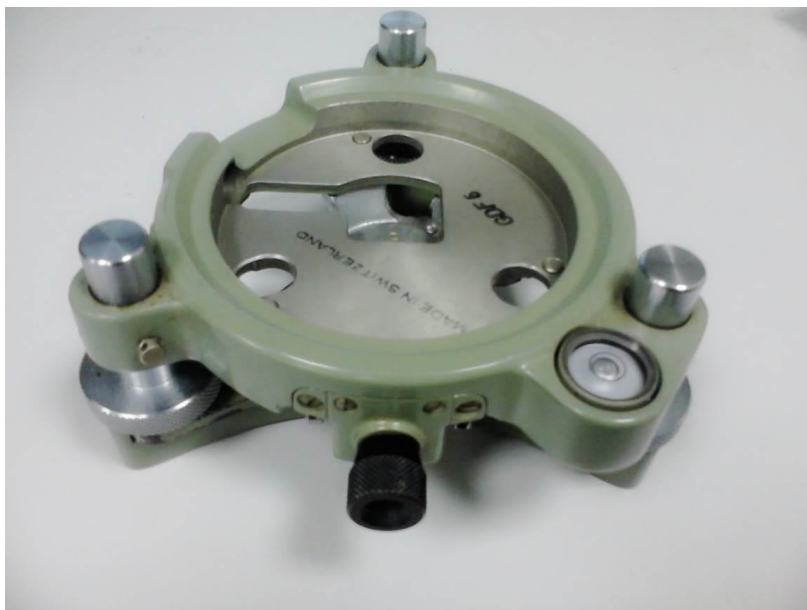


圖 3.16 求心基座圖

(4) 完成上述之步驟後，開啟電腦內 Tokyo Sokushin\CV-374V 中之「CV373cnf」，進入初始介面後選右上方之「SEARCH」鍵來搜尋速度計之 IP 位置並選定，按下下方「OK」鍵後即可進入設定介面並確認介面中之參數是否與下述之設定相同。

- ◆ 確認「CONTINUOUS RECORD」之選項是否有勾起。
- ◆ 確認「SAMPING FREQUENCY」之選項為 200Hz。
- ◆ 確認「TRIGGER LOGIC」之選項為 OR、2AND、AND 其中一種。
- ◆ 另外進入在 Tokyo Sokushin\CV-374V 的 RTD.ini 檔，其選項「RTD_SAMP」、「RTD_NUMD」需與 CV373cnf 中「AMPING FREQUENCY」之選項一致，即同時為指定的 Hz，若無相同則無法進行量測動作，確認相同後並儲存該檔案。

(5) 在設定確認無誤後按下下方之「WRITE」鍵後，需等待 1 分鐘讓速度計重新開機，此時進入命令提示字元視窗(cmd)鍵入「ping 192.168.10.200(速度計之 IP)」，約略等待 1 分鐘後，若此時命令提示字元視窗顯示成功連線後即完成相關設定。

(6) 上述之設定完成後，回至 Tokyo Sokushin\CV-374V 資料夾中開啟「SensChk」之程式來確定是否有完成設定且是否有亮起綠燈之圖案，若有亮起圖案即可按下右邊的「RTD start」鍵來開啟量測介面。

(7) 量測時須注意以下之事項

- ◆ 由於速度計之自動量測之功能是每十分鐘才紀錄資料並存於儀器中(例：11:10 儲存一筆、11:20 儲存一筆，以此類推)；因此若量測的資料有跨越兩段儲存時間之問題(例：起始量測時間為 11:59)，建議稍後如 12:00 再開始進行量測，因為速度計是每 10 分鐘儲存一筆資料。
- ◆ 若量測完成後，須等分針至每 10 分鐘後才可進行筆電與速度計之關機動作，否則會有資料遺失的問題。
- ◆ 需記錄當前量測之時間，以便後續作業的便捷。
- ◆ 若測點於橋面版上時，需確認速度計之擺放方向是否與前次量測之方向相同(於速度計左下方有 X、Y 軸之貼紙供參考)。

(8) 若第一個量測點完成後，即可移動拖車至下一個量測點並完成定平之動作，此時僅須注意上述之注意事項即可，待量測時間到時在移至下一個量測點，反覆此動作至全部測點均完成。

3.2 洪水與地震安全臨界頻率

3.2.1 洪水載重下之安全臨界頻率

現地試驗量測橋梁所得之振動頻率，僅能定性描述洪水前後之頻率變化，不足以作為界定橋梁安全與否的依據，故尚須界定一個「安全臨界數值」作為判定的基礎。本計畫將分別以數值與水工試驗的方式對此議題進一步深入研究，以下分三方向針對安全臨界頻率進行探討，分別為：(A)概述「安全臨界頻率」、(B)「安全臨界頻率」之數值

模型、(C)「安全臨界頻率」之土工試驗。

(A)安全臨界頻率之定義

洪水前後之頻率比值定義如下：

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}} \dots\dots\dots (3.1)$$

其中， f_{sa} 為洪水後橋墩的量測振動頻率(第一振態)， f_{sb} 為洪水前橋墩的量測振動頻率(第一振態)， R 為兩者之比值。若 $R_s < R_{sc}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，不建議開放通行， R_c (安全臨界頻率比值)定義如下

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots (3.2)$$

其中， f_{aa} 為橋墩達到極限受損時的振動頻率(第一振態)， f_{ab} 為橋墩原設計或未受損的振動頻率(第一振態)。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於洪水施加於該橋梁的外力。

(B)「安全臨界頻率」之數值模型

「臨界頻率比值」之計算受到橋梁是否已達極限受損狀態而定，極限受損狀態則需藉由橋梁之容量與需求計算而得，而橋梁之容量(側向抵抗力)與需求(洪水施加於該橋梁的外力)則視沖刷深度而異；即不同沖刷深度下橋梁的容量與需求均不同。橋梁的容量曲線可經由側推分析而得，而需求曲線則為水流力所引致之側向力。容量與需求之認定，以下將逐一說明。

a. 容量

橋梁結構耐震容量曲線通常以橋梁側推分析所得之基底剪力(Base shear)與位移(Displacement)之曲線表示；本計畫定義橋梁基礎耐洪能力之容量為側推分析中之降伏點。針對不同沖刷深度分別進行側推分析(水流方向)，如圖3.17所示，並將各側推分析之降伏點連成一曲線，即為橋梁耐洪能力之容量包絡線，如圖3.18與圖3.19所示。

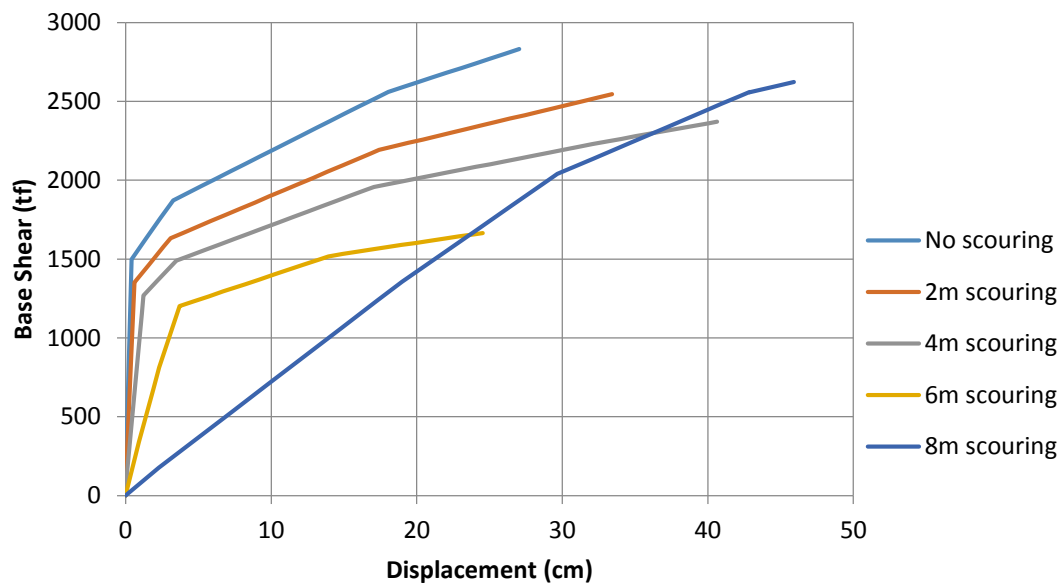


圖 3.17 各冲刷深度下之側推分析結果示意圖

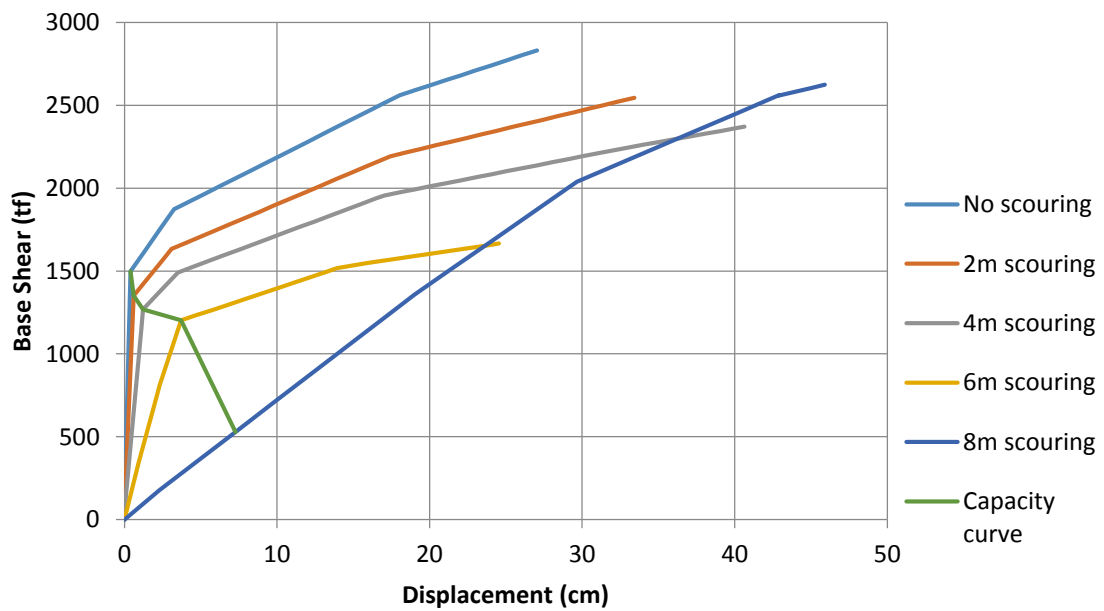


圖 3.18 橋梁耐洪能力之容量曲線示意圖

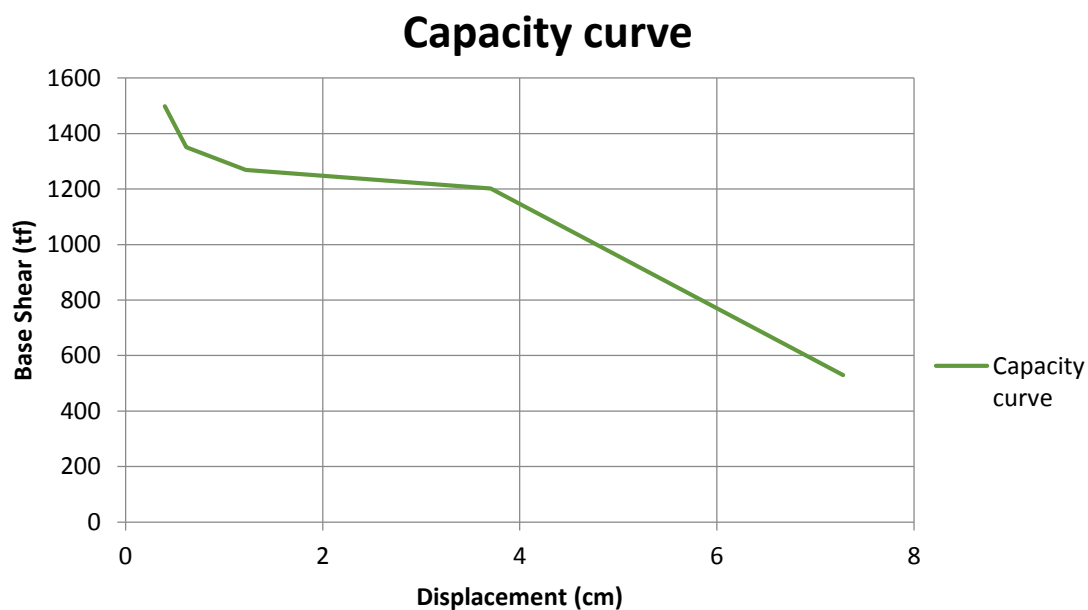


圖 3.19 橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果圖

b.需求

橋梁基礎耐洪能力之需求定義為洪水所引致的總基底剪力，水流力對橋墩、樁帽、群樁之影響依據98年「公路橋梁設計規範」所述，水流壓力依式(3.3)計算之。

$$P_{avg} = \frac{52.5K(V_{avg})^2}{1000} \dots\dots\dots (3.3)$$

其中；

P_{avg} ：平均水流壓力 (tf/m^2)

V_{avg} ：平均水流速 (m/sec)

K：水流作用力常數。平頭墩時為 1.4，圓頭墩時為 0.7，尖頭墩其角度小於或等於 30° 時為 0.5。

將水流作用力以水流壓力與水流流經橋墩面積之乘積計算而得，並將水流作用力對應於由側推分析後所得之各冲刷深度的側推曲線，可對應出各冲刷深度之位移，將其連成一曲線，即為本計畫對於橋梁結構體需求之認定，圖 3.20 為相同橋梁各冲刷深度下之需求與容量連線。

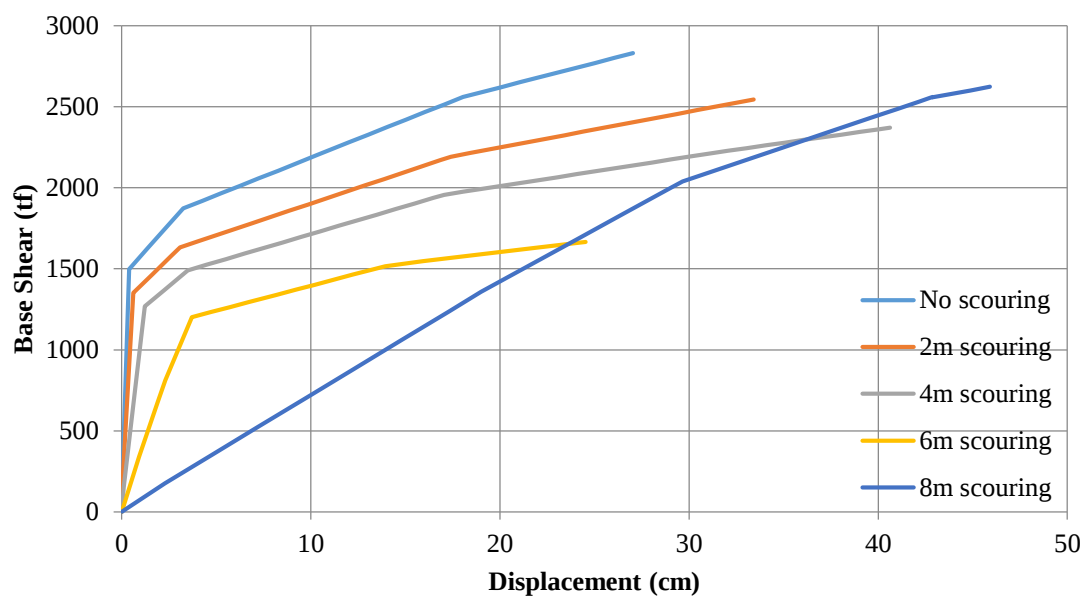


圖 3.20(a) 各冲刷深度下之需求連線示意圖

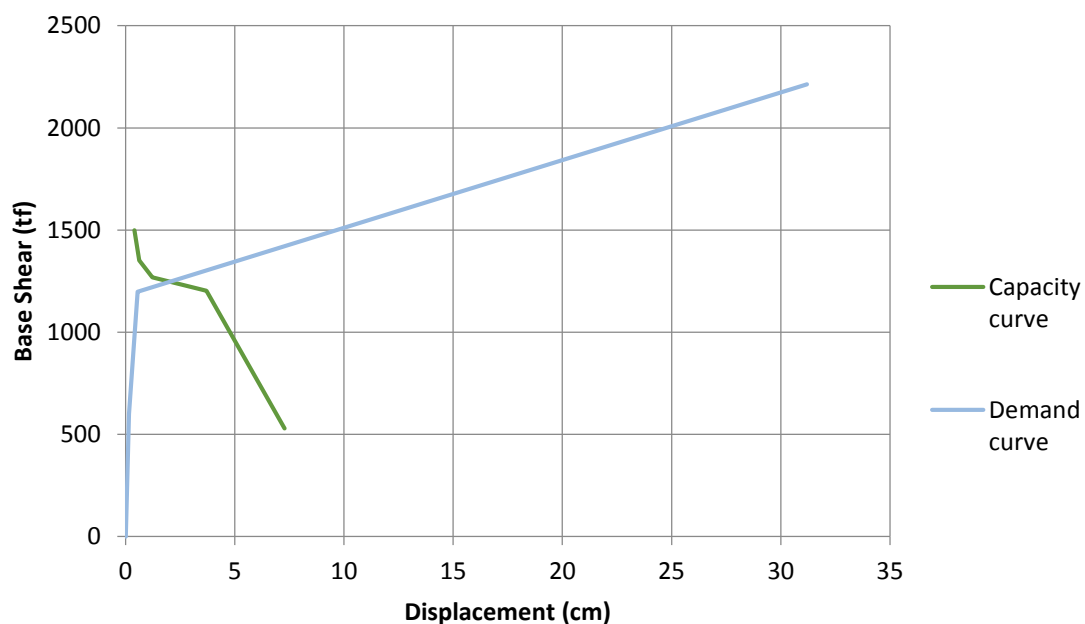


圖 3.20(b) 各冲刷深度下之需求與容量連線示意圖

c. 安全臨界頻率之計算

由前述橋梁容量與需求之認定，可知橋梁結構體執行側推分析後，可得到其各冲刷深度下之容量，並可依據水流側向力得到橋梁結構體之需求。極限受損時頻率之計算以如圖 3.21 為例，容量需求曲線相交

於沖刷 4m 與沖刷 6m 之間，根據沖刷 4m 與沖刷 6m 的橋梁結構分別執行模態分析得到此兩種狀態下之橋梁振動頻率，並透過內插方式求出 B 點(相交點)之頻率，此即本文定義之極限受損頻率。由未受損與極限受損頻率，求得兩者之比值即可得安全臨界頻率比值 R_c 。

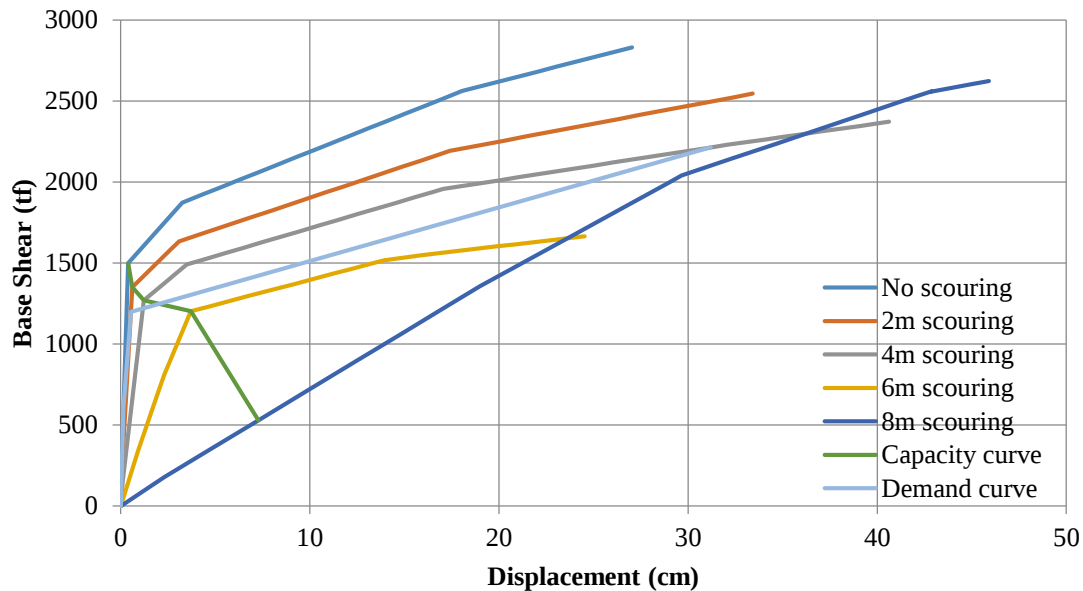


圖 3.21 決定受損頻率示意圖

d.側推分析

上述關於容量與需求之認定需要進行側推分析，均需進行側推分析，因本計畫的第三階段<新增橋梁耐震側推分析模式分析案例>亦需進行側推分析，故詳細的側推分析內容將於該章節詳細說明。然而，計算容量與需求之側推分析與推估 A_y 、 A_c 的側推分析並不相同，例如前者有考慮沖刷深度，後者則無；又如前者之側推力分佈係參考動水壓力的分布，後者則係參考第一振態的振形。決定容量與需求之側推分析中，土壤的性質需要納入數值模型中；通常，基礎處之土壤以等值土壤彈簧方式納入分析模式中。基礎周圍根據不同的埋入深度，設置相對應的水平等值土壤彈簧；而基礎底部則設置一垂直等值土壤彈簧。土壤彈簧的勁度依現地工址土壤性質的差異而有所不同。以樁基礎為例，其水平地盤反力係數 k 至今已有相當多的經驗公式，最簡便的為利用標準貫入 N 值去推算，以下為赤井高橋及福岡宇都之經驗公式。

赤井高橋之經驗公式:

$$k_h=0.502N^{0.37} \dots\dots\dots (3.4)$$

福岡宇都之經驗公式:

$$k_h=0.691N^{0.406} \dots\dots\dots (3.5)$$

本計畫之土壤彈簧係依據公路橋梁耐震設計規範之補充研究，詳細的內容可參考第四章的說明。

另因本計畫主要考量橋梁受到洪水沖刷(水平力)下對於振動頻率之影響，垂直方向的破壞並不在考慮範圍之內，故本計畫的垂直等值土壤彈簧假設為剛性。王鶴翔等(2011)指出基樁最大彎矩發生位置，隨土壤進入非線性程度與範圍而變化，塑鉸發生位置不易預測，蘇建鴻(2005)則假設土壤為線性，且塑鉸僅可能產生於樁頂及墩底，如何設計潛在的塑性角的位置將於後續計畫執行時一併檢討，SAP2000 模型示意圖如圖 3.22 所示。

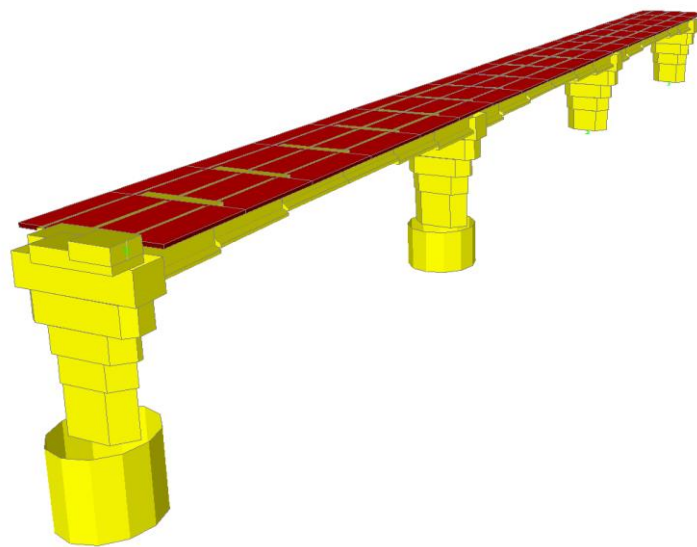


圖 3.22 SAP2000 模型示意圖(沉箱基礎)

3.2.2 地震載重下之安全臨界頻率

前節所討論之安全臨界頻率主要係考慮橋梁基礎受洪水沖刷時的狀況，本節將討論橋梁承受地震作用力下的安全臨界頻率。如前節內

容，本計畫將利用目前學術界與工程界廣泛接受的側推分析作為計算的工具，本計畫所研擬的計畫過程其最大的原則為在既有的流程作業下，計算安全臨界頻率。詳細步驟說明如下：

- (1)、決定橋梁之振動單元與建立有限元素分析模型。
- (2)、建立墩柱之彎矩-轉角曲線：結合墩柱三種破壞模式如剪力破壞、撓曲-剪力破壞與撓曲破壞模式，並僅以彎矩主軸(SAP2000中之M3)設定塑性鉸性質。
- (3)、進行側推分析並繪製橋梁之容量曲線。
- (4)、將容量曲線轉換成容量譜取得橋梁崩壞性能點之 S_a 與 S_d 值。
- (5)、利用下式(3.6)計算崩壞性能點之週期

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \dots\dots\dots (3.6)$$

其中， g 為重力加速度， T 為週期。

- (6)、利用下式(3.7)計算安全臨界頻率

$$R_{ec} = \frac{T_c}{T_o} \dots\dots\dots (3.7)$$

其中， T_c 為橋梁崩壞性能點所對應之週期， T_o 為橋梁原設計或未受損前(原始)之週期。

本節所提出的計算流程與目前國內在計算 A_y 與 A_c 的流程非常類似，除可減低計算量並因符合耐震設計與評估的概念，容易理解。

3.3 安全臨界頻率之土工試驗

3.3.1 試驗目的

本計畫土工試驗的目的計有：

- 1.量測縮尺模行之臨界頻率並比較橋梁在沖刷前後於帽梁(墩柱)之頻率變化趨勢。

2.量測樁基礎橋梁之沖刷深度之分佈。

3.量測動水壓之分布並作為後續SAP2000決定需求之參考。

上述試驗目的中，有些是為了瞭解沖刷深度與振動頻率間的關係(如第一點)，有些則是為了後續分析之需要，例如水流速之分布將作為SAP2000側推分析時，計算各橋墩(同一個振動單元)側向推力之參考。側推分析時(決定耐洪臨界頻率)，需要計算個橋墩之側向力之分布與橋墩間最大側向力之相對比值，根據規範規定，動水壓為流速之函式，因此，一旦各橋墩的相對流速值決定後，其側向推力的相對值也可同時決定。

3.3.2 試驗設計

台大水工所之多功能水槽之操作原則為藉由控制上游流量與下游的尾水板，調整所需的水位與流速。以100重現期為例，蘭陽大橋的流量為8500cms，流速為2.27m/s。以下說明試驗相關事項。

(1) 試驗時之流量

水工試驗的首要步驟為確認原流況與模型間具有相同之福祿數，即縮尺模型的建置必須確認對應於實驗對象環境，設置模型尺寸的另一個原則為在已知的試驗場地條件下，選擇較有利(大)的縮尺比例；在此條件下設計模擬之幾何與水理參數如流速、流量與曼寧係數。例如，若水位高縮尺規模為1/36，則時間與流速的縮尺比例將為1/6。本計畫試驗流量採用國內一般設計時常用之100年頻率洪水，根據上述原則，蘭陽溪100年重現期之洪峰流量為8500cms，經適當計算試驗部分之比例後(如1/3)，則於多功能水槽之流量為0.364 (cms)。本試驗將依上述計算方式，分別針對200、100與50年重現期洪水之流量進行試驗。

(2) 試驗時之水流速

蘭陽大橋100重現期之平均流速為2.27m/s，則試驗時所對應的流速為 $2.27/6=0.378\text{m/s}$ 。本試驗將依上述計算方式，分別針對200、

100與50年重現期洪水之流速進行試驗。

(3) 試驗時之水位高

蘭陽大橋100重現期之水位高為9.3公尺，其對應之試驗水深為約為26公分，如同流量之設計，本試驗將分別針對200、100與50年重現期之水深進行試驗。

(4) 試驗橋梁模型

目前研究的橋型設定為簡支、單一墩柱與具有樁基礎之橋梁，試驗所使用的壓克力橋梁如圖3.23所示。

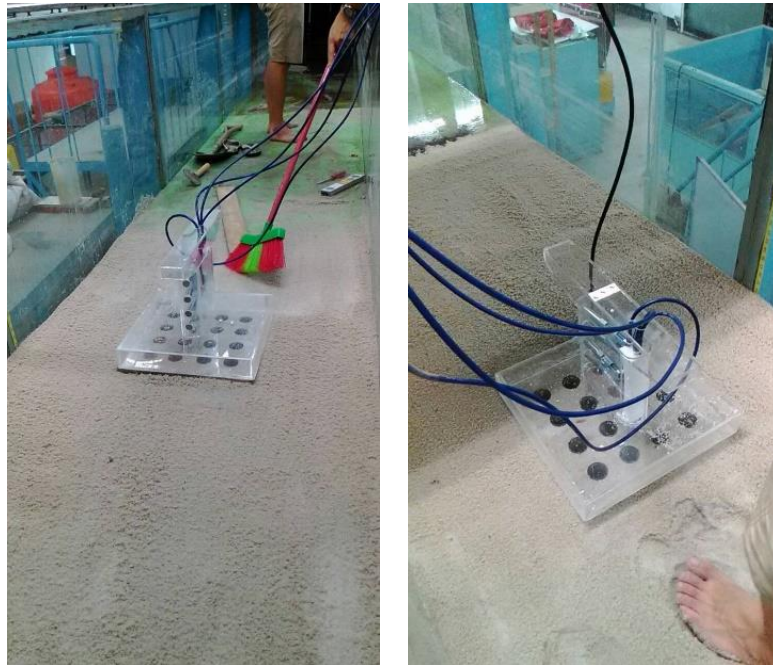


圖 3.23 試驗所使用的壓克力橋梁

(5) 試驗水槽

本計畫租借國立台灣大學水工試驗所之多功能水槽進行試驗。此水槽長36 m、寬1.0 m、高1.1 m，其上游端為整流池，下游端的沈砂池，水槽中之水位尾的控制係藉由尾水段末端之百葉式閘門。試驗時利用抽水機將蓄水池的水傳送至水箱(定水頭)，並配合水槽上游端之流量控制閥，控制試驗所需的流量(圖3.24所示為台大水工試驗所之多功能水槽)。



圖 3.24 台灣大學多功能水槽

(6) 量測儀器

<微型攝影機>

雖然亦可使用鉛錘量測沖刷深度，為避免干擾水流，本計畫使用微型攝影機量測沖刷深度。如同許多文獻的試驗模型，本計畫同樣地將採用壓克力製作橋梁結構體(中空)，並於樁帽處裝設微型攝影機，配合於樁身塗以不同顏色，方便試驗時以攝影機即時觀察沖刷深度之變化。圖3.25所示為沖刷深度儀器設置之示意圖。

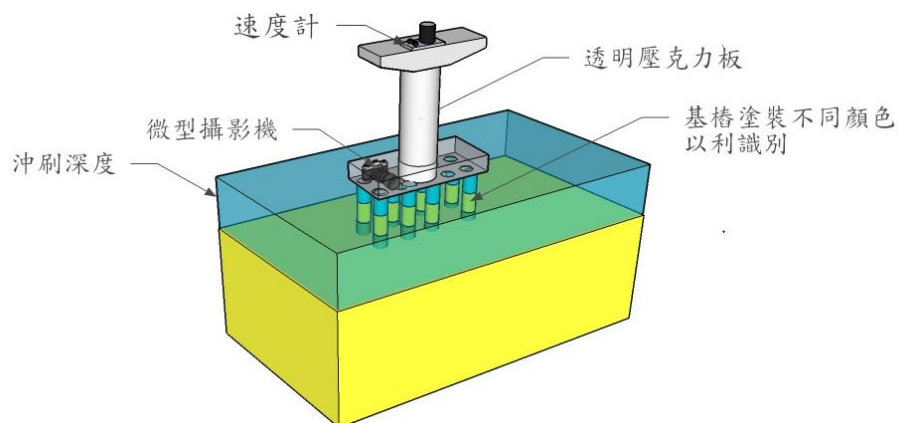


圖 3.25 微型攝影機裝置示意圖

<速度計>

本計畫將於帽梁(如圖3.26)與橋面板處(如圖3.27)裝設速度計紀錄橋墩沖刷時橋梁頻率的變化趨勢，做為計算安全臨界頻率使用。本研究團隊目前所有的速度計為東京測振股份有限公司(Tokyo Sokushin Co., Ltd.)所生產的單向微震伺服速度計VSE-15，可靈敏感測結構物的振動反應，如圖3.27所示。

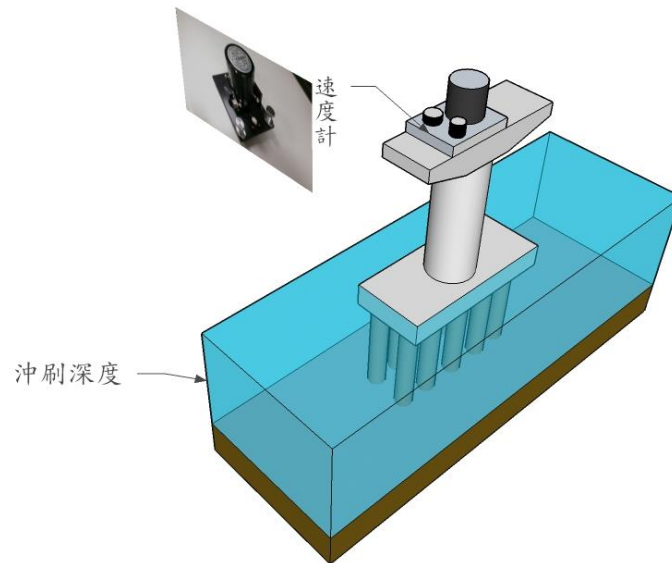


圖 3.26 裝置於帽梁之速度計



圖 3.27 本研究團隊之速度計

<水壓計>

動水壓至少有兩種量測方式:1.利用水壓計(如圖3.28)或2.以MEMS進行。未來計畫執行時，本研究團隊將針對上述兩種方式

進行評估。目前假設使用水壓計量測動水壓，為了解動水壓在墩柱垂直向上的分佈，本計畫擬於墩柱上設置多個儀器以取得相關資訊(如圖3.29所示)。



圖 3.28 一般市售之水壓計

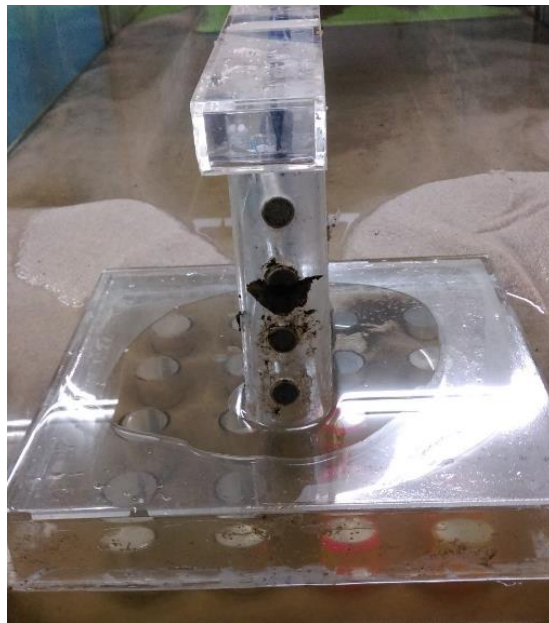


圖 3.29 水壓計之裝設

3.3.3 試驗結果

本計畫所完成試驗的時間約為3小時20分，流速平均為35.21(cm/s)，平均水深為 25.58 cm，水槽寬為 1m，流量為 $Q=35.21 \times 25.58 \times 100 \times 10^{-6} = 0.09 \text{ (m}^3/\text{s)}$ 。圖3.30為四隻不同水壓計所量測之水壓狀況，由水壓分布的情形可以明確地看出，在縮尺試驗中，因為流速並不是很大，所得之水壓比較接近靜水壓的分布，而非動水壓的分布。圖3.31為水深與流速的量測結果，此結果如預期地顯示出水深與流速呈現一個拋物線的關係。

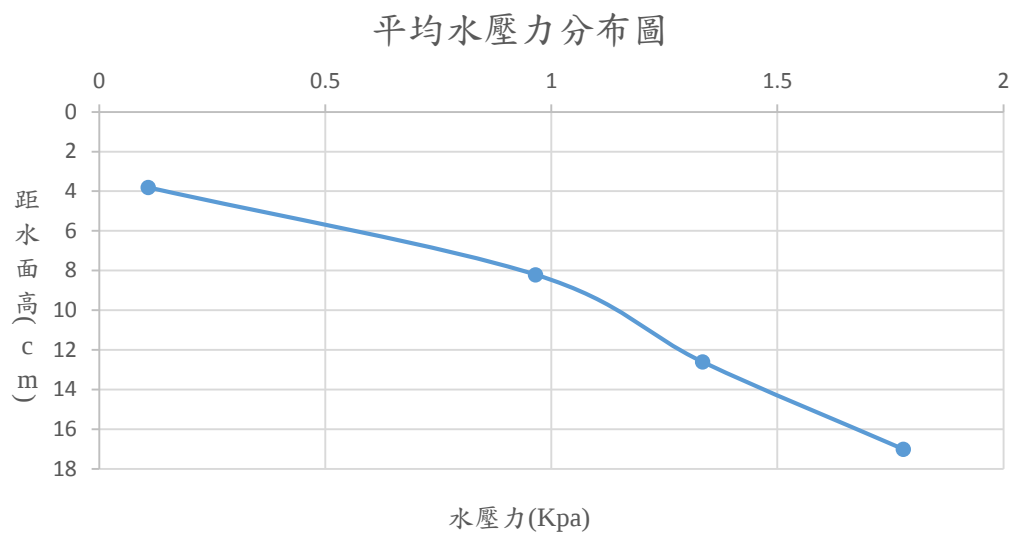


圖 3.30 平均水壓力分佈圖

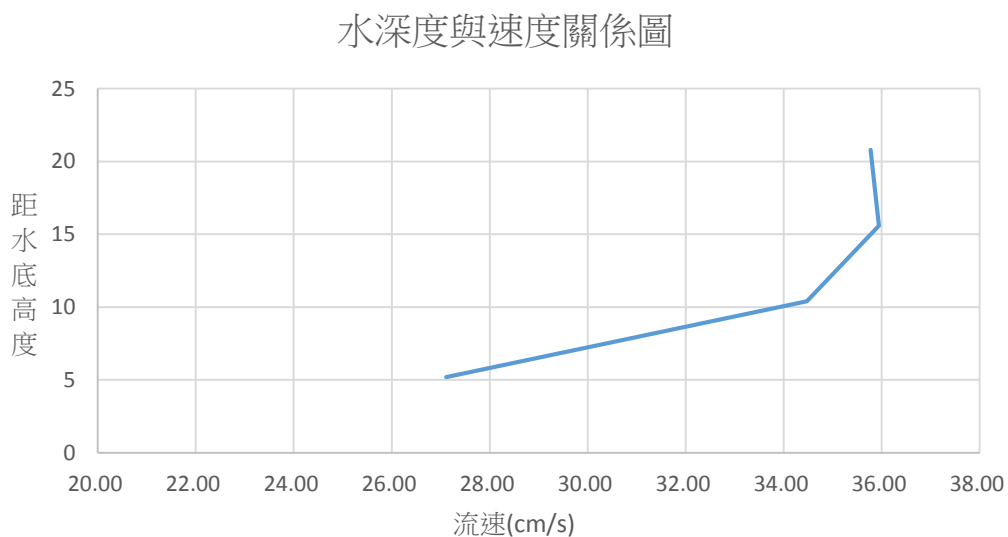


圖 3.31 水深與速度關係圖

圖3.32所示為振動頻率歷時變化圖，其中速度計的數據為兩分鐘為一單位並進行快速傅立葉轉換以求得振動頻率，共約取100份數據，由試驗中了時得知，此所小模型具有沖刷的現象，而由圖3.32發現，其頻率雖然有低起伏，但仍可觀察出頻率具有遞減的趨勢，經初步計算，最終時與最初時的頻率比約為0.8，因次，藉由此所小模型可以確認，一旦橋梁發生具規模的沖刷時，其頻率的改變量有可能可以作為橋梁健康與否的判斷指標。圖3.33為墩柱沖刷量與分布的情形圖，由圖可知，

