

港灣報導季刊

第 92 期

交通部運輸研究所

中華民國 101 年 6 月

港灣報導第 92 期

刊期頻率：季刊

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

電 話：(04)26587176

總 編 輯：林志明

編輯委員：邱永芳、朱金元、林昭坤、謝明志、何良勝、簡仲璟
蘇青和、單誠基、馬維倫

出版年月：每年 2、6、10 月

創刊年月：中華民國 77 年 2 月 1 日

定 價：100 元

本次出刊：150 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

印 刷 者：悅翔數位印刷有限公司

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：2007700020 ISSN：1019-2603

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分內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

目 錄

金門跨海大橋橋墩地形沖刷與保護工安定研究…1

- 陳信宏 國立成功大學水利及海洋工程學系博士生
楊瑞源 國立成功大學水工試驗所國研組組長兼任海洋中心副主任
黃煌輝 國立成功大學水利及海洋工程學系教授兼任校長
尤上林 國立成功大學水工試驗所助理技術員

臺灣橋梁檢測有效實施與橋梁壽齡保全決策模式 建議…………… 1 ○

- 薛 強 財團法人中興工程顧問社高級研究員兼結構組組長
徐偉誌 財團法人中興工程顧問社副研究員
張 權 財團法人中興工程顧問社副研究員
翁健煌 財團法人中興工程顧問社副研究員
陳正忠 財團法人中興工程顧問社副理
葉啟章 中興工程顧問有限公司計畫主任

波浪作用下底床剪應力之簡易評估……………27

- 陳陽益 國立中山大學海洋環境及工程研究所教授
陳冠宇 國立中山大學海下科技暨應用物理研究所副教授
林敬樺 國立中山大學海洋環境及工程研究所博士候選人

蘇花公路邊坡崩塌監測預警模式之建立研究

.....33

- 方耀民 逢甲大學地理資訊系統研究中心研究副教授
洪本善 逢甲大學土地管理學系副教授
鄭明淵 臺灣科技大學營建工程系教授
游保杉 成功大學水利及海洋工程學系特聘教授兼工學院院長
黃茂信 交通部運輸研究所港灣研究中心助理研究員
黃彥豪 逢甲大學地理資訊系統研究中心規劃工程師

碼頭耐震性能設計法之研究.....41

- 張 權 財團法人中興工程顧問社副研究員
薛 強 財團法人中興工程顧問社高級研究員兼結構組組長
徐偉誌 財團法人中興工程顧問社副研究員
翁健煌 財團法人中興工程顧問社副研究員

金門跨海大橋橋墩地形沖刷與保護工安定研究

陳信宏 國立成功大學水利及海洋工程學系博士生

楊瑞源 國立成功大學水工試驗所國研組組長兼任海洋中心副主任

黃煌輝 國立成功大學水利及海洋工程學系教授兼任校長

尤上林 國立成功大學水工試驗所助理技術員

摘要

本文係於成功大學水工試驗所之大型平面試驗水池中以 1/49 縮尺之動床水工試驗，探討金門跨海大橋橋墩附近底床於波浪與海流動力作用下，其橋墩周遭海底床之淘刷問題及保護工之安定情況。從動床水工模型試驗之結果可知群樁式橋墩鄰近海床之最大淘刷深度及其可能引致之潛勢沖刷影響範圍，分析結果顯示波/流交互作用對群樁墩柱周圍及內側沖刷所造成沖刷深度較深且範圍也較廣，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 $3.59D(9.7m)$ ，而沖刷深度大於 $3.0D$ 之範圍主要集中於迎流面第一排墩柱至第六排墩柱間之間；而純流作用對群樁墩柱周圍沖刷範圍影響較小，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 $1.88D(5.09m)$ 左右，迎流面第一排墩柱至第五排墩柱間產生較大之沖刷深度約 $1.4\sim 2.0D$ 之間。基於前述大型平面試驗水池之動床水工試驗研究結果，本文亦研提在橋墩周圍施予三層淘刷保護工用以減緩沖刷之發生，試驗結果顯示橋墩保護工確實能達淘刷減緩之成效。

一、前言

金門縣政府與中央政府為結合大小金門之土地使用，提升金門地區民眾生活品質，以帶動金門整體經濟發展，積極推動聯結大小金門之金門大橋建

設計畫。金門跨海大橋之興建除可提供大、小金門間全天候、穩定便捷之陸路運輸服務、增進觀光繁榮外，並可積極促進大小金門兩地整體規劃與均衡發展，以及減少民生基礎建設之重覆投資。金門大橋工程係在大金門金寧鄉湖下與小金門烈嶼鄉后頭兩地間之金烈水道上興建之跨海大橋，工程全長約 5.4 公里，其中跨海域橋長約 4.8 公里，橋面淨寬 15 公尺，雙向各布設 1 線汽車道及 1 線人行、自行車道。大橋主橋為五塔連續之脊背橋，橋塔採單索面穗心造型，最大跨徑 280 公尺，為世界最長跨徑脊背橋，具有國際性工程技術指標意義，計畫路線相關位置如圖 1 所示。



圖 1 金門大橋計畫路線示意圖

而為瞭解金門跨海大橋橋墩附近底床於波浪與海流長期作用下海床變化之情況，乃進行橋墩基礎淘刷及其保護工安定水工模型試驗。橋墩基礎淘刷及其保護工安定水工模型試驗，將依據流體力學相似率定理，研析出縮小比例

之模型，以監測海流遇橋基之變化，進而檢討淘刷對橋梁基礎之影響並檢視保護工設計斷面之穩定性，以提供設計參考及驗證等研究。藉由“平面動床基礎沖刷試驗”之水工模型試驗，以探究波浪及海流作用下橋墩附近之地形變化與保護工之安定。

二、研究方法

2.1 海洋結構物鄰近之沖刷現象

一般在海洋樁柱結構物鄰近之沖刷現象可區分為純粹水沖刷(clear water scour)及動床沖刷(mobile-bed scour)等；前者係上游側無輸沙的狀況(即 $U < U_{cr}$)時，而動床沖刷則發生於 $U > U_{cr}$ 時。Breusers et al. (1977)，Melville (1988)，Melville-Sutherland (1988)，Kothyari et al. (1992)，及 Melville (1997)與 Lim (1997)等均曾進行過相關的研究。而通過直立圓柱樁之流場特徵可由圖 2 所示，即直立圓柱樁前側之水表面翻滾(water surface roller)、俯沖流(downflow)、分離流區位內之渦漩散發(vortex-shedding)、直立圓柱樁下游側之尾跡(wake)及沖刷坑內所引發之馬蹄形渦流(horseshoe-vortices)等現象造成直立圓柱周圍之沖刷。

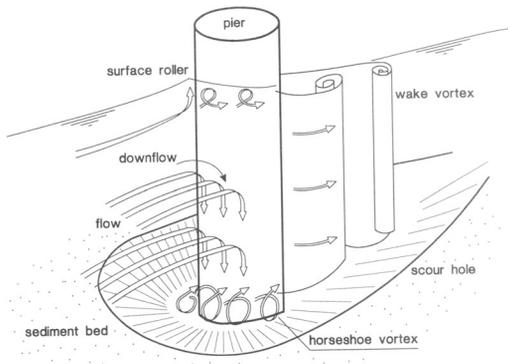


圖 2 直立圓柱附近之流況與沖刷(Melville, 1988)

另外，與波浪相關之直立樁柱附近沖刷，當波浪邊界層較薄狀況($KC < 10$)下，其引發之馬蹄形渦較不顯著。Sumer et al. (1992)根據直立圓柱(樁徑 D)的試驗結果，歸納樁柱附近之最大沖刷深度與樁徑之關係如下：

$$\begin{aligned} d_{s,max}/D &= 0.01 && \text{在 } KC < 5, \\ d_{s,max}/D &= 0.1 && \text{在 } KC = 10, \\ d_{s,max}/D &= 0.5 && \text{在 } KC = 20, \\ d_{s,max}/D &= 1.0 && \text{在 } KC = 100, \\ d_{s,max}/D &= 1.3 && \text{在 } KC = 1,000. \end{aligned} \quad (1)$$

至於沖刷坑的長度相對於樁徑(D)約為 5~10 倍長。圖 3 為 Sumer et al. (1993)綜整了三種不同樁柱型式(圓柱、方形柱及菱形柱)於不同入射波向作用下之最大沖刷深度($d_{s,max}$)與樁徑(或寬度 D)的比值($d_{s,max}/D$)及 KC 數的關係。Hotta 與 Mauri (1976)則從日本 Ajigaura 海灘位於碎波帶內海上樁柱結構物附近的沖刷觀測資料發現，其 $d_{s,max}/D$ 約於 1 至 1.5 之間，而最大的沖刷長度約為樁徑(或寬度)的 7~10 倍。

De Bruyn (1988)探討了直立圓柱在波、流作用下的沖刷現象，其水工試驗擇用之底質材料為中值粒徑 $D_{50} = 0.2\text{mm}$ 之沙粒，試驗水深為 0.3m，管柱上游側之平均深度流速達 0.4m/s (動床, $U/U_{cr} > 1$)。其試驗結果之最大沖刷深度綜整如下：

$$d_{s,max}/D = \alpha \quad (2)$$

其中 D 為直立管柱直徑，當 $\alpha = 1.3$ 為只受流之作用下， $\alpha = 1.0$ 在流與未碎波的波浪作用下， $\alpha = 1.9$ 在流與碎波的波浪作用下。至於沖刷坑的長度，在只受流的作用下，其上游側約為 $3D$ 的長度，下游側則約為 $5D$ 的長度。而當同時受波、流的作用下，沖刷坑的長度，上游側約為 $4D$ ，下游側則變為 $6D$ 。

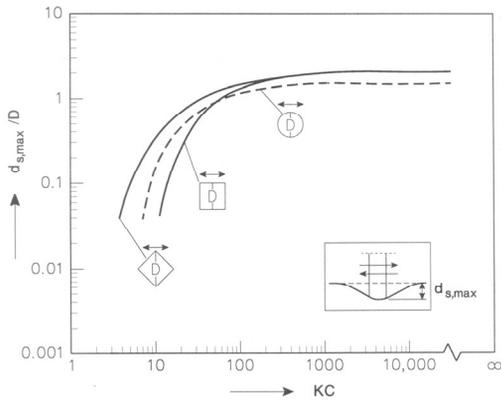


圖 3 與波相關之直立圓柱附近沖刷(Sumer et al., 1993)

2.2 橋墩沖刷試驗方法及條件

橋墩三維動床基礎沖刷試驗係針對金門跨海大橋橋墩附近可能形成之沖刷或淤積所進行之動床試驗，因此重點在波流場與砂粒之兩相流流動能否較真切地被模擬。本文基礎沖刷試驗乃以模擬颱風波浪及海流作用下橋墩基礎單樁與群樁附近漂沙為主要考量。

由於橋墩型式係採群樁設計，故其樁柱附近在波浪、海流外力作用下所造成的基礎附近沖刷問題將遠較單一直立樁柱附近的沖刷現象更形複雜，須藉助進行三維平面動床基礎沖刷試驗來探討其基礎周遭之沖刷範圍、尺度並進而研擬防制對策。考量滿足動力相似條件、試驗範圍、實驗設備及試驗場地大小等因素之限制，決定橋墩基礎沖刷水工模型試驗建構採長度比尺為 1/49 之等比模型方式建構。橋墩附近底床除了受波浪之影響外，亦將考慮海流作用對橋墩之影響，表 1 所列為橋墩基礎沖刷之試驗條件，以純流及波流交會之條件為主，而波浪為不規則波其波譜型式採用 JONSWAP 波譜，尖峰集中度係數 γ 值為 2.08。其中最高高潮位 (H.H.W.L.) 為 +3.16 m，平均潮位 (M.W.L.) 為 +0.0 m。而試驗過程中，海流以流速 1.5 m/s 考慮。

表 1 橋墩基礎沖刷之試驗條件

橋墩水深 (m)	試驗編號	水位 (m)		波高 $H_{1/3}$ (m)		週期 $T_{1/3}$ (sec)		海流 (m/s)	
		現場	試驗	現場	試驗	現場	試驗	現場	試驗
15	SMC	15.00	0.31	---	---	---	---	1.5	0.21
	SHTC	18.16	0.37	2.0	0.041	11.9	1.70	1.5	0.21
	GMC	15.00	0.31	---	---	---	---	1.5	0.21
	GHTC	18.16	0.37	2.0	0.041	11.9	1.70	1.5	0.21
	GMCP	15.00	0.31	---	---	---	---	1.5	0.21
	GHTCP	18.16	0.37	2.0	0.041	11.9	1.70	1.5	0.21

註：試驗編號第一位中“S”表單樁，“G”表群樁橋墩。

試驗編號第二位中“M”表平均潮位，“H”表最高高潮位。

試驗編號中“T”表颱風波，“C”表海潮流，“P”表保護工。

2.3 橋墩沖刷試驗設備及配置

平面橋墩沖刷試驗乃於國立成功大學水工試驗所平面循環水槽進行，該水槽長 27 m、寬 19 m、深 1 m 可同時造波與造流，水槽內安置一部平推活塞式 (piston type) 不規則造波機，造波單元為液壓動力驅動系統，造波功能於水深 0.8 m 時，波浪週期 1.6 sec ~ 2.5 sec 之範圍內可造出最大波高 0.32 m 之不規則波，造波機亦配置具有主動吸收反射波功能之裝置。造流系統以一組軸流式抽水馬達，可產生正逆流向之水流，該馬達轉速最大達 50HZ，約相當最大可提供 0.4CMS 零揚程之流量；而整流段包括導流面板以及由長 20 cm、直徑 0.8 cm 之吸管所組成之蜂巢結構，以調整流況至均勻與穩定。試驗段前入流口與試驗段後流出口，各架設可調整式導流設施，可調整入流之角度。

圖 4 為平面試驗佈置示意圖，在平面循環水槽中鋪設長 3 m，寬 7 m，高 0.35 m 之動床 (煤灰底床) 試驗區域，前方鋪設坡度為 1/10 之混凝土固定底床

動床試驗區域左右兩側為造流之循環水道，搭配軸流式馬達進行造流，水流行進過程中分別以導流片與蜂巢式整流設施加以整流與穩定水流，而使流況穩定；橋墩模型鋪設於動床試驗區域靠近中央位置，試驗過程中觀測波/流作用於橋墩之情況。此外，動床試驗區域後方為消波設施以減少波浪之反射情況；另於試驗區段中架設軌道與台車，台車上架設波高計、超音波都卜勒流速儀(Acoustic Doppler Velocimetry, 簡稱 ADV)及超音波砂面測定儀。地形變化之量測主要以橋墩附近與內側產生沖刷之區域為主，整體量測單樁試驗時為 24 條測線，群樁為 46 條測線，群樁加保護工試驗時為 76 條測線，測線之間距為 0.36D(2 cm)、0.54D(3 cm) 或 1.09D(6 cm)，測點間距為 0.36D 或 0.54D(2 cm 或 3 cm)。因此，單樁試驗地形量測時約 840 個測點，群樁約 2300 個測點，群樁加保護工時約 3500 個測點。

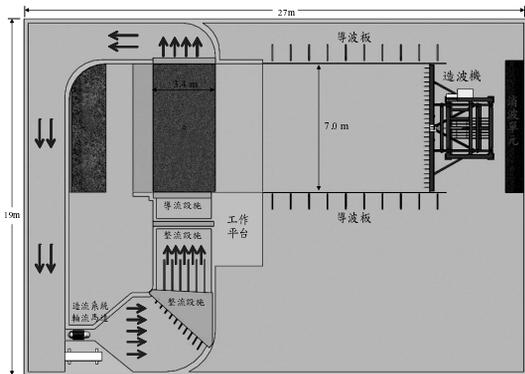


圖 4 平面橋墩基礎沖刷試驗佈置示意圖

三、結果與討論

3.1 單樁墩柱沖刷試驗結果

單樁墩柱試驗過程中波/流每作用 8.6 分鐘(現場 1 小時)即停止造波/流並進行地形量測，波/流作用 34.4 分鐘後(

現場 4 小時)每作用 17.2 分鐘(現場 2 小時)即停止造波/流並進行地形量測，直至累積波/流作用時間 103.2 分鐘(現場 12 小時)為止，持續造波/流至底床變化到達穩定則停止造波/流，量測底床最終之剖面高程。表 2 為單樁墩柱經造流與造波/流試驗後所得到橋墩單樁柱體旁之最大沖刷深度和最大沖刷深度與單樁直徑之比值($d_{s,max}/D$, $D=2.7$ m)。流作用(SMC 試次)之最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 0.99D，而波/流作用(SHTC 試次)之 $d_{s,max}$ 為 0.94D，二試次之最大沖刷深度非常接近。

表 2 單樁墩柱之最大沖刷深度

試次	$d_{s,max}$ (m)	$d_{s,max}/D$
SMC	2.66	0.99
SHTC	2.53	0.94

圖 5 與圖 6 為流與波/流作用 12 小時後單樁墩柱附近之地形變化，大致上沖刷也都發生於柱體周圍，而迎流面與迎波面前則產生較大之沖刷深度。流作用 12 小時後沖刷範圍約為 2.2D 左右，但背流面 2D 位置後之淤積範圍有增加之趨勢；隨流作用時間增加柱體周圍沖刷範圍有逐漸擴大之趨勢，而沖刷形狀約呈現圓形對稱現象。而當波/流作用 12 小時後沖刷範圍擴大為 2.3~3.2D 之間(沖刷深度達到 0.2D)，但背流面 3D 位置後之淤積範圍也有增加之趨勢；隨波/流作用時間增加柱體周圍沖刷範圍有逐漸擴大之趨勢，而沖刷形狀約略呈現圓弧形。

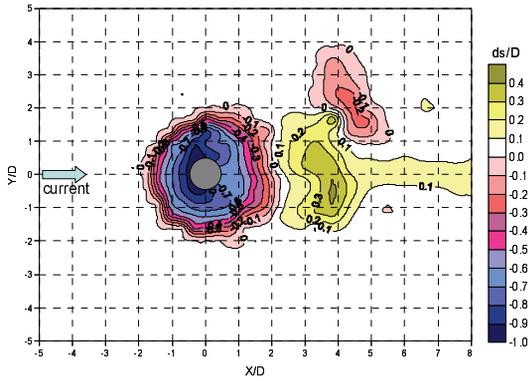


圖 5 流作用後單樁附近地形變化

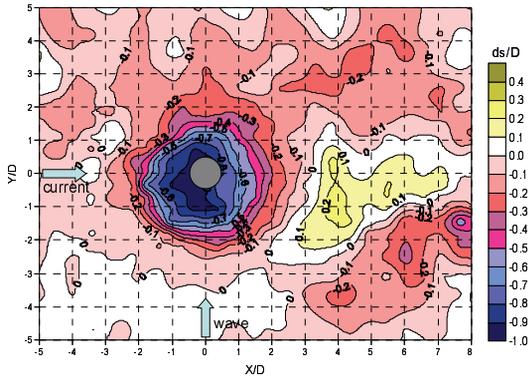


圖 6 波流作用後單樁附近地形變化

3.2 群樁墩柱沖刷試驗結果

群樁墩柱沖刷試驗過程中累積流作用時間 206.4 分鐘(現場 24 小時)及波/流作用時間 412.8 分鐘(現場 48 小時)為止，因波/流作用經 24 小時後，群樁墩柱附近及群樁內側之底床仍持續淘刷，乃繼續造波/流作用至 412.8 分鐘(現場 48 小時)為止，量測底床最終之剖面高程。表 3 為群樁墩柱經造流與造波/流試驗後所得到橋墩群樁柱體旁不同作用時間之最大沖刷深度和最大沖刷深度與單樁直徑之比值($d_{s,max}/D$, $D=2.7$ m)。