第一排的樁具有最高的沖刷深度值，依序遞減，沖刷深度的分布符合預期地，呈現一個類似馬蹄形狀的沖刷坑，其中，第一排樁的平均沖刷深度為8.6 cm，其值介於三個常用的經驗公式之間，如表3-26所示。

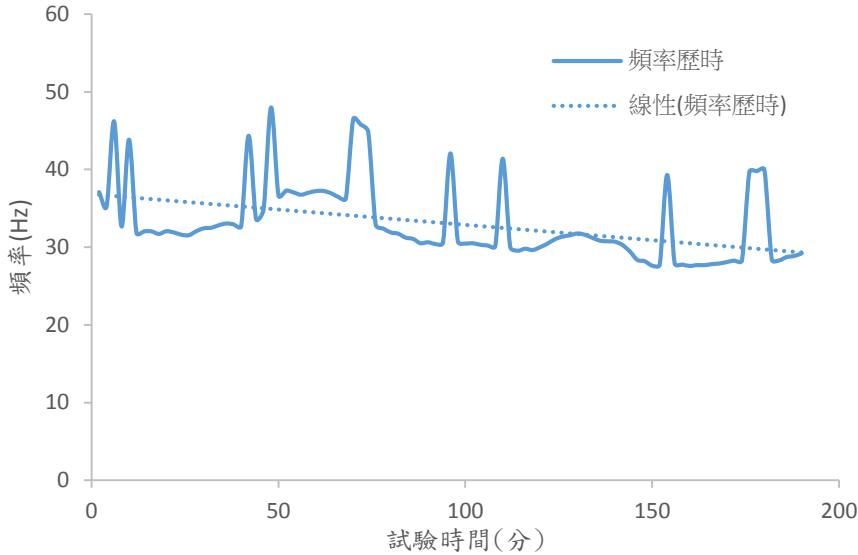


圖 3.32 振動頻率變化圖

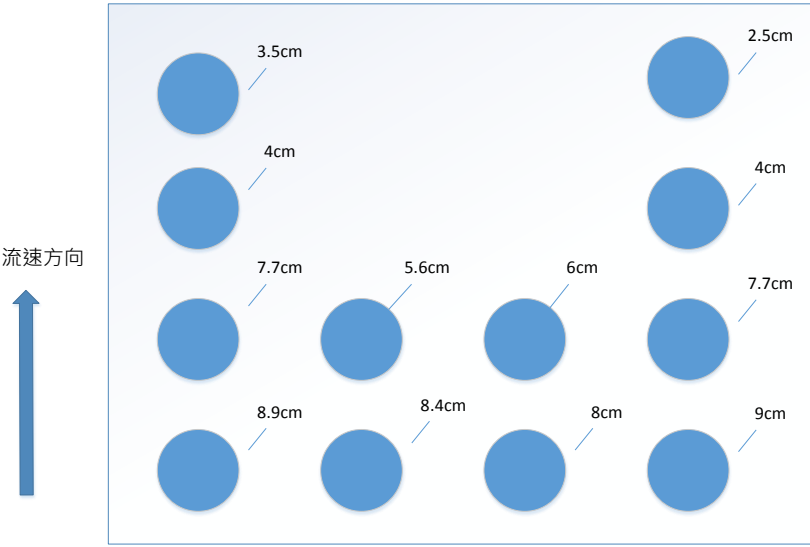


圖 3.33 墩柱沖刷量與分布情形

表3-26 使用經驗公式計算沖刷深度與實測值之比較

Shen (1966)	Neil (1964)	Jain (1984)	試驗(平均)
11.56 cm	10.65 cm	7.80 cm	8.6 cm

第四章 人工智慧推論模式精進

4.1 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例

本研團隊已於執行港研中心100年度之「橋梁耐震側推分析模式」一案中建立詳細的橋梁側推分析模式，該模式主要可以分為三個主要步驟：

- (1) 進行橋梁構件之腐蝕程度評估；將鋼筋及混凝土之材料參數加以修正，而得到鋼筋及混凝土新的材料性質參數，如圖4.1所示。
- (2) 將此上述之參數輸入至Xtract軟體進行分析(初次輸入之柱軸力以靜力分析求得)，以求取鋼筋受腐後構件之斷面強度。並將根據Xtract軟體分析所得到之構件斷面強度加以分析，並進行斷面破壞模式之判定，以得到在利用SAP2000側推分析時所需之塑鉸資料。然後，將所需之資料輸入SAP2000後進行側推分析，如圖4.2所示。
- (3) 在進行側推分析時，要檢核橋梁橋柱構件之軸向力是否會收斂。若橋柱構件之軸向力不會收斂，則必須將前一次側推分析所得之新的柱軸向受力，重輸新入Xtract中，然後重複圖4.2之步驟，直到柱構件之軸向力收斂為止。

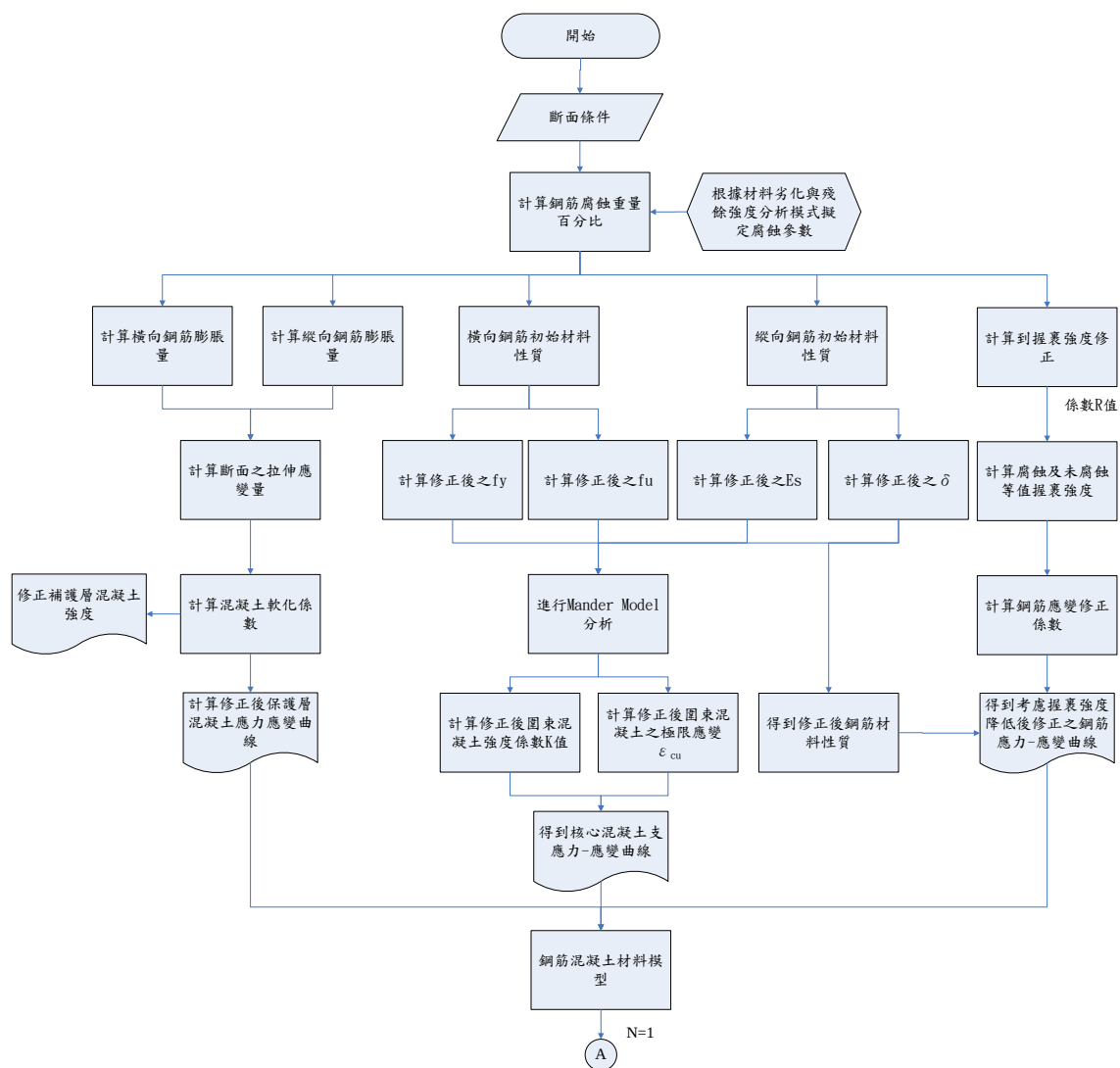


圖 4.1 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(1)

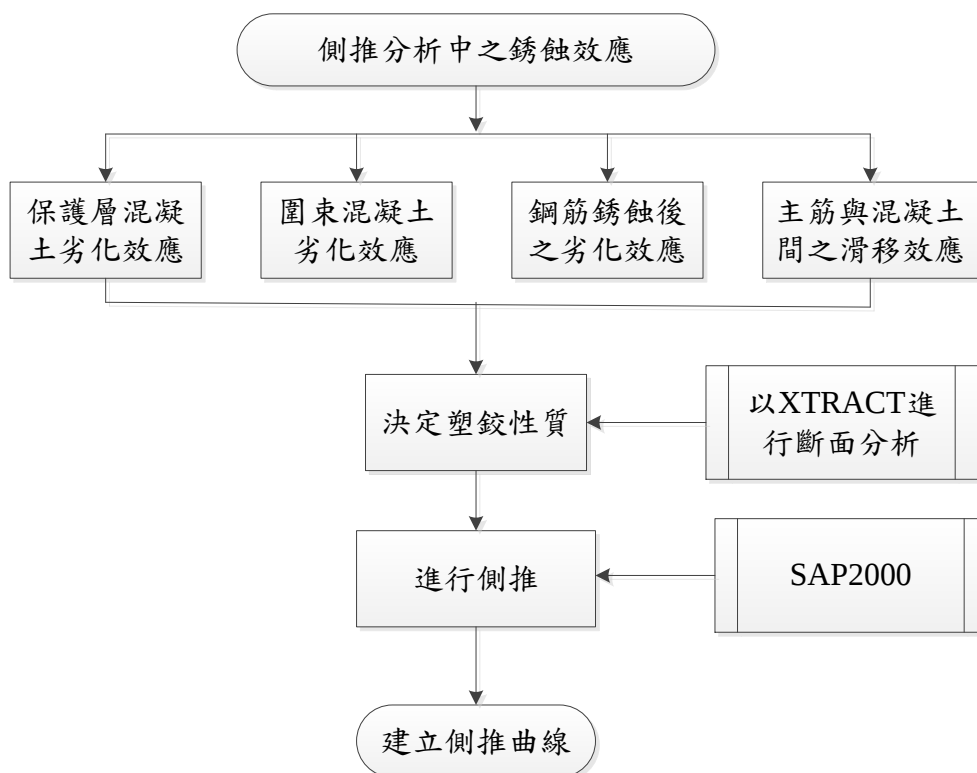


圖 4.2 本計畫規劃建置側推分析模式流程圖(2)

4.1.1 模式分析工作

模式建置主要工作可分為：1.建置塑鉸分析模式；2.建置側推分析模式。工作內容與理論背景詳述如下。

1.建置塑鉸分析模式

本階段預計利用 Matlab (The MathWorks. 2010) 為平台，開發程式以求橋柱塑鉸的特性。塑鉸的材料模型將採用其完整線性與非線性行為，同時根據本計畫第四階段研究成果，考慮劣化對材料性質的影響。塑鉸受撓曲與剪力作用的行為，將考慮撓曲與剪力各自獨立以及交互作用的影響。以下進一步詳述擬採用的混凝土與鋼筋的材料模型，以及塑鉸的撓剪行為。

混凝土材料模型

進行柱體中混凝土的應力-應變分析時，其斷面的混凝土將分成：(1)圍束區；與(2)無圍束區，以下分述擬採用的行為模型。

(1) 圍束區內之混凝土：即核心混凝土，指受橫向箍筋所包圍之區域。

有關圍束混凝土之應力－應變曲線的理論於近三十年來發展的相當多，一般有關受箍筋圍束混凝土的應力-應變曲線，Mander 等人所發展之圍束混凝土組成律（Mander et al. 1984與Mander et al. 1988）為國內學者常採用的分析模式之一，本階段計畫針對試體構架特性亦採用此理論進行分析，其方法敘述如下：

Mander等人（1988）提出之適用於矩形及圓形RC 斷面之圍束混凝土組成律，係假設在一緩慢應變速率(slow strain rate)與單向載重(monotonic loading)條件下，由橫向鋼筋圍束之混凝土軸向壓應力 f_c 隨著圍束混凝土壓應變 ε_c 之增加而遞增，於 f_c 到達一最高值 f'_{cc} 後開始遞減，最終到達一極限應變 ε_{cu} 後才產生破壞。對於矩形斷面之圍束應力-應變曲線，其中圍束混凝土之縱向壓應力強度 f_c 計算如下：

當圍束混凝土應變在 $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 時，

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \dots\dots\dots (4.1)$$

式中：

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (4.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad \text{kgf/cm}^2 \dots\dots\dots (4.5)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \dots\dots\dots (4.6)$$

式中： f'_{cc} =圍束混凝土之抗壓強度； x =正規化之混凝土應變； ε_c

=圍束混凝土之壓應變； ε_{cc} =圍束混凝土於應力 f'_{cc} 時之壓應變； ε_{c0} =無圍束之混凝土在抗壓強度 f'_c 時之壓應變（Mander 建議 ε_{c0} 可取為0.002）； r =參數； E_c =混凝土之彈性模數； E_{sec} =圍束混凝土之割線模數。其中 f'_{cc} 值與圍束應力 f'_1 有關，考量橫向鋼筋並非對所有的核心混凝土均能產生圍束作用。因此在計算圍束應力時，對於不同的橫向鋼筋配置方式，必須乘上其有效圍束係數 k_e 來進行折減：

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6B'D'_h}\right) \left(1 - \frac{s'}{2B'}\right) \left(1 - \frac{s'}{2D'_h}\right)}{1 - \rho_{cc}} \dots\dots\dots (4.7)$$

式中： w'_i =相鄰軸向鋼筋之淨間距； s' =橫向鋼筋之淨間距； ρ_{cc} =縱向鋼筋之斷面積總合與圍束區域內混凝土斷面面積之比值； D'_h =混凝土斷面受圍束部分之 x 向長度； B' =混凝土斷面受圍束部分之 y 向長度。由於矩形斷面一般均採用矩形橫向鋼筋配置，因此圍束應力 f'_1 在 x 向和 y 向不一定相同， x 向及 y 向之有效圍束應力 f'_{1x} 與 f'_{1y} 可由下列計算方式而得：

$$f'_{1x} = k_e f_{1x} \dots\dots\dots (4.8)$$

$$f'_{1y} = k_e f_{1y} \dots\dots\dots (4.9)$$

其中， f_{1x} 及 f_{1y} 分別為斷面之橫向鋼筋圍束應力，計算如下：

$$f_{1x} = \frac{A_{sx}}{sB'} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \dots\dots\dots (4.10)$$

$$f_{1y} = \frac{A_{sy}}{sD'_h} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \dots\dots\dots (4.11)$$

式中： ρ_x ， ρ_y =矩形斷面在 x 向及 y 向之橫向鋼筋體積比； f_{yh} =橫向鋼筋之降伏強度； A_{sx} ， A_{sy} =矩形斷面在長向及短向之橫向鋼筋總面積； s =橫向鋼筋之間距。根據上式可分別求出兩個不同方向之有效圍束應力，再比較 f'_{1x}/f'_c 與之 f'_{1y}/f'_c 大小，大者為最大圍束應力比，小者則為最小圍束應力比，經由查表，可得到圍束抗壓強

度比 f'_{cc}/f'_c ，即可進而求得矩型斷面中圍束區域內的混凝土抗壓強度。而圍束混凝土之極限壓應變 ε_{cu} 可由下式表示：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \rho_s \varepsilon_{su} \frac{f_{yh}}{f'_{cc}} \dots\dots\dots (4.12)$$

式中： ρ_s =橫向鋼筋量比； ε_{hu} =橫向鋼筋之極限應變。

(2)無圍束之混凝土：指橫向箍筋外未受任何圍束之混凝土。只要針對前述圍束混凝土相關計算公式令圍束應力 $f'_1=0$ ，並改變下列之參數，

代入圍束混凝土的公式計算即可： $f'_{cc}=f'_c$ ； $\varepsilon_{cc}=\varepsilon_{c0}$ ； $x=\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}$ ；

$$E_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_{c0}} \text{。}$$

上述僅適用於 $\varepsilon_c < 2\varepsilon_{c0}$ ，但當混凝土應變增加至 $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ 時，則混凝土之應力-應變曲線會呈現線性減少至混凝土剝落應變 ε_{sp} ，一般採用混凝土剝落應變 $\varepsilon_{sp}=0.005$ 。因此無圍束混凝土應力 f_c 與應變 ε_c 之關係如下所示：

(1)當 $\varepsilon_c < 2\varepsilon_{c0}$ 時

$$f_c = \frac{f'_c x r}{r-1+x^r} \dots\dots\dots (4.13)$$

(2)當 $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ 時

$$f_c = f'_c \left(\frac{2r}{r-1+x^r} \right) \left(1 - \frac{\varepsilon_c - 2\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{sp} - 2\varepsilon_{c0}} \right) \dots\dots\dots (4.14)$$

(3)當 $\varepsilon_{sp} < \varepsilon_c$ 時

$$f_c = 0 \dots\dots\dots (4.15)$$

鋼筋材料模型

鋼筋材料模型擬採用 Mirza and MacGregor (1979) [22] 所提出之應力-應變曲線模式，可分成三個階段：(1)彈性階段、(2)塑性階段和(3)

應變硬化階段，而三個階段之鋼筋應力與應變之關係如下所示：

(1)彈性階段：當 $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ 時， $f_s = E_s \varepsilon_s$

式中： ε_y =鋼筋之降伏應變； E_s =鋼筋之彈性模數。

(2)塑性階段：當 $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ 時， $f_s = f_y$

式中： f_y =鋼筋之降伏強度； ε_{sh} =縱向鋼筋達應變硬化階段之起始應變，對於一般鋼筋($f_s = 2800 \text{ kgf/cm}^2$)可取 $\varepsilon_{sh} = 14\varepsilon_y$ ，若為高強度鋼筋($f_s = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)則採用 $\varepsilon_{sh} = 5\varepsilon_y$ 。

(3)應變硬化階段：當 $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ 時，

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r_s + 1)^2} \right] \dots\dots\dots (4.16)$$

式中：

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r_s + 1)^2 - 60r_s - 1}{15r_s^2} \dots\dots\dots (4.17)$$

$$r_s = \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{sh} \dots\dots\dots (4.18)$$

式中： f_{su} =鋼筋之極限強度，本階段計畫取 $f_{su} = 1.5f_y$ ； ε_{cu} =鋼筋之極限應變，對於一般鋼筋($f_s = 2800 \text{ kgf/cm}^2$)可取 $\varepsilon_{cu} = 0.14 + \varepsilon_{ch}$ ，若為高強度鋼筋($f_s = 4200 \text{ kgf/cm}^2$)則取 $\varepsilon_{cu} = 0.12$ 。

塑鉸撓剪行為

本研究擬採用Sung et al (2005)與陳彥豪(2005)^[11]所提出的方法模擬塑鉸受聯合撓曲與剪力作用的行為，根據該模式，塑鉸受撓剪行為，依破壞模式不同，可區分為三種：(1)撓曲破壞；(2)撓剪破壞；以及(3)剪力破壞。以下先詳述預測撓曲行為的彎矩與曲率分析，接著闡述剪力強度的預測模式，最終詳述撓剪各自獨立或交互作用的三種破壞模式。

撓曲行為

本研究擬採斷面彎矩與曲率分析求取撓曲行為，該分析藉由漸增斷面曲率值，在滿足材料組成率（式4.1至4.18）、變形諧和（平面在撓曲旋轉後仍保持平面）與力平衡三大條件下，逐步求得相對應的彎矩值，最終建立完整斷面彎矩與曲率關係。圖4.4顯示典型彎矩與曲率關係。由圖4.3可知，該關係在達開裂彎矩 M_{cr} 與曲率 ϕ_{cr} 前保持線性，開裂後中性軸移動，受壓區縮減，勁度下降，但彎矩與曲率關係仍近似線性，直至第一根縱向鋼筋降伏，所對應之彎矩與曲率分別為降伏彎矩 M_y 與降伏曲率 ϕ_y ，降服後彎矩與曲率關係開始軟化，呈現顯著轉折，隨著曲率進一步增加，最終材料達其極限應變，其定義如前節所述，此時彎矩與曲率分別為極限彎矩 M_u 與極限曲率 ϕ_u 。

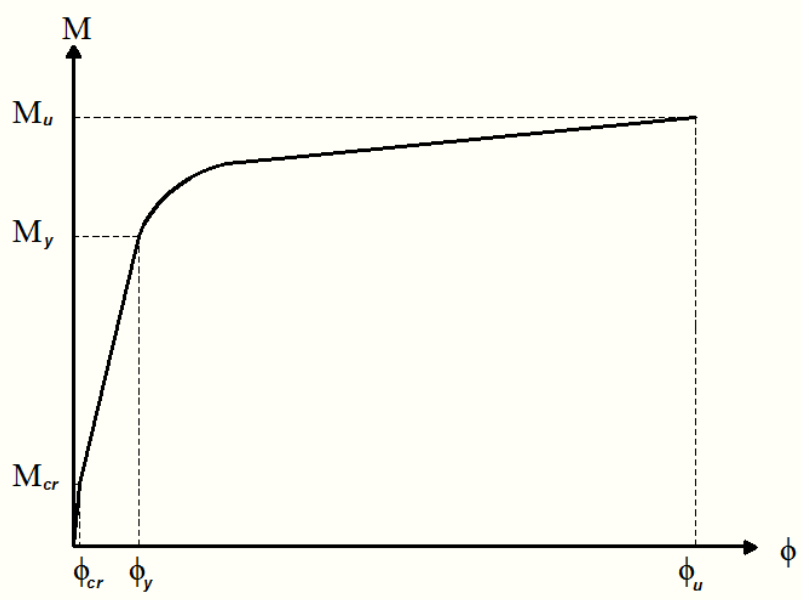


圖 4.3 典型塑鉸斷面曲率與彎矩之關係

剪力行為

塑鉸剪力行為之求取，本計畫擬採用國內橋梁耐震設計規範（交通部，2008）之模式，該模式乃參考Priestley等人（1994）與Aschhiemand等人（1992）之研究，考慮鋼筋混凝土柱在承受地震力作用時，混凝土的剪力強度會隨柱韌性之增大而呈現遞減的現象。該模式規定橋墩之標稱剪力強度 V_n (kgf)計算如下：

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (4.19)$$

箍筋提供之剪力強度 V_s (kgf)計算如下，但不得超過 $2.12\sqrt{f'_c}A_e$ (kgf)：

$$V_s = \frac{\pi A_h f_{yh} D}{2 \alpha} \quad (\text{圓形斷面}) \dots\dots\dots (4.20)$$

$$V_s = A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a} \quad (\text{矩形斷面}) \dots\dots\dots (4.21)$$

橋柱塑鉸區混凝土剪力強度 V_c (kgf)依下式計算：

$$V_c = 0.53(k + F)\sqrt{f'_c}A_e \dots\dots\dots (4.22)$$

$$k = \frac{R_{max} - R}{R_{max} - 1} \geq 0 \dots\dots\dots (4.23)$$

$$R = \frac{\theta}{\theta_y} \dots\dots\dots (4.24)$$

$$R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \dots\dots\dots (4.25)$$

式中： A_{sh} =沿剪力方向箍筋之總斷面積(含輔助繫筋) (cm^2)； d = 沿剪力方向柱之有效深度(cm)； a =剪力鋼筋之垂直間距(cm)； A_e =有效剪力面積，可取為 $0.8A_g$ (cm^2)； F =與軸力有關之調整係數， $F = \frac{N}{140A_g}$ (軸力為壓力時)， $F = \frac{N}{35A_g}$ (軸力為拉力時)； N =軸力(kgf)，壓力時取正值，拉力時取負值； k =混凝土剪力強度折減因子； A_g =柱之全斷面積(cm^2)； D =圓柱圍束區域之直徑(cm)。根據前述定義，圖4.4顯示剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係。由圖可知，在韌性尚未發揮前，剪力強度保持定值，韌性發揮後，剪力強度隨韌性呈線性遞減直至韌性容量 R_{max} 。

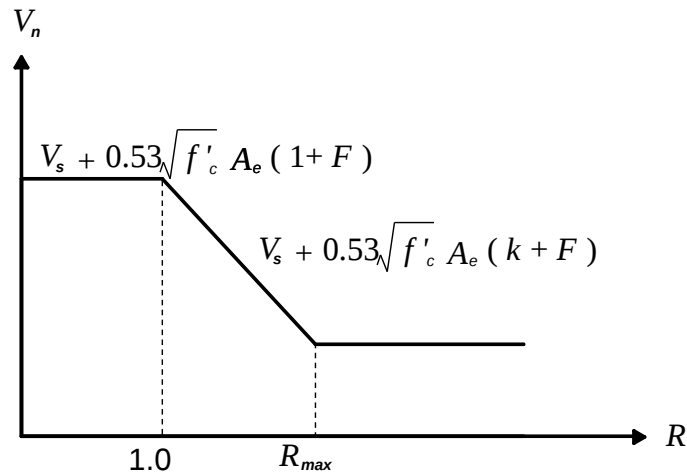


圖 4.4 剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係

塑鉸破壞模式

塑鉸破壞模式之決定，需先將剪力行為以塑鉸斷面彎矩與曲率關係表達，再與撓曲行為相互比較，詳述如下。

(1)以塑鉸斷面彎矩與曲率關係表達剪力行為：

假設柱固定端至自由端或反曲點之長度為 l ，在其自由端受一水平的集中力 V ，則固定端彎矩 M 與剪力 V 的關係如下：

$$M = V \times l \dots\dots\dots (4.26)$$

而韌性 R 的定義為：

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y} \dots\dots\dots (4.27)$$

式中： θ_u =構材最大總轉角； θ_y =構材降伏轉角； θ_p =最大塑性轉角，其值為 θ_u 與 θ_y 之差。透過式(4.26)與(4.27)，可分別將剪力強度 V_n 與韌性容量 R 之關係，轉換成彎矩與轉角之關係，如圖4.5所示：

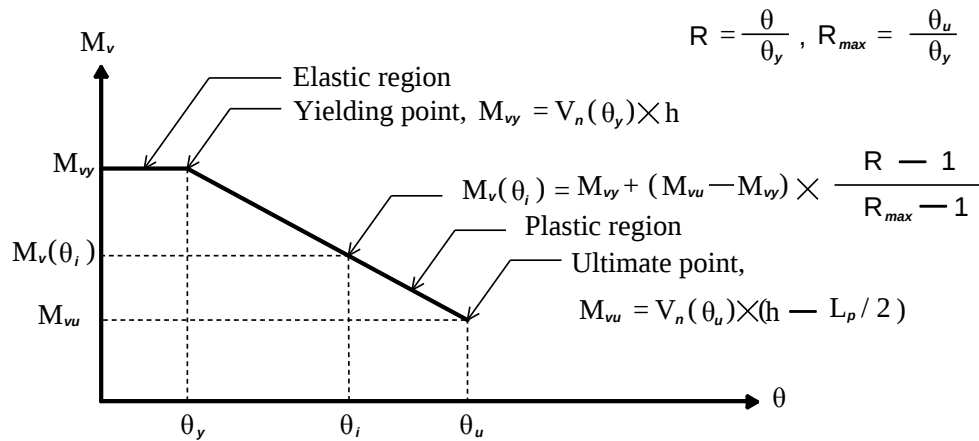


圖 4.5 剪力強度對應彎矩與轉角之關係

(2)建立塑鉸特性：

塑鉸破壞模式可由撓曲行為（圖4.4）與剪力行為（圖4.5）之比較獲得，破壞模式確認後，塑鉸特性即可建立：塑鉸特性於載重施加之初由撓曲曲線表示，若達最大轉角前皆不與剪力曲線交會，如圖4.6所示，則其行為為構件韌性充分發揮的撓曲破壞模式，其特性可由撓曲曲線表達，如圖中紅線所示；若在降服轉角與最大轉角之間與剪力曲線交會，如圖4.7所示，則其破壞模式為韌性部分發揮的撓剪破壞，其特性在交會後由剪力曲線表達，如圖中紅線所示；若在轉角小於降服轉角前與剪力曲線交會，如圖4.8所示，則為突然無預警的剪力破壞模式，其特性在交會後亦由剪力曲線表達，如圖中紅線所示。

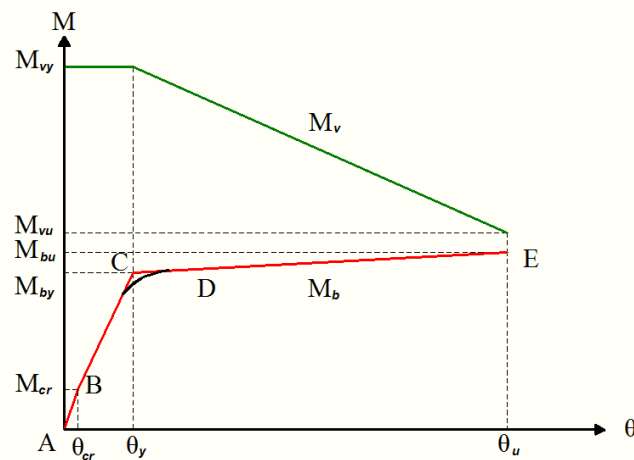


圖 4.6 撓曲破壞模式

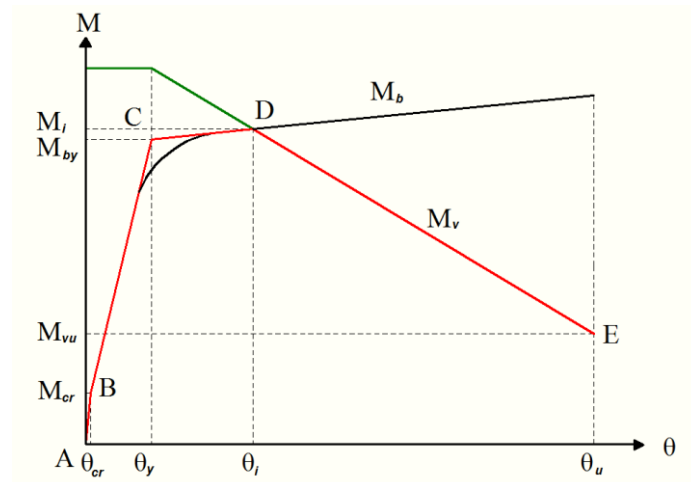


圖 4.7 撓曲剪力破壞模式

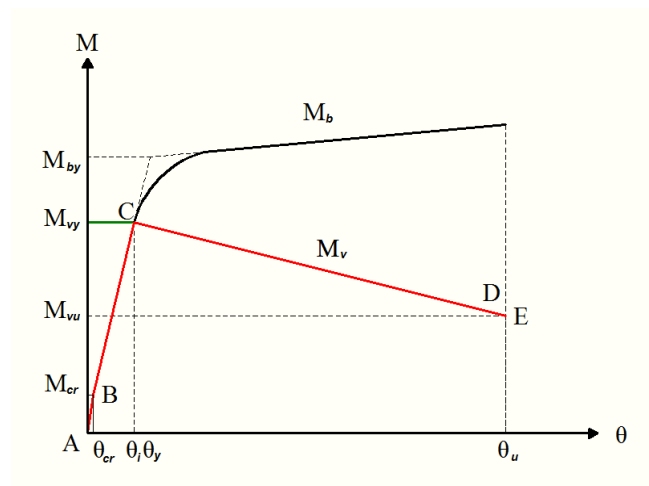


圖 4.8 剪力破壞模式

(2)建置側推分析模式

本計畫擬建置的側推分析模式可分為五個部分：(1)建置橋梁有限元素模型；(2)匯入塑鉸特性；(3)建立容量曲線；(4)建立容量震譜；(5)求取 A_y 與 A_c 值。本階段計畫將以SAP2000 (CSI 2010) 軟體為平台，建置前述側推分析模式；並擬利用Matlab (The MathWorks. 2010) 為平台，開發程式求取塑鉸特性，該程式將與SAP2000整合，使側推模式更為迅速、有效率。建置橋梁有限元素模型時，將考慮土壤與結構之互制效應，以及港灣中心跨河橋梁計畫案對於橋墩裸露深度之研究結果。以下進一步闡述擬採用的土壤與結構互制行為，容量曲線與震譜建置方法，以及求取 A_y 與 A_c 值之方法。

基礎與土壤互制行為

關於基礎與土壤互制行為中勁度之模擬，本階段計畫將採用目前工程界普遍所採用之分析理論方法。即基礎受力後之斷面力與地層反力是依據彈性基礎之有限梁理論分析。其結構分析模式均考慮基礎為梁元素模擬，而基礎周遭及底面之地層則視為支承彈簧，作為模擬實際地層之應力與應變行為，地層則假設為完全彈塑性體。等值土壤彈簧即沿著基礎不同深度設置水平等值土壤彈簧，並於底面設置垂直等值土壤彈簧。然而，影響土壤彈簧之參數涉及甚廣，通常係依工址土壤性質而定，大致上包含了土壤種類、地質條件、基礎型式以及施工方式等。在此複雜的情況欲進行等值土壤彈簧之模擬有其困難，因此根據橋梁工址現場鑽探資料，並參考相關經驗公式，係較為簡化且為目前工程界所接受的方式。而本階段計畫將引用公路橋梁耐震設計規範（所規定之等值彈簧做為分析之依據。以下針對本階段計畫所引用的等值土壤彈簧進行介紹。

由於本次計畫的橋墩種類皆為沉箱基礎，故只列出沉箱基礎部分的公式：

(1) 地盤反力係數：

$$\begin{cases} k_H = 1.2k_{H_0} \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4} \\ B_H = \sqrt{A_H} \end{cases} \dots\dots\dots (4.28)$$

其中

k_{H_0} ：水平向地盤反力係數基準值(kg/cm³)

B_H ：垂直於荷重方向之等值荷重寬度(cm)

A_H ：水平向荷重面積(cm²)

(2) 地盤反力係數基準值：

$$\begin{aligned} k_{H_0} &= \frac{1}{30} E_D = k_{v_0} \\ E_D &= 2(1 + \nu_D)G_D \dots\dots\dots (4.29) \end{aligned}$$

$$G_D = \frac{r_t}{10g} V_{SD}^2$$

其中

k_{v_0} ：鉛垂向地盤反力係數基準值(kg/cm³)

E_D ：土壤動態性模數(kg/cm²)

ν_D ：土壤動態柏松比(poisson's ratio)

G_D ：土壤動態剪力彈性模數(kg/cm²)

r_t ：土壤單位體積重(t/m³)

V_{SD} ：土層之剪力波速(m/sec)

$$V_{SD_i} = C_v \times V_{S_i}$$

$$C_v = \begin{cases} 0.8 & (V_{S_i} < 300\text{m/s}) \\ 1.0 & (V_{S_i} \geq 300\text{m/s}) \end{cases}$$

V_{SD_i} ：計算土壤彈簧常數用之第i層土壤平均剪力波速

V_{S_i} ：第i層土壤平均剪力波速

C_v ：修正係數

有關土壤動態柏松比 ν_D 之值對於沖積層及洪基層土壤於水為之上取為0.45，水位之下則取為0.5，而對於軟岩及硬岩則分別取為0.4及0.3。

(3)土壤與基礎結構互制之彈簧常數

$$K_y = 2b \left(\frac{1}{2k_{H1}l_1} + k_{H2}l_2 + k_{H3}l_3 \right) + k_{SB}A_B \dots\dots\dots(4.30)$$

$$K_z = k_v A_B$$

$$K_{\theta x} = 2b \left[\frac{1}{4k_{H1}l_1^3} + \frac{1}{3k_{H2}l_2^3} + \frac{1}{k_{H3}l_3^3} + k_{H2}(l_l + l_2)l_1l_2 \right. \\ \left. + k_{H3}(l_l + l_2 + l_3)(l_l + l_2)l_3 \right] + k_{SB}A_B l^2 + k_v I_B$$

$$K_{y\theta x} = -2b \left[\frac{1}{3k_{H1}l_1^3} + k_{H2}l_2 \left(l_l + \frac{1}{2l_2} \right) \right. \\ \left. + k_{H3}l_3 \left(l_l + l_2 + \frac{1}{2l_3} \right) \right] - k_{SB}A_B l$$

其中，

l ：沉箱於耐震設計用地盤面下之深度

l_1, l_2, l_3 ：土層厚度

$2b$ ：沉箱寬度

A_B ：沉箱底部面積

I_B ：沉箱底部二次慣性矩

k_{H1}, k_{H2}, k_{H3} ：各土層之水平向地盤反力係數

K_y ：沉箱底部垂直向地盤反力係數

k_{SB} ：沉箱底部水平向地盤反力係數

容量曲線與容量震譜

對於容量曲線(Capacity Curve)之求取，本計畫擬在受分析橋梁上加上一組，按照該橋梁主要震動型態分配之水平力，然後照比例增加該水平力直到橋梁極限狀態，以求橋梁由初始線性至非線性階段，完整水平位移與總橫力的關係，該關係稱為容量曲線(Capacity Curve)。獲得容量曲線後，再以下述公式將其轉換成加速度與位移譜格式(Acceleration-Displacement Response Spectra, ADRS)，轉換後容量曲線稱為容量震譜(Capacity spectrum)，震譜的橫軸代表譜位移 S_d ，縱軸代表譜加速度 S_a 。

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots (4.31)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{deck}}{(PF_1 \times \phi_{deck,1})} \dots\dots\dots (4.32)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (4.33)$$

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (4.34)$$

式中： S_a =譜加速度值； V =基底剪力； W =重力載重； α_1 =第一振態的振態質量係數(modal mass coefficient)； S_d =譜位移值； Δ_{deck} =上部結構(superstructure)質心位移； PF_1 =第一振態的參與因子(Participation factor)； $\phi_{deck,1}$ =第一振態振形在上部結構質心的振幅； w_i =第*i*層的結構重量； $\phi_{i,1}$ =第一振態振形在第*i*層的振幅； g =重力加速度。