表 3 群樁墩柱之最大沖刷深度

試次	$d_{s,max}$ (m)				$d_{s,max}/D$			
	12 hr	24 hr	36 hr	48 hr	12 hr	24 hr	36 hr	48 hr
GMC	4.89	5.09	---	---	1.81	1.88	---	---
GHTC	7.55	8.50	9.29	9.70	2.79	3.15	3.44	3.59

造流後底床下刷深度趨緩，經 24 小時造流後，最後之最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 $1.88D$ (5.09 m)；而波/流作用時間達 12 小時(造波/流 103.2 分鐘)後柱體周圍與內側之最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 達到 $2.79D$ (7.55 m)，持續造波/流後底床沖刷深度仍往下淘刷，經 24 小時造波/流後，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 已來到 $3.15D$ (8.5 m)，48 小時造波/流後，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 達到 $3.59D$ (9.7 m)。因波流作用 48 小時，已超過一般颱風波浪侵襲某一特定地區之時間，遂停止造波/流。

另外，為瞭解流與波/流作用下群樁墩柱附近底床之最大可能沖刷深度，遂利用雙曲線模式(Hyperbolic Model)進行最大可能沖刷深度之估算。以群樁 GHTC 試次之波流作用時間與 $d_{s,max}/D$ 之沖刷資料為例，其相關參數之定義如圖 7 所示，假設其最大沖刷深度與樁徑比($d_{s,max}/D$)之漸近線為 S_{max} ，初始沖刷速率為 V_s ，再將縱軸資料改成以 $t / (d_{s,max}/D)$ 進行繪製，群樁 GMC 試次與 GHTC 試次資料轉換後之點位分佈如圖 8 所示；再將不同試次之點位資料各進行迴歸分析，可求得其線性迴歸線。而最大可能沖刷深度與樁徑比值 S_{max} 與初始沖刷速率 V_s 可分別利用該線性迴歸直線之斜率 b 與截距 a 推算而得，其關係式如下：

$$t / (d_{s,max}/D) = a + b \times t \quad (3)$$

$$S_{max} = 1/b \quad (4)$$

$$V_s = 1/a \quad (5)$$

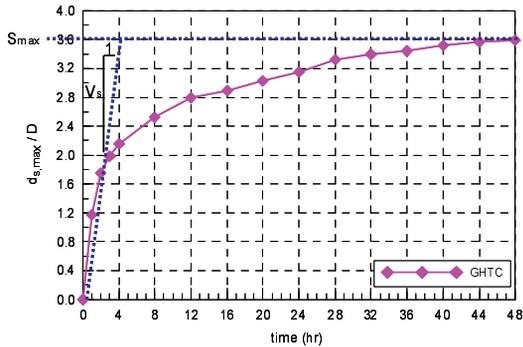


圖 7 雙曲線模式 S_{max} 與 V_s 之示意圖

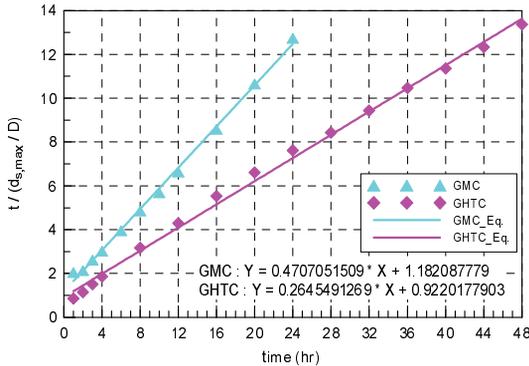


圖 8 雙曲線模式推估最大可能沖刷深度

由試驗結果再經雙曲線模式推估之最大可能沖刷深度，群樁純流作用下(GMC 試次)， S_{max} 為 2.12D；而當波/流作用下(GHTC 試次)， S_{max} 則達到 3.78D，此最大可能沖刷深度推估結果較為保守，可提供設計單位作為參考。

圖 9 為群樁式橋墩純流作用 24 小時後群樁墩柱附近與墩柱內側之地形變化，大致上沖刷都發生於柱體周圍群樁內側及迎流面兩側，而迎流面第一排墩柱至第五排墩柱間則產生較大之沖刷深度；而樁柱後方因遮蔽效應之影響，地形變化較小，整體橋墩後方則呈現淤積之情況。橋墩迎流面第一排墩柱至第五排墩柱間產生較大之沖刷深度約 1.4~2.0D 之間；但相對地，背流面墩柱後方之淤積高度與範圍也相對增加，淤積高度約 0.6~0.8D 左右；整體而言，隨流作用時間增加群樁橋墩周圍沖刷範圍有逐漸擴大之趨勢，而沖刷形狀約呈現扇形對稱現象(照片 1)。

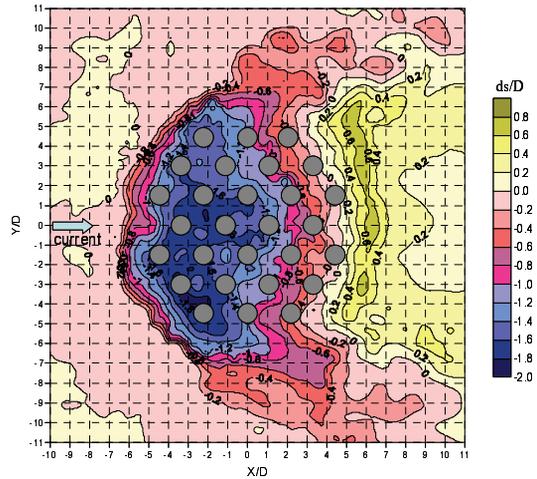
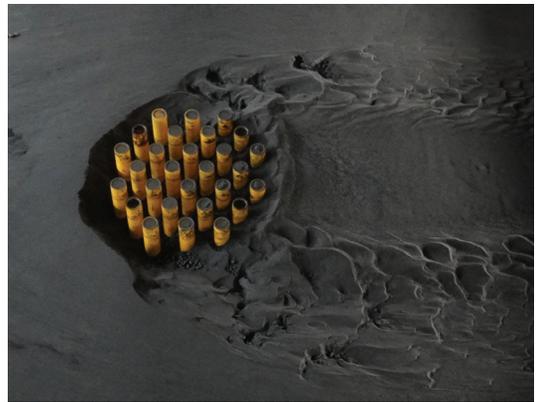


圖 9 流作用下群樁橋墩附近地形變化

表 4 為群樁墩柱周圍不同沖刷深度之沖刷範圍，若以流作用 24 小時後沖刷深度達到 0.4D(1.08m)來看，迎流面前之沖刷範圍約 1.5D 左右(以最外圍樁柱為基準)，而群樁墩柱內側沖刷深度達到 0.4D 則來到最後一排第九排樁柱附近，迎流面群樁墩柱左右兩側之沖刷範圍約為 1.5~2.0D 之間；當沖刷深度達到 0.8D(2.16m)之迎流面前沖刷範圍約 1.2D，墩柱內側來到第七排樁柱附近，而群樁墩柱左右兩側之沖刷範圍約為 1.6~1.7D 之間；當沖刷深度達到 1.6D(4.32m)之迎流面前沖刷範圍約 0.1D，墩柱內側來到第五排樁柱附近，而左右兩側之沖刷範圍約為 0.6D 左右。



照片 1 群樁橋墩流作用後地形變化情形

表 4 群樁墩柱之沖刷範圍

試次	沖刷方位	不同深度之沖刷範圍(D)					
		>0.4D	>0.8D	>1.2D	>1.6D	>2.0D	>3.0D
GMC	迎流面	1.5	1.2	0.7	0.1	---	---
	背流面	-0.4	-2.3	-3.5	-4.2	---	---
	迎波面	5.0	2.0	1.5	0.6	---	---
	背波面	4.8	1.5	1.3	-1.2	---	---
GHTC	迎流面	4.8	4.4	3.9	3.5	2.6	1.0
	背流面	>8.0	7.0	4.9	3.0	1.0	-3.4
	迎波面	7.6	6.2	5.4	4.8	4.1	2.0
	背波面	7.2	6.2	5.2	4.5	3.9	2.0

圖 10 為 GHTC 試次波/流作用(波浪與海流成 90°角作用) 48 小時後群樁墩柱附近與墩柱內側之地形變化,大致上沖刷也都發生於柱體周圍及墩柱內側間,而迎流面與背波面前則產生較大之沖刷深度與範圍。當波/流作用持續 48 小時後,沖刷深度與範圍仍呈現擴大之趨勢,迎流面第一排墩柱至第四排墩柱間產生較大之沖刷深度約 3.4~3.6D 之間;而背流面墩柱後方之淤積乃延伸至 2.2D 位置後才有淤積之情況產生且淤積範圍也相對減少,淤積高度約 0.8~1.0D 左右。整體而言,隨波/流作用時間增加群樁橋墩周圍沖刷深度與範圍都有逐漸擴大之趨勢(照片 2),而且沖刷深度與範圍都比純流作用時要來得更深更廣。

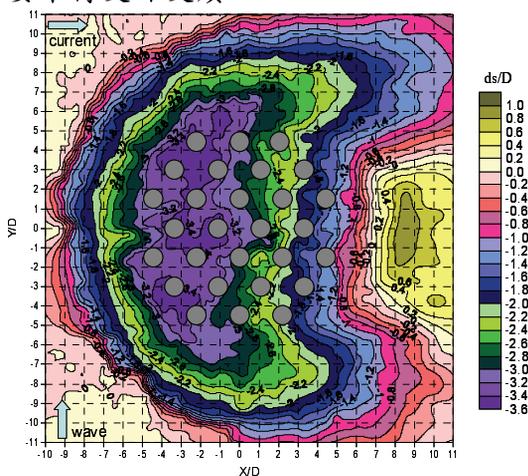
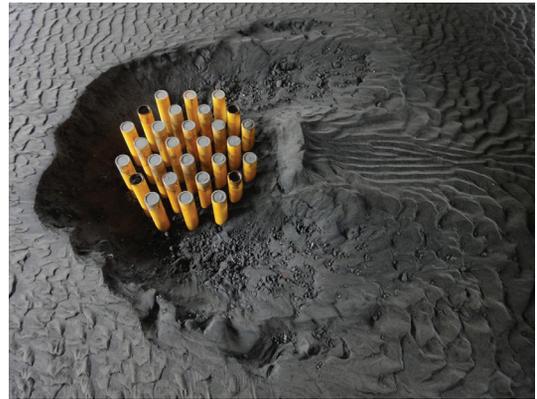


圖 10 波/流作用下群樁橋墩附近地形變化



照片 2 群樁橋墩波/流作用後地形變化情形

若以波/流作用 48 小時後沖刷深度達到 0.4D(1.08m)來看,迎流面前之沖刷範圍約 4.8D 左右(以最外圍樁柱為基準),而背流面沖刷範圍則大於 8.0D,群樁墩柱迎波面及背波面兩側之沖刷範圍約為 7.6D 與 7.2D 左右;當沖刷深度達到 0.8D(2.16m)之迎流面前沖刷範圍約 4.4D,而背流面沖刷範圍則約 7.0D,迎波面及背波面兩側之沖刷範圍約為 6.2D 左右;當沖刷深度達到 1.6D(4.32m)之迎流面前沖刷範圍約 3.5D,而背流面沖刷範圍則大於 3.0D,迎波面及背波面兩側之沖刷範圍約為 4.8D 與 4.5D 左右;當沖刷深度達到 3.0D(8.1m)之迎流面前沖刷範圍約 1.0D,墩柱內側來到第六排樁柱附近,迎波面及背波面兩側之沖刷範圍約為 2.0D 左右。

3.3 橋墩保護工安定與沖刷試驗結果

針對群樁橋墩保護工之型式與佈置方式,如圖 11 所示。保護工佈置方式於群樁橋墩周圍鋪設三層粒石,第一層為土工織布包覆粒徑 4~10cm 之 e 卵石排列,範圍為 99.4 m × 79.4 m,厚度為 1.5m;第二層為粒徑 10~30cm 之堤心石,範圍為 89 m × 69 m,厚度為 0.6m;最上層為 300~500 kg 之塊石,

範圍為 79 m × 59 m，厚度為 1.5m，保護工佈置環繞群樁橋墩四方周圍，如照片 3 所示。

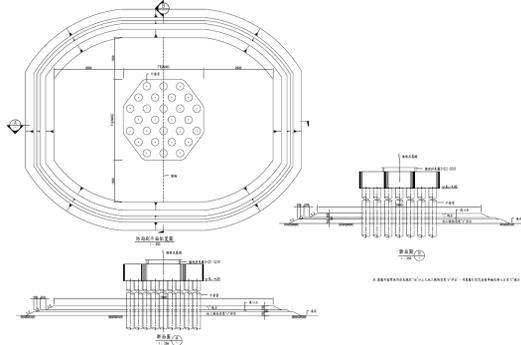


圖 11 群樁橋墩保護工斷面佈置示意圖



照片 3 群樁橋墩保護工佈置方式

表 5 為群樁墩柱與保護工經造流與造波/流試驗後所得到群樁橋墩保護工旁不同作用時間之最大沖刷深度和最大沖刷深度與單樁直徑之比值 ($d_{s,max}/D$, $D=2.7$ m)，而圖 12 與圖 13 分別為流與波/流作用下橋墩保護工附近地形變化之結果。整體而言，波/流交互作用對群樁墩柱保護工後方所造成沖刷深度較深且範圍也較廣，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 $1.03D$ ($2.77m$)，主要發生於背波面保護工後方 $5.8D$ 位置，而沖刷深度大於 $0.8D$ ($2.16m$) 時，沖刷範圍主要集中於背波面保護工後方 $4.0\sim 6.0D$ 之間(照片 4)；而流作用對保護工周圍沖刷範圍影響較小，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 $0.16D$ ($0.43m$) 左右。而保護工於流與波/流作用後，三層保護工仍然

保持安定，堤心石及塊石未有移動及滾落之情況發生，且橋墩及保護工周圍地形也無較大之沖刷發生，顯見保護工發揮相當之作用，可避免橋墩沖刷之情況發生。

表 5 保護工附近之最大沖刷深度

試次	$d_{s,max}$ (m)				$d_{s,max}/D$			
	12 hr	24 hr	36 hr	48 hr	12 hr	24 hr	36 hr	48 hr
GMCP	0.31	0.43	---	---	0.12	0.16	---	---
GHTCP	0.87	1.63	2.21	2.77	0.32	0.61	0.82	1.03

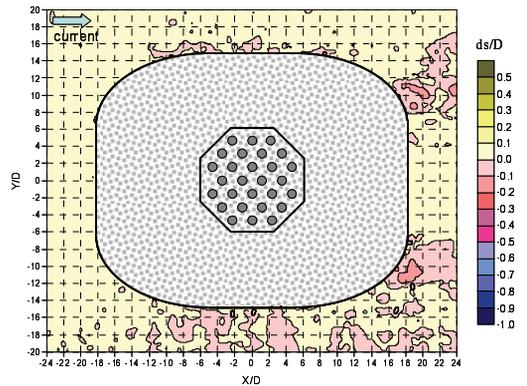


圖 12 流作用下群樁橋墩保護工附近地形變化

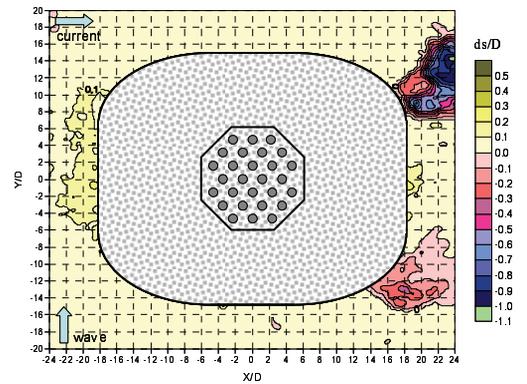
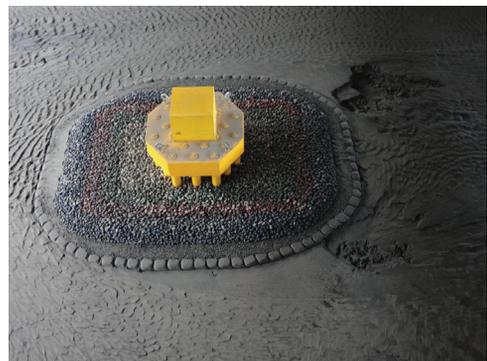


圖 13 波/流作用下群樁橋墩保護工附近地形變化



照片 4 波/流作用後保護工安定及地形變化情形

四、結論

由單樁與群樁墩柱試驗結果可知，波/流交互作用對群樁墩柱周圍及內側沖刷所造成沖刷深度較深且範圍也較廣，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 3.59D (9.7m)，而沖刷深度大於 3.0D 之範圍主要集中於迎流面第一排墩柱至第六排墩柱間之間；而流作用對群樁墩柱周圍沖刷範圍影響較小，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 1.88D(5.09m)左右，迎流面第一排墩柱至第五排墩柱間產生較大之沖刷深度約 1.4~2.0D 之間。群樁墩柱是由 28 根直徑 2.7m 之樁柱排列而成，外觀為 8 邊形之形狀，因此波浪與流呈 90 度作用於群樁墩柱後，群樁墩柱內流況較為複雜及混亂，而產生較大之沖刷深度與範圍。

而當群樁墩柱週圍鋪設保護工之後，保護工於流與波/流作用後，最大沖刷深度 $d_{s,max}$ 為 1.03D(2.77m)，主要發生於背波面保護工後方 5.8D 位置，而沖刷深度大於 0.8D(2.16m)時，沖刷範圍主要集中於背波面保護工後方 4.0~6.0D 之間。但三層保護工仍然保持安定，堤心石及塊石未有移動及滾落之情況發生，且橋墩及保護工周圍地形也無較大之沖刷發生，顯見保護工發揮相當之作用，可避免橋墩沖刷之情況發生。

謝誌

本文係台灣世曦工程顧問公司研究計畫「金門大橋興建工程委託設計及配合工作-水工模型試驗」之研究成果，承蒙台灣世曦工程顧問公司與國道新建工程局之支持使本研究得以順利完成，謹致謝忱。

參考文獻

1. 陳信宏、楊瑞源、江文彬、黃煌輝 (2010) 「彰化離岸風力發電計畫可行性研究—水工模型試驗研究工作」，成大水工試驗所研究報告，第 441 號。
2. 陳信宏、楊瑞源、黃煌輝、尤上林、張欽森、郭少谷、呂介斌、陳國隆 (2011) 「金門跨海大橋橋墩地形沖刷之研究」，第 33 屆海洋工程研討會，第 359-364 頁。
3. Breusers, H.N.C., Nicollet, G. and Shen, H.W.(1977): Local scour around cylindrical piers, *Journal Hydraulic Res.*, Vol. 15, P. 211-252.
4. Hughes, S.A.(1993): *Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering*. World Scientific.
5. Jensen, B.L., Sumer, B.M., Jensen, R. and Fredsøe, J.(1990): Flow around and forces on a pipeline near a scoured bed in steady current. *Trans. ASME, J. Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Vol. 112, 206-213.
6. Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (1996): Scour around pipelines in combined waves and current. *Proc. 7th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, vol. 5, pp. 595-602.
7. Sumer, B.M., Truelsen, C., Sichmann, T. and Fredsøe, J. (2001 a): Onset of scour below pipelines and selfburial. *Coastal Engineering*, vol. 42, 4, 213-235.
8. Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2001): Scour around pile in combined waves and current. *Journal of Hydraulic Engineering*, pp. 403-411.