橋梁在地震下的加速度與位移反應的求取，首先將代表工址的加速度與位移譜合併，轉換成加速度與位移譜格式(ADRS)，再將容量震譜疊加其上，求取兩譜的交會點，得橋梁受該工址地震下最大加速度與位移反應，此點又稱為性能點(performance point)。性能點的求取，需考量阻尼比異於5%時之修正，該修正可依橋梁有效阻尼比 β_{eff} ，由現行橋梁耐震設計規範(2008)內插得短週期與一秒週期結構之阻尼比調整係數 B_S 與 B_1 ，將水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 調整為 S_{DS}/B_S 與 S_{D1}/B_1 。橋梁有效阻尼比 β_{eff} 可由下式求取。

$$\beta_{eff} = \beta_e + \beta_{eqv} \dots\dots\dots (4.35)$$

式中： β_e =結構物固有阻尼比（一般取5%）； β_{eqv} =等值黏滯性阻尼比，需考慮因上部結構、下部結構及基礎土壤互制等值彈簧等之額

外阻尼貢獻，其算法如下所示。

$$\beta_{eqv} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \dots\dots\dots (4.36)$$

式中： E_D = 整體結構遲滯迴圈消散能量，求取方法可參照 ATC-40(1996)； E_S = 遲滯迴圈最大彈性能。

求取 A_y 、 A_c 值

由容量曲線與容量震譜的求取過程中，可知對應橋梁降服狀態的容量震譜座標（ a_y 、 d_y ），與極限狀態的容量震譜座標（ a_c 、 d_c ），此兩狀態所分別對應的地表加速度即為降服地表加速度 A_y 與崩塌地表加速度 A_c ， A_y 與 A_c 值可用以下公式求取。

$$A = \frac{aB(\beta_{eff})}{C} \dots\dots\dots (4.37)$$

式中： a = 橋梁降服加速度 a_y 或崩塌加速度 a_c ； A 為地表加速度，若 $a = a_y$ ，則 $A = A_y$ ，若 $a = a_c$ ，則 $A = A_c$ ； $B(\beta_{eff})$ = 阻尼比調整係數，如上節所述； C = 反應譜地表加速度與反應譜值之比例。

鹽害、中性化與握裹強度之考慮

本研究之材料劣化評估除推定橋梁各構件之腐蝕發生時間外，並進行各劣化材料性質預測，並將所得結果回饋至橋梁耐震能力評估階段。本研究依橋梁所處劣化環境條件以建立鋼筋腐蝕曲線，進而推估其鋼筋降伏強度折減曲線、極限握裹強度折減曲線與鋼筋彈性模數折減曲線等。以鋼筋腐蝕為例，本計畫主要考慮的劣化效應計有鹽害與中性化，其影響因子如圖4.9所示。

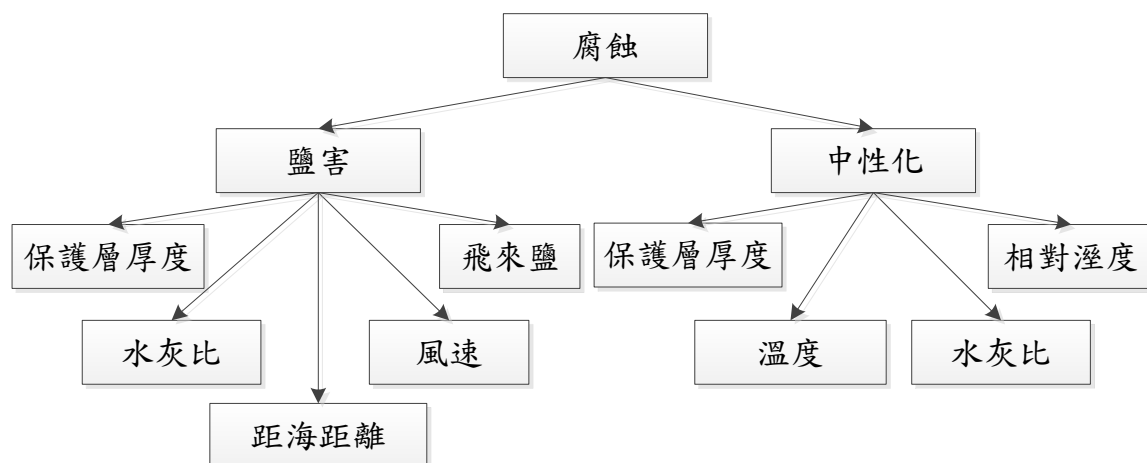


圖 4.9 劣化影響因子

對鹽害而言，鋼筋腐蝕可定義為最外層鋼筋之氯鹽量大於鋼筋腐蝕臨界氯鹽量，依內政部營建署結構混凝土施工規範CNS3090氯鹽量限制為0.3kg/m³。日本建築學會建議當中性化深度大於等於保護層厚度之機率大於10%時可視為鋼筋開始腐蝕。

鹽害造成鋼筋開始腐蝕的時間預測須利用飛來鹽衰減公式、混凝土表面附著氯鹽公式、以及氯離子擴散方程式等，以下分別說明。

一般以飛來鹽衰減公式預估橋梁所在位置之氯鹽量，而橋梁附近環境之氯鹽量未必完全殘留於混凝土表面，須利用混凝土表面附著氯鹽量公式，計算出混凝土表面附著氯鹽量 C_0 ，本計畫利用以下公式計算混凝土表面氯鹽濃度。

$$C_{air} = 1.5 \times (1.29 \times r \times u^{0.386} \times d^{-0.952}) \dots\dots\dots (4.38)$$

$$C_0 = 0.988 \times C_{air}^{0.379} \dots\dots\dots (4.39)$$

C_{air} ：飛來氯鹽量(mdd)

C_0 ：表面氯鹽濃度(kg/m³)

r ：風比率(海風吹拂時間比率)

u ：平均風速(m/s)

d ：海岸線距離(km)

得知飛來鹽衰減公式後，就可以得知某做橋梁的飛來鹽量 C_{air} ，將飛來鹽量帶入公式 4.40 得到混凝土表面附著氯鹽量 C_0 。

當混凝土處於腐蝕的環境下，外界的危害因子經由混凝土內部之連通孔隙，藉由擴散的方式，逐漸到達鋼筋表面，氯離子濃度與時間之關係，可以從 Fick's 定律來推估，如 4.40 式所示。氯離子從混凝土表面擴散至鈍化膜間的時間 t ，其中 D_c 為氯離子擴散係數。

$$Cl = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times c}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \dots\dots\dots (4.40)$$

Cl ：鋼筋位置氯鹽量(kg/m^3)

C_0 ：混凝土表面氯鹽量(kg/m^3)

c ：擴散距離，為混凝土保護層厚度(mm)

D_c ：氯離子擴散係數

$$\log D_c = -6.77(W/C)^2 + 10.1(W/C) - 3.14 (\text{cm}^2/\text{年}) \dots\dots\dots (4.41)$$

t ：材齡(年)

erf ：誤差函數

上述公式可以預測(或決定)鋼筋開始腐蝕的時間；

當確定鋼筋已開始腐蝕後，可以依下式計算鋼筋直徑變化量；

$$d_b(t, T_{corr}) = \begin{cases} d_{bi}, t \leq T_{corr} \\ d_b(t) = d_{bi} - \frac{1.0508(1 - (w/c))^{-1.64}}{d_c} (t - T_{corr})^{0.71}, T_{corr} < t \leq T_f \\ 0, t > T_f \end{cases} \dots\dots\dots (4.42)$$

w/c ：水灰比(龍門橋為 0.55)。

d_{bi} ：原始鋼筋直徑量(mm)。

d_b ：折減鋼筋直徑量(mm)。

T ：材齡(年)。

T_{corr} ：開始腐蝕時間。

T_f ：鋼筋完全折減時間(年)。

通常普通波特蘭水泥 (Normal Portland Cement) 其PH 值高達12~13，呈強鹼特性。環境中若含有 0.03%弱酸性的CO₂ 通過混凝土未完全充滿水的毛細孔道向內部氣態擴散並溶解在孔隙水裏，此時發生碳化反應，生成碳酸鈣混凝土碳化反應產生的 CaCO₃(碳酸鈣)，其PH 值約在8.5~10 之間(中性)，遠低於原本之PH 值，此即稱為中性化。中性化能使混凝土的孔隙率降低以充實混凝土的緻密性，進而減緩CO₂ 的擴散速率，但是亦會引發鋼筋脫鈍，在有足夠水和氧氣的條件下即產生自然電化學銹蝕。本計畫計算中性化腐蝕量的步驟如下：

潛伏期：

當鋼筋腐蝕機率超過10%之時間點視為”鋼筋腐蝕發生點”，其中，本計畫利用台灣科技大學邱建國教授所開發的程式(如下圖 4.10)預測開始腐蝕的時間。

環境條件	地區	台北		
	平均溫度℃	23.5	平均相對濕度(%)	76.6
	鋼筋直徑(mm)	16	保護層厚度(cm)	6.5
	中性化深度變異係數(建議值)	0.379015	水灰比(0.55)	0.55
材料條件	保護層厚度變異係數(建議值)	0.2	中性化速度係數A(cm/√年)	
	腐蝕時間與機率預測	規範機率(%)規範為10%	10	進展期腐蝕臨界量(直徑mm)
腐蝕時間與機率預測	開始腐蝕時間(year)		加速前期腐蝕臨界量(直徑mm)	
	腐蝕機率(%)			
	開始腐蝕時中性化深度(cm)			
	執行按鈕	☐ 100年 ☐ 50年 計算 清除		

圖 4.10 預測中性化初始時間之程式

(1) 進展期(開始腐蝕後)：

平均腐蝕量約 3×10^{-3} (mm/year)

c: 保護層厚度(mm)

ϕ : 鋼筋直徑(mm)

(2) 加速度期:

平均腐蝕量約 7×10^{-3} (mm/year)

保護層剝落或剝離發生之臨界量: $\Delta r_{cr} = 52(c / \phi) \times 10^{-3}$ (mm).. (4.43)

c: 保護層厚度(mm)

ϕ : 鋼筋直徑(mm)

根據上述，我們已經可以決定鹽害與中性之起始時間與後續之鋼筋折減量，因此，表 4-1 與表 4-2 所示為選定特定面積折減率下(如 5%)下，主筋與剪力筋之鹽害與中性化鋼筋腐蝕量計算結果。

表4-1 選定特定面積折減率下(如5%)之鹽害與中性化之主筋鋼筋腐蝕量計算

主筋 (初始直徑 = 16mm)				
年	氯離子 濃度	鹽害之直徑折減 (mm)	中性化之直徑折減 (mm)	面積折減率(含鹽害與 中性化)
202.00	0.28	0.00	0.41	5.00%
305.00	0.29	0.00	0.82	10.00%
366.00	0.30	0.00	1.25	14.99%
423.00	0.30	0.06	1.65	20.16%

表4-2 選定特定面積折減率下(如5%)，剪力筋之鹽害與中性化之鋼筋
腐蝕量計算

剪力筋 (初始直徑 = 13mm)				
年	氯離子濃度	鹽害之直徑折減 (mm)	中性化之直徑折減 (mm)	面積折減率(含鹽害與中性化)
202	0.30	0.00	0.46	6.98%
305	0.30	1.34	1.00	32.79%
366	0.31	2.28	1.43	48.87%
423	0.31	3.03	1.83	60.70%

材料強度折減

鋼筋楊氏係數、鋼筋降伏強度、鋼筋極限強度與極限應變的折減係數計算如下；

$$E_{cs} = (1 - 1.15(R_{avg}))E_{ss} \dots\dots\dots (4.44)$$

$$F_{cu} = (1 - 1.57(R_{avg}))F_{su} \dots\dots\dots (4.45)$$

$$F_{cy} = (1 - 1.98(R_{avg}))F_{sy} \dots\dots\dots (4.46)$$

$$\varepsilon_{cu} = (1 - 2.59(R_{avg}))\varepsilon_{su} \dots\dots\dots (4.47)$$

E_{ss} : 鋼筋腐蝕前之楊氏係數 (N/mm²)。

F_{sy} : 鋼筋腐蝕前之降伏強度(N/mm²)。

F_{su} : 鋼筋腐蝕前之極限強度(N/mm²)。

ε_{cu} :鋼筋之極限應變

R_{avg} : 平均斷面減少率(%)。

根據上述，在設定的主筋折減率下，鋼筋的應力應變關係如圖 4.11 所示。

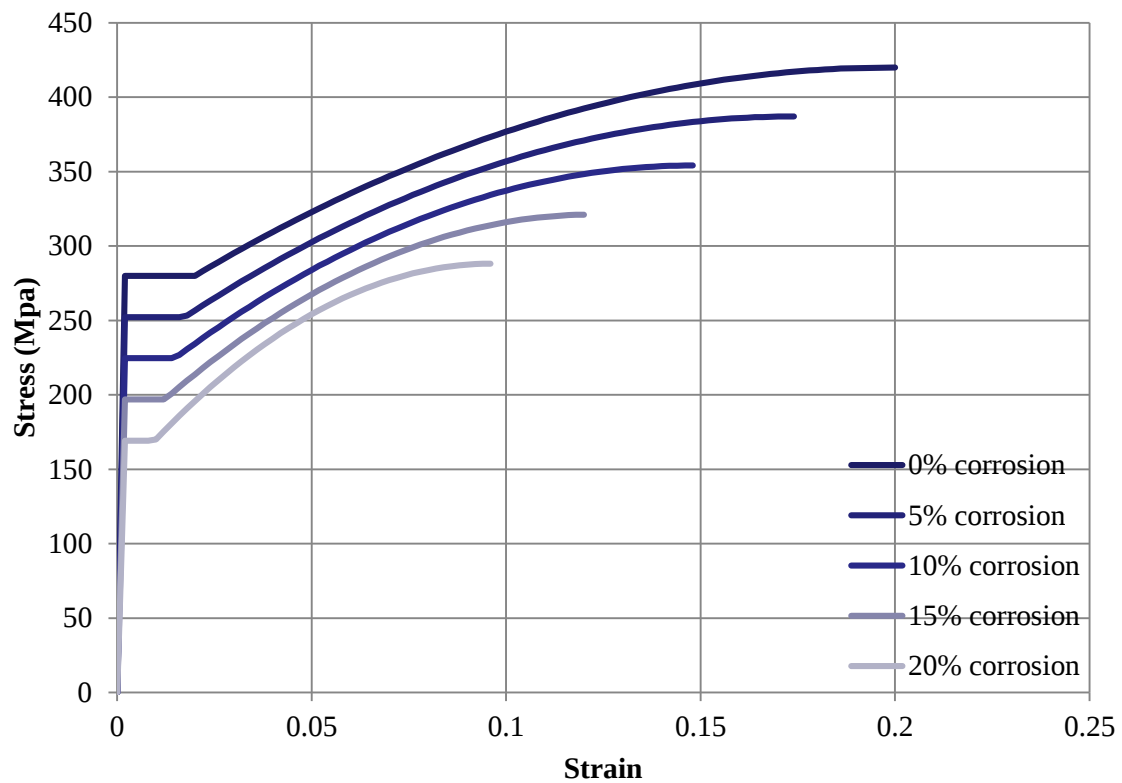


圖 4.11 主筋面積折減時之鋼筋之應力應變關係圖 (不考慮握裹力損失)

本計畫考慮主筋及箍筋受腐後混凝土軟化造成握裹強度降低，對鋼筋應力及應變之影響。當鋼筋受腐後若鋼筋要達到未受腐前之相同的應力，其所需之伸展長度需要更長。本計畫將鋼筋受腐後所需之伸展長度，模擬等效成達到其應力所需之應變長度，此為造成鋼筋受腐後極限應變變大的原因。圖4.12所示為考慮握裹力損失下之應力應變關係。

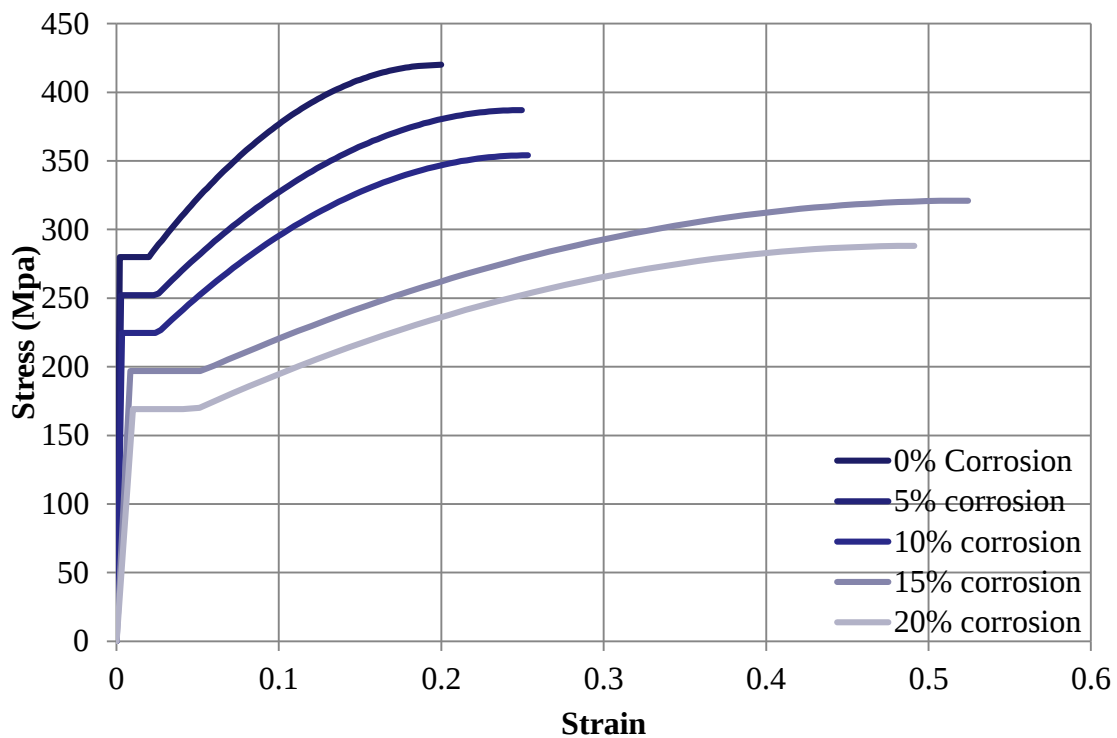


圖 4.12 主筋面積折減時之鋼筋之應力應變關係圖 (考慮握裹力損失)

4.1.2 選定分析橋梁

根據合約書本年度需新增分析三座橋梁，經由港研中心行文公路總局取得竣工圖說後，根據資料完整性，研究團隊選擇表4-3中三座橋梁，分別為北勢大橋、仙人橋與武嶺橋，竣工圖說節錄如圖4.13~圖4.15所示，後續將根據上述流程，分別完成側推分析。

表4-3 所選定分析橋梁

編號	工務段	路線名稱	橋名	竣工年	跨越河川
1	苗栗工務段	台 13 線 11k+500	北勢大橋	66	後龍溪
2	南投工務段	台 14 線 47k+441	仙人橋	74	烏溪
3	復興工務段	台 3 線 37k+040	武嶺橋	75	大漢溪

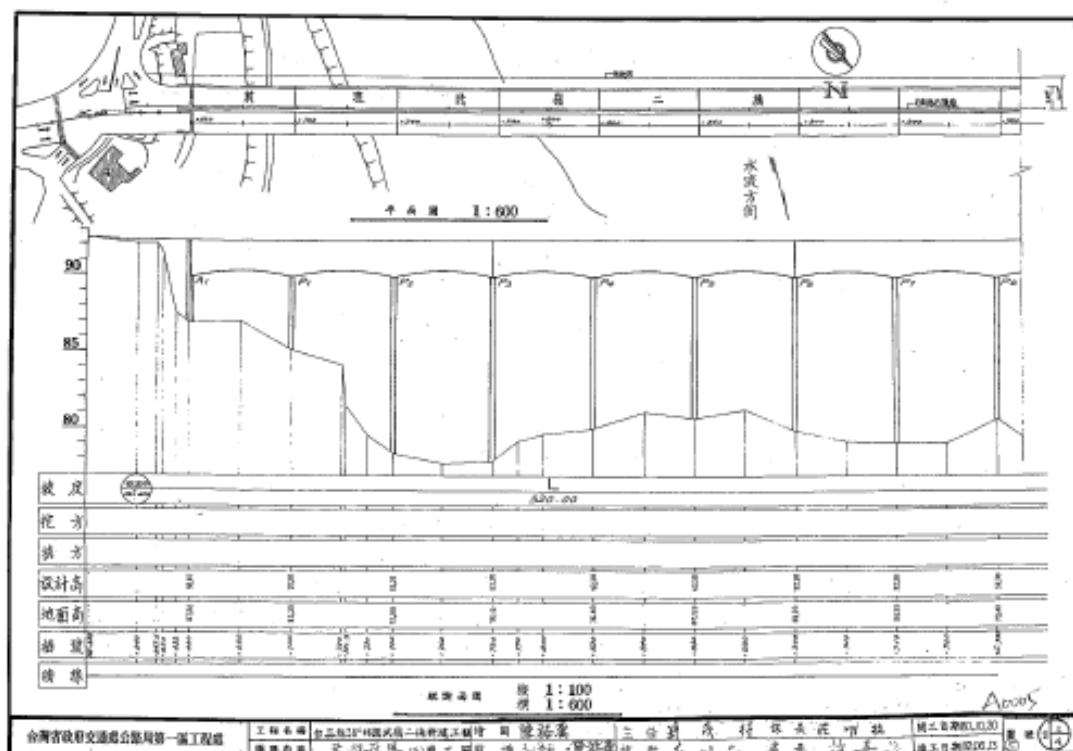


圖 4.15 武嶺橋竣工圖

4.1.3 選定橋梁分析結果

選定橋梁分別為(1)北勢大橋，(2)仙人橋，(3)武嶺大橋，以下分別說明：

4.1.3.1 武嶺大橋

武嶺大橋之整體有限元素模型如圖4.16所示，建立模型時係以振動單元為依據，根據竣工圖，此橋之振動單元有3跨，如圖所示。一般而言，竣工圖上於墩帽處(或伸縮縫處)會說明是否可移動(moveable)，若不可移動，則假設為鉸接。

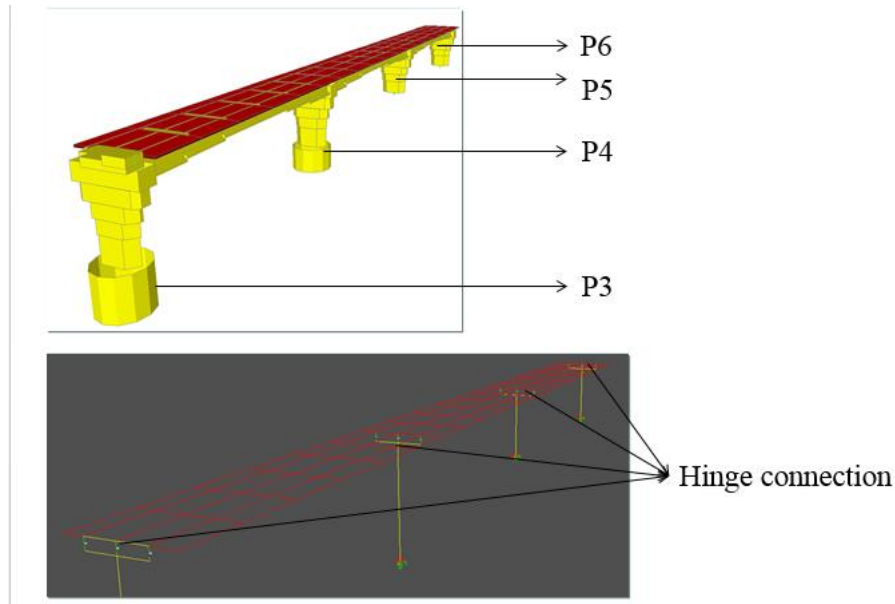


圖 4.16 武嶺橋 SAP2000 橋梁模型圖

圖4.17所示為武嶺橋上部結構之細部模擬：包括橫膈梁、預力梁與橋面版等。其中，由圖可知，本計畫以三個斷面模擬預力梁之漸變斷面。圖4.18所示為橋梁下部之模型圖，其中，類似於上部結構的作法，本計畫用三個不同的斷面模擬墩柱斷面的變化(section A~C)，而沉箱則以section D模擬。塑性鉸可能產生的位置分別為墩柱與沉箱的最底部(section C and D)，如圖4.19所示。

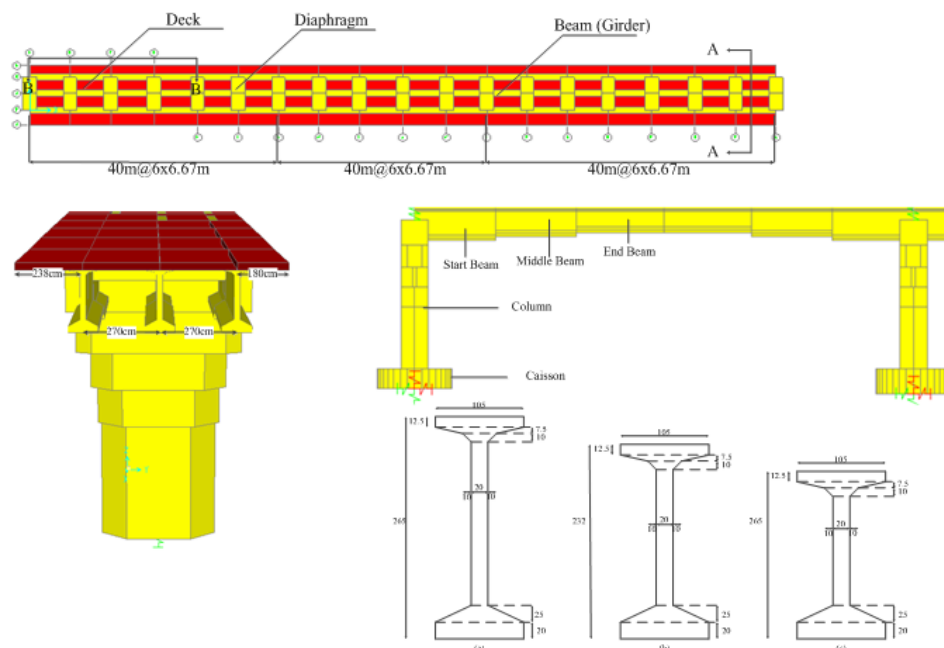


圖 4.17 武嶺橋橋梁上部結構模型圖

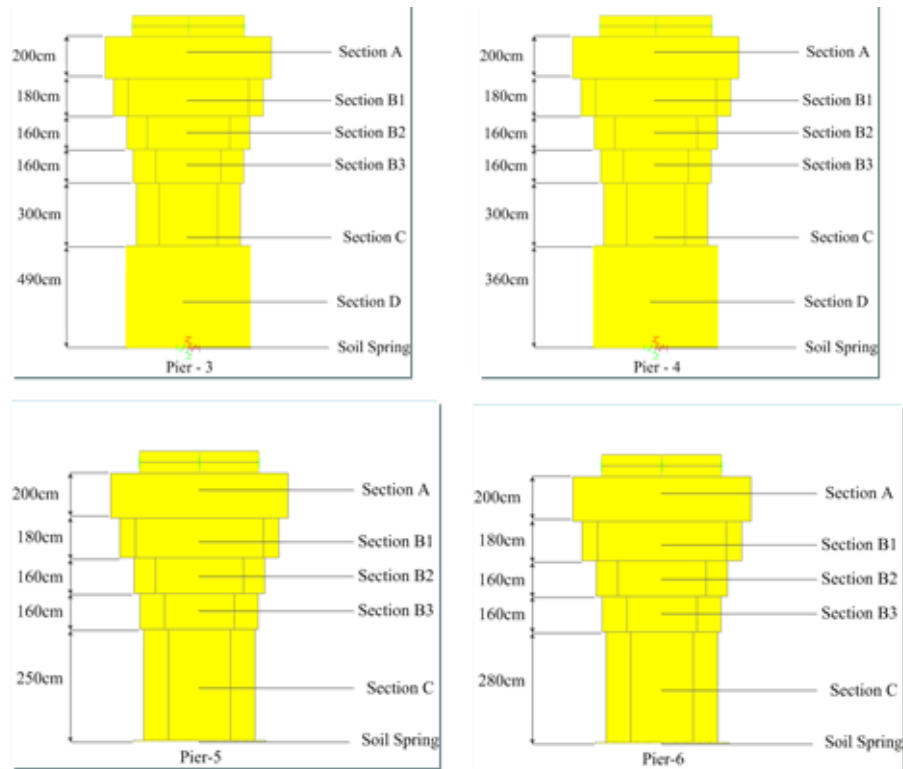


圖 4.18 武嶺橋下部結構模型圖

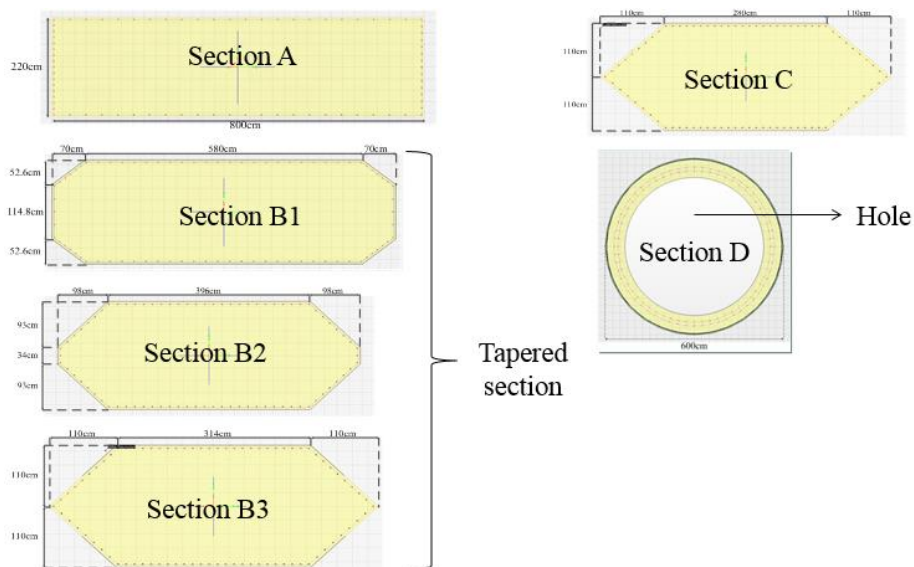


圖 4.19 武嶺橋墩柱斷面示意圖

武嶺大橋側推分析的結果如圖4.20與4.21所示，其中圖4.20之側推方向為垂直於車行方向，而圖4.21之側推方向則與車行方向平行。根據以上所述，武嶺大橋在無劣化及各個預設劣化狀況下之降伏地表加速度與崩塌地表加速度如表4-4所示。

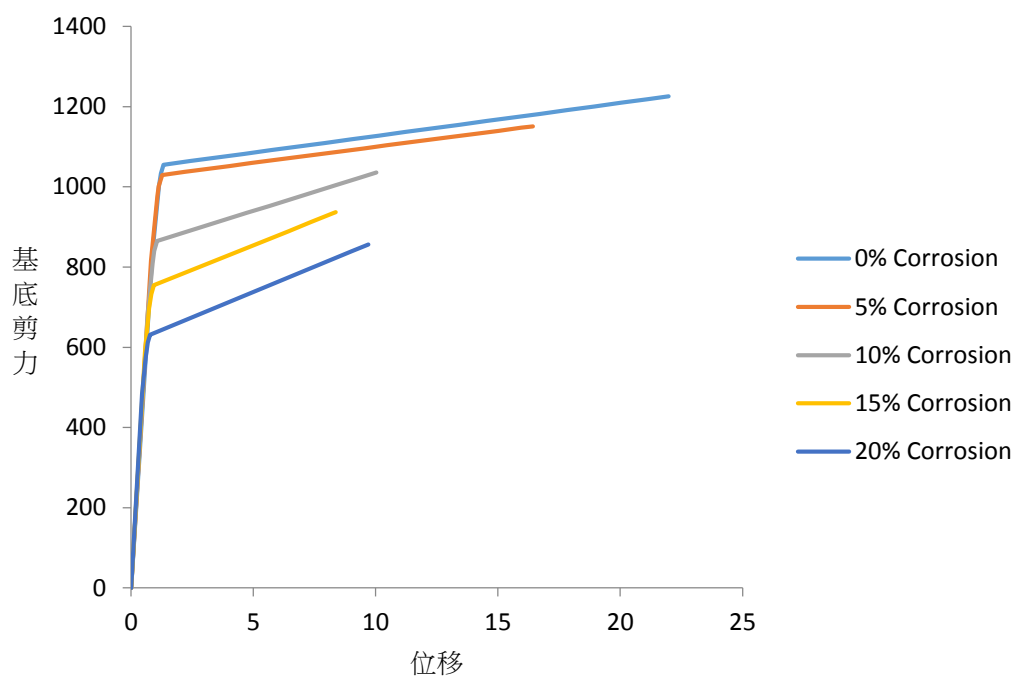


圖 4.20 垂直行車向(X 向) 側推分析圖

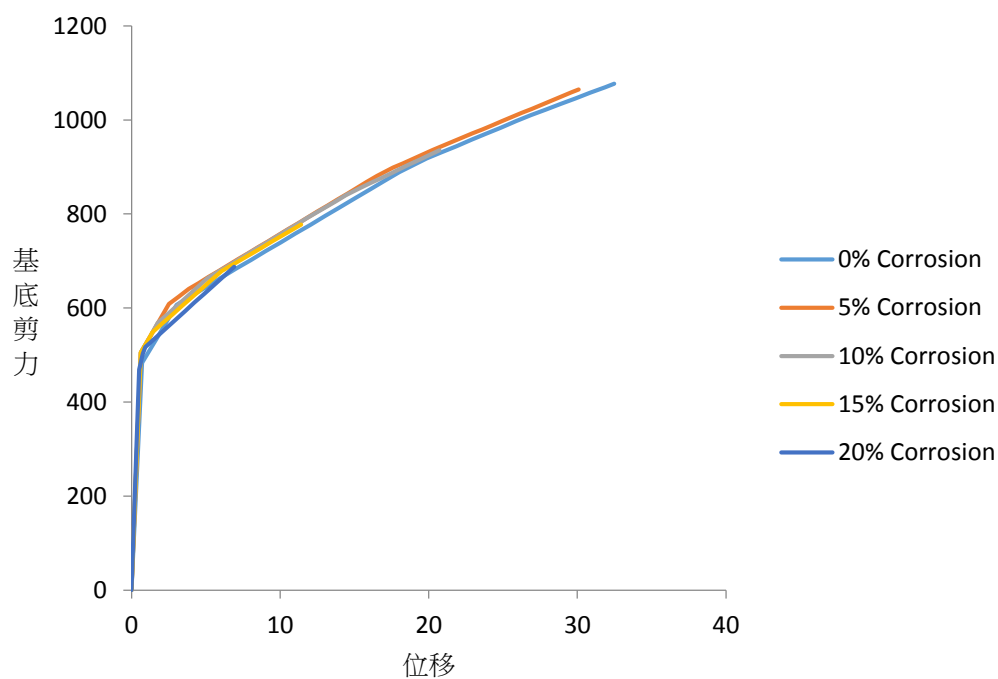


圖 4.21 平行行車向(Y 向)側推分析圖

表4-4 武嶺大橋 A_Y 、 A_C 分析結果

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服務年度
	位移 (cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	21.98	1225.64	0.068	1.328	0.250	21.98	0
5% 損失百分比	16.43	1151.12	0.061	1.272	0.202	16.428	202
10%損失百分比	10.03	1035.85	0.052	1.066	0.149	10.033	305
15%損失百分比	8.37	9636.68	0.042	0.828	0.128	8.366	366
20%損失百分比	9.7	856.40	0.038	0.776	0.131	9.700	423
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服務年度
	位移 (cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	32.48	1076.84	0.105	3.023	0.318	32.480	0
5% 損失百分比	30.09	1064.81	0.100	2.504	0.301	30.088	202
10%損失百分比	20.71	935.49	0.074	1.275	0.243	20.707	305
15%損失百分比	11.40	777.73	0.051	0.609	0.174	11.400	366
20%損失百分比	6.91	687.64	0.047	0.498	0.133	6.911	423

4.1.3.2 北勢大橋與仙人橋

因為這兩座橋梁的分析過程與武嶺大橋類似，因此，其過程不再說明，這兩座橋在無劣化及各種預設劣化狀況下之降伏地表加速度與崩塌地表加速度如表4-5與表4-6所示。

表4-5 北勢大橋 A_Y 、 A_C 分析結果

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	35.525	1039.461	0.0791	0.427	0.359	35.525	0
5% 損失百分比	33.406	993.877	0.0744	0.406	0.339	33.406	29
10%損失百分比	29.356	872.351	0.0717	0.394	0.302	29.356	61
15%損失百分比	24.222	638.073	0.0391	0.250	0.226	24.222	98
20%損失百分比	26.162	598.430	0.03854	0.248	0.229	26.162	138
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	10.108	1414.853	0.1067	0.348	0.227	10.108	0
5% 損失百分比	9.178	1347.81	0.1007	0.328	0.211	9.178	29
10%損失百分比	8.970	1266.405	0.0995	0.324	0.204	8.970	61
15%損失百分比	7.437	960.389	0.05995	0.192	0.157	7.437	98
20%損失百分比	7.998	906.39	0.05996	0.192	0.1595	7.998	138

表4-6 仙人橋 A_Y 、 A_C 分析結果

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服 務 年 度
	位 移 (cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	1.523	22989.172	0.431	1.193	0.722	1.523	0
5% 損失百分比	1.417	21426.865	0.426	1.184	0.658	1.417	798
10%損失百分比	1.329	20132.558	0.421	1.175	0.559	1.329	926
15%損失百分比	1.239	18821.686	0.418	1.170	0.524	1.239	1010
20%損失百分比	1.173	17848.262	0.403	1.127	0.475	1.173	1097
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_Y)		崩塌地表加速度(A_C)		服 務 年 度
	位 移 (cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	1.277	29326.046	0.448	0.824	0.675	1.277	0
5% 損失百分比	1.223	27935.811	0.436	0.800	0.635	1.223	798
10%損失百分比	1.023	23518.391	0.369	0.661	0.532	1.023	926
15%損失百分比	1.094	25016.879	0.358	0.626	0.571	1.094	1010
20%損失百分比	1.319	29941.713	0.396	0.708	0.666	1.319	1097

4.2 新增橋梁洪水臨界頻率分析案例

根據3.2節的描述，針對所選定橋梁分析洪水作用下臨界頻率的計算，詳細的計算流程如圖4.22所示。首先，預先選定數個沖刷深度值，並根據沖刷深度與河床斷面，決定振動單元中各個墩柱在計畫洪水位之流速比值，並根據規範計算各墩柱所承受動水壓之比值；同時，因為沖刷深度的存在，墩柱(或沉箱)的塑鉸性質與位置亦隨之改變需要重新計算。針對不同沖刷深度進行側推分析後，根據各個降伏點的連線可以決定跟橋梁的容量包絡線；並依據規範規定之動水壓值與側推分析所提供之力與位移的關係，決定該橋梁的需求包絡線。兩個包絡線的交點即為耐洪性能點，並根據此性能點決定臨界頻率，繼而計算臨界頻率比值。