臺灣橋梁檢測有效實施與橋梁壽齡保全決策模式建議

薛 強 財團法人中興工程顧問社高級研究員兼結構組組長

徐偉誌 財團法人中興工程顧問社副研究員

張 權 財團法人中興工程顧問社副研究員

翁健煌 財團法人中興工程顧問社副研究員

陳正忠 財團法人中興工程顧問社副理

葉啟章 中興工程顧問有限公司計畫主任

摘要

國內橋梁常受地震與颱洪威脅，又有超載與老劣化問題，耐久性與安全性日益堪慮，為保全橋梁殘餘壽齡，安全檢測工作非常重要，然國內於制度面、技術面與執行面均有待強化。本研究藉由資料蒐集與彙整分析、訪談分析、現地檢測作業問題與變異性分析、專家座談與意見回饋等方式，探討國內目前橋梁檢測作業規定及執行面之困難與問題，提出借鏡國外經驗、國內橋梁檢測有效施行之建議，以及橋梁檢測、風險評估與後續相關工作有效結合施行之橋梁壽齡保全決策模式架構，其中，特別於技術面提出依據橋檢結果評估檢測項目影響橋梁功能之風險指標與橋況評估方法，可據此排出橋梁維護管理優先順序。本研究結果可以作為國內橋梁檢測制度面、技術面與管理面之參考，以讓管理單位確實掌握橋梁狀況，達到橋梁維護與延壽目的。

一、前言

公路系統為交通運輸與民生活動的重要管道，橋梁為陸上交通系統中極為重要的部分。臺灣位處環太平洋地震帶，地震頻繁造成許多橋梁不同程度的損壞，早期老舊橋的耐震能力更有不足

之慮；每年颱風、豪雨及近年來河床嚴重下降、氣候變遷等因素，使得河水暴漲且水勢洶湧，劇烈淘刷橋墩及橋台之基礎處河床，特別對原本已裸露之橋基，災情更形惡化，橋梁易受沖刷而導致損壞；海島型的氣候也容易造成橋梁材料腐蝕劣化，特別是老舊橋梁問題明顯；在人為使用方面，亦有車輛超載問題。因此，橋梁安全性、適用性與耐久性日益受到質疑與堪慮，保全橋梁壽齡以達工程永續迫在眉睫。

要保全甚至延長橋梁壽齡，維持橋梁安全可靠的運輸狀況，除了規劃設計與施工恰當妥善以外，維修養護非常重要。這有賴於完整適當的橋梁檢測制度與系統之建立，檢測工作的實施，以及檢測後所做的性能評估、修繕、補強與維護管理，涉及檢測標準規範與方法、檢測人員之訓練、檢測工作之落實與到位、檢測資料可追蹤以及與評估補強等相關規範和資訊系統之結合實施。檢測工作之實施有助於了解橋梁自身狀況，為後續評估橋梁的承載力、耐洪能力以及耐震能力提供資訊，是確保橋梁安全營運之重要環節。然而，自然界危害性具有高度不確定性，即使是橋梁檢測結果顯示健康狀況良好的橋梁，亦有災損之風險，在現行檢測制度與執行面下，如何進行橋梁安全風險評估與管理亦

受到關注。因此，探討與分析國內橋梁檢測制度規定與執行情形之問題與困難，吸取國外制度與作法之優點，提出本土化橋梁檢測有效實施之建議，以及基於風險管理，提出橋檢與後續相關工作有效結合實施之橋梁壽齡保全決策模式建議是本研究之主要任務。

本文聚焦於一般性公路橋梁目視檢測。

二、研究範圍與方法

本研究係藉由文獻資料蒐集與彙整分析、訪談分析、現地檢測作業問題與變異性分析、專家座談與意見回饋之方式，探討國內目前橋梁檢測作業規定及其執行情形所面臨之困難與問題，提出借鏡國外經驗、國內橋梁檢測有效施行以及橋梁檢測評估與國內相關規範、資訊系統有效結合施行之具體建議，最後規劃橋梁風險管理之方向與議題。其中，文獻資料彙整以國內、外橋梁檢測制度、技術以及相關資訊系統為主，另外特別彙整國內與橋梁檢測相關之評估指標、初步評估、詳細評估等後續相關工作，作為了解國內檢測作業規定與執行情形，以及詳細探討國外檢測作業之特色及借鏡之依據；訪談分析以交通部運輸研究所、交通部公路總局(以下簡稱公路總局)、交通部國道高速公路局(以下簡稱高公局)、縣市政府橋梁管理單位以及實際檢測人員為主，蒐集彙整並分析目前橋梁檢測執行面問題點以及期望；現地檢測將實際檢測一座橋梁，提出檢測作業可能問題點並探討不同檢測人員檢測結果之變異性；專家座談會則彙整產官學研界專家意見與建議，回饋相關研究內容。

三、文獻回顧

本節主要回顧美國、日本與國內檢

測相關文獻，有鑑於相關文獻較多，此處僅針對較重要的文獻，從檢測類型與頻率、人員編制與資格、檢測評估方式及橋梁資訊管理系統進行簡要說明。國內部分另補充橋梁狀況與性能相關指標。其它如非破壞性檢測與破壞性檢測、橋梁承載能力、耐震能力、耐洪能力等性能初步評估與詳細評估、橋梁健康監測與橋梁生命週期維護管理等資料，本研究亦有彙整，作為建議全面規劃橋梁檢測與後續相關工作結合之參考，為節省篇幅，本文此處不詳述，可參閱本研究期末成果報告(薛強等 2011)。

(一) 美國

美國聯辦法規(Code of Federal Regulations, CFR)包含聯邦公路局(Federal Highway Administration, FHWA)公布之「國家橋梁調查標準」(National Bridge Inspection Standards, NBIS) (FHWA 1995, FHWA 2006, 陳永銘與許阿明 2008)，作為全國橋梁檢測依循規範。

1. 檢測類型與頻率

美國橋梁檢測類型與檢測頻率如圖 1。

檢 測 類 型 與 頻 率	初始檢測	橋梁初始檢測資料庫建置時
	定期檢測	(至少)1次/2年；可調高；經FHWA許可，最低4年1次
	破壞檢測	每逢必要時(因突發環境改變或人為破壞時進行)
	深化檢測	每逢必要時(輔助因定期檢測無法提供之服務)
	特殊檢測	每逢必要時(監測系統)

圖 1 美國橋梁檢測類型與頻率

2. 人員編制與資格

依 CFR 650.307 之規定，從事橋梁檢測組織單位人員至少必須具備圖 2 所示資格。

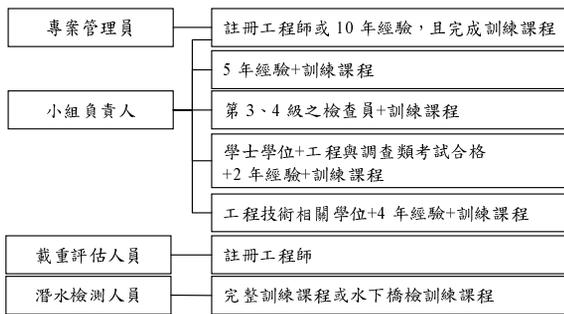


圖 2 美國橋梁檢測人員編制與資格

3. 檢測評估方式

NBIS 橋梁檢測與能力評等 (Sufficiency Rating, SR) 之步驟如圖 3 所示。圖 3 中結構部位現況評量，需分別針對各部位，先評量其對應各構件之劣化情形。一般構件辨識 (CoRe) 係參照 AASHTO (2002)，先對結構大部位分類，再依構件材料、型式細分編碼，

以便由構件編碼得知構件之結構位置、材料、型式等。構件評估準則分為 4 級：好 (Good)、普通 (Fair)、差 (Poor) 以及不適用或無法評量，再綜合考量構件狀況，彙整為橋梁結構各部位現況評等 (Condition Rating) 共 11 級。橋梁之服務水準之評量 (Appraisal Rating) 亦分為 11 級。當判定有結構缺陷 (Structurally Deficient) 或功能喪失 (Functionally Obsolete)，例如橋面版現況評量在 4 以下，則必須評量 SR，計算方式為橋梁 4 個單項指標之總和：結構適當性與安全性 (Structural Adequacy and Safety) S1、服務及功能降低性 (Serviceability and Functional Obsolescence) S2、公眾服務之重要性 (Essentiality for Public Use) S3、當 $S1+S2+S3 \geq 50$ 時才要算特別折減指標 (Special Reductions) S4 值。詳情可參考相關文獻 (FHWA1995, 陳永銘與許阿明 2008)。

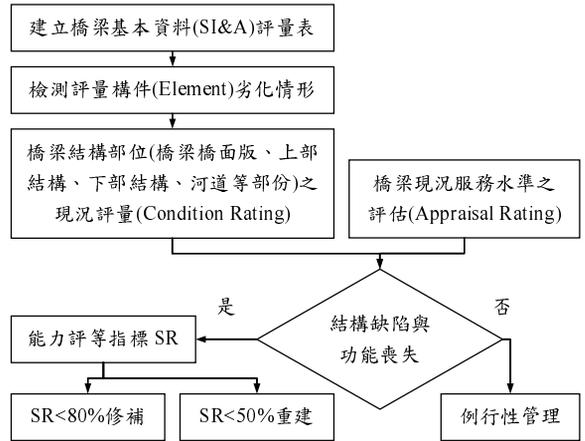


圖 3 美國 NBIS 橋梁檢測與能力評等流程

上述構件損傷評等除採用 FHWA 構件評量表與準則外，橋梁構件檢測亦可參照 AASHTO 相關規定 (2002, 2010a, 2010b)。此處彙整 AASHTO 於 2010 年新頒佈之第 1 版「Bridge Element Inspection Guide Manual」(AASHTO, 2010b) 之特色：

(1) 定義三類新版構件 (New Element)

- ① National Bridge Elements (NBE)：針對橋梁安全與承載影響，至少需考量之主要構件。既有規定 CoRe (AASHTO, 2002) 構件將由 NBE 構件來定義。
- ② Bridge Management Elements (BME)：提供橋管系統功能使用之構件。
- ③ Agency Developed Elements：客製化構件。

(2) 構件現況 (Element Condition) 評估方式變更：

- ① 改用對應損傷模式的缺陷標誌 (Defect Flag 或 Smart Flag) 來說明。
- ② 表述方式採用條列式說明。
- ③ 損傷模式區分為良好、普通、不良與極差 (Severe Convention)，前三等級不變，惟新增之「極差」狀況，用以表示構件狀況比不良等級還

差，可能影響承載能力，對應的處置措施甚至需要置換(Replace)。

- ④原本對整支構件採單一指標來評估之方式，改以分段模式(Multi-Path Model)評估。
- ⑤評估對象所用單位(Unit)配合修改，例如橋面板改用面積單位。

目前該版新構件檢測尚沒有與NBI的橋梁能力評等SR相關聯。

4.橋梁管理系統 Pontis

Pontis 橋梁管理系統包括三大部分：

- (1)資料收集：含構件定義、構件初始基本資料、構件檢測資料、養護資料、改善資料、修補費用資料等。資料交換可以經由手持式電腦、區域電腦轉入 Pontis 伺服器。
- (2)資料分析：歷史資料分析、劣化模型、狀況之現況分析與預測、優選、預算預測分析。最新 Pontis 5.2 (AASHTO 2010c)將提供更多的模組，包括多目標分析模組，可以針對所選擇的功能，經由各功能正規化的指標曲線值進行加權，再進行排序。
- (3)資料應用：Pontis 5.2 將提供更多的決策支援模組，包括風險管理模組、生命週期成本分析模組以及各模組之整合，可以進行成本效益分析、了解決策與預算關係。

(二) 日本

日本橋梁管理方式基本上是透過以檢查基準與檢查手冊(要領)為基礎之制度，掌握橋梁損害程度與對功能之影響，進而決定因應對策，以達成既有橋梁之維護管理目的。日本公路橋梁檢測主要依據「道路構造物点檢要領(案)」(日本道路公團，2003)與「橋梁定期点檢要領(案)」(日本國土交通省，2004)

1.檢測類型與頻率

日本橋梁的檢測類型與頻率如圖 4，允許根據過去的檢查結果和構造物的狀況，及考慮到環境條件和使用條件下，適度地調整。

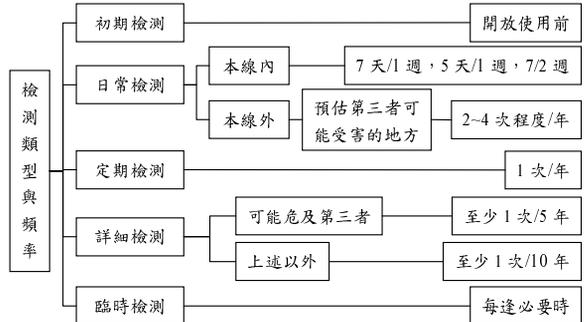


圖 4 日本橋梁檢測類型與頻率

2.人員編制與資格

日本國土交通省(2004)對相關人員之編制與檢測員資格要求簡要彙整如圖 5。

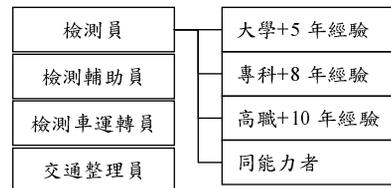


圖 5 日本橋梁檢測人員編制與檢測類資格

3.檢測評估方式

日本道路公團(2003)橋梁檢測流程如圖 6 所示。橋梁評等係依各部位損傷模式進行。橋梁損傷區分為 4 個等級：損傷、變形顯著而需要採取緊急修補來維持功能之 AA 級；有損傷、變形可能需要進一步調查與修補，但不需要緊急修補之 A 級；雖有損傷、變形但需持續觀察才能確認功能性是否受影響之 B 級；以及無損傷或輕微受損之 OK 級。並考慮可能造成交通安全障礙或第三者受害需要緊急修補者，需另加註 E 標示說明。當損傷判斷為 AA 或 E 級或判斷為 A~AA 有疑慮時，要召開包

含監督員的偶數人數的會議來決定。

4. 橋梁管理系統 J-BMS

J-BMS 橋梁管理系統著重於檢測、診斷、維護三個階段，主要三個模組分別如下：

(1) 混凝土橋梁評等、維護計畫最佳化模組：可以計算橋梁的服務性等級，並利用多層類神經網路預測劣化程度，用以建立一個考量以生命週期成本為基礎的維修及補強方法之理想維護計畫，並應用遺傳演算法來找尋理想維護計畫的最佳化解答。

(2) 維護決策支援模組：由劣化預測，劣化評估，及輸入預算限制，選擇工作環境，針對效率及效益，提供決策者維護策略。

(3) 資料管理模組：分成基本資料、檢測資料、維護及補強資料模組等三個次模組。

(三) 臺灣

國內公路設施養護以『公路養護手冊』(交通部，2003)為上位規定，其中包括橋梁檢測種類、方式、頻率、項目、表格、攜帶器具及評估方法等。其它相關規定還有『公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範』、『公路橋梁一般目視檢測手冊』、『公路橋梁安全檢查手冊』、『公路橋梁一般目視檢測手冊』、『橋梁安全維護檢測手冊』、『橋梁目視檢測評估手冊』草案、『高速公路養護手冊』、『國道高速公路局橋梁檢測作業要點』等(薛強等，2011)。李有豐等(2002)亦研訂橋梁檢測人員培訓制度與簽証制度。

1. 檢測類型與頻率

公路養護手冊規定的檢測類型與頻率如圖 7。依此原則，管理單位視需要自訂檢測頻率。特定橋梁檢測間隔可

延長至 4 年，須提供詳細資料，送管理單位核准。

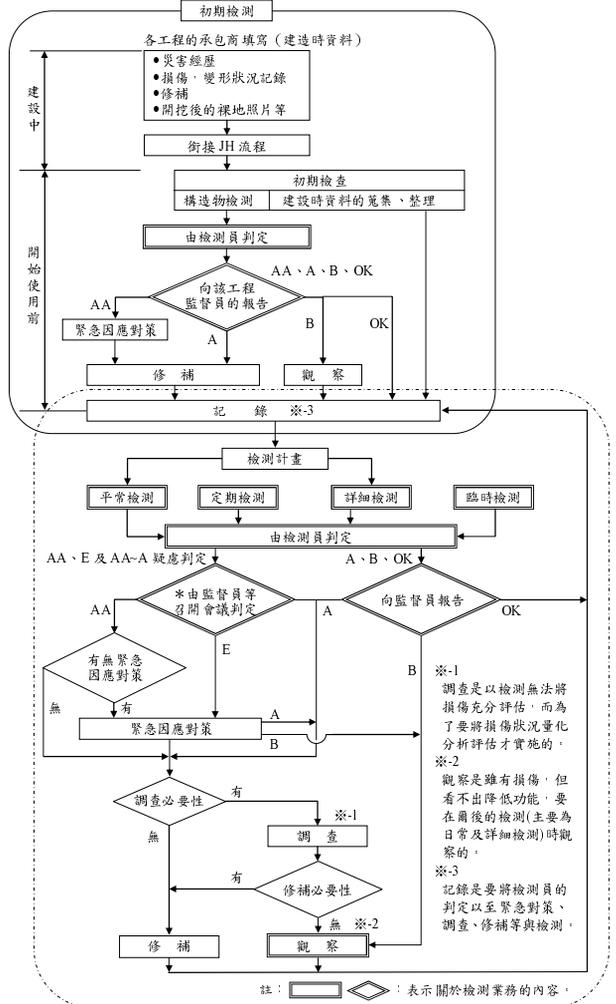


圖 6 日本橋梁檢測作業流程

2. 人員編制與資格

國內橋檢人員採專任或兼任方式。97 與 99 年公路或鐵路鋼結構橋梁檢測與補強規範(交通部 2008、2010)中，於解說中建議橋梁檢測人員應具土木技師或結構技師資格，或經管理機關認可之橋梁檢測訓練合格者。但在規範頒布實施日起 5 年內得經管理機關同意以下列人員替代之：大學土木相關科系畢業，具 1 年以上鋼結構橋梁工程之相關實務經驗者；或專科土木相關科系畢業，具 3 年以上鋼結構橋梁工程之相關

實務經驗者；或高工土木相關科系畢業，具5年以上鋼結構橋梁工程之相關實務經驗者。另外，對非破壞檢測人員與評估補強人員資格亦有相關規定或建議。

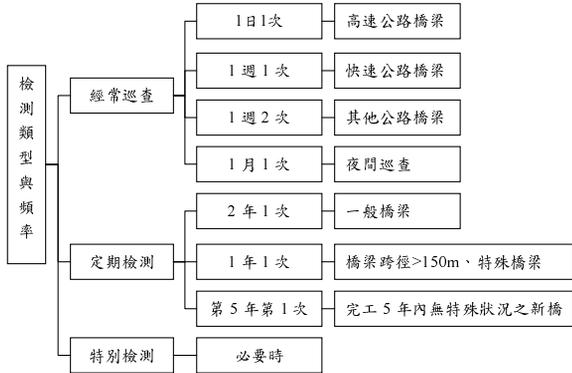


圖 7 公路養護手冊規定之檢測類型與頻率

3. 檢測評估方式

國內主要目視評估準則包括 D.E.R.&U. 法、A.B.C.D.N. 法或結合 A.B.C.D.N. 精神之 D.E.R.&U. 法。自「臺灣地區橋梁管理資訊系統」(交通部運輸研究所, 2011) 於民國 90 年 8 月正式啟用後，該系統所採用的 D.E.R.&U. 成為國內各橋梁管理機關定期評量橋梁狀況之標準，因此近期鋼結構橋梁檢測與補強規範(交通部 2008, 2010) 採用結合 A.B.C.D.N. 精神之 D.E.R.&U. 法，以發揚兩方法之優點。上述方法在國內許多研究均有說明，此處不詳說明。