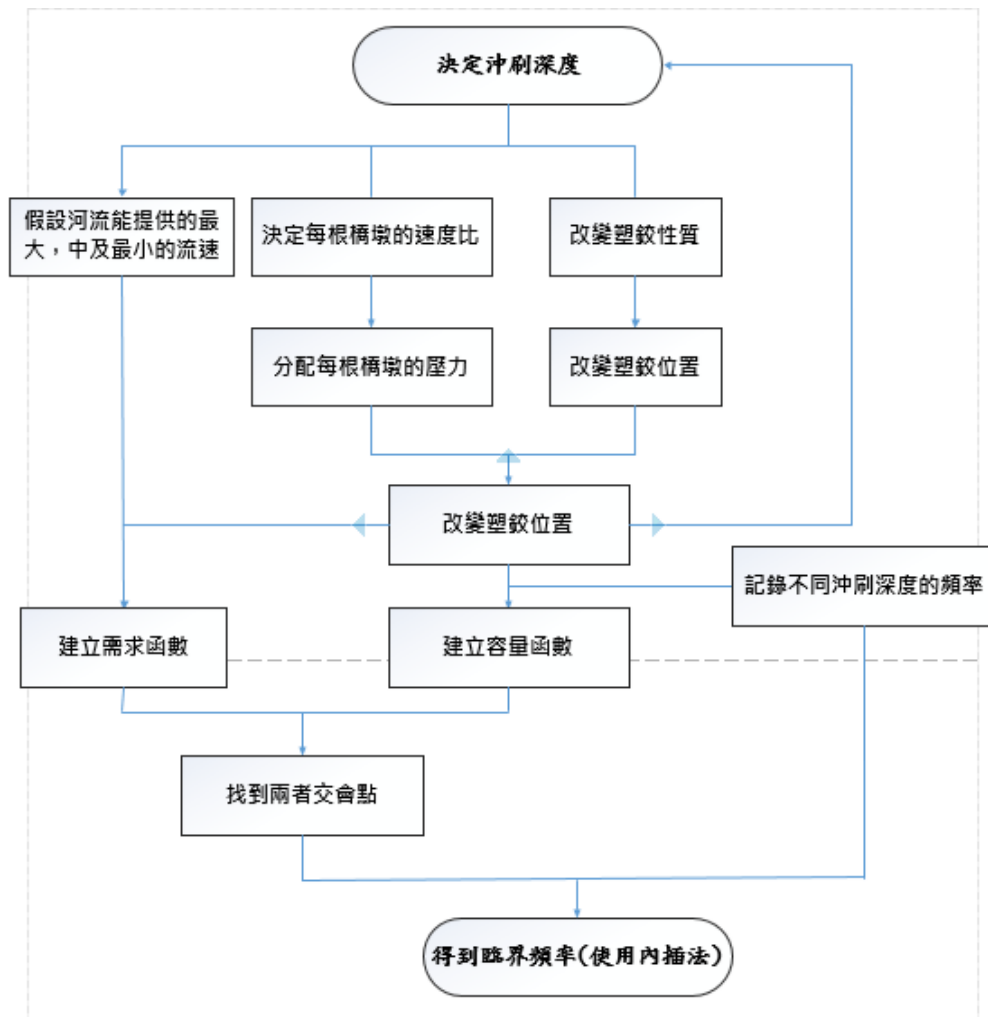


圖 4.22 橋梁洪水臨界頻率分析流程圖

值得注意的是，本計畫所提出的耐洪性能點受到流速與水位高的影響，亦即，不同的流速與水位高將導致不同的性能點，也將有不同的臨界頻率比值。因為流速是一個變數，目前本計畫選定兩個不同的流速作為計算的依據，分別為4m/s與7m/s。因為流速與水位高具有拋物線的關係，因此上述兩個流速值係指在無沖刷的情形下，振動單元中具有最高水位墩柱的流速，其他墩柱的流速則視河床斷面圖與計畫洪水位並依拋物線關係決定其流速大小。另、當沖刷發生時，墩柱水位高亦隨之改變，此時流速亦須根據拋物線關係進行修正。

圖4.23與圖4.24為武嶺大橋在流速7m/s時之耐洪性能點決定圖，兩圖的差異為側推分析時出刷深度增量的大小；經比較兩圖可知，沖刷深度增量須審慎選擇，增量過小將增加分析的成本；增量過大則所求得之臨界頻率(性能點)將有較大的偏差。根據分析結果(表4-7)，所選定的三座橋梁之耐洪臨界頻率比值最保守的估計約為0.72，此值與日本學者Nishimura在觀察約1000座現地量測橋梁資料的結論相近(0.7 ~ 0.85)。

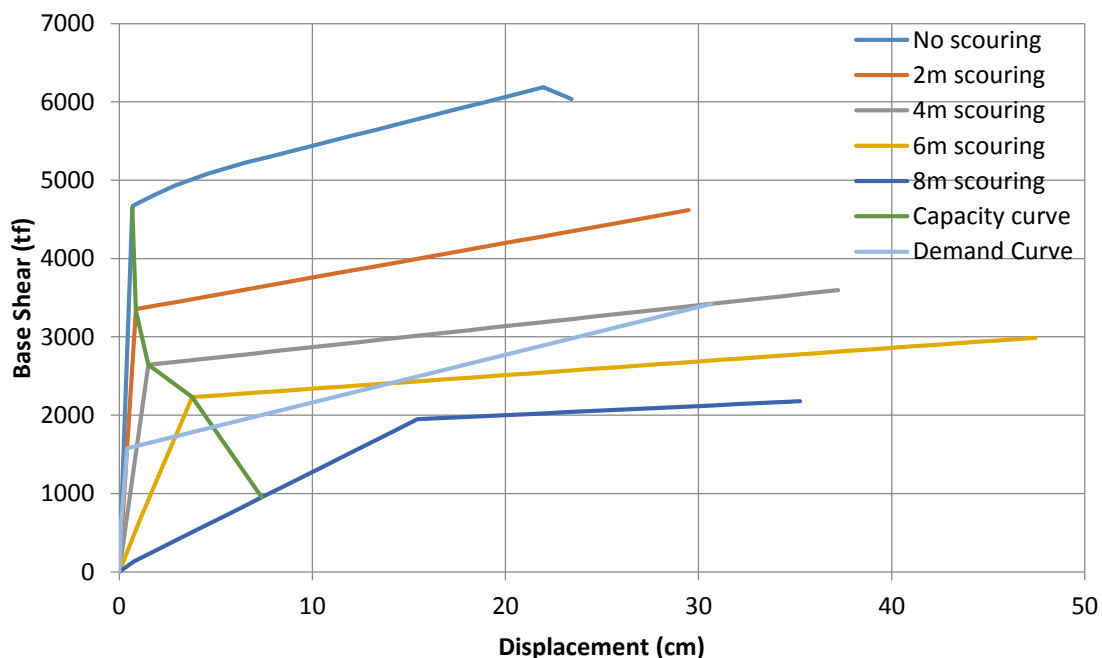


圖 4.23 武嶺大橋耐洪性能點之決定圖 (沖刷深度增量較大時)

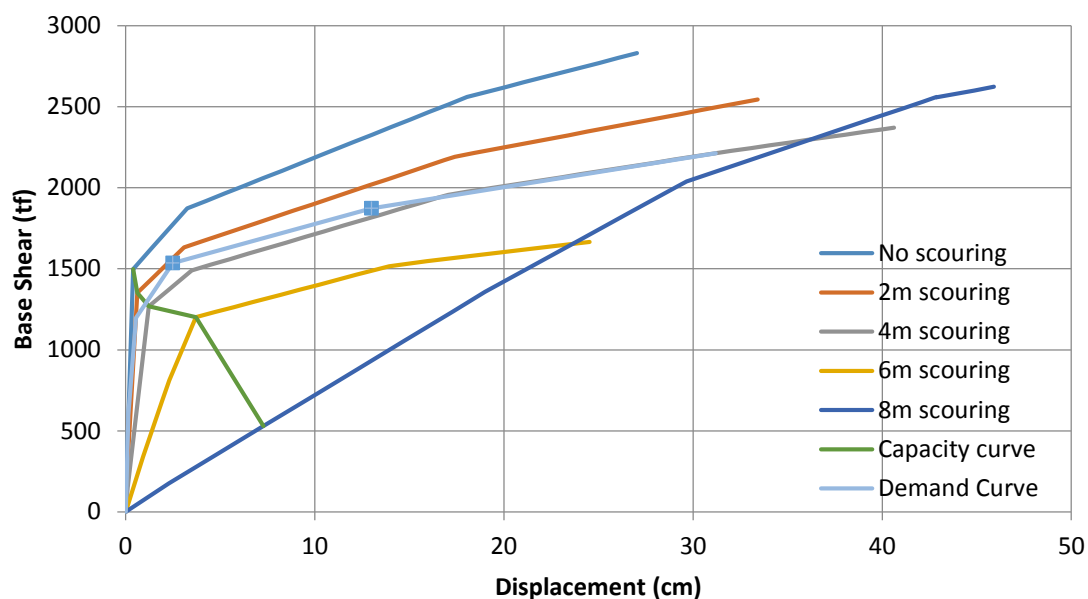


圖 4.24 武嶺大橋耐洪性能點之決定圖 (冲刷深度增量較小時)

表4-7 三座選定橋梁之耐洪臨界頻率比值

流速	7 m/s			4 m/s		
橋梁	武嶺	北勢	仙人	武嶺	北勢	仙人
R_C	0.72	0.51	0.66	0.42	0.26	NA

4.3 人工智慧推論模式精進

此階段將分別針對a.橋梁耐震能力人工智慧推論模式、b.橋梁洪水臨界頻率比值推論模式與c.橋梁地震臨界頻率比值推論模式三部分介紹。

4.3.1 橋梁耐震能力人工智慧推論模式

為避免災害發生時，造成橋梁損壞導致交通中斷、居民受困甚或是人員傷亡等事件的發生，對現有橋梁進行全面檢測勢在必行。然而國內橋梁數量高達數萬座，若應用簡易評估方式以目視進行調查，雖然快速但其結果較不準確。如皆採用細部評估，其結果雖然較準確，但需耗費時間及成本，且僅能由具備專業經驗之人員評估，在有限經

費與專業人力下，將無法對每座橋梁做詳細結構分析。若能針對同樣橋梁歷史案例找出簡易評估因子與細部評估 A_y 、 A_c 之映射關係，據此推論其他橋梁之 A_y 、 A_c 值，如此可求得在容許誤差內之 A_y 、 A_c 值，將大幅節省人力成本。

過去研究「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中，已針對公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中橋梁121筆細部評估結果，應用人工智慧推論模式透過案例(橋梁耐震能力評估結果)學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(A_y 、 A_c)之映射關係。並額外加入24座含劣化因素細部評估得之橋梁 A_y 、 A_c 值，共120筆(24座橋梁各五種劣化程度)案例庫。再應用「人工智慧機械學習推論模式」進行案例訓練學習，以提高預測準確率。最後，全台省縣道二千多座橋梁即可根據上述推論模式求得 A_y 與 A_c 值，繪製出地表震動影響下橋梁地震易損度曲線，並定義出不同地表震動下橋梁可能的損壞機率。

為提升模式耐震能力預測準確度，將前一階段所分析3座橋梁，包含北勢大橋、仙人橋與武嶺橋(各5種劣化程度)共15筆案例加入人工智慧歷史案例庫，並重新進行模式更新。

此計畫同樣沿用「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中之推論方法，以快速混雜基因演算法融合支持向量機建置一「人工智慧機械學習推論模式」，透過快速混雜基因演算法搜尋模式最適參數值，應用支持向量機分析迴歸輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(細部評估 A_y 、 A_c)之映射關係，進而發展出一最佳化推論模式。此推論模式之優點為可藉由案例資料庫之更新與新增案例數，提升模式預測準確率。

本階段流程如圖4.25所示，分別為「新增案例庫」、「建置人工智慧橋梁推論模式」及「橋梁耐震能力推論」。以下將分階段詳細說明各流程。

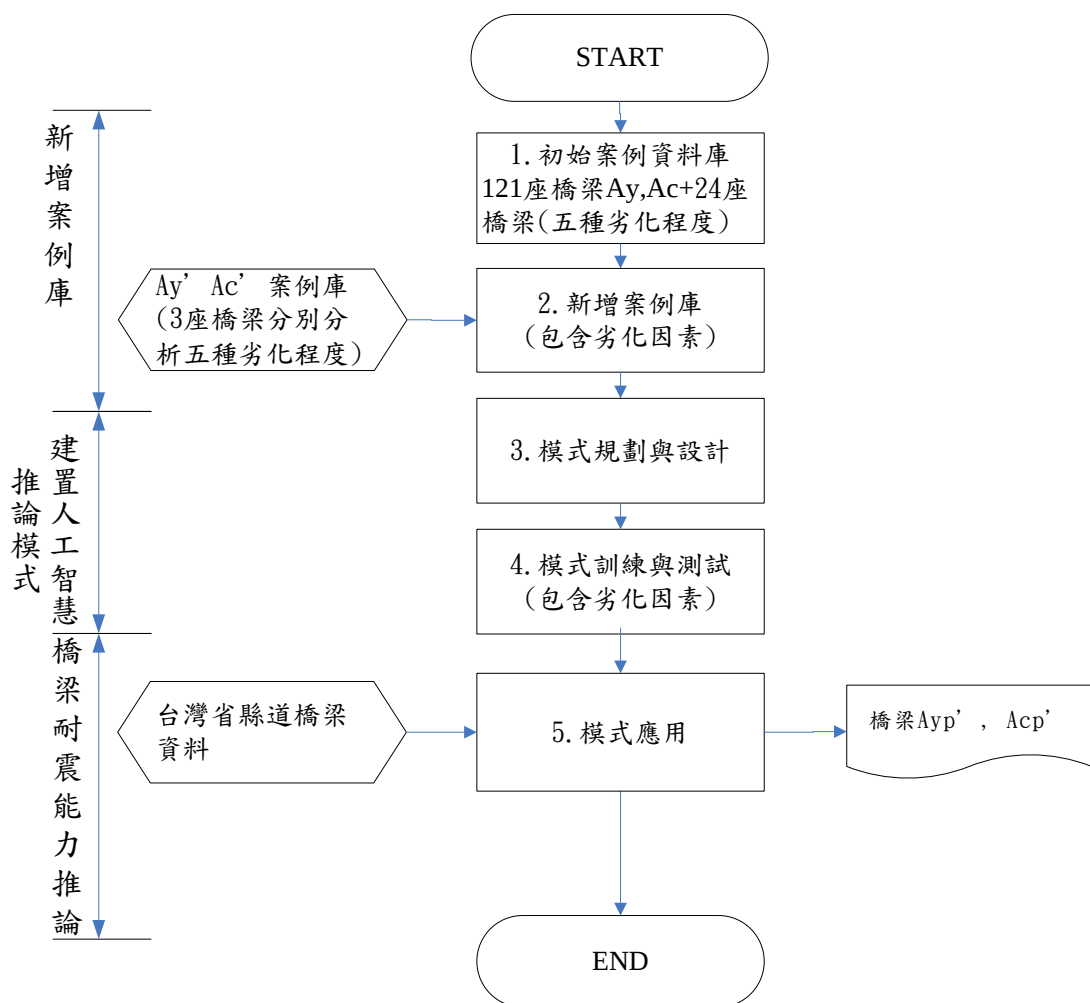


圖 4.25 人工智慧橋梁耐震能力推論模式流程圖

●新增案例庫

1. 初始案例資料庫

本計畫根據「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中所確立以11項影響因子加上總鋼筋腐蝕量(氯離子造成鋼筋腐蝕量+中性化造成鋼筋腐蝕量)與橋齡共13項作為橋梁耐震能力影響因子表(表4-8)，進行案例收集。其中土壤液化類別參考TBMS定義，分為堅實、中等、軟弱地盤及臺北一區、臺北二區、臺北三區和臺北四區。

表4-8 耐震能力影響因子

主要影響因子	定性/定量
1.設計水平加速度	定量
2.基樁裸露深度	定量
3.結構型態	定性
4.單跨最大跨距	定量
5.歪斜角	定量
6.橋長	定量
7.橋寬	定量
8.主梁型式	定性
9.振動單元數	定量
10.土壤液化類別	定性
11.支承裝置	定性
12.鋼筋斷面腐蝕率	定量
13.橋齡	定量

首先收集文獻「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中RC橋梁細部評估結果(未考慮劣化因素)共計121筆，與「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」中24座橋梁(各5種劣化程度)共計120筆，累計共241筆案例，如下表4-9所示。

表4-9 初始案例資料庫（節錄）

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平加速度	基樁裸露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
1	0.126	0.537	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.000	0.209
2	0.141	0.468	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.580	0.209
3	0.133	0.422	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	1.160	0.209
4	0.027	0.257	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	2.320	0.209
5	0.021	0.122	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	4.060	0.209

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平加速度	基樁裸露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
6	2.580	3.240	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	0.000	0.483
7	2.400	3.000	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	0.580	0.483
8	2.320	2.870	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	1.160	0.483
9	1.860	2.330	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	2.320	0.483
10	1.560	1.910	0.000	0.000	0.000	0.017	1.000	0.001	0.349	0.325	8.772	0.200	0.000	4.060	0.483

:

241	0.062	1.010	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	4.060	0.483
-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

2.新增案例庫

根據前一階段之3座橋梁側推分析結果(含五種劣化程度)15筆資料作為新增之模式訓練案例，建立訓練案例庫，如下表4-10示。

表4-10 新增案例資料庫（節錄）

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平加速度	基樁裸露深度	結構型態	單跨最大跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化類別	支承裝置	鋼筋斷面腐蝕率	橋齡
1	0.1	1.71	0.251	0.105	0.000	0.048	0.871	0.020	0.298	0.325	35.088	0.400	0.673	0.580	0.483
2	0.09	1.51	0.251	0.105	0.000	0.048	0.871	0.020	0.298	0.325	35.088	0.400	0.673	1.160	0.483
3	0.09	1.27	0.251	0.105	0.000	0.048	0.871	0.020	0.298	0.325	35.088	0.400	0.673	2.320	0.483
4	0.08	0.85	0.251	0.105	0.000	0.048	0.871	0.020	0.298	0.325	35.088	0.400	0.673	4.060	0.483
5	0.05	0.82	1.000	0.000	0.000	0.083	1.000	0.018	0.344	0.325	61.404	0.400	0.673	0.000	1.000

:

12	0.18	2.4	0.361	0.000	0.000	0.041	1.000	0.017	0.272	0.325	78.947	0.400	0.673	1.160	0.209
13	0.15	2.32	0.361	0.000	0.000	0.041	1.000	0.017	0.272	0.325	78.947	0.400	0.673	2.320	0.209
14	0.13	1.86	0.361	0.000	0.000	0.041	1.000	0.017	0.272	0.325	78.947	0.400	0.673	4.060	0.209
15	0.11	1.56	0.058	0.000	0.754	0.041	1.000	0.009	0.234	0.325	8.772	0.200	0.673	0.000	0.483

●建置人工智慧橋梁耐震能力推論模式

傳統上橋梁耐震能力評估的缺點主要分為1.依賴人員專業知識、2.繁雜的結構計算。在依賴人員專業知識方面：由於橋梁耐震能力評估領域的問題具有複雜、不確定與隨環境變動的特性，因此，在解決相關問題時多依賴該領域專家經驗與知識進行決策。然而這些屬於專家的經驗與知識會隨著專家記憶淡忘與離職或退休而失去，因此如何傳遞有用的專業知識非常困難。在繁雜的結構計算方面：解決橋梁耐震能力問題多是依賴複雜結構軟體計算，如第三階段之詳細橋梁側推分析過程，然而台灣橋梁數量龐大，計算過程耗時與費力，將影響決策的時效性與有效性。

為了改善上述橋梁耐震能力評估之缺點，目前文獻中以人工智慧模擬人類決策行為來解決問題的方法陸續被提出。其中，支持向量機（Support Vector Machine, SVM）為結合統計學VC維度理論（Vapnik-Chervonenks Dimension）與結構風險最小化原理（Structure Risk Minimization Theory）所發展之一種機械學習演算法，SVM在Vapnik等人提出後發展迅速，目前已成功的應用在決策輔助及預測中(Cheng & Wu, 2009)。然而此模式必須先決定其參數的數值，才能使模式的結果最佳化。

3.模式規劃與設計

為解決SVM推論模式最佳化問題，Cheng與Wu於2009年提出一最佳化決策模式「演化式支持向量機推論模式」(Evolutionary Support Vector Machine Inference Model, ESIM) (Cheng & Wu, 2009)，此模式融合SVM與快速混雜基因演算法(Fast Messy GA)，模式中SVM用於歸納輸入變數與輸出變數間複雜的關係；而快速混雜基因演算法(fmGA)搜尋SVM所需的最佳參數(C 與 γ)，藉此提高SVM的預測準確度。本計畫冀望藉由此模式透過過去案例與經驗學習，歸納出結構分析之邏輯，以提昇橋梁耐震評估分析的時效性。模式架構如圖4.26所示。

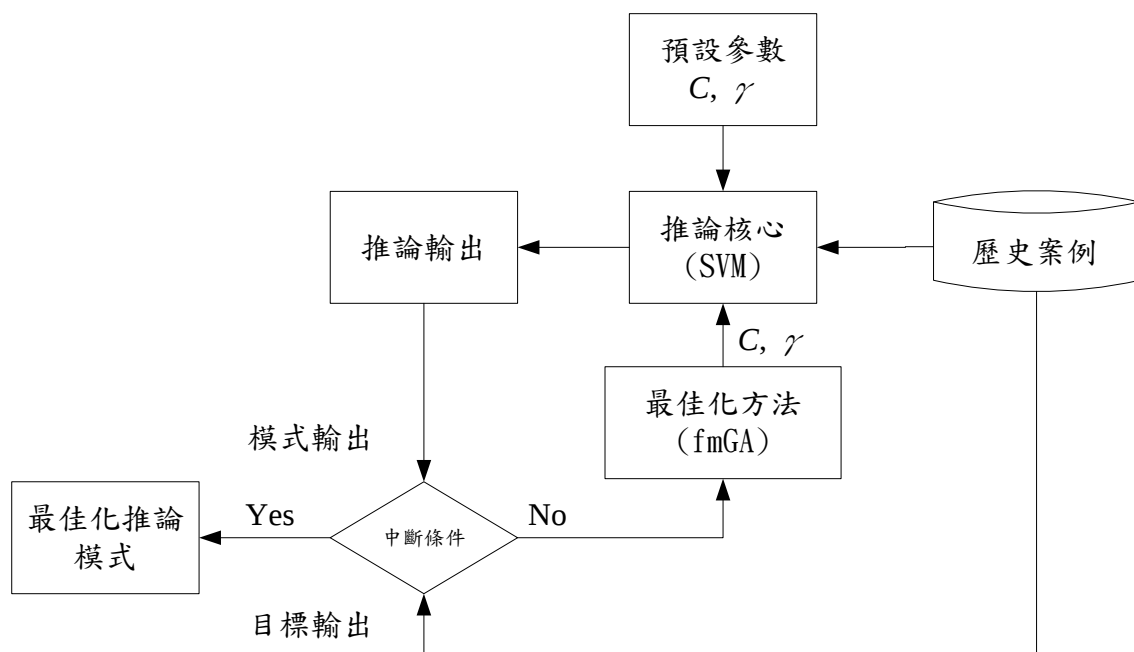


圖 4.26 演化式支持向量機推論模式圖

本計畫將依循ESIM之運作流程，進行以下步驟：(1)收集歷史案例庫(241+15座經細部評估結果)包含橋梁之降伏加強度(A_y)與崩塌加速度(A_c)作為輸出，上一步驟所確認之橋梁耐震能力影響因子為輸入。(2)運用ESIM進行模式之訓練與學習，找出最佳化之 C 與 γ ，及輸入與輸出之映射關係。(3)根據所得到之最佳化推論模式，進行模式驗證與測試，其步驟說明如下：

預設參數 C 與 γ ： C 與 γ 值可能依案例與問題特性而有不同設定，本計畫建議其預設值 C 與 γ 可分別設定為1及 $1/M$ ，其中 M 為變數個數。

歷史案例：首先在預測模式之前，必須先尋找影響因素，並且建立影響因子集合(本計畫採用橋梁耐震能力影響因子)作為預測的輸入變數。

推論核心(SVM)：在此步驟中，本計畫以241+15=256座之耐震評估結果做為歷史案例，並以案例影響因子作為輸入因子，細部評估耐震值(A_y 及 A_c)作為輸出。將此輸入與輸出數值輸入SVM中進行模式的初始訓練，SVM將以預設之 C 與 γ 值作為模式中第一次訓練設定值。

推論輸出：此步驟將求算模式輸出值與實際值之誤差，再以誤差

倒數為適應函式，其適存度越大表示此模式架構越佳。

中斷條件：此流程將持續運作，直到符合某些條件，如達到符合的適存度或數世代演算中適存度無明顯增加(表示已達收斂)。

最佳化方法(fmGA)：此步驟中，應用快速混雜基因演算法尋找下一世代中較適合之C與 γ 參數值。

最佳化推論模式：根據上述最佳化演算，可留下最佳之基因組合。將基因解碼為支持向量機模式之C與 γ 值，即可求得最佳之推論模式，後續階段即可應用此模式進行橋梁耐震能力推論。

為了驗證與測試模式之準確度，本計畫與交通部公路總局「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」文獻中所提出評估方法求得之橋梁 A_y 、 A_c 進行比較，驗證本模式之可行性。採用均方根誤差(Root Mean Square Error, RMSE)作為衡量公式，如式(4.48)所示。

$$RMSE = \left(\frac{\sum_{i=1}^M e_i^2}{M} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (4.48)$$

RMSE：均方根誤差。

M：測試案例數。

e_i ：實際值與預測值之差。

橋梁耐震能力預測模式中中共有13個輸入變數(影響因子)，2個輸出變數(A_y 、 A_c)。為了找出這其中的映射關係，ESIM需設定之模式架構變數範圍與模式學習參數，模式架構參數設定如表4-11所示。

表4-11 ESIM系統架構參數設定

設定項目	設定值/方法
SVM 學習設定	regression
SVM 核心函數(kernel function)	radial base function
fmGA 執行迴圈內外迴圈 (EPOCH*ERA)	100
SVM 容錯參數 C	0~200
SVM 核心函數參數(gamma) γ	0.0001~1
fmGA 切割機率(Cut)	0.02
fmGA 結合機率(Splice)	0.02
fmGA 突變機率(Mutation)	0

4.模式訓練與測試

系統建構完成後，依 ESIM 使用步驟建構橋梁耐震能力預測模式，對訓練案例進行模式訓練(Training)及測試(Testing)。並採用人工智慧推論模式所建議驗證方法-K 組交叉驗證(K-fold cross-validation)，K 值建議採用 10，方法為將數據集分成十份，輪流將其中 9 份當做訓練集，剩餘 1 份做測試集，最後將 10 次的結果平均評估為模式之準確度。步驟如下：

步驟一、案例輸入

將表 256 筆案例資料輸入案例資料庫，首先將案例先以亂數排列後，再分成 10 組。

將案例分組後，取其中 1 組作為測試案例(斜線部分)，其餘 9 組當成訓練案例，如表 4-12，製作出 train-1 ~ train-10 與 test-1 ~ test-10 檔案，將 train-1 ~ train-10 與 test-1 ~ test-10 按次成對輸入 ESIM 之 Training File 及 Test File 案例資料庫中。

表4-12 案例分組示意表

組 別	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
組別 編號	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

步驟二、模式訓練

案例推論模式經參數設定後，ESIM 系統即進行最佳模式搜尋。搜尋 100 個世代，可找出其最佳預測模式。

步驟三、模式測試

模式訓練完成後，經由模式測試可瞭解此推論模式之推論誤差與學習精度，各組訓練案例與測試案例準確率如表 4-13 所示。

表4-13 模式預測準確率

組別	訓練預測誤差(g)		測試預測誤差(g)	
	Ay	Ac	Ay	Ac
I	0.178	0.077	0.166	0.357
II	0.088	0.123	0.165	0.259
III	0.296	0.082	0.082	0.168
IV	0.293	0.133	0.152	0.251
V	0.091	0.223	0.183	0.262
VI	0.081	0.124	0.243	0.267
VII	0.144	0.092	0.109	0.212
VIII	0.090	0.079	0.200	0.273
IX	0.291	0.085	0.149	0.225
X	0.078	0.192	0.189	0.188
平均	0.163	0.121	0.164	0.246

分組後經 ESIM 訓練及測試後，分別計算出準確率，在模式訓練階段推論 Ay 平均誤差為 0.163g，推論 Ac 平均誤差為 0.121g。在模式測試階段推論 Ay 平均誤差為 0.164g，推論 Ac 平均誤差為 0.246g。

與前一階段三座橋梁不同鋼筋腐蝕劣化程度側推分析所得之 Ay 與 Ac 進行比較，如表 4-14 所示。在 Ay 部分平均誤差為 0.011g，Ac 平均誤差為 0.031g，其誤差值為可接受之範圍內。

表4-14 推論值與測推分析比較

橋梁名稱	劣化程度 (%)	Ay(g)			Ac(g)		
		推論值	實際值	誤差	推論值	實際值	誤差
仙人橋	0	0.356	0.448	-0.092	0.577	0.635	0.058
	5	0.349	0.436	-0.087	0.576	0.532	0.044
	10	0.340	0.369	-0.029	0.576	0.675	0.099
	15	0.334	0.358	-0.024	0.573	0.571	0.002
	20	0.332	0.396	-0.064	0.567	0.666	0.099
北勢大橋	0	0.166	0.107	0.060	0.343	0.318	0.025
	5	0.144	0.101	0.043	0.300	0.301	0.001
	10	0.120	0.100	0.021	0.245	0.227	0.018
	15	0.098	0.060	0.038	0.239	0.243	0.004
	20	0.081	0.060	0.021	0.208	0.211	0.003
武嶺大橋	0	0.213	0.105	0.108	0.175	0.204	0.029
	5	0.172	0.100	0.072	0.165	0.174	0.009
	10	0.130	0.074	0.056	0.152	0.157	0.005
	15	0.090	0.051	0.039	0.140	0.160	0.019
	20	0.049	0.047	0.002	0.087	0.133	0.046
Ay 誤差平均值				0.011	Ac 誤差平均值		0.031

目前公路總局所採用TELES系統係根據民國98年委託臺灣世曦公司之計畫案「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」[交通部公路總局，2009]之成果，在未細評橋梁之耐震能力推估方式，將依其橋梁類型由下表4-15查得到一Ac_n及Ay_n，依其橋址所在(行政區)及設計年代規範(49 年、76 年、84 年、89 年)轉換求得該橋之Ac 及Ay 值。

表4-15 橋梁分類之 Ac_n及Ay_n之中值(節錄)

類別	1C	2C	3C	4C	5C	6C	7C		15S
Ay _n	0.393	0.393	0.247	0.386	0.266	0.323	0.425		0.454
Ac _n	1.158	1.158	0.304	0.432	0.353	0.414	0.485		0.664

世曦所提出方法係由表4-15之中值針對各橋梁所在地、設計年代進行上下範圍之調整，與本計畫所提方法比較結果如表4-16所示。

表4-16 與TELES結果比較

組別	ESIM 測試預測誤差(g)		TELES 採用方法(台灣世曦)誤差(g)	
	Ay	Ac	Ay	Ac
平均	0.164	0.246	0.268	0.391

由表4-16可看出TELES之Ay之平均誤差0.268g、Ac之平均誤差為0.391g，ESIM在Ay誤差部分可改善約38% $((0.268-0.164)/0.268=38\%)$ ，在Ac誤差部分可改善約37% $((0.391-0.246)/0.391=37\%)$ ，整體效益可減少橋梁耐震能力評估錯誤之問題發生。

●橋梁耐震能力推論

5.模式應用

根據上一階段所得之推論模式，匯入台灣省縣道橋梁13項影響因子，進行預測得到各橋梁之Ay、Ac推論值。根據所推論之Ay及Ac值繪

製橋梁地震易損曲線，易損曲線主要用來描述橋梁在地震作用下超越不同損害程度的機率，本計畫參考文獻交通部公路總局^[18]所定義，易損性曲線常以對數常態分佈(log-normal distribution)之機率分布函數表示，此方法僅需兩個參數(平均值與變異數)即可繪製。其橫軸為地表加速度(PGA)，縱軸則為超越不同損害狀態的機率，其值介於0至1之間。易損曲線包含四條曲線，如圖4.27所示。分別描述在不同地表加速度下，超越輕微損害(由Ay繪製)、完全損害的機率(由Ac繪製)，並在此範圍內均分繪製超越中度損害、超越嚴重損害曲線。例如PGA為0.8g時，完全損壞機率為25%，嚴重破壞機率48%，中度損壞機率70%，輕微損壞機率92%。

橋梁通行失敗機率亦參考文獻^[18]做法，其計算方法如下:失敗機率(P)=0.01(輕微損壞機率-中度損壞機率)+0.2(中度損壞機率-嚴重破壞機率)+0.8(嚴重破壞機率-完全損害的機率)+完全損害的機率。根據此公式計算案例之失敗機率 $P=0.01(92-70)+0.2(70-48)+0.8(48-25)+25=47\%$ ，本計畫預設通行失敗機率超過百分之五十時為通報標準，其通行失敗機率大小可作為震後橋梁管理人員巡檢之優先順序，橋梁管理人員可優先巡檢失敗機率較高之橋梁，避免用路人使用高破壞機率之橋梁並造成人員傷亡損失。

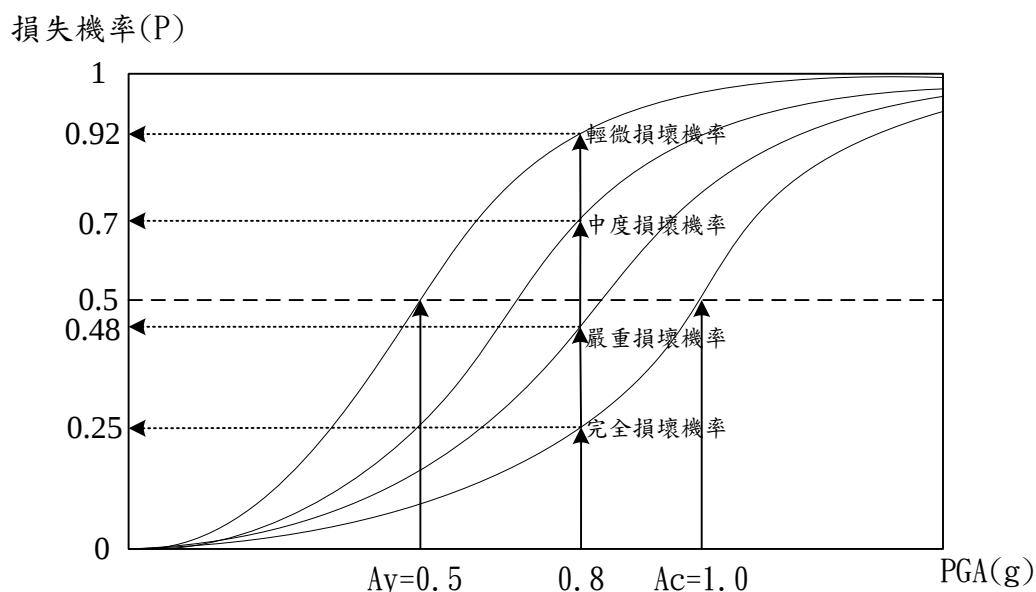


圖 4.27 橋梁地震易損曲線範例圖

本計畫亦將上述之成果整合到「公路防救災決策支援系統」(Taiwan Road Early Nature Disaster prevention System, TRENDS)。預計將功能放置於「災害資訊管理模組」的「橋梁地震破壞潛勢」功能，如圖4.28所示，此功能以Google Map作為底圖，並利用GIS Server的Geoprocess Service畫出震度分級圖並套疊在Google Map上。同時系統將通行失敗機率大於50%橋梁視為危險橋梁，頁面左方表格分別列出橋名、工程處、工務段、PGA、P、P_T(TELES計算通行失敗機率)、P_E(本計畫計算通行失敗機率)、P(P_T及P_E較保守考量下兩者取大值)，並會在Google Map上點繪出危險橋梁位置。圖4.28以921地震為模擬事件，紅色星星為地震震央，暗紅色點即為在921地震通行失敗機率大於50%之橋梁所在位置，地圖上各顏色則依中央氣象局分級方式，將各地震度分為八個等級，可參考頁面右方圖例。

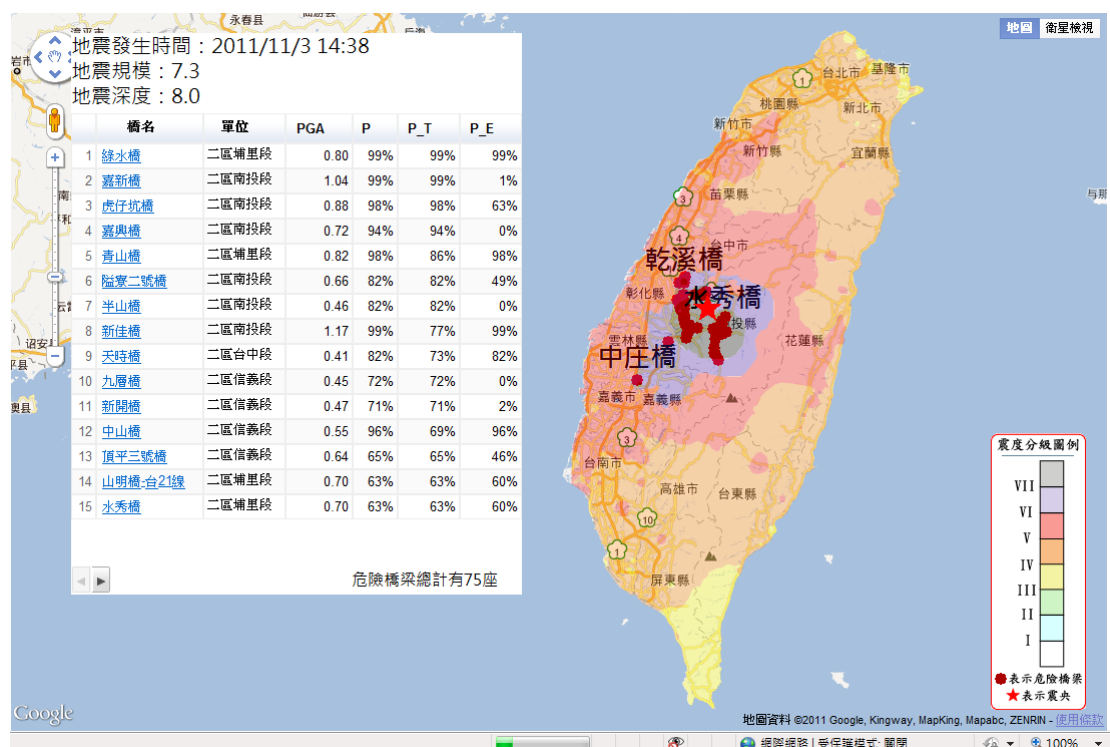


圖 4.28 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面(一)

系統為了讓使用者能夠快速了解橋梁地震破壞潛勢狀況，提供「文查圖」及「圖查文」的功能。「文查圖」功能可以應用右邊表格，點選所要查詢橋梁，即能夠快速找到橋梁所在位置；「圖查文」的功能則可由圖片找尋到橋梁基本資料。如圖4.29所示，使用者想查詢「新街

橋」，點擊橋名，則地圖能夠快速幫你找到「新街橋」位置，並且放置一個標籤，讓使用者馬上知道橋梁所在位置。

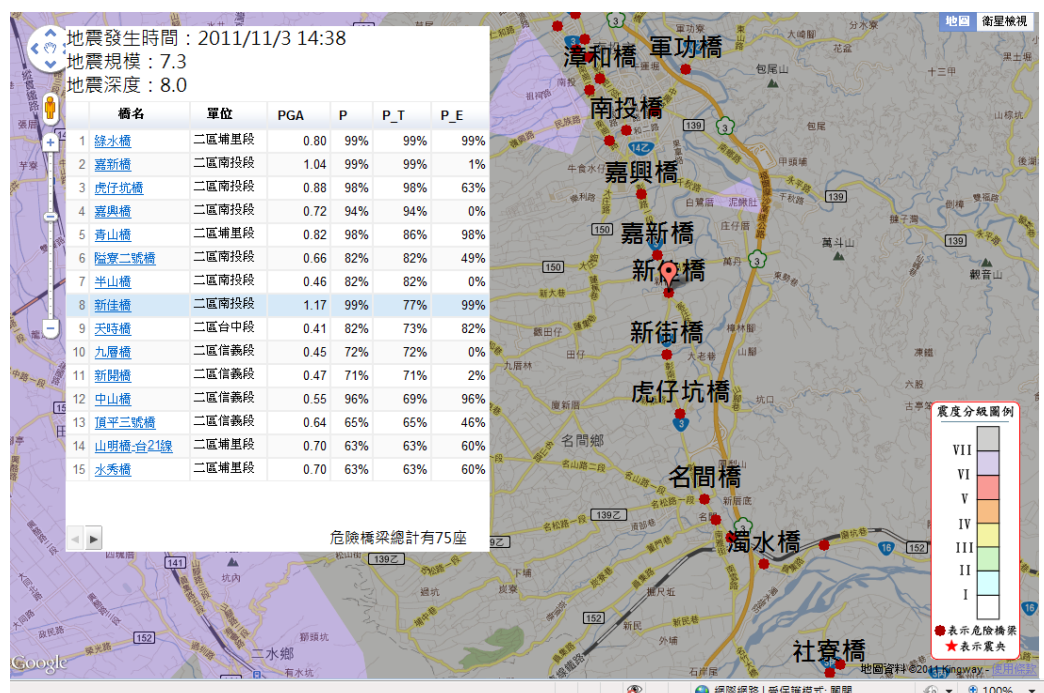


圖 4.29 「橋梁地震破壞潛勢」人機介面(二)

4.3.2 橋梁洪水臨界頻率比值推論模式

根據第二階段成果，可在現地試驗量測橋梁所得之振動頻率，但僅能定性描述洪水前後之頻率變化，不足以作為界定橋梁安全與否的依據，故尚須界定一個安全臨界數值作為判定的基礎。而安全臨界頻率值之計算受到橋梁是否已達極限受損狀態而定，極限受損狀態則需藉由橋梁之容量與需求計算而得，而橋梁之容量(側向抵抗力)與需求則視沖刷深度而異；即不同沖刷深度下橋梁的容量與需求均不同。至於各橋梁之容量(側向抵抗力)則需由側推分析所求得，因此同樣面臨在有限經費與時間下無法對所有橋梁進行側推分析之問題。後續在應用移動式振動檢測方式至全國各橋梁時，亦無法決定各橋梁之臨界頻率值。因此，本階段將初步擬定「橋梁受損警戒值人工智慧推論模式」之架構，以作為下一年度推論各橋梁臨界頻率值之基礎，其流程如圖4.30所示。

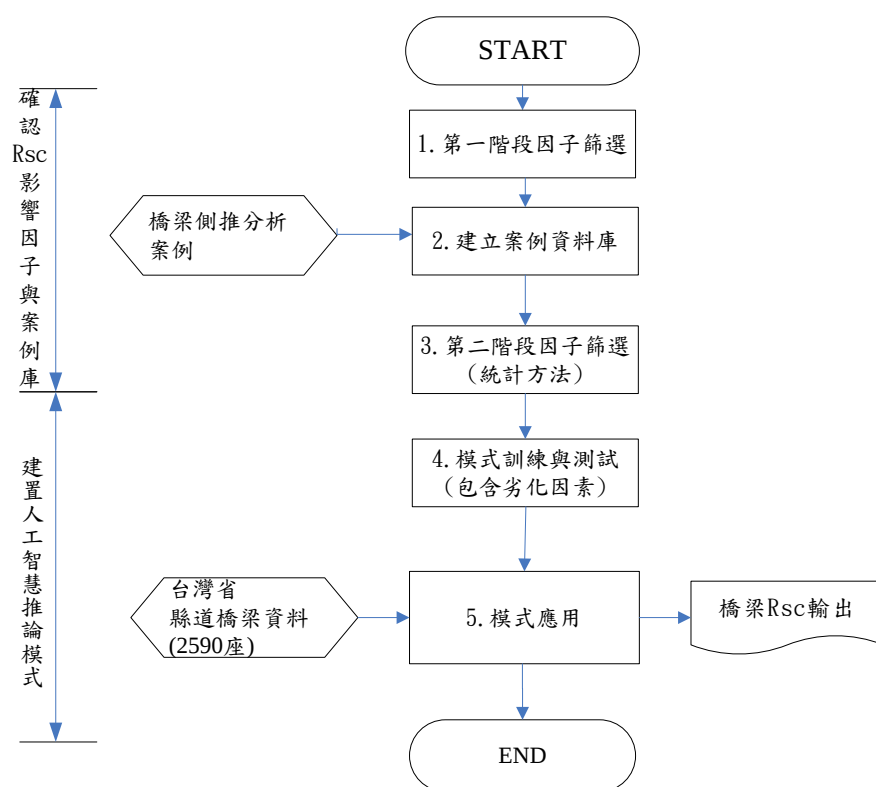


圖 4.30 橋梁洪水臨界頻率比值推論模式流程圖

而洪水前後之頻率比值定義如下：

$$R_s = \frac{f_{sa}}{f_{sb}} \dots\dots\dots (4.49)$$

其中， f_{sa} 為洪水後橋墩的量測振動頻率(第一振態)， f_{sb} 為洪水前橋墩的量測振動頻率(第一振態) R_s 為兩者之比值。 $R_s < R_{sc}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，不建議開放通行， R_{sc} (橋梁安全耐洪臨界頻率比值)定義如下：

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}} \dots\dots\dots (4.50)$$

其中， R_{sc} 為橋梁安全耐洪臨界頻率比值， f_{aa} 為橋墩達到極限受損時的振動頻率(第一振態)， f_{ab} 為橋墩未受損的振動頻率(第一振態)。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於洪水施加於該橋梁的外力。

●確認 R_{sc} 影響因子與案例庫

將以橋梁屬性資料調查表為基礎，並結合文獻中所收集之影響因子，運用敏感度分析、相關係數及問卷調查等方式進行篩選，找出影響橋梁臨界頻率值較高之因子，並初步建置橋梁洪水沖刷後側推分析案例，並應用統計分析篩選出人工智慧推論模式之輸入因子。

1. 第一階段因子篩選

本計畫根據橋梁基本資料及初步評估屬性列出以下 33 項因子，再將其分成三類，分別為定量因子、定性因子及其他因子如表 4-17 所示。

表4-17 簡易調查因子

定量因子	1.單垮最大垮距	6. 橋長
	2.橋寬	7. 橋梁座標
	3.震動單元數	8. 土壤液化類別
	4.基樁裸露深度	9. 歪斜角
	5.設計水平加速度	10.垮數
定性因子	11.結構型態	17.橋墩基礎
	12.橋墩型式	18.橋台基礎
	13.橋台型式	19.防落設施
	14.支承裝置	20.地盤種類
	15.橋梁分類	21.設計年代
	16.主梁型式	
其他因子	22.橋梁名稱	28.公路總局橋梁編號
	23.工程處	29.竣工年
	24.工務段	30.竣工月
	25.道路等級	31.ID
	26.路線名稱	32.跨越河川或道路
	27.里程數	33.附設維生管線

第一階段因子篩選之原則為採用既有橋梁資料庫欄位，來源如TBMS與TELES系統中欄位，避免資料缺漏之問題。並考量橋梁洪水臨界頻率受結構、支承、基礎、沖刷深度、土壤等因素問題，初步篩選影響因子如表4-18所示。

表4-18 初步篩選橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc)影響因子

定性(12 項)	定量(10 項)
1.結構型態	1.單跨最大跨距
2.橋墩型式	2.橋寬
3.橋台型式	3.震動單元數
4.支承裝置	4.基樁裸露深度
5.橋梁分類	5.設計水平加速度
6.主梁型式	6.橋長
7.橋墩基礎	7.土壤液化類別
8.橋台基礎	8.歪斜角
9.防落設施	9.跨數
10.地盤種類	10.鋼筋斷面腐蝕量
11.設計年代	
12.跨越河川	

2.建立案例資料庫(明年度計畫內容)

明年度計畫中，將由側推分析軟體SAP2000建立橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc)案例資料庫，利用橋梁結構型式與現地土層資料分析出橋梁洪水臨界頻率比值，本研究將橋梁劣化程度設定5種程度，建置27座橋梁(5種劣化程度)共有135筆案例資料庫。

3.第二階段因子篩選(明年度計畫內容)

明年度計畫中，將以第一階段因子篩選為基礎，並結合文獻中所

收集之影響因子，運用敏感度分析及相關係數等方式進行篩選，找出影響橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc)較高之因子，並應用統計分析篩選出人工智慧推論模式之輸入因子。

●建置人工智慧推論模式(明年度計畫內容)

本階段同樣採用「演化式支持向量機推論模式」(ESIM)作為推論核心。後續年度中，建置橋梁洪水臨界頻率比值案例資料庫後，即可應用橋梁洪水臨界頻率比值推論模式進行案例訓練，找出輸入影響因子(橋梁初評項目與劣化影響因素)與輸出(橋梁洪水臨界頻率比值(Rsc))之映射關係，進而推論公路總局轄下省縣道橋梁之洪水臨界頻率比值(Rsc)。

4.3.3 橋梁地震臨界頻率比值推論模式

而地震前後之頻率比值定義如下：

$$R_e = \frac{T_a}{T_b} \dots\dots\dots (4.51)$$

其中， T_a 為地震後橋墩的量測振動週期， T_b 為地震前橋墩的量測振動週期， R_e 為兩者之比值。 $R_e < R_{ec}$ 則該橋梁有安全上的疑慮，不建議開放通行， R_{ec} (橋梁安全耐震臨界頻率比值)定義如下：

$$R_{ec} = \frac{T_c}{T_o} \dots\dots\dots (4.52)$$

其中， R_{ec} 為橋梁安全耐震臨界頻率比值， T_c 為橋梁崩壞性能點所對應之週期， T_o 為橋梁未受損前(原始)之週期。極限受損之定義為任一橋梁之側向抵抗力等於地震施加於該橋梁的外力。

橋梁地震臨界頻率比值推論模式與 4.2.2 章節步驟雷同，唯一不同為因子篩選階段，此階段因子篩選將選出對於橋梁地震臨界頻率比值(Rec)相關性較高的影響因子，應用統計分析篩選出人工智慧推論模式之輸入因子。本階段將初步擬定「橋梁地震臨界頻率比值推論模式」之架構，其流程如圖 4.31 所示。

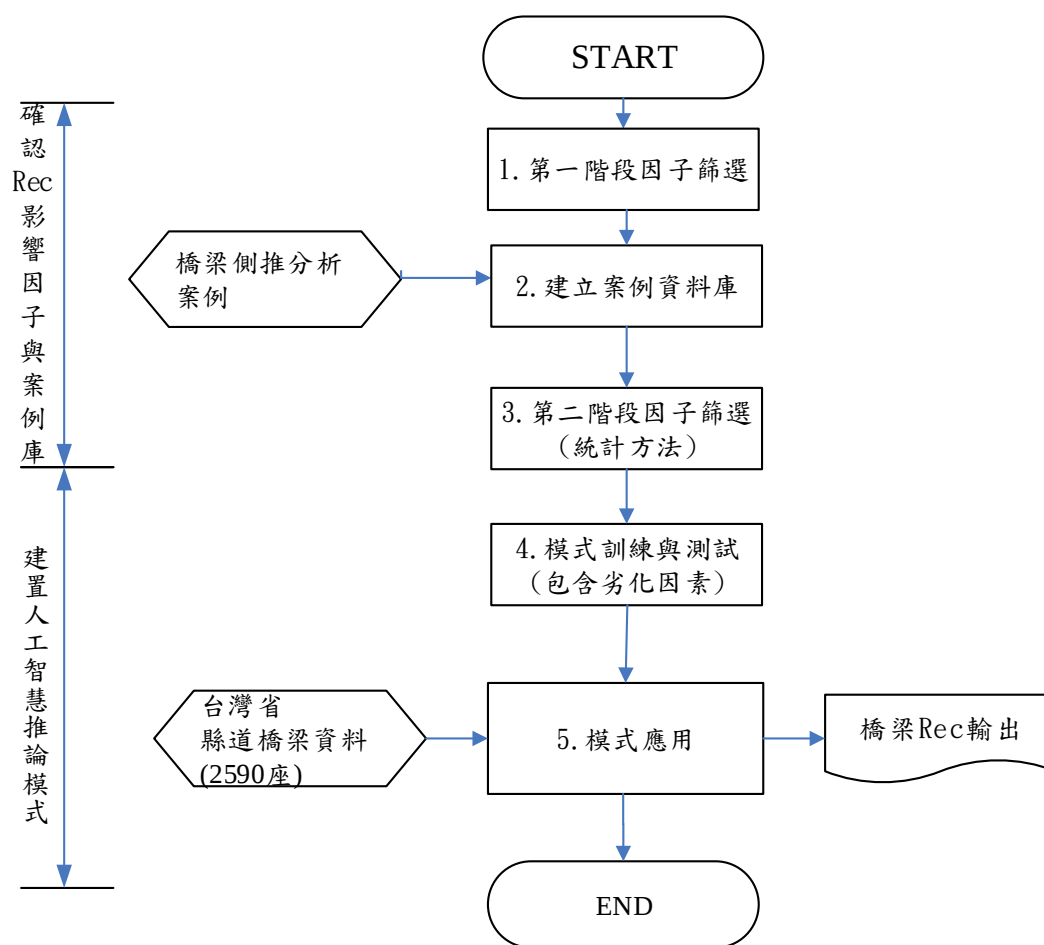


圖 4.31 橋梁地震臨界頻率比值推論模式流程圖

●確認 Rec 影響因子與案例庫

由於此研究人工智慧模式將輸出橋梁地震臨界頻率比值(Rec)，因此建立案例庫需建立橋梁地震臨界頻率比值影響因子案例庫。

1. 第一階段因子篩選

第一階段因子篩選如同前一節 4.2.2，初步篩選橋梁地震臨界頻率比值(Rec)影響因子。而地震臨界頻率與跨越河川無關係，故定性因子為 11 項，定量因子 10 項，如表 4-19。

表4-19 初步篩選橋梁地震臨界頻率比值(Rsc)影響因子

定性(11 項)	定量(10 項)
1.結構型態	1.單跨最大跨距
2.橋墩型式	2.橋寬
3.橋台型式	3.震動單元數
4.支承裝置	4.基樁裸露深度
5.橋梁分類	5.設計水平加速度
6.主梁型式	6.橋長
7.橋墩基礎	7.土壤液化類別
8.橋台基礎	8.歪斜角
9.防落設施	9.跨數
10.地盤種類	10.鋼筋斷面腐蝕量
11.設計年代	

2.建立橋梁地震臨界頻率比值案例資料庫(明年度計畫內容)

由側推分析軟體 SAP2000 建立橋梁地震臨界頻率比值(Rec)案例資料庫，利用橋梁結構型式與現地土層資料分析出橋梁地震臨界頻率比值(Rec)，同樣將橋梁劣化程度設定 5 種程度，27 座橋梁(5 種劣化程度)共有 135 筆案例資料庫。

3.第二階段因子篩選(明年度計畫內容)

將以第一階段因子篩選為基礎，並結合文獻中所收集之影響因子，運用敏感度分析及相關係數等方式進行篩選，找出影響橋梁地震臨界頻率比值(Rec)較高之因子，並應用統計分析篩選出人工智慧推論模式之輸入因子。

●建置人工智慧推論模式(明年度計畫內容)

本階段同樣採用「演化式支持向量機推論模式」(ESIM)作為推論核心。建置橋梁地震臨界頻率比值(Rec)案例資料庫後，即可應用橋梁地震臨界頻率比值(Rec)推論模式進行案例訓練，找出輸入影響因子(橋梁初評項目與劣化影響因素)與輸出(橋梁地震臨界頻率比值(Rec))之映射關係，進而推論公路總局轄下省縣道 2590 座橋梁之橋梁地震臨界頻率比值(Rec)。

第五章 橋梁地震防災決策支援

本計畫之主要目的期望提供公路管理單位地震災害的決策輔助，讓公路管理單位面臨地震災害有所依據及參考，得以短時間做出最佳決策。故本階段參考公路防救災決策支援系統(TRENDS)之地震災害處理通報機制，並加入本計畫「橋梁通阻檢測分析模組」及「振動檢測」成果，得以強化TRENDS原本地震災害處理通報流程之效果，提升公路系統震後應變效能，減輕不必要的生命財產損失。

修正之地震災害處理通報機制，如圖5.1中。當地震災害發生後，藉由資料交換平台擷取中央氣象局地震速報。「橋梁通阻檢測分析模組」則會自動啟動運作，將通行失敗機率大於50%橋梁列出，並建立異常狀況橋梁清單。接著，TRENDS自動啟動指派機制通知公路總局值班人員進行巡檢。巡檢人員接獲通報後，則至現場利用PDA進行巡檢表單填寫並回傳系統。系統經評估若無危險則回復正常狀態，如具危險之橋梁後，通知段長核決後，採取緊急措施。

當採行緊急措施時，如圖5.1(續)所示，實施指派相關人員進行通行管制，TRENDS則會執行替代道路規劃建議，提供段長參考。橋梁封橋管制後，公路管理單位可以配合本計畫所建議移動式非破壞振動檢測流程，藉此解析沖刷深度或橋梁破壞時所造成頻率的影響，判斷橋梁之安全狀態，進而作為橋梁封橋管制後是否開放通行之決策參考。

上述中詳細指派機制、替代道路規劃等，請參考鄭明淵等「公路防救災決策支援系統建立之研究4/4」之成果。

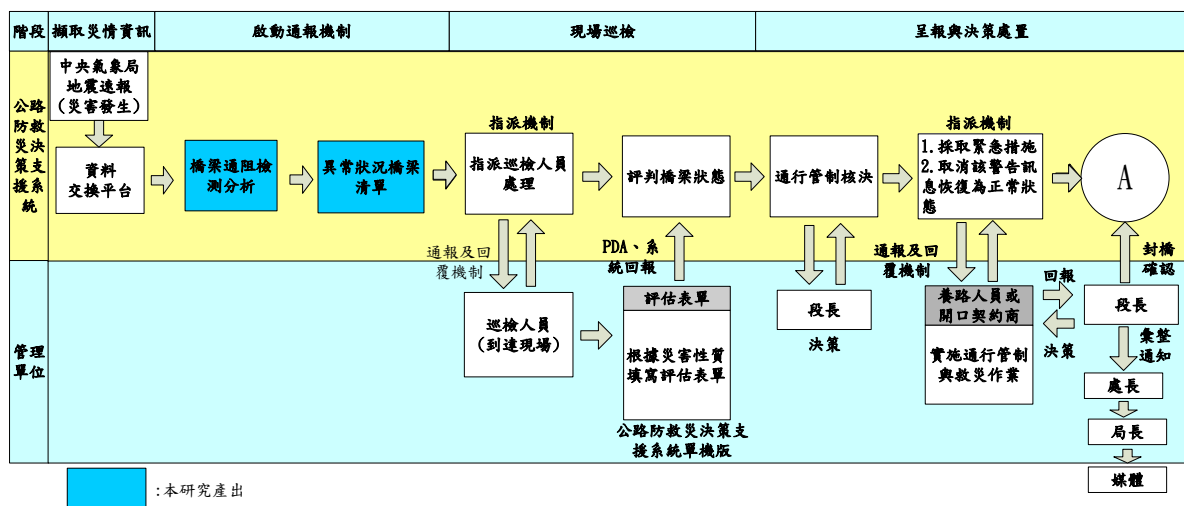


圖 5.1 橋梁地震災害處理通報流程(1/2)

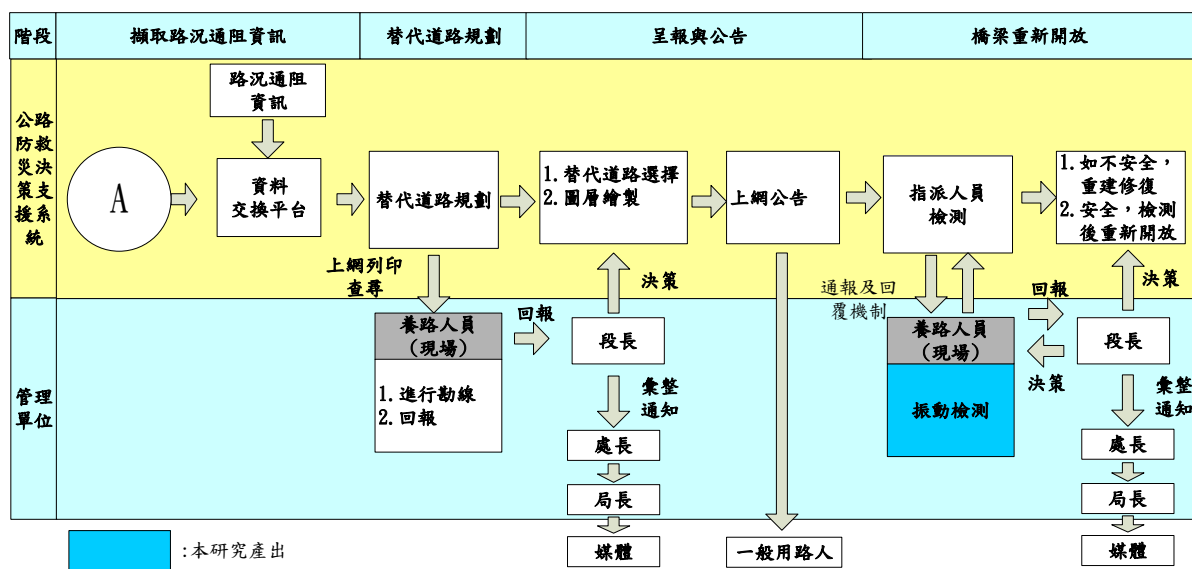


圖 5.1(續)橋梁地震災害處理通報流程(2/2)

由於災害發生時，道路、橋梁皆處於中斷情形，各級長官皆以直升機作為勘災之交通工具，而搭乘直升機時觀看橋梁之角度為似空照圖。因此為了便於直升機勘災時將災情點選回傳，本計畫將開發一套橋梁災情回報軟體，此軟體規劃以HTML5語法架構完成，HTML5是HTML最新的修訂版本，2014年10月由全球資訊網協會（W3C）完成標準制定。並應用其Geolocation API，使得程式可取得使用者所在地理位置，並在Web應用的協助下完成位置感知服務（location-aware services）。

HTML5為網頁架構之程式，可在不同作業系統中運作，如apple的ios、google的android或microsoft的windows phone。因此軟體可於智慧型手機或平板中運作(如圖5.2所示)，利用手機或平板內建之衛星定位功能，系統畫面將與直升機所在位置同步。並結合橋梁資料庫中各橋梁經緯度座標，於系統畫面中將各橋梁名稱標示套疊於Google Map上，使用者僅需點選災情標註，即可將此橋梁標示為中斷狀態，並可以手機或平板拍照或錄影回傳，進行災情回報功能。



圖 5.2 智慧型手機橋梁災情回報系統

系統畫面將以Google MAP為底圖(如圖5.3)，根據所在地點顯示周邊橋梁名稱。



圖 5.3 手機端橋梁定位介面

點選災情回報按鈕後，可開啟平板或手機內建相機拍攝橋梁現況，以過去后豐大橋斷橋案件為例，可拍攝現地斷橋狀況並回傳。如圖5.4所示，點選橋梁下拉選單列出附近橋梁。



圖 5.4 選取橋梁

選擇災情等級，依公路總局定義分為安全、注意、警戒與行動四種(圖5.5)。

圖 5.5 選擇災情等級

上傳圖檔部分可拍攝現地斷橋狀況並回傳。以過去后豐大橋斷橋案件為例，如圖5.6所示可直接由手機相機拍攝現場照片。



圖 5.6 開啟相機拍攝橋梁現況(以新聞歷史照片為例)

並於橋梁災情說明欄位加註文字說明，如圖5.7。最後按下確定鍵即可將災情回傳至TRENDS中

新增資料	
選擇橋梁	后豐大橋 ▼
選擇災情	行動 ▼
上傳圖檔	選擇檔案 1 張照片
狀況說明	發生落橋
確定 重填	

圖 5.7 填寫現況說明

點選首頁災情列表按鈕後，可條列災情巡查結果之記錄清單，如圖5.8。

橋梁災情紀錄				
橋名	時間	狀況	說明	現場狀況
和盛橋	2015/10/12 15:12	注意	水位偏高	
后豐大橋	2015/10/12 15:12	行動	發生落橋	

圖 5.8 災情記錄表

第六章 結論與建議

本計畫在考量橋梁材料劣化下，進行3座鋼筋混凝土橋梁側推分析，並彙整成案例資料庫提供人工智慧學習，進而推論全台灣公路總局轄下之鋼筋混凝土橋，建立全台省縣道橋梁耐震資料庫。該成果預期能有效降低大量進行結構計算的時間，即能在短時間推測全台灣公路總局轄下橋梁耐震能力。故當地震來臨時，透過地震模擬器計算全台各地地表加速度，配合全台省縣道橋梁耐震資料庫，即能計算各橋梁通行失敗機率。然後本計畫將上述成果系統化後，建置為Web-GIS展示，讓橋梁管理單位能夠在地震來臨時，快速找出具高危險潛勢橋梁，將有助橋梁管理單位能夠快速進行災中搶救應變，減少生命財產的損失。另外，本計畫所發展移動式非破壞性振動檢測，將實測分析開放通行臨界比值，探討管制應用之可行性，支援交通部擬定防救災調適策略。本計畫綜合上述做以下結論與建議：

6.1 結論

災害處理首重於對災害資訊的彙整，決策者如能於短時間掌握完整災害資訊及相關參考資料，將有助決策者之判斷，進而避免或減輕災害損失。本計畫針對TRENDS中地震災害處理通報流程的評估機制部分較不足地方，包含異常橋梁狀況推測及橋梁封閉後開放通行輔助決策機制等，可透過本研究成果補足，並提升災前(維護)、災時(破壞潛勢)與災後(是否開放通行)不同階段之決策參考依據。以下為本研究成果效益之說明：

- (1) 本計畫確認適用於臺灣區域移動式振動檢測方法並到蘭陽大橋與舊東澳大橋進行共計6次量測試驗，試驗結果建議將儀器置於橋面可獲得較理想的結果。
- (2) 擴展原有側推分析橋梁案例，額外進行3座橋梁側推分析。分析過程中除採用橋梁耐震側推分析之方法外，另將考量不同沖刷深

度對橋梁安全之影響。並將所新增 15 筆之側推分析橋梁案例，擴充人工智慧推論案例資料庫，提升預測準確度。

- (3) 分別初擬橋梁地震臨界頻率比值推論模式與橋梁洪水臨界頻率比值推論模式，做為後續橋梁於地震或洪水災害後開放通行之參考依據。
- (4) 最後研發橋梁災情回報系統，便於直升機勘災時將災情點選回傳。

6.2 建議

- (1) 移動式振動頻率量測過程，目前仍需人力與準備時間，並可能受現地外在因素影響，建議未來考量自動化量測方法與開發相關設備，以降低人員操作之門檻。
- (2) 各橋梁之地震與洪水臨界頻率比值會因橋梁之結構類型、土壤狀況等變數而有所不同，如以傳統橋梁結構分析方法求得各橋梁之比值將花費相當人力、時間與經費。建議後續建置橋梁臨界頻率案例資料庫，並由人工智慧推論模式推論其餘橋梁之臨界頻率比值。

6.3 成果效益與應用情形

在施政上，本研究成果可提供橋梁管理單位於災前評估橋梁地震損壞潛勢，並依此進行維修補強。在實務上，可在災後應用移動式振動檢測，評估橋梁是否可開放通行。

參考文獻

1. 李維峰、張嘉峰、梅興泰，「以振動量測檢驗橋基沖刷」，營建知訊，vol. 304，第 54-65 頁，2008。
2. 張嘉峰、梅興泰，「以振動頻率檢測橋基沖刷」，營建知訊，vol. 315，第 50-55 頁，2009。
3. 王仲宇、陳振華，「橋梁結構之檢測、監測與評定作業」，土木技術，第四卷，第四期，2001。
4. 王仲宇、陳銘鴻、王顥霖、黃進國、蔡欣局、劉正偉、黎萬正、陳嘉佑、林嘉欣，「交通部台灣區國道 1 號中山高速公路大安溪橋、大甲溪橋及烏溪橋動力特性及沖刷監測系統規劃期末報告」，國立中央大學工學院橋樑工程研究中心，2005。
5. 柯永彥、張為光、陳正興，「橋墩基礎裸露對橋梁結構振動反應之影響」，中國土木水利工程學刊，23 卷 1 期，P.103-P.110，2011。
6. 張鈞誠，利用振動頻率判別橋墩基礎裸露之可行性研究，交通大學碩士論文，2012。
7. 張為光，李維峰，梅興泰，陳正興，結構健康監測暨損傷診斷，土木水利，第三十八卷，第三期，P.17-25，2011。
8. 柯永彥，張為光，劉光晏，洪曉慧，陳正興，張國鎮，基於振動量測之鋼筋混凝土橋墩損傷評估，第十屆中華民國結構工程研討會，p.268，2010。
9. 劉佩玲，「貝氏統計在結構系統模態與動態識別之應用」，行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告，2004。

10. 陳正興、李維峰與梅興泰，「公路橋梁振動量測與分析」，第六屆公共工程非破壞檢測技術研討會，2009。
11. 陳彥豪，基礎裸露橋梁耐震能力評估，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，蔡益超教授指導，民國九十四年六月。
12. 陳正興、張森源、胡邵源、周公台、鍾毓東，建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範（含解說），內政部建築研究所，民國八十七年六月。
13. 張嘉峰、簡臣佑，「目測檢測紀錄數位化，橋梁全方位管理」，營建資訊，第 315 期，2009。
14. 張達德、陳柏麟、黃鋼、何暖軒、聞玉珮，「沖刷橋墩基礎的 HHT 振動頻率特性分析與判讀研究」，Rock and Soil Mechanics，vol. 31(7)，第 2241-2246 頁，2010。
15. 鄭明淵等，「橋梁通阻檢測分析模式建立之研究」交通部運輸研究所，2011。
16. 鄭明淵等，「移動式橋梁振動檢測及訊號分析與傳輸通報系統」交通部運輸研究所，2013。
17. 林其穎，陳俊仲，張國鎮，「橋梁沖刷監測預警系統建置之試驗研究」，國家地震工程研究中心，2011。
18. 交通部公路總局，「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」，2009。
19. 張國鎮、宋裕祺、林詠彬、林呈、賴進松、李路生、陳俊仲與翁士晟，「創新橋梁監測系統建置試驗研究」，高速公路局研究成果報告。
20. 林詠彬、古孟晃與張國鎮，「橋梁安全監測跨領域整合平台」，行政院災害防救應用科技方案研究成果報告。

21. S.A. Mirza and J.G. MacGregor, “Variability of mechanical properties of reinforcing bars.” Jour. Struct. Div., ASCE, 105(ST5) : 921-937, 1979.
22. P.L. Liu and C.Y. Yu, “Damage Detection of Structures with Bayesian Approach using Static Test Data”, Journal of the Institute of Civil and Hydraulic Engineering, Special Issue, pp. 831-838, 2004.
23. S. Hoon, “A Bayesian Probabilistic Approach to Damage Detection for Civil Structures”, PhD. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, U.S.A., 1998.
24. S.A. Mirza and J.G. MacGregor. Variability of mechanical properties of reinforcing bars. Jour. Struct. Div., ASCE, 105(ST5) : 921-937, May 1979.

附錄一

期中審查委員意見及辦理概況

交通部運輸研究所合作研究計畫(具委託性質)

期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(1/2)

合作研究單位：國立台灣科技大學

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
一、公路總局陳進發副總工程司		
1. 發展人工智慧推論模式所引用的案例資料庫是否值得參考很重要,建議強化論證。	此研究延續港研中心前期研究成果「橋梁通組檢測與分析模式建立之研究」,報告中人工智慧推論模式,所選擇案例庫為公路總局委託台灣世曦研究案「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性研究」中所選定各橋梁類型中重要橋梁,資料庫參考重要性高。	同意辦理
2. 橋梁地震防災決策支援系統將通行失敗機率大於 50 % 列入異常並通知進行巡檢,實際應用操作確實有很大困難,原因在於 1.信心度如何? 2.動員不及 3.範圍過大,是否系統過於保守,而將責任加諸於管理人員。	本研究推論之橋梁通行失敗機率為客觀排序成果,可供巡檢人員至現場勘查先後順序參考,而 50%為系統預設值,公路總局可根據需求進行調整。	同意辦理
3. 系統發出之警訊應有相當可靠度驗證,且啟動之應變應有進退場機制,方為可行,切不可提供參考,由現場人員判斷驗證或僅以系統開發角度思考。	研究中人工智慧推論模式為通知巡檢人員至橋梁現場勘查,如確認危險則進行封橋程序。而振動頻率檢測即為本研究所建議退場機制,即振動頻率比值在安全範圍內時可開放通行。	同意辦理
4. 本案是否有單機版,因應網路連線失敗時使用。	振動檢測程式可在單機環境下執行,當網路中斷時將資料暫存於記憶體中,當網路連線暢通時將自動連線將資料回傳。	同意辦理

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
5. P.109 橋梁地震災害通報處理流程，建議修正：1.橋梁應分可通達與不可通達二類，針對可通達之橋梁經初步目視檢測判斷通行或管制通行，副知段長，之後再作詳細檢測，非由段長或處長、局長決策；訊息發佈經處指揮官確認後發佈，非處、局長。	根據委員建議，已修改相關文字。	同意辦理
6. P.111 文字東勢大橋圖為后豐大橋，建議更換。	根據委員建議，已修改相關文字。	同意辦理
7. 如遇複合式災害，直升機無法起飛，有何建議。	建議由傳統巡檢方式搭乘車輛接近現場，再以步行方式靠近橋梁。	同意辦理
8. 究竟通行失敗機率目前應用可靠度多少，該如何去決策多少機率以上之橋梁為第1波檢查對象，是否有風險論述基礎。	如同問題2中所述，本研究推論之橋梁通行失敗機率為客觀排序成果，可供巡檢人員至現場勘查先後順序參考，而50%為系統預設值，公路總局可根據需求進行調整。	同意辦理
9. P.54 洪水安全臨界頻率比值 $R_s < R_{sc}$ 就不開放通行，其物理意義為何？	當洪水沖刷造成基礎裸露時，橋梁因勁度降低造成頻率下降，因此藉由頻率下降的幅度可以推測橋梁基礎沖刷是否已危害橋梁正常功能之依據。臨界頻率係指橋梁沖刷深度到達極限狀態時所對應的頻率；極限狀態係指橋梁的容量恰等於規範中由洪水所引致之外力值。	同意辦理
二、明新科技大學王華弘教授：		
1. 國立台灣科技大學研究團	感謝委員建議，相關預期完成	同意辦理

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
隊經過計畫主持人自 94 年以來從事相關研究，經驗豐富且成果在國內外期刊發表。在系統設計、分析與整合擁有傲人的學術地位，並在透過實驗和學理的深入研究後，累積充沛的經歷和資料。本報告在計畫文獻回顧部份內容豐富，預期完成的工作符合計畫目的，唯獨簡報內容比書面資料更加充實。	工作項目將於期末報告中補充。	
2. 本研究案之重心偏向於跨河橋梁經河川沖刷之後，其基礎因沖刷後所改變的頻率，試圖以移動式的微振量測作分析橋梁耐震力之評估，然而以過去經驗來看，橋梁在地震力影響之下，常常是支承座安全寬度不足而造成橋面版掉落，但是本計畫內容所使用之量測與支承座細節並未作充份討論，請在期末報告中加以關注。	本計畫的重點在於探討沖刷所引致的墩柱頻率變化是否可以作為墩柱健康與否的指標。頻率量測之施作有於墩柱上與橋面版上施測兩類，墩柱上所獲得的頻率是否可以達成上述目標應無疑率；然而橋面板所取得之頻率確實會受到支承形式與其他因子的影響，理論上，於墩柱與橋面版取得之頻率應有所差異，然而，以第一次現地試驗的結果來看，兩者的差異似乎不大，未來將於期末報告中說明(1)就本計畫的兩座橋梁而言，於橋面板與墩柱取得之頻率值差異不大，但此結果是否可以推廣至不同梁梁類型，則有待進一步商榷；(2)將以統計的檢定分析驗證上述「差異不大」是否成立。	同意辦理
3. 本研究之部份工作項目在於補充資料庫內既有 132 座橋梁模型(p.14)，以充實	確實，計畫之初期規劃之研究目標以構架式簡支多跨橋為優先，然而實際執行時，(1)現地試驗因需同時取得橋面板與墩	同意辦理

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
資料庫內供人工智能判斷學習的背景資訊，然而在第 5 頁 1.3 研究範圍以構架式簡支多跨橋為試驗對象，但是報告中進行試驗的兩座橋(p.35)橋梁型式為單柱式，且選擇 3 座建模橋梁(p.87)並未在書面報告內提供橋梁之基本資料，因此難以判斷選擇研究標的的正當性。	柱之頻率，其中，墩柱之儀器設置需要現地的配合，經現地踏勘後，以蘭陽與東澳大橋較為適合；(2)側推數值分析因需詳細的竣工圖，經協調後有完整竣工圖之橋梁其橋梁形式均為單柱式多跨橋梁。惟，建立完善的人工智慧，除了本計畫所增加的 3 座橋梁外，需要不斷累積更多的資料庫，因此，本計畫雖於初期將構架式簡支多跨橋為優先，但分析順序上仍可略作修正，未來再增加資料庫時，本研究團隊將會將橋梁類型列為重要因子。謝謝委員的提醒。另請參考林雅雯研究員中第 3 點之回覆。	
4. 無論是透過動態量測或是 SAP 建模，以側推模式所得到的資訊均為「理想化」的資訊，對於施工品質不良、結構細節造成應力集中，甚至影響橋梁耐震性能最大的偏斜角(skew angles)、幾何不規則、勁度不規則均未能作充份描述，應作補強。	感謝委員建議；目前本計畫僅先就理想化條件下進行探討，期末報告時將說明其他因素之影響與本計畫目前結果之侷限性。	同意辦理
5. 期中報告需要針對未來工作項目和本計畫之後 2/2 之內容作深入描述，遺憾是期中報告畫面資料並無可參考但只在簡報檔內。	感謝委員建議，相關預期完成工作項目將於期末報告中補充。	同意辦理
三、成功大學土木工程系張文忠教授：		
1. 量測時須考慮其所測訊號	本計畫主要的目標為取得墩柱	同意辦理