若目視檢測後認為有必要，可採用非破壞性檢測與破壞性檢測方法進行進階檢測。後續亦可能進行相關性能初步評估或詳細評估後修復補強。

4. 臺灣 TBMS 橋梁管理資訊系統

TBMS(交通部運輸研究所 2011) 主要透過網際網路進行運作，現行系統含括基本資料模組、檢測資料模組、維修記錄模組、統計分析模組、決策支援模組、地理資訊模組、防災資訊模組及系

統設定模組，共八大功能模組。

5. 橋梁狀況與性能相關指標

國內橋梁狀況與性能相關指標摘要彙整如表 1，另外還有承載能力、耐震能力(落橋、強度與韌性)、耐洪能力初評指標(中國土木水利工程學會 2000, 李有豐等 2004, 蔡益超 2006, 交通部 2008, 張國鎮等 2009, 邱永芳等 2011)，具體內容詳文獻(薛強等 2011)。

表 1 國內橋梁狀況與性能相關指標

指標	功能	主要文獻
狀況指標 CI 優選指標 PI	反映結構安全及使用狀況 (針對 21 項檢測項目)	交通部運輸研究所 2011
新 CI 與新 PI	反映結構安全及使用狀況 (針對不足 21 項檢測項目)	
沖刷穩定指標 SSI	反映抗沖刷的能力	曾志煌等 2010
結構安全指標 SFI	反映結構安全性	
耐震能力指標 SRI	反映耐震能力	
用路人安全指標 USI	反映用路人安全性	交通部 2008
規範 PI	反映與結構安全項目有關 之構件劣化狀況	
功能指標 FI 整體優選指標 OPI	反映橋梁之服務水準 反映橋梁維修之需求	
危險性指標 CSI	反映橋梁整體危險性	曾志煌等 2008
橋梁重要性指標	反映橋梁整體對國家社會 的重要程度	蔣偉寧等 2004
綜合評估指標 SR	反映結構現況、服務性、 易損性以及特殊性等綜合 指標。	黃榮堯等 2005

四、研究內容

(一) 國內、外橋檢作業比較與借鏡

根據本研究文獻回顧內容，簡要彙整國內公路橋梁檢測與美、日、法之比較如表 2。

國內橋檢與國外具一致性者包括：如美國於法規面分規範、手冊、作業要點(指南)等層級；如美、日統一規定檢頻率，但提供調整彈性；如日本經由構件詳細劣化情形判定構件損傷等

級；如日本對橋梁各部位與構件，提供不同損傷等級的判定標準，會針對檢測應留意事項、損傷著眼位置及損傷(如龜裂)圖樣等進行說明；如美國提供橋梁檢測訓練課程；如美日規定人員資格，並提供多種滿足資格的途徑。

表 2 國內外公路橋梁檢測作業現況比較

國家	美國	日本	臺灣
檢測法規	基準或規範、手冊、指南	要領	規範、手冊、作業要點
檢測組織	採專案管理，分工與權責清楚。	檢測員(輔助員、檢測車運轉員、交通整理員)+監督員負責制，視情況編。	多無專職人員。
人員資格	有人員資格限制、提供多種途徑、強調教育訓練、有認證機構。	條文解說方式限制檢測資格、提供多種途徑、強調實務經驗。	規範解說提供相關人員資格要求、提供多種途徑、實際上多無強制人員資格限制、提供年度教育訓練機會。
檢測類型	初始檢測、定期檢測、破壞檢測、深化檢測、特殊檢測	初期檢測、平常檢測、定期檢測、詳細檢測、臨時檢測	經常巡查、定期檢測、特別檢測為原則，管理單位可依需求增加
檢測頻率(目視檢測為例)	定檢 2 年 1 次，提供彈性增減；經允許，最低 4 年 1 次	平常檢測頻率依交通量定；定檢頻率 1 年 1 次，經允許可彈性調整。	巡查頻率依交通量定；定檢第 5 年 1 次、至少 2 年 1 次，提供彈性增減，核准最低 4 年 1 次。
目視檢測評估重點	由構件損傷程度與範圍掌握橋梁部位損傷，評估橋梁綜合能力。串接橋梁檢測、性能評估以及維管決策。評估方式結合人員判斷與量化指標評估。以損傷模式缺陷指標(Smart Flag)採用多段式(Multi-path)評估方法為發展方向。	由構件詳細劣化情形掌握構件損傷對功能面之影響評等。評估方式結合人員判斷與會議討論。	評估構件損傷程度、範圍、影響與急迫性(D.E.R.&U.為主)；亦有納入 A.B.C.D.N.精神，結合劣化模式評估。以人員判斷為主。

國內可以借鏡國外橋檢的特色包括：

- 1.如美國與日本，透過初始或初期檢測掌握橋梁原始狀況。
- 2.如日本，區分檢測員與監督員權責，構件損傷評等由監督員把關；損傷嚴

重或判定有疑慮，以會議發揮群體智慧來判定。

- 3.如美國，落實人員資格認證。
- 4.如美國，串接橋梁檢測、能力評估以及維管決策。
- 5.如美國 AASHTO (2010b) 主要針對 NBE 採用損傷模式 Smart Flag 觀念，對影響結構承載與安全性的主要構件之損傷模式進行較詳細的評判；再結合多段式評估(Multi-path model)，可減小人為判定變異性。
- 6.如美國橋梁管理系統 Pontis 5.2 納入風險管理、多目標最佳化模組。

(二) 國內橋檢執行情形與問題

國內橋梁檢測相關規定已於前面文獻回顧之內容中簡述，以「公路養護手冊」(交通部 2003)為上位規定。公路總局依據「公路養護手冊」、「公路橋梁安全檢查手冊」、「公路修護管理規則」等，訂定內部管理要點做為執行轄屬橋梁維護管理業務之依據。高公局與鐵路局除了遵循「公路養護手冊」之外，因應其橋梁系統特性，訂定各自的橋梁檢測作業規定。例如：高公局(2011)根據其特性建立「高速公路養護手冊」技術規範，提供各養護單位作為高速公路巡查、監測及維護管理作業之依據。此外，高公局(2001)定訂「交通部臺灣區國道高速公路局橋梁檢測作業要點」，詳細規範橋梁檢測項目、檢測等級、檢測頻率、檢測方式等，俾確實掌握橋梁現況，早期發現構件劣化及研析劣化原因，適時辦理維修與補強，以維持橋梁安全。

國內公路橋梁檢測執行情形綜理如下：

1.評估方式

基本上以 D.E.R.&U.為主，公路鋼結構橋梁與鐵路鋼結構橋梁納入

A.B.C.D.N.精神。D.E.R&U.評等法在執行上較符合快速精簡的精神；A.B.C.D.N.更能提供一致性的劣化評估標準。

2. 檢測種類

如圖 7 所示，國內橋檢頻率以「公路養護手冊」3 種類的檢查為主，管理單位如公路總局、高公局、鐵路局則考量所管理之系統特性進行調整，例如，高公局增加半年檢測與詳細檢測，其中，詳細檢測係對水下結構物及經定期檢測評估後須進一步辦理之構件或橋梁，進行詳細狀況評估。

3. 檢測頻率

以圖 7 所示「公路養護手冊」定檢頻率為原則，管理單位視需要配合其檢測種類自訂檢測頻率。雖然允許特定橋梁經提供詳細資料送管理單位核准後，檢測間隔可延長至 4 年，但實際上沒採用。交通部公路總局於每年 4 月 30 日前由轄管之工務段將轄區內所有橋梁檢查完竣，並於 5 月 15 日前將檢測結果報局，因河道、橋台基礎、橋臺、橋墩保護措施、橋墩基礎及橋墩墩體等 6 項易受颱風影響，於 11 月 15 日前再辦理檢查。高公局每年於 4 月(防汛期前)及 11 月(防汛期後)辦理半年檢測，檢測當月該橋辦理「定期檢測」時，則該期「半年檢測」免辦，以該「定期檢測」替代。

4. 檢測項目與表格

配合不同的檢測種類以及評估方法，管理單位均有其檢測細項及表格。例如，國內 RC 橋梁定檢目前以 D.E.R.&U.方式為主，檢測項目共計 21 項，第 1 至第 11 項為一般檢測項目，第 12 至第 20 為針對每座橋孔進行逐跨結構桿件評估之檢測項目，第 21 項為其他項目。對應之檢測表格亦在交通部

建置「臺灣地區橋梁管理資訊系統」(交通部運輸研究所 2011)中，配合如基本資料、構件劣化說明與建議修復工法以及檢測員意見等完整呈現。

5. 人力

高公局有專責人員；公路總局將橋檢視為業內工作，可兼任，人力較不足。目前國內橋梁管理單位都有負責橋梁檢測之相關人員，可能是專職或兼任，各單位人員編制數量不一，大多為 1 人，僅少數單位超過 3 人，橋檢人力普遍不足。

6. 經費

管理單位橋梁檢測相關經費基本足夠，但較詳細之檢測評估或改善經費有不足情形。經費編列除了受地方政府施政重點影響以外，地方考量經濟發展如有橋梁拓寬需求恐不在中央機關基於安全性之預算考慮範圍內。