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
之物理意義，以消除次要變數及有利量測值之應用。	於受損前後之振動頻率，此物理量之取得若現地狀況許可，所取得之訊號較無爭議；惟此訊號之取得相對於其他取得方式，在實務上，較為困難，因此本計畫主要的任務之一在於比較多種量測方式與墩柱頻率之不同。其他量測方式，如同委員所述，導入許多干擾因素，其量測結果之可行性仍待商榷，結果將於期末報告一一說明。	
2. 震動量測須考慮震源、波傳路徑、結構勁度及量測感測器與待測系統之連結，建議依此模式討論量測方法之影響及選定人工智慧推論模式之影響因子。	感謝委員建議；期末報告將針對不同量測方式中勁度與待測系統連結等因素對量測結果的影響進行進一步的討論。	同意辦理
3. AI 模式其輸入資料及預測值之不確定性量化結果，請補充說明。	謝謝委員建議，期末報告中將針對 AI 之輸入與輸出因子進行較詳盡之說明。	同意辦理
四、高公局工務組林安彥組長(退休)		
1. 第一章 研究計畫之背景及目的，建議：增列一節「1.6 研究計畫工作進度圖」(Bar Chat)，供讀者瞭解計畫主要工作項目之預期進度與實際進度。	感謝委員建議，相關預期完成工作項目將於期末報告中補充。	同意辦理
2. 第 5 頁，1.3 研究範圍與對象，第 2 行：…，且 75% 以上橋齡均在二十年以上，…經查研究團隊另一計畫：「公路早期防救災決策	感謝委員建議，將針對公路總局最新資訊進行更新，並統一說明。	同意辦理

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
支援系統維護更新及橋梁耐震耐洪資料管理系統建置」(邱建國副教授主持),第4頁,1.3研究範圍與對象,第2行載明橋齡在二十年以上為84%。建請洽另一計畫澄清統一修正。		
3. 1.5 研究流程,第8頁,第五階段:新增橋梁耐震側推分析模式分析案例。本計畫將新增三座橋梁耐震側推分析案例,並包括五種劣化程度(0%、5%、10%、20%、35%)。建議:請補充說明,(1)「劣化程度」之定義。(2)「劣化程度」之參數。(3)計算「劣化程度」數據時,如何利用參數運算?(4)「劣化程度」,與台灣橋梁管理系統(TBMS)之狀況指標(Condition Index)之相關性。(5)五種「劣化程度」,究指橋梁構件之「劣化程度」?抑或整座橋梁之「劣化程度」?	補充說明劣化程度為引用橋梁通組檢測與分析模式建立之研究中混凝土橋中鋼筋劣化程度,於期末報告中將劣化程度重新定義為鋼筋劣化程度。	同意辦理
五、本所港研中心第一科賴瑞應研究員:		
1. 橋梁若裝設隔震支撐墊,理論上在橋面板是無法量測到橋墩的真正振動頻率,建議試驗前先釐清橋梁是否有裝設隔震支撐墊,如此各	同意委員所述,以下分兩個方面說明: (1)研究團隊將進行相關的文獻調查,釐清支承墊之使用狀況 (2)若橋梁的支承墊確實造成委	同意辦理

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
方案比較的結果才會比較有意義。	員所述狀況，此時所量測的頻率仍有參考價值，例如、可藉由異常訊號的偵測(現地橋面版頻率若有異常變化)，仍可視為警訊的一種。 (3)目前試驗的兩座現地橋梁並無上述情事發生，下次現地試驗將持續關注支承墊對試驗結果的影響。	
2. 報告建議以現地橋梁災前災後之振動頻率比值是否小於臨界沖刷深度振動頻率比來判定災後之封橋依據，然而影響結構的振動頻率有結構形狀、尺寸、材質、束制等因素，數值模型所推導出之臨界沖刷深度振動頻率比，是否能適用於現地既有橋梁及未來提供人工智慧判定其他橋梁的依據，請予釐清。	感謝委員建議。 (1)結構形狀、尺寸、材質、束制等因素確對振動頻率有所影響，不過，結構型狀與尺寸通常隨時間的變化量不大(若很大時，已不需利用振動頻率識別)，目前本計畫雖有進行材質的劣化對 AC, AY 的影響，但尚未將材值劣化與沖刷效應結合探討其對振動頻率的影響，此或可作為未來的研究方向。 (2)數值模型在束制部分有考慮沖刷深度與土壤所提供的勁度，現地量測時束制效果已反應於量測的數據之中。 (3)委員關注的重點在於數值分析所推測的臨界頻率是否可作為現地橋梁的判斷依據。數值與現地橋梁必然存有差異，期末報告時，將詳細說明數值分析的過程(假設)作為未來應用時的參考。	同意辦理
六、本所港研中心第一科謝明志科長：		
1. 橋梁震動檢測今年度列出 9 種方法，也對 2 座橋梁執行現地試驗，請研究團隊彙	目前以將量測儀器直接置於橋面版(試驗方式一)為最便利且可得到最接近墩柱頻率的量測方式，惟此方式並非最理想的	同意辦理

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
整相關成果，針對災後通阻 檢測建議最佳量測方式，並 研擬如何應用發展，以提升 執行效率及準確度。	移動式量測方式，本計畫將持 續探討可行的量測方式，例如 以試驗方式一而言，本計畫擬 開發一個可自動定平 (prototype)增加實務量測時的 效率，相關測試過程將於期末 報告中詳細說明。	
2. 本文橋梁耐洪的安全判斷 是以「洪水前後的頻率比值 $R_s < \text{安全臨界頻率比值}$ R_{sc} ，則該橋梁有安全上的 疑慮」來做判斷，但若決定 R_s 的 f_{sa} 值(洪水後橋墩的 量測振動頻率)與決定 R_{sc} 的 f_{aa} 值(橋墩達到受損時的 振動頻率)都可推值或量 測得到，是否考慮可直接以 「 $f_{sa} < f_{aa}$ 則有安全疑慮」 來做研判。	以「 $f_{sa} < f_{aa}$ 」確實可作為研判 橋梁安全與否的一個指標，但 比值提供更多的資訊與應用範 圍： (1)若僅使用上述參數而無未受 損時的資料，若橋梁仍在安全 範圍內時，將無法得知目前損 壞的程度。 (2)比值提供一個衡量的尺度， 即比值不會引入不同模型間 (數值與現地)的誤差，若數值與 現地所得之頻率有落差時，藉 由比值仍可	同意辦理
七、本所港研中心第一科林雅雯研究員		
1. 移動式振動檢測模式之現 地試驗結果(東澳橋與蘭陽 大橋)是否能依此類推至其 它橋梁，其橋梁之適用性請 再檢核。	理論上不同橋梁均應經過相同 的試驗過程驗證檢測模式的可 行性。然而，台灣橋梁數目眾 多，技術上有其侷限性，若橋 梁形式與本計畫所測試的橋梁 類似，適用性較佳。	同意辦理
2. 移動式振動檢測模式之物 理意義及室內縮尺寸橋梁 模型所得數據與數值分析 是否可相互驗證，請再釐 清。	縮尺試驗結果應用於全尺寸橋 梁有需許多因素需要克服，例 如縮尺模型的材料並非實際橋 梁的 RC，將縮尺的結構反應推 論至實尺寸並不適當；另一方 面，本試驗之縮尺模型為壓克 力製，在 1/36 的水壓下，可視 為剛體，因此，目前本計畫著 重於動水壓壓力的數值與分布	同意辦理

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
	之量測，縮尺模型所得之壓力經由適當的轉換應可作為實尺寸分析時(需求)使用(類似風洞試驗)。	
3. 選擇此 3 座橋梁之原因及與其他 24 座橋梁之代表性、人工智慧之準確性建議於報告中補充說明。	此建議與王華弘教授第 3 點類似，請參考先前之回覆。另補充選擇「此 3 座橋的原因」如下： 根據交通部「公路橋梁耐震能力評估及補強工程可行性」報告中將橋梁的重要性區分為極重要、重要、一般與無分類等級，本計畫在選取橋梁時除結構形式、是否有竣工圖外、亦將重要性列入考慮，所選取的橋梁根據上述報告均屬重要或極重要之橋梁。	同意辦理
4. P.103 橋梁洪水臨界頻率比值之簡易調查因子選項在其他因子部份似與洪水損害無關，請再檢核因子之選擇。	此表僅為初擬之因子，期末報告中將選定較具代表性之因子。	同意辦理
5. 為便於日後運用，請研究團隊報告於儀器及系統操作方便性、物理意義及準確性多所著墨。	感謝委員建議，期末報告將針對儀器與系統操作等議題詳細說明。	同意辦理
6. 報告中文字多所誤植，請檢核修正。	感謝委員建議，將檢核修正錯誤文字。	同意辦理

附錄二

期末審查委員意見及辦理概況

交通部運輸研究所合作研究計畫(具委託性質)

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究(1/2)

合作研究單位：國立台灣科技大學

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
一、公路總局陳進發副總工程司		
1. 本研究可提供各橋梁於震後之通行失敗機率，惟最難的亦在如何採擇優先處理之門檻及客觀認定，爰橋梁管理單位除需先驗證可操作性外，尚需以客觀價值來認定，這在後續推廣應用會面臨挑戰。	計畫主持人於計畫執行過程中已撥空拜訪公路總局防災應變中心，並了解公路總局之既有流程，未來將持續配合公路總局政策，修改系統輸出格式資料，如由 PGA 修正為震度。	同意辦理
2. 橋管單位如要應用本研究成果，需先檢核所引用橋梁資料是否正確，近期有無補強或改建，再者排出幾座通行失敗機率高之重要橋梁分析驗證是否符合，倘若符合，仍需想辦法改善，以避免危及用路人安全。	研究所引用之資料皆來自交通部運輸研究所之 TBMS 資料庫，因此橋梁如有補強或改建，相關結構資訊亦會同步更新。而橋梁通行失敗機率之驗證，會在後續年度中持續驗證。	同意辦理
3. 震後第一時間需車巡，第二階段實施特別檢測，車巡主要就是目視伸縮縫狀況，特檢就是實施 12 項檢測資料，各項檢測項目都各有監測儀器可取代，雖需龐大經費支應，惟可於第一時間取得資料，並節省人力，此節與本研究所提供之成果，可否比較出本研究之優勢所在？	本計畫所提供之移動式振動檢測程序並不違背現行之車巡目視檢測作業方式，更能在增加數分鐘之振動頻率檢測時間下，得到更細微的橋梁現況資料，而非僅是目視檢測結果。	同意辦理

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
4. 國震中心對近發展出斷橋預警系統，台大陳正興教授亦同樣針對振動頻率與橋梁沖刷關係研究，以上之研究成果與本研究關係如何？建議可補充證明，加強論證。	除了上述文獻外，本計畫共新增三個與本案相關的文獻回顧，並說明上述研究與本計畫之異同處，新增文獻如下： 柯永彥、張為光與陳正興，橋墩基礎裸露對橋梁結構振動反應之影響，中國土木水利工程學刊，第23卷，第一期，中華民國100年。 李維峰、張嘉峰與梅興泰，以振動頻率檢測橋基沖刷，營建知訊，中華民國98年 張國鎮、宋裕祺、林詠彬、林呈、賴進松、李路生、陳俊仲與翁士晟，創新橋梁監測系統建置試驗研究，高速公路局研究成果報告。 林詠彬、古孟晃與張國鎮，橋梁安全監測跨領域整合平台，行政院災害防救應用科技方案研究成果報告。	同意辦理
二、成功大學土木工程系張文忠教授：		
1. 報告格式建議： (a)P2-13~4 多於兩位以上作者，以第一作者代表。 (b)頻譜圖及其他圖須標註單位。 (c)P3-28 表頭與表格須同頁。 (d)P3-41 Sap2000 → SAP2000 統一。 (e)P2-10~11 參數文獻出處。	(a)感謝委員建議，相關格式與引用方式已修改。 (b)謝謝委員意見，已標註單位。 (c)(d)(e) 感謝委員建議，相關格式與引用方式已修改。	同意辦理
2. 量測結果其時間歷時與對	謝謝委員意見，已附上歷時圖。	同意辦理

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
應 Fourier Spectrum 須一併 呈現。		
3. 分析時須裝三方向振動量 測結果一併考慮。	謝謝委員意見，已於 3.1.3.1 節 增加以下說明：“原則上，進行 振動量測時應該將三軸方向的分 量皆納入考慮；因為本計畫在進 行量測時均有施作定平作業，因 此，垂直方向的分量應可忽略。除 此之外，每一個試驗均進行分別 量測垂直或平行水流方向之試驗 結果(同時)，以下分別說明其試 驗結果：”。	同意辦理
4. 說明模型試驗(震動及水文) 之結果與計畫整體目標之關係。	謝謝委員意見，於 3.3.1 節增加 以下說明：“上述試驗目的中， 有些是為了瞭解沖刷深度與振動 頻率間的關係(如第一點)，有些 則是為了後續分析之需要，例如 水流速之分布將作為 SAP2000 側 推分析時，計算各橋墩(同一個振 動單元)側向推力之參考。側推分 析時(決定耐洪臨界頻率)，需要 計算個橋墩之側向力之分布與橋 墩間最大側向力之相對比值，根 據規範規定，動水壓為流速之函 式，因此，一旦各橋墩的相對流 速值決定後，其側向推力的相對 值也可同時決定。”。	同意辦理
5. 橋梁振動檢測是否可提出 量測 SOP？	謝謝委員意見，新增 3.1.4 節說 明委員詢問之內容，惟因內容 較長，請參閱該節內容。	同意辦理
三、高公局工務組林安彥組長(退休)		
1. 前於期中報告時建請： (1) 增列「1.6 研究計畫工 作進度圖」(Bar Chart)，	感謝委員建議，已新增 1.6 節。 此處劣化程度之定義為橋梁鋼 筋因鹽害、中性化造成鋼筋斷 面減少百分比，後續章節 4.1.1	同意辦理

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
(2) 第 8 頁，有關補充說明「劣化程度」之定義，及計算「劣化程度」之參數為何？經查本期末報告尚付闕如。仍建請補充說明。	中有詳細介紹劣化程度計算所採用之參數與引用文獻	
2. 第 1-4 頁，「1.3 研究範圍與對象」一節，稱台灣橋樑 92% 為鋼筋混凝土橋，且 73% 以上橋齡均在 15 年以上，橋梁強度堪慮。請補充說明何以鋼筋混凝土橋梁橋齡達 15 年則強度堪慮？據高速公路經驗：通車後 20 年時，橋梁始出現劣化現象，如裂縫或白華，強度尚無堪慮之處。	感謝委員建議；刪除橋梁強度堪慮之說明。	同意辦理
3. 第 6-1 頁，「6.1 結論」，第 (1) 項稱：本計畫探討適用於台灣地區移動式震動檢測方法…。此項既為陳述結論，建請略述探討移動式震動檢測方法之結論。	感謝委員建議，已修正結論與建議章節內容。	同意辦理
四、本所港研中心第一科賴瑞應研究員：		
本計畫內容主要分為 4 個部分，包括：(1) 建立地震衰減模式來修正各橋梁之地表地震強度。(2) 考慮材料老劣化、沖刷深度等因素，評估橋梁耐震耐洪能力。(3) 建立移動式振動檢測方法及訂定橋梁破壞臨界頻率，提供橋管單位通阻決策參據。(4) 擴充橋梁耐震能力側推分析案例，精進人工智慧橋梁耐震耐洪能力推論模式。是一個頗複雜且極具挑戰	因鋼筋斷面減少至 35% 機率非常低，因此統一鋼筋斷面減少率為 0%、5%、10%、15%、20% 之情境來分析。	同意辦理

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
性的研究案，從期末報告所呈現的研究成果也非常豐碩，研究團隊的努力值得肯定。為求報告之周全，提供幾點意見供參。 1. 報告第 1-5 頁說明新增 3 座橋梁耐震側推分析案例，每座含 5 種劣化程度：0%、5%、10%、20%、35%，但 4-24 頁圖 4.10 之腐蝕率是以 0%、5%、10%、15%、20%之情境來分析，請檢核修正。		
2. 第 3 章第 3-22 頁提到舊東澳橋將儀器置於橋面版所量測的頻率很接近置於墩帽上所量得的頻率，但第 3-30 頁提到蘭陽大橋所量測的結果，卻顯示儀器置於橋面版所量測的頻率與置於墩帽上所量得的頻率有極大的差距，建議增加兩座橋梁面版的支撐調查(包括是否有隔震支撐墊或束制不同)，或許有助釐清兩者之差異。	謝謝委員意見，於 3.1.3.2 節新增已下內容：“除了上述利用濾波器外，未來亦可針對不同的支撐進行調查，深入了解不同支承對量測結果的影響。濾波器的濾波範圍除可利用大量的有限元素模型預測外，亦可參考國內外相關文獻進行進一步的探討。”。	同意辦理
3. 第 3-30 頁提到試驗 1 與試驗 8 若能有效濾除雜訊，試驗結果 1 仍可能十分接近試驗結果 8，建議後續可針對此部分再進行深入研究探討。	謝謝委員意見，回覆內容同前。	同意辦理

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
4. 第 3-35 頁之 fab 定義為橋梁未受損的振動頻率註解，建議改為原設計條件之結構振動頻率，極限受損定義為任一橋梁之側向抵抗力等於洪水施加於該橋梁的外力，建議改為橋梁容許抵抗的最大洪水側向力。	謝謝委員意見，fab 重新定義為橋墩原設計或未受損的振動頻率(第一振態)，極限受損之定義則因原報告中之定義仍較適合，故未修正。	同意辦理
5. 第 3-36 頁之側推分析，請補充說明側推的方向。	已補充說明為水流方向。	同意辦理
6. 第 3-39 頁說明容量需求曲線相交於沖刷 9m 與 12m 之間，但第 3-40 頁圖 3.14 顯示似乎在 4m 與 6m 之間，請確認。	已修正為 4m 與 6m 之間，謝謝委員提醒。	同意辦理
7. 第 3-42 頁 T0 為橋梁位受損前(原始)之週期，建議修改為原設計條件之週期較為適宜。	已修正為原設計或未受損之週期。	同意辦理
8. 第 4-3 頁圖 4.2 之箭頭方向是否有誤請確認。	謝謝建議，流程箭頭方向已修正。	同意辦理
9. 第 4-38 頁 4.2 人工智慧推論模式精進，應修正為 4.3，相關小節也請一併修正。另外，建議以今年新增的 3 座橋梁案例先以人工智慧推論 Ay、Ac，再跟實際側推結果做比較探討，以驗證並精進人工智慧推論模式。	章節名稱已修正。感謝委員建議，新增表 4-14 在表中比較新增的三座側推分析與人工智慧推論結果。	同意辦理
五、本所港研中心第一科謝明志科長：		

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
1. 圖 3.11 與圖 3.12 圖說完全一樣，建議修改圖 3.11 為「橋梁側推分析與耐洪能力之相容曲線式意圖」。	謝謝委員意見，圖 3.11 之圖說改為「橋梁耐洪能力容量曲線圖之建構」，圖 3.11 之圖說改為「橋梁耐洪能力容量曲線圖建構之結果」。	同意辦理
2. P.3-38，最後一段第二行後面，「相容曲線」是否應為「側推曲線」，即力量與位移的關係。	謝謝委員意見，已修改為側推曲線。	同意辦理
3. 圖 3.13(a)右側圖例，請加註 8m 沖刷與需求曲線。	謝謝委員意見，已加註 8m 沖刷與需求曲線。	同意辦理
4. P.3-39 第 4 行，「9m 與 12m」，是否應改為「4m 與 6m」，請確認。	已修正為「4m 與 6m」。	同意辦理
5. 圖 3.14，圖例請加註 8m 沖刷及容量曲線。	謝謝委員意見，已加註 8m 沖刷與需求曲線。	同意辦理
6. P.3-40 第一行中間「需要進行側推分析」，是否需是要敘述「與推求 A_y 、 A_c 的過程」，請確認。	原文解說不夠明確，修正如下:…「然而，計算容量與需求之側推分析與推估 A_y 、 A_c 的側推分析並不相同，例如前者有考慮沖刷深度，後者則無；又如前者之側推力分佈係參考動水壓力的分布，後者則係參考第一振態的振形。決定容量與需求之側推分析中，土壤的性質需要納入數值模型中；通常，基礎處之土壤以等值土壤彈簧方式納入分析模式中(如圖 3.15 所示)。」…。	同意辦理
7. 表 4-1，表說宜加上「主筋」，因此表頭顯示主筋之益害，公式(4.48)符號說明	感謝委員建議，公式符號已修正統一。	

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
不宜列在公式上，應與其他 參數之符號說明同列。 表 4-10，單垮最大垮距 0.048 之橋梁，應有 5 種劣 化程度，有否遺漏腐蝕率 0 之訓練案例。		
8. 內文符號前段宜一致，公式 (4.50)(4.51) 應與公式 (3.1)(3.2)一致，公式(4.47) 符號應與公式(3.7)一致。	感謝委員建議，公式符號已修 正統一。	
9. 本文飛來鹽含量，以公式 (4.39)推求，建議後續可採 用本中心大氣腐蝕因子資 料庫之數據做內插推估，更 符現況。	公式 4.39 為基本公式，本計畫 引用之文獻即是採用港研中心 大氣腐蝕資料庫之數據進行迴 歸修正，因此符合委員之建議。	
七、本所港研中心第一科林雅雯研究員		
1. 蘭陽大橋移動式振動檢測 模式於橋面版與橋墩帽梁 上之頻率值較有差距，而舊 東澳橋兩者頻率值則相 近，建議補充說明二橋之支 承墊型式、差值原因及如何 後續應用。	謝謝委員意見，於 3.1.3.2 節新 增已下內容：“除了上述利用 濾波器外，未來亦可針對不同 的支撐進行調查，深入了解不 同支承對量測結果的影響。濾 波器的濾波範圍除可利用大量 的有限元素模型預測外，亦可 參考國內外相關文獻進行進一 步的探討。”	同意辦理
2. 橋梁側推分析之結果請研 究團隊檢核，務求正確以利 後續人工智慧推估。	感謝委員建議，新增表 4-14 在 表中比較新增的三座側推分析 與人工智慧推論結果。	同意辦理
3. 報告 p.4-10 公式 4.23 $k=(R-1)/(R_{\max}-1) \geq 0$ 似有 誤，應為	經確認，公式 4.23 應為 $k = \frac{R_{\max}-R}{R_{\max}-1} \geq 0$ ，已修正。此為筆 誤，故 $V_n(\theta_y)$ 及 $V_n(\theta_u)$ 值之計	同意辦理

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
$k = (R_{\max} - R) / (R_{\max} - 1) \geq 0$ ，故簡報 p.64 $V_n(\theta_y)$ 及 $V_n(\theta_u)$ 之值請再檢核。	算並無錯誤。	
4. 報告中文字多所誤植，請檢核修正。	感謝委員建議，相關錯誤文字已修正。	同意辦理

附錄三
期末報告簡報資料

橋梁耐震能力與檢測評估分析模式之建立研究 (1/2) 期末報告簡報



委託單位：交通部運輸研究所

執行單位：台灣科技大學生態與防災工程研究中心

中華民國一百零四年十一月二十四日



台灣科技大學生態與防災工程研究中心

1

簡報流程

壹

計畫背景及目的

貳

研究方法

參

執行步驟

肆

執行進度

伍

結論與建議



台灣科技大學生態與防災工程研究中心

2

壹

計畫背景及目的(1/2)

- 橋梁為連絡河流兩岸之重要交通工程設施，洪水來襲地震皆造成重大威脅，使得橋梁現有狀況不明。

動機

- 目前缺少一套有效評估橋梁現況之通阻檢測模式。且國內橋梁數量多，若對所有橋梁進行詳細檢測評估，將花費許多時間與經費。
- 橋梁振動頻率量測於前期計畫提出，但所量測頻率是否能代表橋梁狀態，仍待確認。
- 橋梁耐震能力推論模式如增加案例資料庫，可提升預測Ay與Ac準確度。



壹

計畫背景及目的(2/2)

目的

- 驗證在橋面版或拖車上所量測振動頻率是否可反應橋墩帽梁之頻率。
- 新增橋梁側推分析案例，擴充資料庫，更新推論模式。
- 初步確認橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)與橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)推論模式，做為橋梁開放通行之標準。
- 災前(維護)、災時(破壞潛勢)與災後(是否開放通行)不同階段之決策參考依據。



本計畫期程分為五個階段完成



執行步驟-第一階段 研究團隊組成

研究團隊組成

名稱	服務機構/系所	專長	負責事項
鄭明淵 特聘教授	國立台灣科技大學/ 營建工程系/管理組	資訊管理系統、營建業流 程再造、人工智慧、地理 資訊系統	計畫案整合 與協調
廖國偉 副教授	國立台灣科技大學/ 營建工程系/資訊組	可靠度分析、最佳化設計、 結構力學、機器學習理論、 系統工程	振動檢測規 劃設計與量 測
吳育偉 博士	國立台灣科技大學/ 營建工程系	資訊工程、軟體代理人、 網頁系統	資訊傳遞與 系統整合
4名 碩士兼任助理	國立台灣科技大學/ 營建工程系	營建管理、資訊工程等	橋梁振動量 測試驗



執行步驟-第二階段 移動式振動檢測模式驗證

1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧

2 量測模式擬定與驗證

3 實尺寸橋梁試驗簡介

4 橋梁試驗分析

5 縮尺橋梁試驗



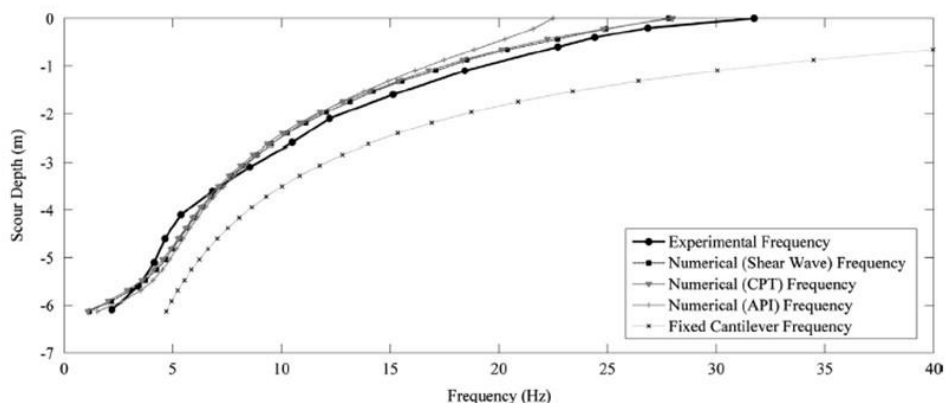
1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧(1/2)

項目	方法
橋梁檢查	台灣地區橋梁維護管理系統TBMS-D. E. R. &U.
橋梁荷載試驗 -承載評定分析	靜載試驗或動載試驗
	透過理論分析 側推分析
	實物調查 由實際交通情況之統計資料
	實物荷載實驗法 車行載重試驗
以頻率為基礎之檢測	微震法、移動式量測法...



1 橋梁檢測與承載評定之文獻回顧(2/2)

文獻中提出不同沖刷深度對振動頻率之影響



S.H. Ju, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013

L.J. Prendergast et al., Journal of Sound and Vibration, 2013



2

量測模式擬定與驗證-前期成果

(1) 量測方法

試驗方式	量測方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
移動式量測法	非直接量測	小自客	小自客	1
	非直接量測	拖車	休旅車	2
	非直接量測	小自客	小自客+重車	3
	非直接量測	拖車	休旅車+重車	4
微震法	直接量測	橋面版	無	5
	非直接量測	拖車(車靜止)	無	6
	非直接量測	小自客(車靜止)	無	7
	非直接量測	橋面版	正常車流	8
	非直接量測	拖車(車靜止)	正常車流	9
	非直接量測	拖車(車發動)	正常車流	10
等速動態載重法	直接量測	橋面版	重車	11
	非直接量測	小自客(車靜止)	重車	12
	非直接量測	拖車(車靜止)	重車	13

前計畫建議採行之試驗方法



2

量測模式擬定與驗證-前期成果

(2) 團隊過去試驗結果(1/2)

總計7座橋共8次試驗

橋梁名稱	試驗代碼	試驗重點	試驗結果	相對應措施
牛門橋	1、5、7	(1)移動式-非直接法之可行性評估 (2)微震-非直接法之驗證	(1)移動式-非直接法結果不佳 (2)確認港研儀器之準確性	(1)移動式-非直接法改用加速度計(思源橋)
思源橋	1、5、7	移動式-非直接法準確性之驗證	準確性尚待驗證	增加無動力小拖車，加大外力訊號(卡車)
執信橋(第一次)	1~7,11~13	(1)微震-非直接法可行性探討 (2)橋梁振動外力增加影響之探討 (3)移動式-非直接法可行性再探討	(1)微震-非直接法確實可行 (2)外加載重對量測結果有正面效果，以車速20公里/小時最佳 (3)小自客不適用於移動式-非直接法，無動力小拖車可行性較高	
執信橋(第二次)	5、6、7	洪水前後頻率比較	無明顯不同	
集集橋	5、6、7	增加試驗資料	與先前試驗結果一致	



2

量測模式擬定與驗證-前期成果

(2) 團隊過去試驗結果(2/2)

橋梁名稱	試驗代碼	試驗重點	試驗結果	相對應措施
台中東勢大橋	2、8、9	尋找最佳量測方式	(1) 試驗方式8與9的結果較接近	
台中天福大橋	2、5、8、6、9	比對橋上有無行車對頻譜之影響	(1) 試驗方式5、8、6、9的結果接近，橋上是否有車輛通行，對第一振態(小於5Hz)的讀取並沒有太大的影響 (2) 小拖車似乎具有過濾超過10Hz水流向振動的機制	
苗栗西湖大橋	2、5、8、6、9、10	1.比對橋上有無行車對頻譜之影響 2.增加試驗資料 3.比對汽車發動引擎對頻譜之影響	(1) 雖然試驗方式5、8、6、9的結果相對接近，但已不符合ttest (2) 引擎發動對第一振態(小於5Hz)的讀取並沒有太大的影響	



2

量測模式擬定與驗證-本年度新增2座

(3) 實尺寸橋梁試驗-舊東澳橋

本期驗證前述試驗5、6之方法何者更能反應橋梁之頻率？



2 量測模式擬定與驗證-本年度新增2座

(3) 實尺寸橋梁試驗-蘭陽大橋



3 實尺寸橋梁試驗簡介

(1) 試驗日期

橋梁	第1次試驗	第2次試驗	第3次試驗	第4次試驗
宜蘭舊東澳橋	104/06/02上午	104/08/17上午	-	-
宜蘭蘭陽大橋	104/06/02下午	104/08/17下午	104/11/11 ~ 11/12凌晨	104/11/11 ~ 11/12凌晨

(2) 試驗所使用的小拖車



後視圖



俯視圖



實尺寸橋梁試驗簡介

(3) 試驗方式與代碼

試驗方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
直接-無行車	橋面版	無	1
直接-有行車	橋面版	橋上隨機車輛	2
間接-無行車-靜止-未發動	拖車	無	3
間接-有行車-靜止-未發動	拖車	橋上隨機車輛	4
間接-無行車-靜止-發動	拖車	無	5
間接-有行車-靜止-發動	拖車	橋上隨機車輛	6
間接-無行車-移動	拖車	無	7
直接-無行車	帽梁	無	8
直接-有行車	帽梁	橋上隨機車輛	9



橋梁試驗分析-東澳橋

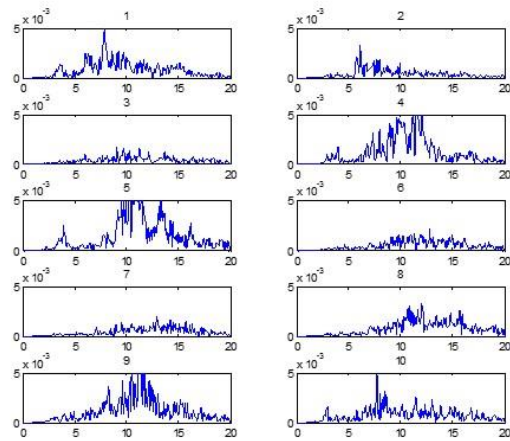
(1) 試驗方式-東澳橋

試驗方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
直接-無行車	橋面版	無	1
間接-無行車-靜止-未發動	拖車	無	3
間接-無行車-靜止-發動	拖車	無	5
間接-無行車-移動	拖車	無	7
直接-無行車	帽梁	無	8



4

第二階段-移動式振動檢測模式驗證 第2次試驗分析-東澳橋(垂直方向)



Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	7.92
2	6.08
3	9.08
4	11.58
5	10.83
6	12.83
7	12.92
8	12
9	11.25
10	7.75
Ave.	10.22
Std.	2.37

直接-無行車-橋面版之試驗結果 (試驗1)



4

第二階段-移動式振動檢測模式驗證 第2次試驗分析-東澳橋(垂直方向)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	2.83
2	2.58
3	2.58
4	2.42
5	2.5
6	2.83
7	2.5
8	2.58
9	2.75
10	2.58
Ave.	2.62
Std.	0.14

間接-無行車-靜止-未發動 (試驗3)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	17
2	17
3	2.58
4	2.42
5	17.83
6	2.58
7	17
8	2.17
9	1.92
10	2.58
Ave.	8.31
Std.	7.67

間接-無行車-靜止-發動 (試驗5)

Frequency corresponding to maximum energy (Hz)	
1	19.70
2	17.27
3	8.79
4	8.18
5	16.67
6	8.48
7	17.27
8	8.48
9	11.82
10	19.70
Ave.	13.64
Std.	4.93

間接-無行車-移動 (試驗7)



橋伸縮縫之垂直向震動頻率					
放置位置	橋面版	拖車			帽梁
試驗編號	試驗1	試驗3 (未發動)	試驗5 (發動)	試驗7 (移動)	試驗8
Ave.	10.22	2.62	8.31	13.64	10.48
Std.	2.37	0.14	7.67	4.93	0.29



橋伸縮縫之水平向震動頻率					
放置位置	橋面版	拖車			帽梁
試驗編號	試驗1	試驗3 (未發動)	試驗5 (發動)	試驗7 (移動)	試驗8
Ave.	13.93	5.01	6.30	16.48	10.53



4

第二階段-移動式振動檢測模式驗證
第1、2次試驗比較-東澳橋(垂直方向)

	垂直水流方向之震動頻率(6/2風災前)				
	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7	試驗8
Ave.	11.40	2.76	10.82	13.75	11.42

	垂直水流方向之震動頻率(8/17風災後)				
	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7	試驗8
Ave.	10.22	2.62	8.31	13.64	10.48



4

第二階段-移動式振動檢測模式驗證
第1、2次試驗比較-東澳橋(水平方向)

	平行水流方向之震動頻率(6/2風災前)				
	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7	試驗8
Ave.	12.28	5.98	5.87	12.91	10.89

	平行水流方向之震動頻率(8/17風災後)				
	試驗1	試驗3	試驗5	試驗7	試驗8
Ave.	13.93	5.01	5.98	16.48	10.53



(3) 試驗方式－蘭陽大橋

試驗方式	儀器位置	橋梁振動外力來源	試驗代碼
直接-無行車	橋面版	無	1
直接-有行車	橋面版	橋上隨機車輛	2
間接-無行車-靜止-未發動	拖車	無	3
間接-有行車-靜止-未發動	拖車	橋上隨機車輛	4
直接-無行車	帽梁	無	8
直接-有行車	帽梁	橋上隨機車輛	9



可能原因:量測時間過短(24~30sec)

垂直水流方向之震動頻率(6/2風災前)						
外力	無車輛			隨機車輛		
放置地點	橋面版	拖車	帽梁	橋面版	拖車	帽梁
試驗No	試驗1	試驗3	試驗8	試驗2	試驗4	試驗9
Ave.	4.53	4.33	13.11	4.49	12.71	13.80

垂直水流方向之震動頻率(8/17風災後)						
外力	無車輛			隨機車輛		
放置地點	橋面版	拖車	帽梁	橋面版	拖車	帽梁
試驗No	試驗1	試驗3	試驗8	試驗2	試驗4	試驗9
Ave.	3.29	10.08	15.35	5.55	11.73	14.33



4

第二階段-移動式振動檢測模式驗證
第1、2次試驗比較-蘭陽大橋(水平方向)

可能原因:量測時間過短(24~30sec)

平行水流方向之震動頻率(6/2風災前)						
外力	無車輛			隨機車輛		
放置地點	橋面版	拖車	帽梁	橋面版	拖車	帽梁
試驗No	試驗1	試驗3	試驗8	試驗2	試驗4	試驗9
Ave.	5.4	12.93	8.47	5.72	13.86	12.00

平行水流方向之震動頻率(8/17風災後)						
外力	無車輛			隨機車輛		
放置地點	橋面版	拖車	帽梁	橋面版	拖車	帽梁
試驗No	試驗1	試驗3	試驗8	試驗2	試驗4	試驗9
Ave.	16.00	5.64	8.52	16.58	5.37	14.75



4

第二階段-移動式振動檢測模式驗證
第3、4次試驗比較-蘭陽大橋(垂直方向)

本研究團隊於11/11深夜至11/12凌晨進行試驗，共量測兩次，結果如下

垂直水流方向之震動頻率						
外力	無車輛			隨機車輛		
放置地點	橋面版	拖車	帽梁	橋面版	拖車	帽梁
試驗No	試驗1	試驗3	試驗8	試驗2	試驗4	試驗9
第3次	2.80	3.91	19.17	3.33	3.33	10.67
第4次	2.73	4.00	19.96	2.74	4.12	2.74

➔ 前後試驗間不再存有顯著的差異，行車對頻率量測有潛在影響



第二階段-移動式振動檢測模式驗證

4 第3、4次試驗比較-蘭陽大橋(水平方向)

水平水流方向之震動頻率						
外力	無車輛			隨機車輛		
放置地點	橋面版	拖車	帽梁	橋面版	拖車	帽梁
試驗No	試驗1	試驗3	試驗8	試驗2	試驗4	試驗9
第3次	3.13	6.65	19.13	3.10	5.84	15.80
第4次	3.12	6.61	19.96	9.65	6.04	15.30

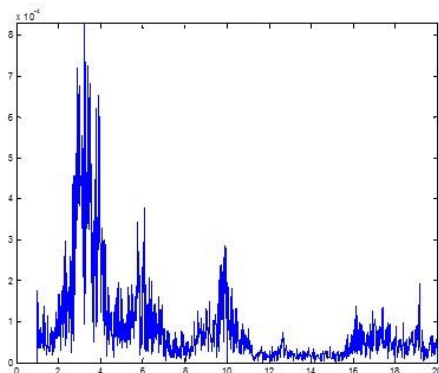
➔ 前後試驗間不再存有顯著的差異，行車對頻率量測有潛在影響



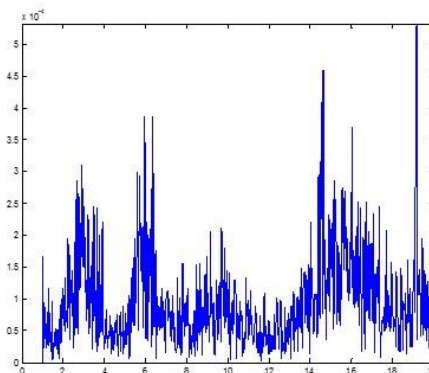
第二階段-移動式振動檢測模式驗證

4 兩次試驗比較-蘭陽大橋

試驗8與試驗1間仍存在差異性



典型的試驗1試驗結果(平行水流)



典型的試驗8試驗結果(平行水流)

➔ 譜形類似，在頻率3、6、10、16與19(Hz)處，為共同高能量的頻率處



(4) 試驗小結

影響因素 量測位置	定平	自動定平 裝置	定向 (行車垂直方向)	外在影響因素		
				風力	胎壓	鋪面平 整度
拖車上 <u>試驗3-6</u>	人工 調整	需考量阻 尼因素	人工 調整	易受風 力影響 (需加重 物)	需固定	-
拖車上(行進間) <u>試驗7</u>	不易 調整	需考量阻 尼因素	不易 調整	易受風 力影響 (需加重 物)	需固定	受鋪面 影響大
橋面上 <u>試驗1-2</u>	人工 調整	需考量阻 尼因素	人工 調整	-	-	-



(4) 試驗小結

小結 1

在第一振態未進行任何校正下：

- 試驗1(直接-無行車-橋面板)與試驗方式8(直接-無行車-帽梁)最接近
- 試驗3~7(速度計置於拖車上)干擾因素較多(如風速、拖車重量、拖車輪胎氣壓、拖車與橋面板摩擦程度等)，訊號變異性較大，將其結果作為橋梁健康指標並不理想
- 試驗1雖具有最理想的量測結果，但仍受帽梁支承墊影響



(4) 試驗小結

小結 2

- 歷時震動分析轉為頻譜後，本研究以具有最高頻譜能量的頻率作為第一振態頻率(未做任何校正)。
- 建置有限元素模型輔助頻譜分析決定第一振態頻率過於耗時費力，故本計畫將延續先前研究成果建立27座橋梁SAP模型，分析建立此27座橋梁第一振態案例資料庫。
- 明年度以此資料庫，應用人工智慧推論其餘2700座橋梁之第一振態頻率。



(4) 試驗小結

小結 3

- 無論量測儀器置於拖車或橋面板，水平校正作業均為必要，目前本團隊已初步試驗開發自動水平校正儀之可行性
- 試驗7(間接-有行車-移動-拖車)除須水平校正外，仍需校正車行方向，複雜度較高，不建議採用

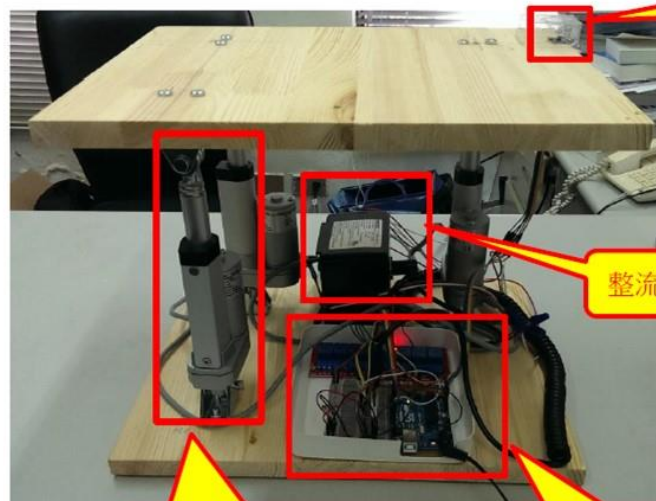


自動水平儀：

運用閉路回授原理(closed-loop feedback control)，將位於平面三軸的(X,Y,Z) 加速度分量，經微控制器運算後，控制支撐平面的三支電動推桿(actuator)，修正平面的傾斜度，直到平面達到水平



概觀



三軸加速計

整流及控制器 (T-control)

電動推桿 x3 (Actuator)

微電腦控制模組



5

第二階段-移動式振動檢測模式驗證 縮尺橋梁試驗



試驗準備



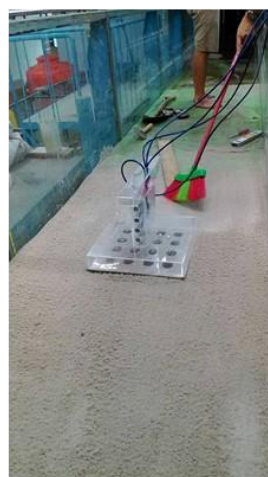
台灣科技大學生態與防災工程研究中心

37

5

第二階段-移動式振動檢測模式驗證 縮尺橋梁試驗

縮尺寸橋梁試驗



試驗準備完成



台灣科技大學生態與防災工程研究中心

38

5

第二階段-移動式振動檢測模式驗證 縮尺橋梁試驗

在水槽建擋水牆儲水

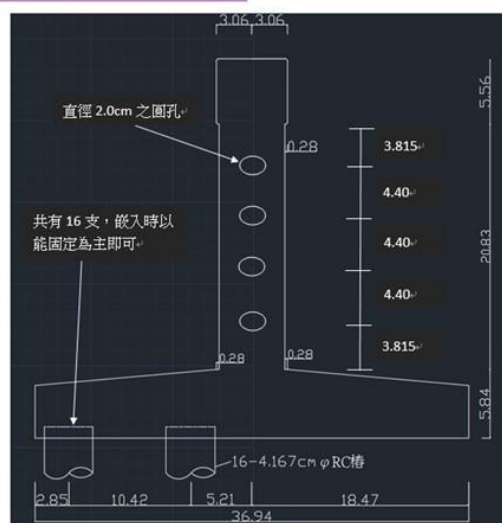
原因：解決設備老舊儲水能力不足的問題



5

第二階段-移動式振動檢測模式驗證 縮尺橋梁試驗

水壓計承受沖刷面示意圖



5

第二階段-移動式振動檢測模式驗證 縮尺橋梁試驗

水壓計承受沖刷面照片比較圖



水壓計編號由上往下
依序為1. 2. 3. 4

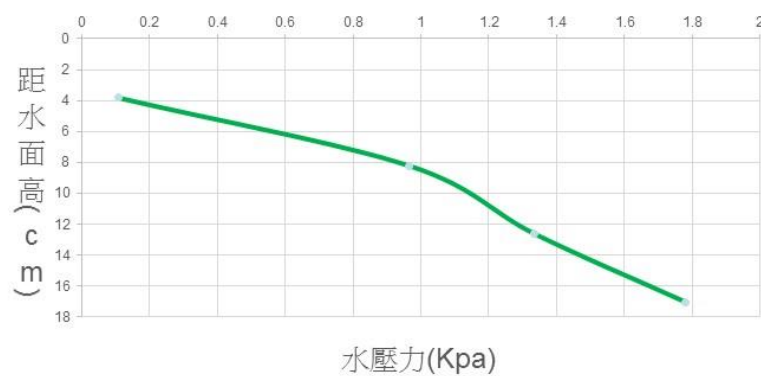


5

第二階段-移動式振動檢測模式驗證 縮尺橋梁試驗

墩柱平均水壓力

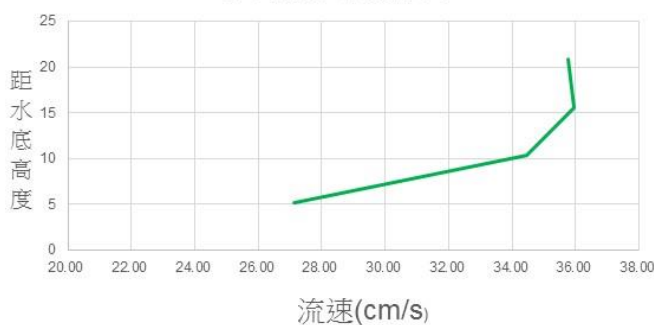
墩柱平均水壓力分布圖



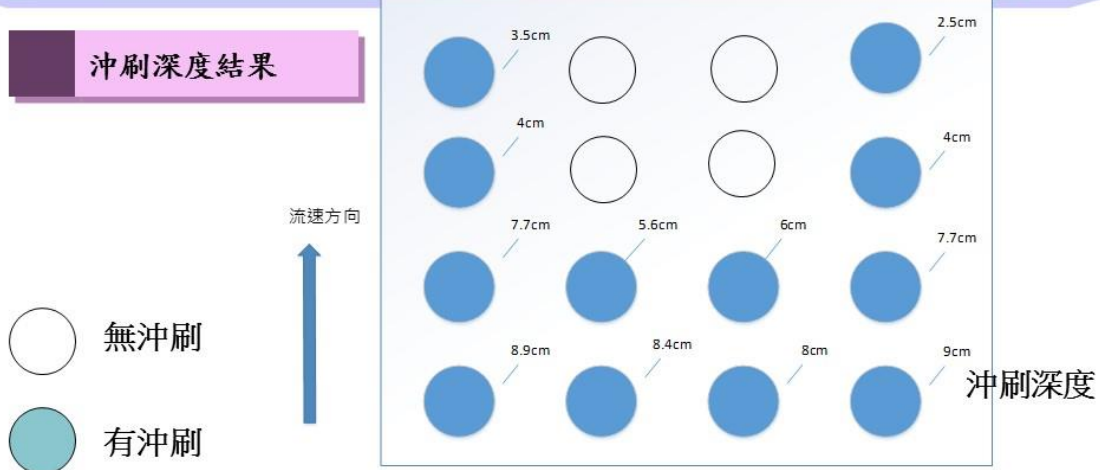
平均流速

平均流速 (cm/sec)	27.11	34.48	35.95	35.77
深度(從水底算起, cm)	5.2	10.4	15.6	20.8
流速均速(取50%)	35.2 cm/sec			

水深度與速度關係圖



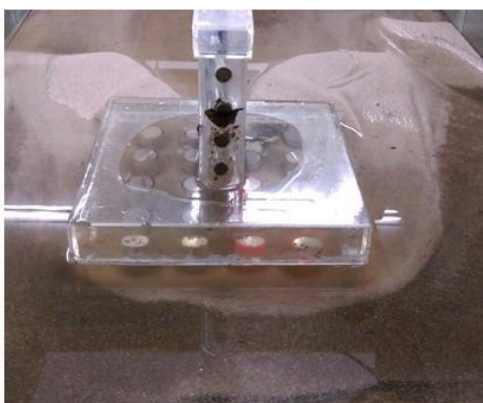
冲刷深度結果



Shen (1966)	Neil (1964)	Jain (1984)	試驗(平均)
11.56 cm	10.65 cm	7.80 cm	8.6 cm

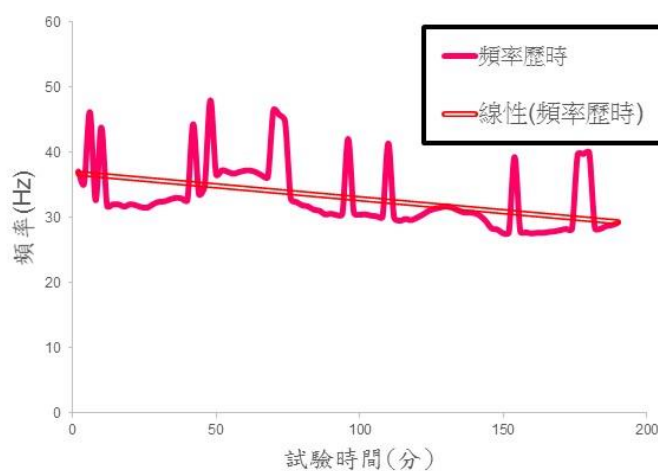


沖刷深度照片比對



振動頻率變化圖

沖刷深度越大頻率越低



執行步驟-第三階段 新增橋梁耐震側推分析模式分析案例

1

側推分析與殘餘能力評估流程圖

2

模型建置

3

橋梁AyAC分析

4

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)分析

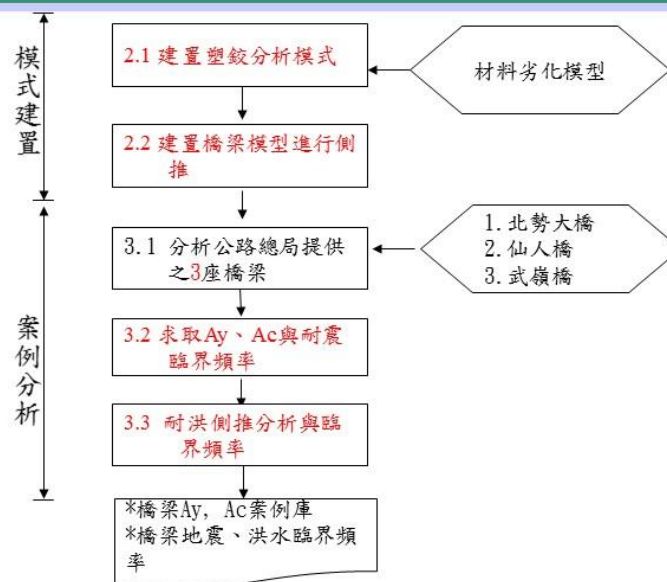
5

橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)分析



1

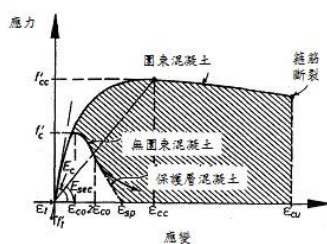
第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 側推分析與殘餘能力評估流程圖



2.1

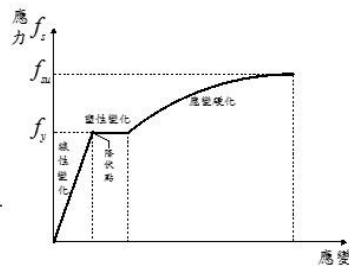
第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

(a) 混凝土材料模型



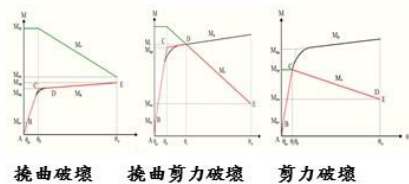
Mander (1988)

(b) 鋼筋材料模型



Mirza and MacGregor (1979)

(c) 塑鉸破壞模式



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

(a) 混凝土材料模型
(核心混凝土
, 無劣化)

矩形斷面:

Strain corresponding to maximum stress:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_0 [1 + 5(K - 1)]$$

Ultimate strain for confined concrete:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_x \rho_y \varepsilon_{zm}}{f'_{cc}}$$

Stress-strain relation

$$f'_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x r}$$

$$E_{sbc} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sbc}}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

ε_0 = strain when maximum stress is reached for unconfined concrete

$$\rho_x = \rho_x + \rho_y$$

$$\rho_x = \text{transverse bar area to concrete area ratio in } x \text{ direction} = \frac{A_{st}}{b \times s}$$

$$\rho_y = \text{transverse bar area to concrete area ratio in } y \text{ direction} = \frac{A_{st}}{h \times s}$$

s = transverse bar spacing

ε_{zm} = strain when stress starts to linearly decrease until zero



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

(a) 混凝土材料模型 (圓形斷面) (核心混凝土，無劣化)

Confinement effectiveness coefficient:

$$k_s = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2ds}\right)^2}{1 - \rho_{cc}}$$

Effective confining pressure in :

$$f'_l = k_s f_l = k_s \left(\frac{2f_{yk} A_{sp}}{d_s s} \right)$$

Find confined strength ratio:

$$K = 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f_c^2} - \frac{2 f'_l}{f_c^2}} - 1.254$$

$$f'_{cc} = K f'_c$$

Strain corresponding to maximum stress:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_0 [1 + 5(K - 1)]$$

Ultimate strain for confined concrete:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_y \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

Stress-strain relation

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

(a) 混凝土材料模型 (保護層混凝土，無劣化)

$$\sigma_a = \zeta f_c \left[2 \times \left(\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} \right)^2 \right] \longrightarrow \text{Ascending branch}$$

$$\sigma_d = \zeta \times f_c \left[1 - \left(\frac{\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_0} - 1}{\frac{2}{\zeta} - 1} \right)^2 \right] \longrightarrow \text{Descending branch}$$

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 600 \varepsilon_r}} \longrightarrow \text{Softening coefficient to account corrosion}$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta w_{cr}}{b_o}$$

f_c = ultimate stress
 ε_0 = strain corresponding to f_c

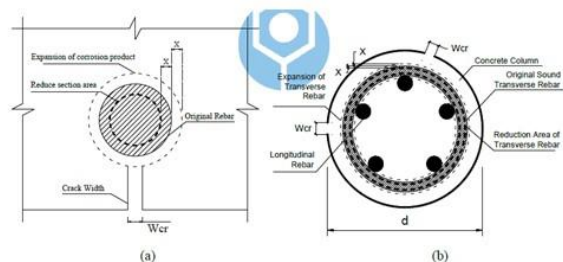


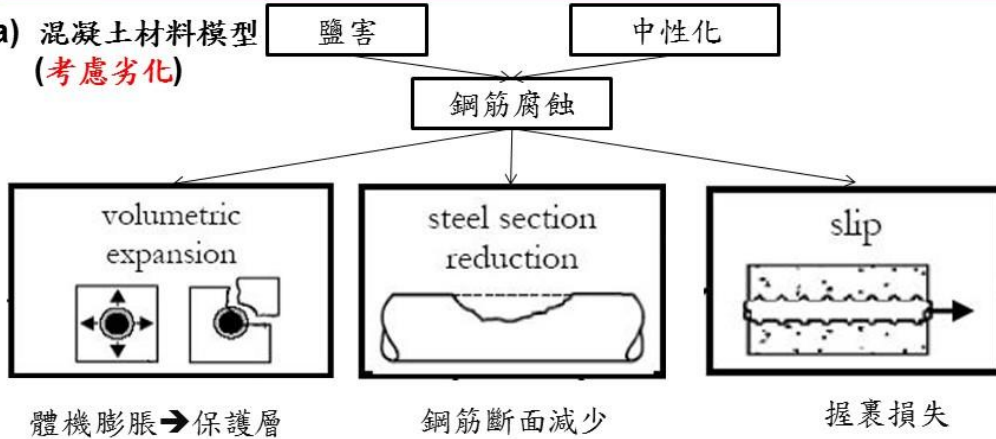
Figure 2.2 Crack Width: (a) Longitudinal Reinforcement; (b) Transverse Reinforcement



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

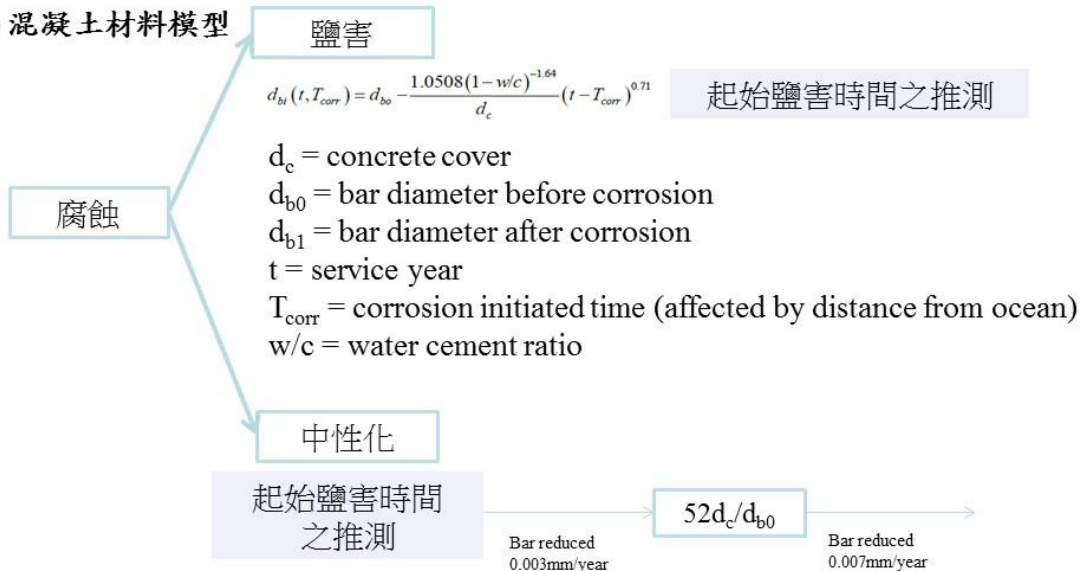
(a) 混凝土材料模型
(考慮劣化)



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

(a) 混凝土材料模型



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

(a) 混凝土材料模型 (考慮劣化)

Longitudinal bar (initial diameter = 16mm)				
Year	Chloride concentration	Diameter reduction by chloride (mm)	Diameter reduction by carbonation (mm)	Reduction percentage
202.00	0.28	0.00	0.41	5.00
305.00	0.29	0.00	0.82	10.00
366.00	0.30	0.00	1.25	14.99
423.00	0.30	0.06	1.65	20.16

主筋主要受到中性化之影響

Transverse bar (initial diameter = 13mm)				
Year	Chloride concentration	Diameter reduction by chloride (mm)	Diameter reduction by carbonation (mm)	Reduction percentage
202	0.30	0.00	0.46	6.98
305	0.30	1.34	1.00	32.79
366	0.31	2.28	1.43	48.87
423	0.31	3.03	1.83	60.70

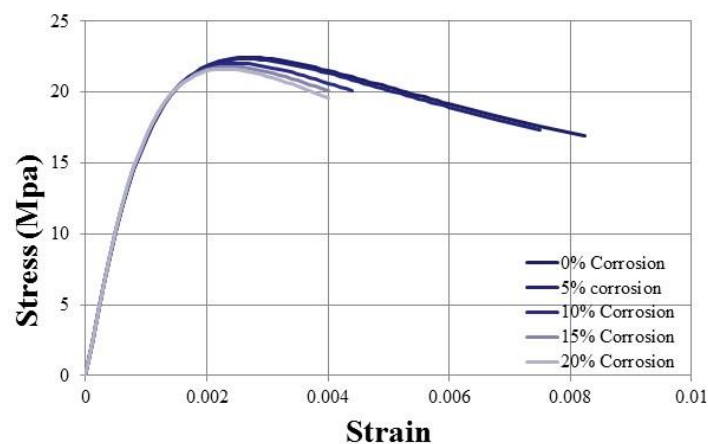
剪力筋主要受到鹽害之影響



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

(a) 混凝土材料模型 (核心混凝土)



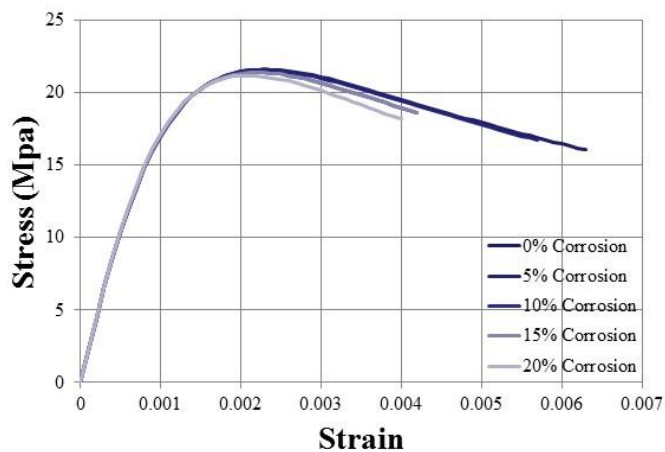
墩柱應力應變圖



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

(a) 混凝土材料模型 (核心混凝土)



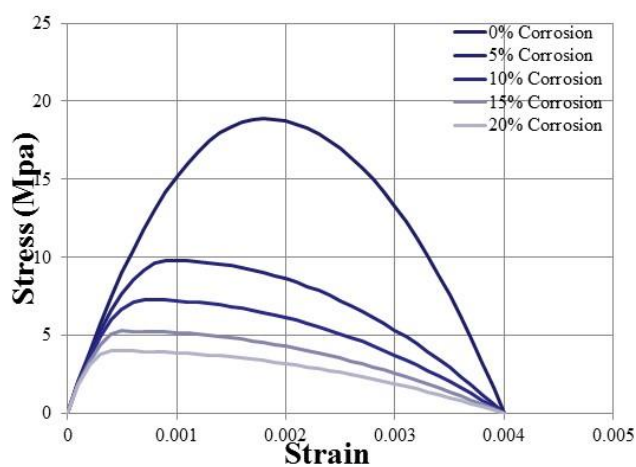
沉箱應力應變圖



2.1

第三階段-新增橋梁耐震側推分析模式分析案例 建置塑鉸分析模式

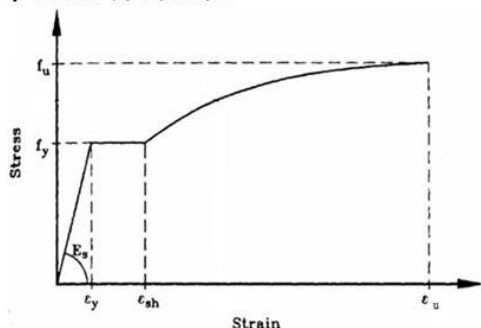
(a) 混凝土材料模型 (保護層混凝土)



2.1

建置塑鉸分析模式

(b) 鋼筋材料模型



Elastic Part: ($\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$)

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

Strain Hardening Part: ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$)

$$f_s = f_y \left[\frac{f_u}{f_y} - \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \right]$$

Type of corrosion	Mechanical Properties	Equation for mechanical Properties
	Yield point	$\sigma_{cy} = (1 - 1.98(\Delta w/100)) \sigma_{sy}$
Pitting corrosion	Ultimate point	$\sigma_{cu} = (1 - 1.57(\Delta w/100)) \sigma_{su}$
	Elastic Modulus	$E_{cs} = (1 - 1.15(\Delta w/100)) E_{ss}$
	Elongation	$\delta_c = (1 - 2.59(\Delta w/100)) \delta_s$

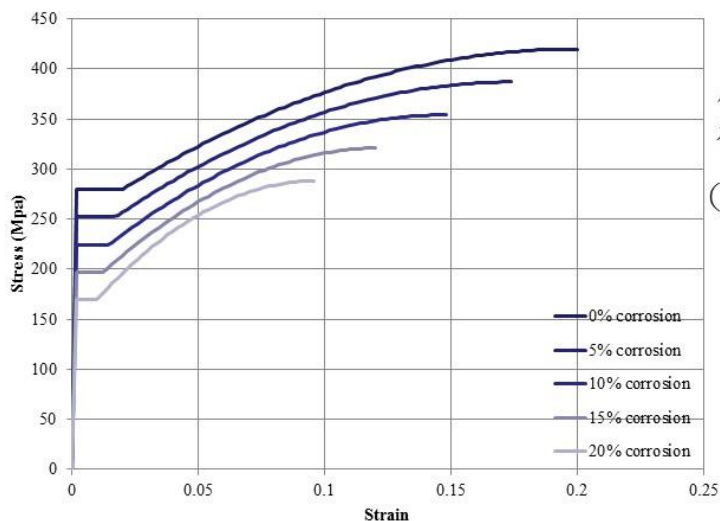
Δw = bar reduction percentage



2.1

建置塑鉸分析模式

(b) 鋼筋材料模型



腐蝕面積假設
從0%到20%

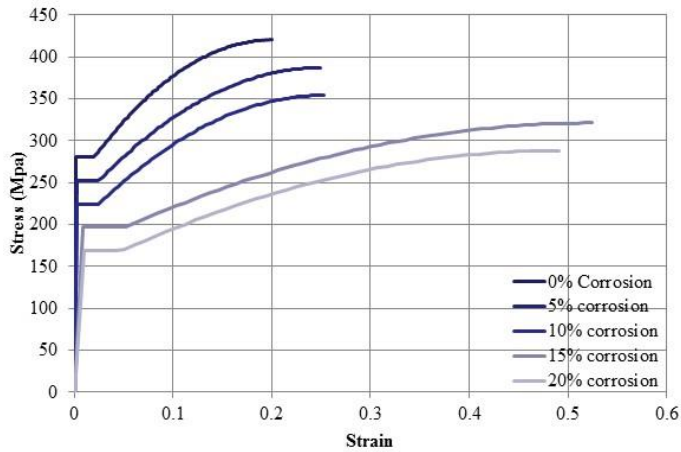
(尚未考慮握裹力的損失)



2.1

建置塑鉸分析模式

(b) 鋼筋材料模型



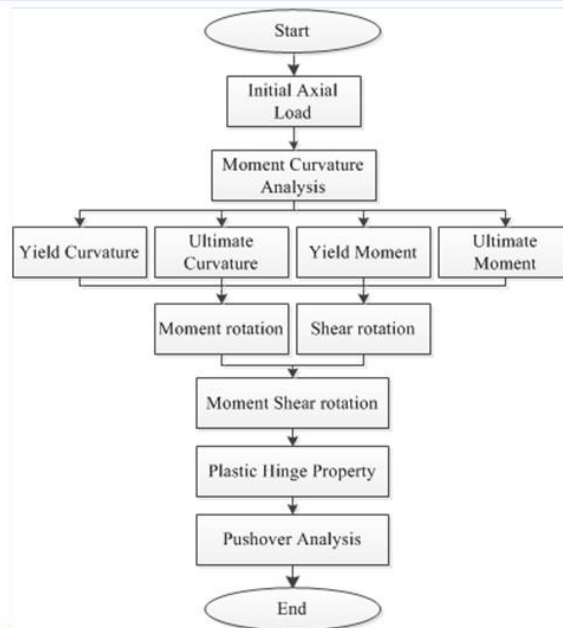
腐蝕面積假設
從0%到20%
(含握裹力的損失)



2.1

建置塑鉸分析模式

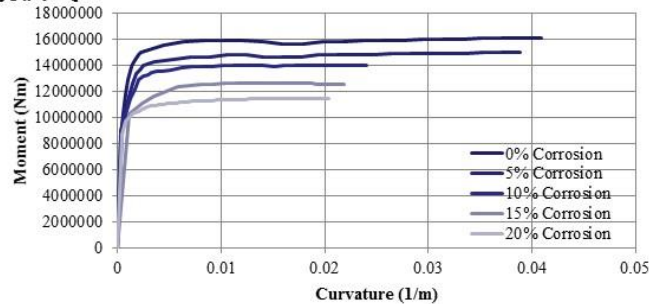
(c) 塑鉸破壞模式



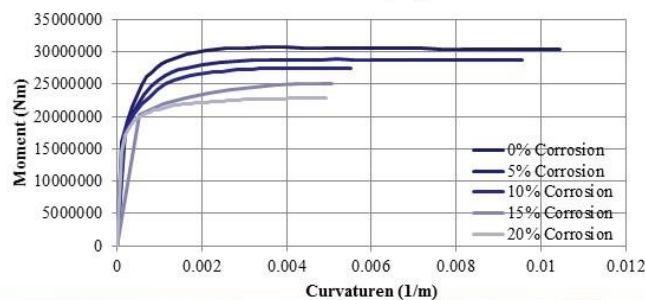
2.1

建置塑鉸分析模式

(c) 塑鉸破壞模式



Moment Curvature
of P3 in Y direction



Moment Curvature
of P3 in X direction



2.1

建置塑鉸分析模式

(c) 塑鉸破壞模式

Yield and ultimate displacement

$$\Delta_y = \frac{\phi_y l^2}{3}$$

$$l_p = 0.08l + 0.022d_s f_y$$

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p (l - 0.5l_p)$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$$

Yield and ultimate rotation

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{h}$$

$$\theta_u = \theta_y + \left(\frac{\Delta_p}{h - \frac{l_p}{2}} \right)$$

l_p = plastic length

Δ_y = yield displacement

Δ_p = plastic displacement

Δ_u = ultimate displacement

l = column length

d_s = longitudinal bar diameter

Shear contributed by concrete

$$V_c = 0.53(k + F) \sqrt{f'_c} A_g$$

$$k = \frac{R_{max} - R}{R_{max} - 1} \geq 0$$

$$F = \frac{N}{140 A_g} \text{ (Compression Axial Force)}$$

$$F = \frac{N}{35 A_g} \text{ (Tension Axial Force)}$$

$$R = \frac{\theta}{\theta_y}$$

$$R_{max} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

Shear contributed by transverse bar

$$V_s = (A_{st} f_y d) \frac{\pi}{2}$$

Transformation from shear force to shear moment

$$M_{wy} = V_n(\theta_y) \times h$$

$$M_{wu} = V_n(\theta_u) \times (h - l_p/2)$$

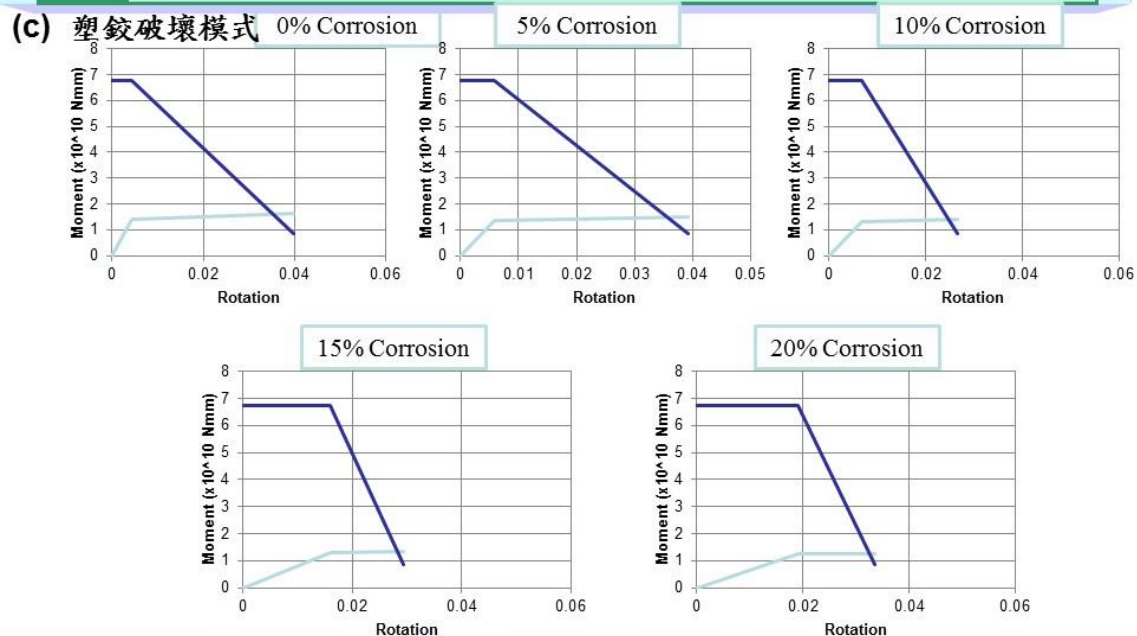
$$V_n(\theta_y) = V_c$$

$$V_n(\theta_u) = V_c + V_s$$



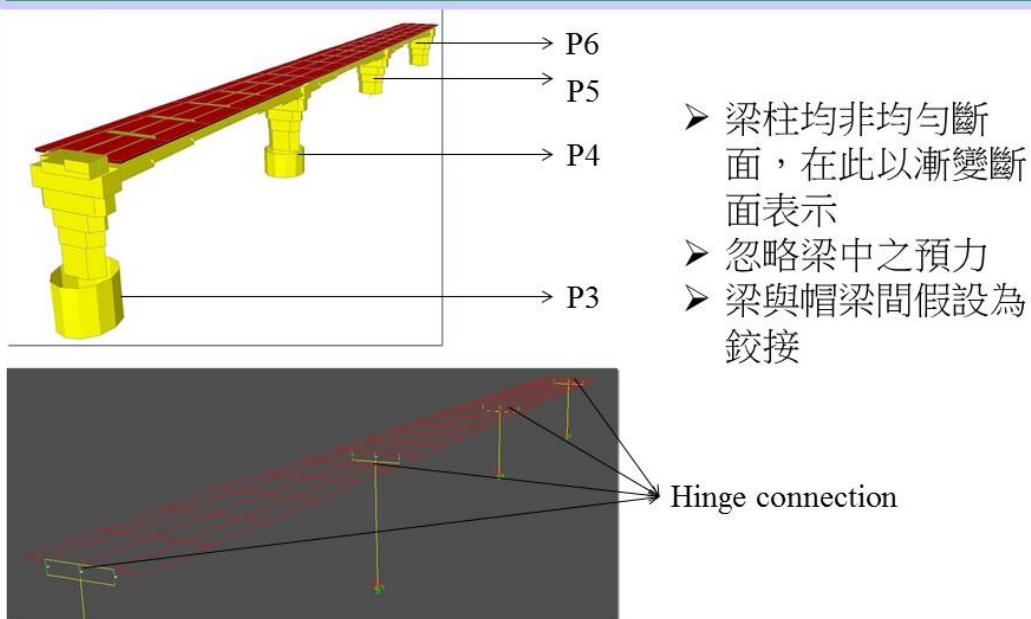
2.1

建置塑鉸分析模式



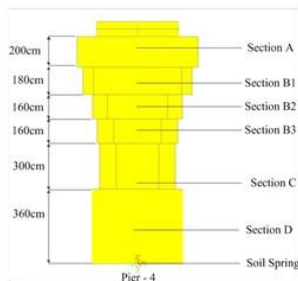
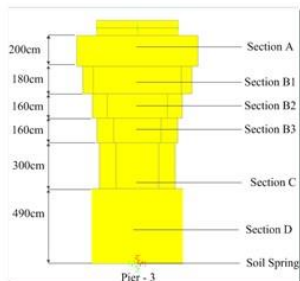
2.2

建置橋梁模型進行側推



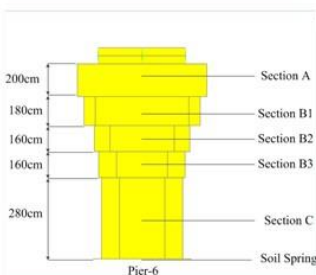
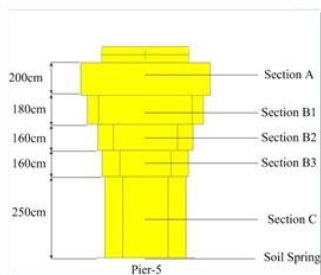
2.2

建置橋梁模型進行側推



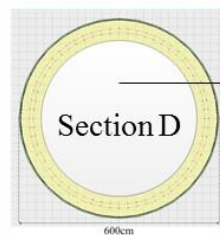
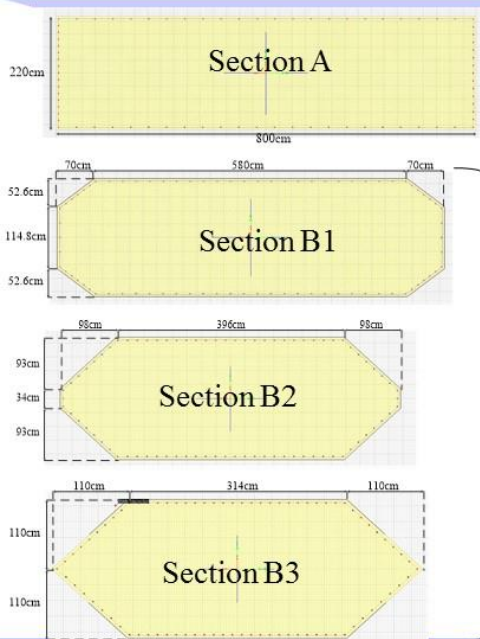
Section A-C 墩柱斷面
Section D 沉箱斷面

section C (墩柱)
and D (沉箱)
均可能產生塑鉸



2.2

建置橋梁模型進行側推



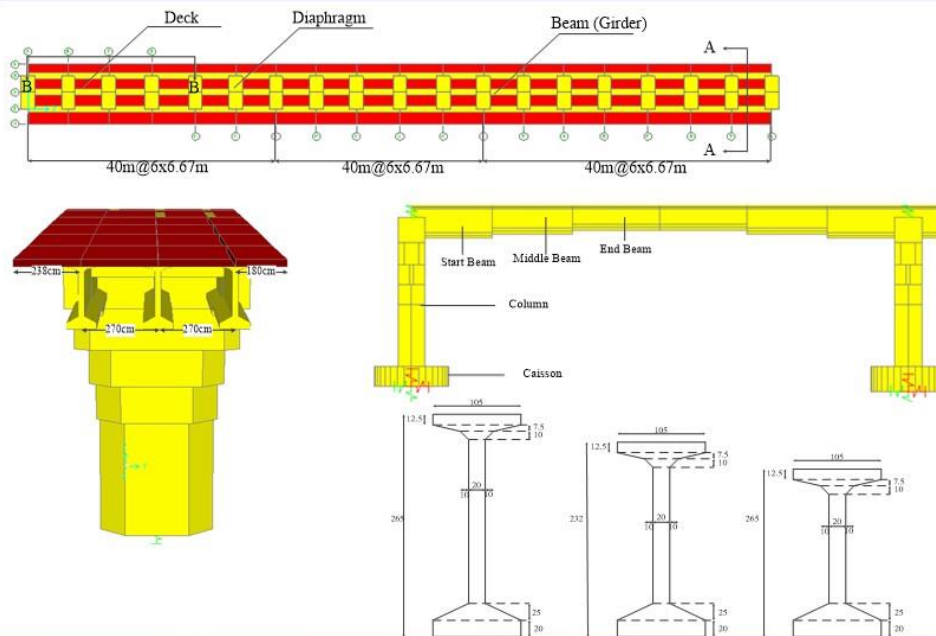
沉箱斷面

漸變斷面
模擬墩柱



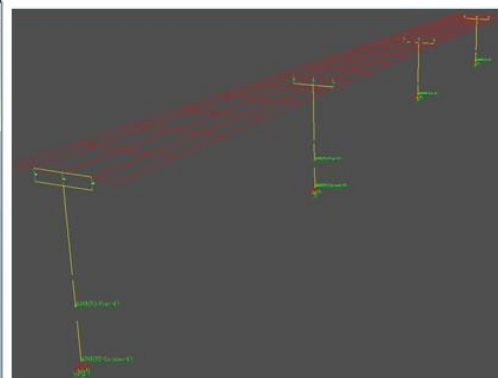
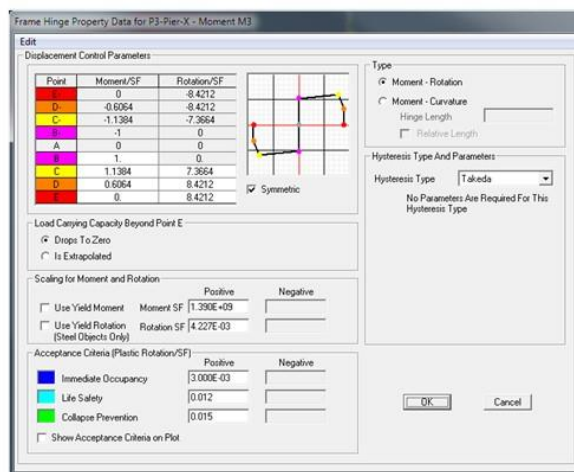
2.2

建置橋梁模型進行側推



2.2

建置橋梁模型進行側推



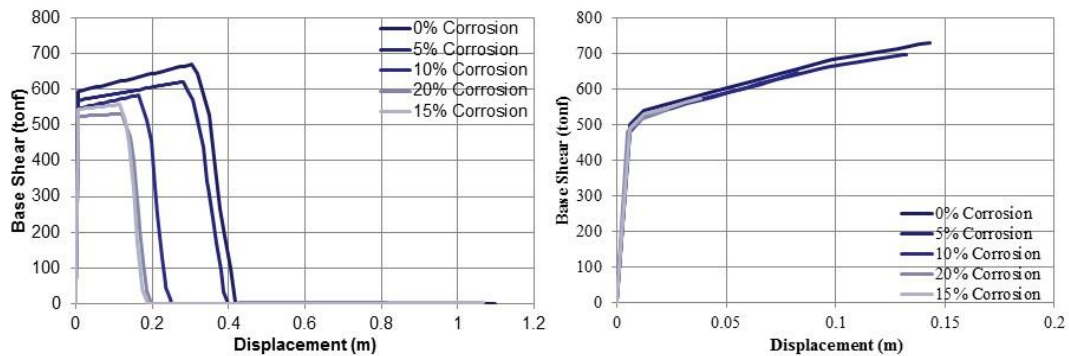
僅墩柱與沉箱有可能產生塑鉸

以M3模擬塑鉸



2.2

建置橋梁模型進行側推



Pushover X direction

Pushover Y direction

Condition	Yield Displacement (m)	Yield Base Shear (tf)	Ultimate Displacement (m)	Ultimate Base Shear (tf)
0% Corrosion	0.0068	583.56	0.3043	670.91
5% Corrosion	0.0063	552.44	0.2817	621.99
10% Corrosion	0.0060	529.73	0.1626	584.24
15% Corrosion	0.0060	528.49	0.1142	556.97
20% Corrosion	0.0057	507.67	0.1203	532.26

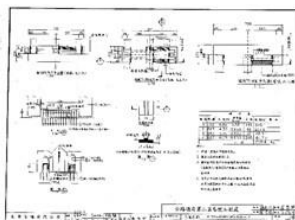
Condition	Yield Displacement (m)	Yield Base Shear (tf)	Ultimate Displacement (m)	Ultimate Base Shear (tf)
0% Corrosion	0.0060	501.69	0.1433	731.14
5% Corrosion	0.0059	490.50	0.1322	698.42
10% Corrosion	0.0058	480.77	0.0824	646.40
15% Corrosion	0.0059	490.54	0.0386	574.78
20% Corrosion	0.0051	480.79	0.0235	542.63



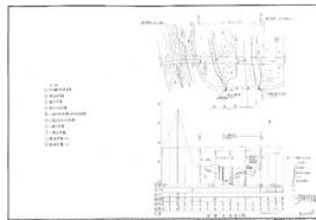
3.1

分析公路總局提供之3座橋梁

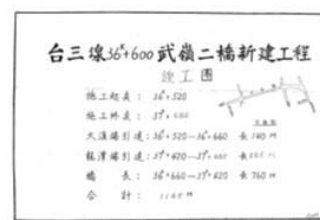
橋名	工程處	工務段
北勢大橋	第二區養護工程處	苗栗工務段
仙人橋	第二區養護工程處	南投工務段
武嶺橋	第一區養護工程處	復興工務段



北勢大橋



仙人橋



武嶺橋



3.2

求取 A_y 、 A_c （武嶺大橋）

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_y)		崩塌地表加速度(A_c)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	21.98	1225.64	0.068	1.328	0.250	21.98	0
5% 損失百分比	16.43	1151.12	0.061	1.272	0.202	16.428	202
10%損失百分比	10.03	1035.85	0.052	1.066	0.149	10.033	305
15%損失百分比	8.37	9636.68	0.042	0.828	0.128	8.366	366
20%損失百分比	9.7	856.40	0.038	0.776	0.131	9.700	423
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_y)		崩塌地表加速度(A_c)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	32.48	1076.84	0.105	3.023	0.318	32.480	0
5% 損失百分比	30.09	1064.81	0.100	2.504	0.301	30.088	202
10%損失百分比	20.71	935.49	0.074	1.275	0.243	20.707	305
15%損失百分比	11.40	777.73	0.051	0.609	0.174	11.400	366
20%損失百分比	6.91	687.64	0.047	0.498	0.133	6.911	423



3.2

求取 A_y 、 A_c （北勢大橋）

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_y)		崩塌地表加速度(A_c)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	35.525	1039.461	0.0791	0.427	0.359	35.525	0
5% 損失百分比	33.406	993.877	0.0744	0.406	0.339	33.406	29
10%損失百分比	29.356	872.351	0.0717	0.394	0.302	29.356	61
15%損失百分比	24.222	638.073	0.0391	0.250	0.226	24.222	98
20%損失百分比	26.162	598.430	0.03854	0.248	0.229	26.162	138
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_y)		崩塌地表加速度(A_c)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	10.108	1414.853	0.1067	0.348	0.227	10.108	0
5% 損失百分比	9.178	1347.81	0.1007	0.328	0.211	9.178	29
10%損失百分比	8.970	1266.405	0.0995	0.324	0.204	8.970	61
15%損失百分比	7.437	960.389	0.05995	0.192	0.157	7.437	98
20%損失百分比	7.998	906.39	0.05996	0.192	0.1595	7.998	138



3.2

求取 A_y 、 A_c （仙人橋）

行車向(X)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_y)		崩塌地表加速度(A_c)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	1.523	22989.172	0.431	1.193	0.722	1.523	0
5% 損失百分比	1.417	21426.865	0.426	1.184	0.658	1.417	798
10%損失百分比	1.329	20132.558	0.421	1.175	0.559	1.329	926
15%損失百分比	1.239	18821.686	0.418	1.170	0.524	1.239	1010
20%損失百分比	1.173	17848.262	0.403	1.127	0.475	1.173	1097
河流方向(Y)	側推結果(tf-m)		降伏地表加速度(A_y)		崩塌地表加速度(A_c)		服務年度
	位移(cm)	基底剪力	PGA	位移(cm)	PGA	位移(cm)	
0% 損失百分比	1.277	29326.046	0.448	0.824	1.277	29326.046	0
5% 損失百分比	1.223	27935.811	0.436	0.800	1.223	27935.811	798
10%損失百分比	1.023	23518.391	0.369	0.661	1.023	23518.391	926
15%損失百分比	1.094	25016.879	0.358	0.626	1.094	25016.879	1010
20%損失百分比	1.319	29941.713	0.396	0.708	1.319	29941.713	1097



4

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)分析

耐震臨界頻率之計算

(1)計算橋梁崩壞性能點之 S_d 與 S_a 值

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g$$

(2)計算崩壞性能點之週期（如下頁所示）

(3)計算安全臨界頻率比值(Rec)

$$R_{ec} = \frac{T_c}{T_o}$$

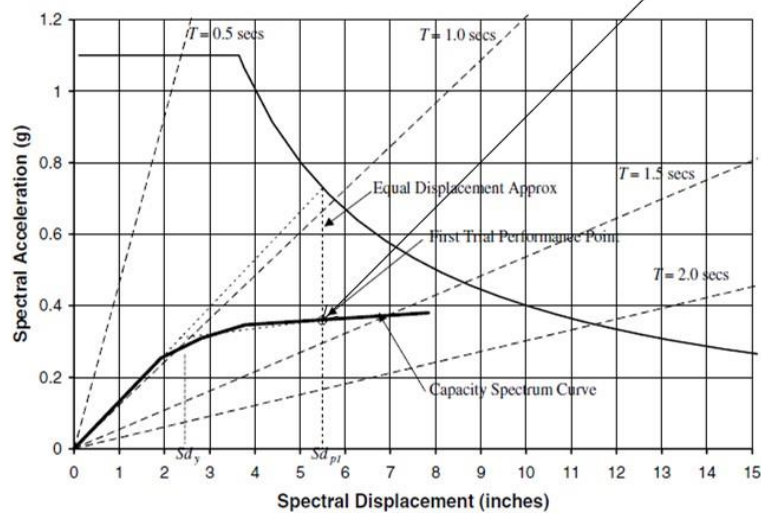


4

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)分析

耐震臨界頻率之計算

崩壞性能點



4

橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)分析

Condition	Frequency at ultimate point (Hz)	
	Y direction	Rec
0% Corrosion	0.668	0.29
5% Corrosion	0.686	0.30
10% Corrosion	0.875	0.38
15% Corrosion	1.2	0.52
20% Corrosion	1.423	0.62

武嶺大橋



5

橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)分析

耐洪臨界頻率比值之定義

f_{aa} 為耐洪性能點時之第一振態頻率

f_{ab} 受損前之第一振態頻率

$$R_{sc} = \frac{f_{aa}}{f_{ab}}$$

f_{sa} 為洪水後量測得到的第一振態

f_{sb} 為災前量測得到的第一振態

$$R = \frac{f_{sa}}{f_{sb}}$$

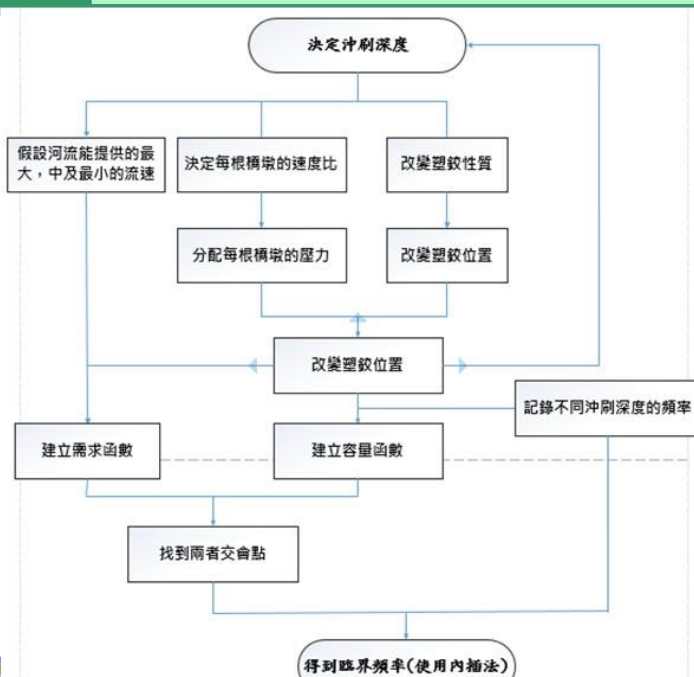
$$R_{sc} > R$$

即應考慮不開放通行



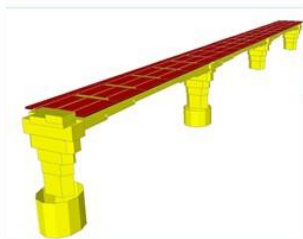
5

橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)分析

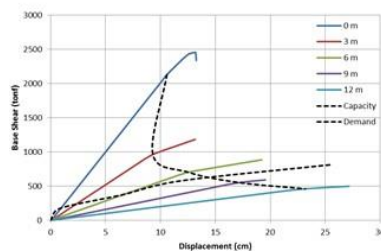


5 橋梁耐洪臨界頻率比值(R_{sc})分析

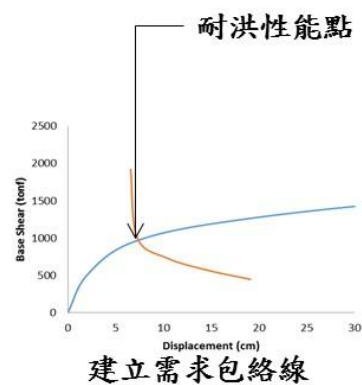
耐洪性能點之第一振態頻率之計算



建立有限元素模型



建立容量包絡線



建立需求包絡線



5 橋梁耐洪臨界頻率比值(R_{sc})分析

流速	7 m/s			4 m/s		
橋梁	武嶺	北勢	仙人	武嶺	北勢	仙人
R_{sc}	0.72	0.51	0.66	0.42	0.26	NA



執行步驟-第四階段 人工智慧推論模式精進

1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

2 橋梁耐震臨界頻率比值(R_{ec})推論模式

3 橋梁耐洪臨界頻率比值(R_{sc})推論模式



1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

第四階段-人工智慧推論模式精進

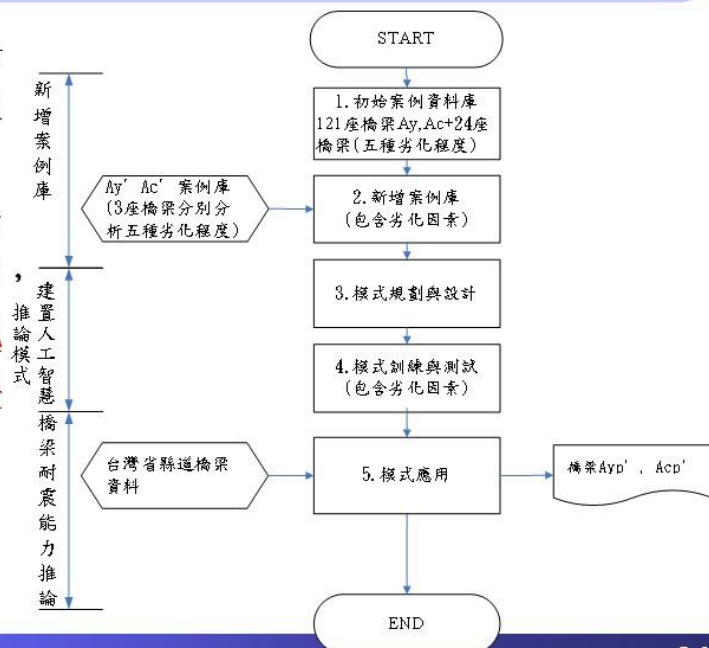
●應用快速混雜基因演算法

融合支持向量機發展建置
「人工智慧推論模式」。

●採用256座橋梁細部評估結

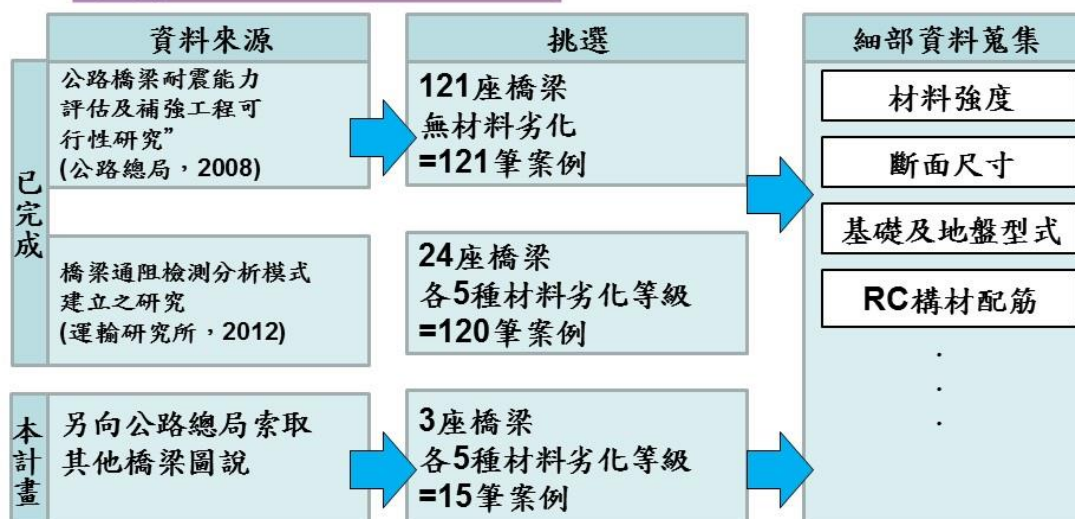
果資料庫，透過案例學習，
找出輸入(簡易調查耐震能
力影響因子)與輸出(細部評
估 A_y 、 A_c)之映射關係。

流程如下：



1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

(1) 新增案例庫



1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

(1) 新增案例庫

橋梁耐震能力影響因子 (Input)

編號	項目	定性/定量
1	設計水平加速度	定量
2	基樁裸露深度	定量
3	結構型態	定性
4	單跨最大跨距	定量
5	歪斜角	定量
6	橋長	定量
7	橋寬	定量
8	主梁型式	定性
9	振動單元數	定量
10	土壤液化類別	定性
11	支承裝置	定性
12	鋼筋斷面腐蝕率	定量
13	橋齡	定量



編號	項目	定性/定量
1	降伏加速度(A_y)	定量
2	崩塌加速度(A_c)	定量

橋梁耐震能力輸出值 (Output)

第四階段-人工智慧推論模式精進

1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

(1) 新增案例庫

以11項影響因子加上總鋼筋腐蝕量(氯離子造成鋼筋腐蝕量+中性化造成鋼筋腐蝕量)與橋齡共13項作為輸入因子，考量劣化下側推分析 A_y 、 A_c 為輸出因子，建立256筆案例庫

案例編號	輸出因子		輸入因子												
	Ay	Ac	設計水平 加速度	基樁埋深 深度	結構型態	單跨最大 跨距	歪斜角	橋長	橋寬	主梁型式	振動單元數	土壤液化 類別	支承裝置	鋼筋斷面 腐蝕率	橋齡
1	0.126	0.537	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.000	0.209
2	0.141	0.468	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	0.580	0.209
3	0.133	0.422	0.000	0.026	0.000	0.034	1.000	0.009	0.171	0.325	43.860	0.200	0.673	1.160	0.209
⋮															
251	0.040	0.433	0.058	0.000	0.754	0.041	1.000	0.009	0.234	0.325	8.772	0.200	0.673	4.060	0.483
252	0.528	1.684	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	0.000	0.483
253	0.453	1.588	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	0.580	0.483
254	0.259	1.403	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	1.160	0.483
255	0.069	1.131	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	2.320	0.483
256	0.062	1.010	0.058	0.000	0.000	0.055	1.000	0.004	0.232	0.325	8.772	0.000	0.673	4.060	0.483

第四階段-人工智慧推論模式精進

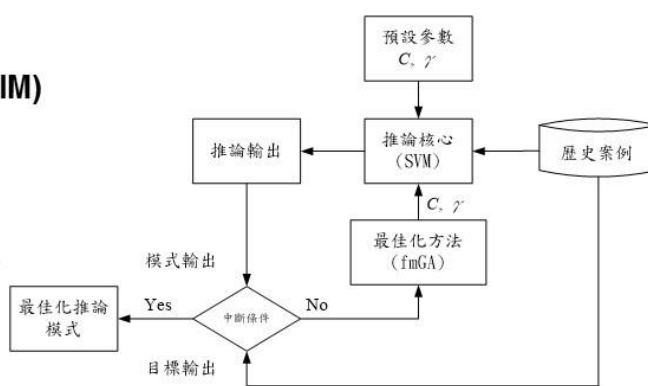
1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

(2) 建置人工智慧推論模式

「演化式支持向量機推論模式」
(Evolutionary Support Vector Machine Inference Model, ESIM)

融合SVM與快速混雜基因演算法

- **SVM**: 用於歸納輸入變數與輸出變數間複雜的關係；
- **fmGA**: 搜尋SVM所需的最佳參數(C 與 γ)，藉此提高SVM的預測準確度。



推論模式架構圖

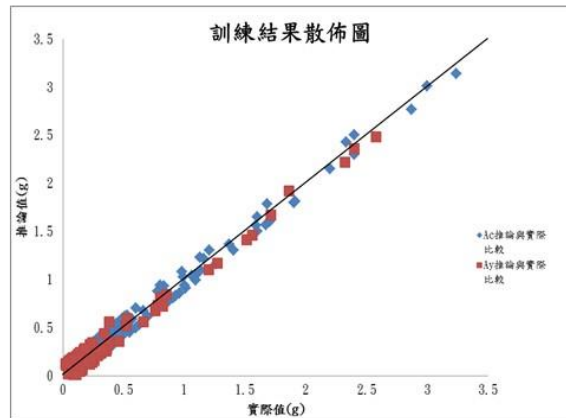
1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

(2) 建置人工智慧推論模式

以十組交叉驗證(10 fold Cross-validation)方式進行案例訓練與測試。

將資料集分成十組，輪流將其中9組當作訓練集，1組當作測試集，並將10次的結果平均驗證方法可行性。

模式訓練結果散佈圖如右圖所示。



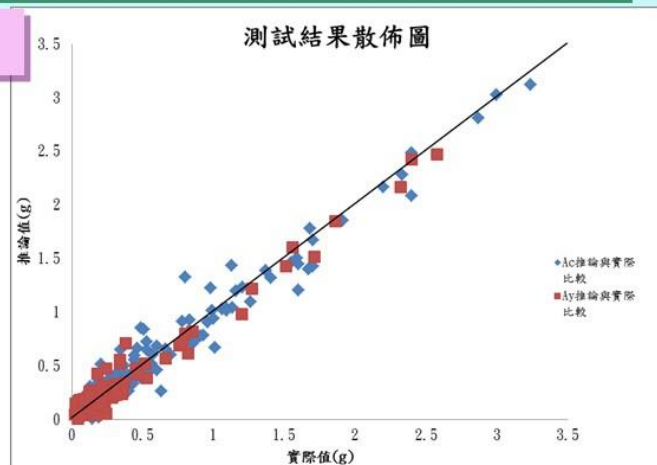
1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

(3) 橋梁耐震能力推論

以此模式測試結果散佈圖如右圖所示。

各群組預測誤差平均值， A_y 為0.164， A_c 為0.246

TELES採用方法誤差平均值
 A_y 為0.268， A_c 為0.391



組別	ESIM測試預測誤差(g)		TELES採用方法(台灣世曦)誤差(g)	
	A_y	A_c	A_y	A_c
平均	0.164	0.246	0.268	0.391

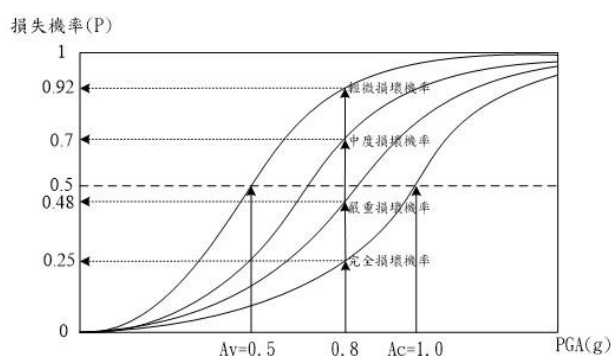


1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

(3) 橋梁耐震能力推論

根據所推論 A_y 及 A_c 值繪製橋梁易損曲線，可找出全台省縣道橋梁地震作用下超越不同損害程度的機率。

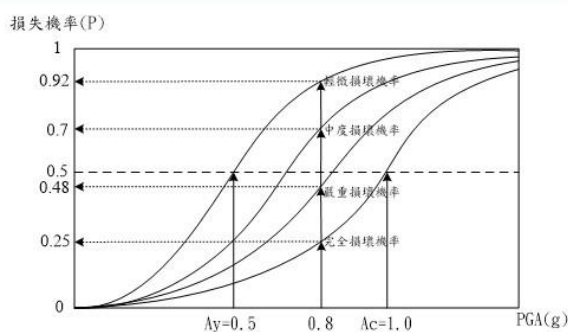
1. 橫軸為地表加強度 (PGA)
2. 縱軸則為不同損害狀態的機率



1 橋梁耐震能力(A_y, A_c)人工智慧推論模式

(3) 橋梁耐震能力推論

如右圖所示。PGA為0.8g時，完全損壞機率為25%，嚴重破壞機率48%，中度損壞機率70%，輕微損壞機率92%。



參考劉季宇、葉錦勳、張國鎮等人(2010)做法。

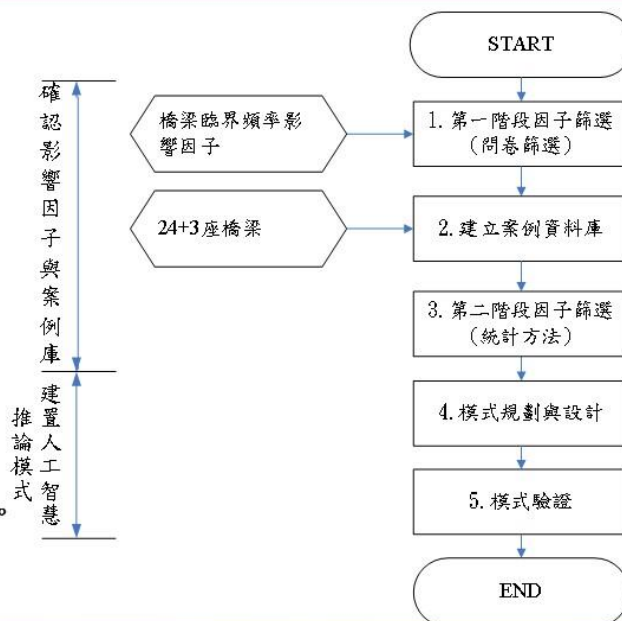
失敗機率(P)=0.01(輕微損壞機率-中度損壞機率)+0.2(中度損壞機率-嚴重破壞機率)+0.8(嚴重破壞機率-完全損害的機率)+完全損害的機率。

故此橋通行失敗機率 $P=0.01(92-70)+0.2(70-48)+0.8(48-25)+25=47\%$



- 同樣應用ESIM初步建置橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)模式。

- 後續年度採用27座橋梁細部評估結果資料庫，透過案例學習，找出輸入(簡易調查耐震能力影響因子)與輸出(臨界頻率)之映射關係。流程如下：



- 確認影響因子(104年度)
初步確認影響橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)因子。
原則：既有橋梁資料庫欄位(TBMS, TELES)，避免資料缺漏

定性(11項)	定量(10項)
1. 結構型態	1. 單跨最大跨距
2. 橋墩型式	2. 橋寬
3. 橋台型式	3. 震動單元數
4. 支承裝置	4. 基樁裸露深度
5. 橋梁分類	5. 設計水平加速度
6. 主梁型式	6. 橋長
7. 橋墩基礎	7. 土壤液化類別
8. 橋台基礎	8. 歪斜角
9. 防落設施	9. 跨數
10. 地盤種類	10. 鋼筋斷面腐蝕量
11. 設計年代	



2 橋梁耐震臨界頻率比值(Rec)推論模式

●後續年度建置案例庫與模式應用(105年度)

1. 建置24+3座橋梁之案例。
2. 進行案例訓練，找出輸入影響因子(橋梁初評項目與劣化影響因素)與輸出(耐震臨界頻率比值)之映射關係。
3. 推論公路總局轄下省縣道橋梁之耐震臨界頻率比值(Rec)。



3 橋梁耐洪臨界頻率比值(Rsc)推論模式

- 執行步驟與地震臨界頻率比值(Rec)推論模式相同，初步篩選出定性(12項)+定量(10項)共22個因子
- 後續年度建置耐洪臨界頻率案例庫與模式應用(105年度)

定性(12項)	定量(10項)
1. 結構型態	1. 單跨最大跨距
2. 橋墩型式	2. 橋寬
3. 橋台型式	3. 震動單元數
4. 支承裝置	4. 基樁裸露深度
5. 橋梁分類	5. 設計水平加速度
6. 主梁型式	6. 橋長
7. 橋墩基礎	7. 土壤液化類別
8. 橋台基礎	8. 歪斜角
9. 防落設施	9. 跨數
10. 地盤種類	10. 鋼筋斷面腐蝕量
11. 設計年代	
12. 跨越河川	



執行步驟-第五階段 橋梁地震防災決策支援

1

橋梁地震防災應用模式

2

橋梁地震災害處理通報流程

3

橋梁災情回報

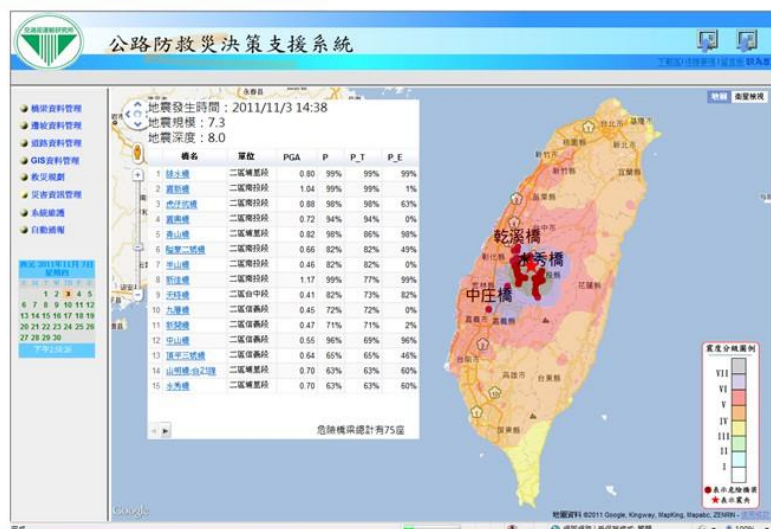


1

第五階段-橋梁地震防災決策支援 橋梁地震防災應用模式

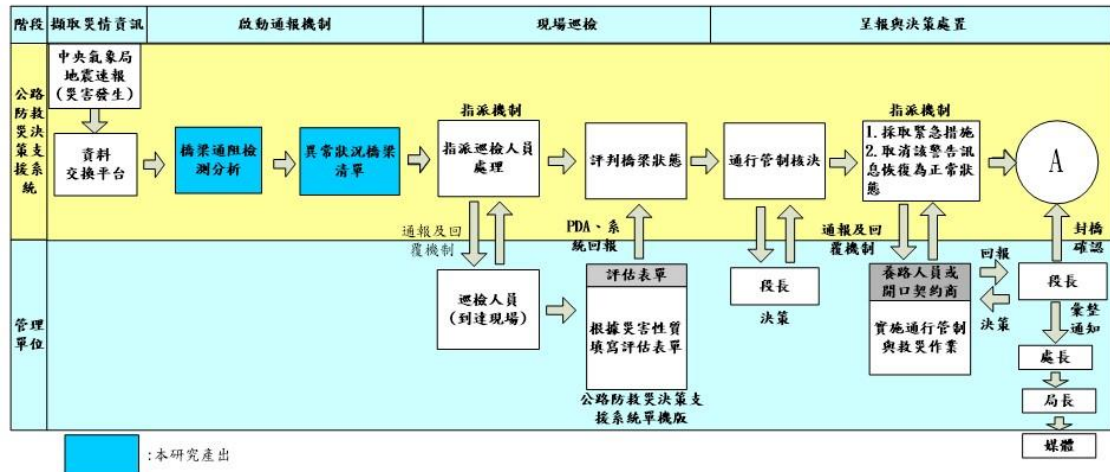
(1) 以921大地震規模為例

1. 利用 GIS Server將震度分級圖畫於GMap。
2. 利用軟體代理人分別計算各橋梁的通行失敗機率(同時列出本計畫成果及TELES分析成果)將通行失敗機率大於50%橋梁列出。



第五階段-橋梁地震防災決策支援

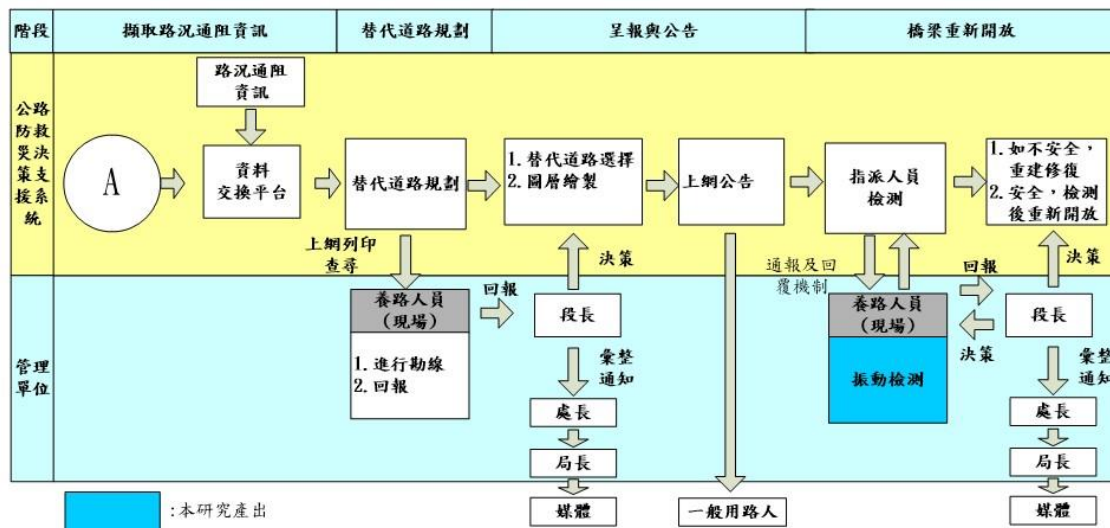
2 橋梁地震災害處理通報流程(1/2)



橋梁地震災害處理通報流程(1/2)

第五階段-橋梁地震防災決策支援

2 橋梁地震災害處理通報流程(2/2)



橋梁地震災害處理通報流程(2/2)

1. 直升機勘災時將災情回傳。

2. 利用GPS定位並同時顯示附近橋梁，並套疊於Google Map。

3. 以手機或平板拍照或錄影回傳，進行災情回報功能

(1). 點選災情回報系統按鈕。



(2). 根據所在地定位，點選災情回報。



(3). 點選橋梁下拉選單
選取橋梁
(所在地周邊橋梁)

(4). 選擇災情等級，
(依公路總局定義
：安全、注意、警戒與行動)

(5). 拍攝災情並上傳照片
(以新聞歷史照片為例)

3

第五階段-橋梁地震防災決策支援 橋梁災情回報

台灣大哥大 下午6:14 57%

140.118.205.53/www1/ 搜尋

新增資料

選擇橋梁: 后豐大橋

選擇災情: 行動

上傳圖檔: 選擇檔案 1張照片

狀況說明

確定 重填



台灣大哥大 下午6:15 57%

記錄

140.118.205.53/www1/ 搜尋

橋梁災情紀錄

橋名	時間	狀況	說明	現場狀況
和盛橋	2015/10/12 15:12	注意	水位偏高	
后豐大橋	2015/10/12 15:12	行動	發生落橋	

◀ ▶

(6). 填寫現狀說明，
按下確認鍵即可回傳

(7). 點選首頁災情列表按鈕

(8). 可條列災情巡查結果之
記錄清單

肆

執行進度

工作項目	第1月	第2月	第3月	第4月	第5月	第6月	第7月	第8月	第9月	第10月	第11月
研究團隊組成											
移動式振動檢測模式驗證			※								
新增橋梁耐震側推分析模式分析案例											
期中報告						※					
人工智慧推論模式精進								※			
橋梁地震防災決策支援											
期末簡報											※
工作進度估計百分比(累積數)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95	100

伍

結論與建議(1/3)

(1) 結論

完成現地移動式振動檢測試驗(蘭陽大橋、舊東澳橋)與縮小尺寸試驗，比較其結果與驗證量測可行性。

增加3座橋梁側推分析(北勢大橋、仙人橋、武嶺橋，每座含5種劣化程度)，並考量不同沖刷深度對橋梁安全之影響。

擴充人工智慧推論案例資料庫(15筆)，更新推論模式，提高預測準確度。



伍

結論與建議(2/3)

(1) 結論

初步建置橋梁地震、洪水封橋臨界頻率比值推論模式，並篩選可能影響因子，供後續年度推論公路總局轄下省縣道橋梁臨界頻率值，做為橋梁封橋及是否開放通行之參考依據。

研發橋梁災情回報系統，便於直升機勘災時將災情回傳。



(2) 建議

移動式振動頻率量測過程，目前仍需人力與準備時間，並可能受現地外在因素影響，建議未來考量自動化量測方法與開發相關設備，以降低人員操作之門檻。

應用移動式振動檢測模式於橋梁開放通行之判斷。各橋梁臨界頻率比值 R 皆不同，建議未來可應用AI推論找出影響因子與 R 之映射關係，並建置省縣道橋梁 R 值資料庫，作為災害開放通行決策之依據。



簡報完畢

敬請指教