7. 辦理方式

橋檢作業分自辦與委外兩種方式，例如公路總局將橋檢視為業內工作，以自辦為主；高公局定期檢測亦有委外辦理之制度；而鐵路局則在安全檢測評估需要做破壞或非破壞檢驗者，委託顧問公司辦理。自辦橋檢工作的管理單位多以抽查方式確保工作落實，以評鑑制度加以鼓勵；委外辦理者，配合抽查、審查與契約之罰則來確保品質。委外辦理者，依據政府採購法辦理公開招標或限制性招標。廠商的資格為合法登記之工程顧問公司、學術研究機構、土木技師事務所、結構技師事務所。檢測內容可能包括：基本資料建檔、巡查、定檢以及特別檢測。

8. 人員資格與培訓

國內外橋檢人員資格已於文獻回顧以及表 2 中表述，公路或鐵路鋼結構橋梁之檢測與補強規範(交通部 2008

、2010)之解說或「橋梁檢測方法與應用」等書籍(中國土木工程學會2010)對相關人員資格提供多種建議，據悉，未納入條文之原因是考慮配合技師法對技師執業範圍之規定、規範解說仍有等同於規範條文之法律效力、強化管理單位負責制以及交通部已於每年度定期辦理相關教育訓練，另外，橋檢人員培訓需求能量不足以設立專職培訓機構。實際上並沒有嚴格遵循學歷、資歷、證照等限制，橋梁管理單位可能有評鑑制度鼓勵，而委辦廠商相關人員則由外聘委員認定及評選機制篩選。

交通部運研所於每年度定期委外辦理相關講習會，例如橋梁檢測評估與維修人員訓練講習或近期的橋梁維護管理訓練講習課程。

國內公路橋梁檢測現況問題綜理如下：

1. 評估方式

- (1)「公路橋梁一般目視檢測手冊」與「公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範」，D=1 定義不同。
- (2)可能有評判或填寫不易之情形。
- (3)D.E.R.&U.法受檢測人員素質與主觀判斷影響，不同人員檢測結果具變異性。
- (4)A.B.C.D.N.精神納入 D.E.R.&U.評估方式有人認為適宜，有人也有意見認為工作量較大，在作業推行上恐有困難，希望統一為 D.E.R.&U.法。
- (5)國內許多橋梁檢測相關圖書陳述之檢測標準不盡相同，雖然有編碼的程序，但缺乏統一的編碼指南。「橋梁目視檢測評估手冊(草案)」(曾志煌等 2010)已朝此方向努力，有待落實。
- (6)單憑目視檢測結果難以準確反應橋

梁性能，檢測結果之維管決策應用有限。

2. 檢測種類

- (1)沒有初期橋檢規定，竣工資料、初期橋檢資料可能缺乏。

3. 檢測頻率

- (1)定檢頻率可以更實際。

4. 檢測項目與表格

- (1)部分檢測項目均歸類於「其它」，難以分辨。
- (2)檢測項目僅對橋梁本體評估，並無包括外部危害因素考量，橋梁仍有損傷風險。
- (3)能否正確使用受使用者素質與經驗影響，仍會有誤填或混淆情形。
- (4)評估表恐因改版造成資料不連續。
- (5)初步評估表的格式也未統一。

5. 檢測人力

- (1)普遍不足。

6. 檢測經費

- (1)一般橋檢費用無疑慮，進階檢查及改善費用有些不足且不穩定。
- (2)中央考慮安全性的預算編制方式可能不滿足地方考慮發展性的預算需求。
- (3)若委外辦理之經費不足，素質較高的顧問公司參與意願低，恐影響橋檢結果之正確性。

7. 辦理方式

- (1)橋檢技術層次較高，自辦橋檢人力不足情況下，橋檢人員若又無資格限制，其正確性與品質恐受質疑，檢測結果恐不被認可。
- (2)委辦若採價格標，且橋檢事務委外的內容無所依循，品質保障恐有疑慮。
- (3)一縣多治或偏遠地方，橋梁檢測品質良莠不一。
- (4)落實橋檢以及資料能否反應橋梁現

況最重要，最大問題是資料不正確。

(5)有時會遭遇現地施工機具不足或道路無法通行。

8.人員資格等相關規定

(1)相關規定可以更完善、實用。

(2)人員資格標準與專業認證制度有待落實。

(三) 國內橋檢有效實施建議

本研究團隊經由彙整分析，並參考各管理單位、實際橋檢人員、專家學者等之建議，借鏡國外作法之優點，提出國內橋檢工作有效實施之建議如下：

1.制度面

(1)於相關手冊內提供檢測重點、圖示說明、判定標準，完善修復工法。目前已於運研所「橋梁目視檢測評估手冊(草案)」研究成果中納入，有待實施。

(2)推行橋檢人員資格認證制度，以確保橋檢結果正確性。建議在目前的制度下，招標契約中明訂承包商檢測人員資格，特別是受訓時數及檢測經驗實績；另針對橋管單位之相關人員提供在職訓練，提升專業與技術能力。

(3)養護手冊中檢測等級增加初期檢測。國內可以考慮以下三種方式：1.驗收等同初始檢測通過，但該方式幾乎等同現行作法，難彰顯效益；2.驗收後必須進行初始檢測，惟可能產生驗收資料與初始檢測結果不符的情況，對於驗收人員可能會有責任問題，但對於工程本身則仍有保固期的保障；3.因國內已要求至少5年內完成第一次橋梁檢測，相關資料亦會納入橋梁管理系統，以此資料作為初期檢測資料，但該方法三基於第一次定檢，對於早期發

生的問題，恐不能儘早發現。橋梁管理單位可自行決定採用何種方式，但建議初始檢測愈早愈好。

(4)公路養護手冊對檢測頻率之訂定與國外一致，應為適當。各管理單位依需求自行調整時，仍以符合公路養護手冊之規定為準。

(5)配合未來技術發展，統一建立結合橋檢結果之初步評估表。

(6)參考交通部頒訂之「橋梁檢測契約範本」，建立橋檢事務委外之標準工作手冊。

(7)可同運研所「橋梁目視檢測評估手冊(草案)」研究成果建議：統一「公路橋梁一般目視檢測手冊」、「公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範」有無損傷情形對應D值之定義與判定標準。

2.管理面

(1)新建橋梁竣工時，由建造單位將竣工資料放入橋梁管理系統之基本資料中；配合上述初始檢測制度，須於橋梁管理系統中建立初始資料，以基本資料、橋面高程、地面高程、振動頻率、初始檢測等資料建立為原則。

(2)管理單位依需求自行調整檢測頻率時，農路或偏遠山區橋梁之定檢頻率可再檢討，但重要橋梁，例如省道或無替代路線之橋梁，以及健康狀況不佳的橋梁，定檢頻率不宜調降；若要提高定檢頻率，除了考慮橋梁損傷變化等需求以外，須考慮人力經費需求以及委外由專業人員辦理之可能性。未來，配合技術發展，可以依據橋梁風險高低來調整檢測頻率。

(3)適度增加橋檢人力；允許部分委外，特別是技術性較高的工作允許委

外由有經驗之專業人員辦理。

- (4)自辦橋檢工作共用機具者，除了統一管理、維護與調度以外，可考慮部分工作委外辦理，對於重要橋梁，應編列工作機具相關經費，並於現場目視檢測工作前進行工作機具查驗；機具或配備應有汰換機制，避免使用功能有疑慮之老舊橋檢車；非破壞性檢測相關儀器需由專業人員使用，相關工作可以委外辦理；檢測工具適時導入橋檢新科技，目前可針對狀況很差者考慮以數位檢測輔助，但不建議取代現行作法，未來配合資訊技術發展，軟硬體精進，全面性數位檢測可作為長期發展之方向。
- (5)國內目前在有限的經費與時程下，現場作業用的檢測表格以現行較簡便之目視檢測表較為可行，而損傷位置、圖片、較詳細的說明等資料可於橋梁管理系統面來儲存，可考慮前述數位檢測記錄。為此，可開發橋檢現場用之前端軟體，其資料庫可與橋梁管理系統進行資料交換。若有改版，需考慮資料延續性。
- (6)評鑑機制應能鼓勵橋檢人員去發現問題與解決問題，要避免評鑑造成負面影響，管理面應有配套措施，當發現需維修之橋梁或構件數目較多時，應編列足夠之改善經費。
- (7)中央預算編制適度考慮地方發展需求，地方首長重視橋梁維護；管理單位編列預備金或建立年度專業廠商之開口契約；採委外辦理者，依委外項目編列合理經費，盡量避免價格標。
- (8)以嚴格的契約與嚴謹的查核來保障品質；橋檢工作除了適度委外由專業人員辦理以外，亦或可定期委辦

橋梁總體檢，確實檢查橋梁狀況；交通部已有『臺灣地區橋梁管理資訊系統』橋梁資料查核計畫，對確保資料正確性有助益。

- (9)在人力有限之情況下，確保橋檢人員資格素質；招標契約中明訂承包商檢測人員資格，特別是受訓時數及檢測經驗實績；另針對橋管單位之相關人員提供在職訓練，提升專業與技術能力。

3.技術面

- (1)檢測工具適時導入橋檢新科技。目前可針對狀況很差者考慮以數位檢測輔助，但不建議取代現行作法，未來配合資訊技術發展，軟硬體精進，全面性數位檢測可作為長期發展之方向。
- (2)導入新科技，例如行動裝置搭配RFID或影音之應用，確保橋檢工作落實。
- (3)當D或R超過2尚未達3，填寫有疑慮時，以會議方式進行技術性判定。
- (4)D.E.R.&U.法與A.B.C.D.N.法之取捨或結合已長期受到關注，目前現況基本上以D.E.R.&U.法或結合A.B.C.D.N.法精神之D.E.R.&U.法為主，以讓行之有年的橋檢工作與檢測資料有統一的基準，橋梁管理系統資料亦得以持續應用。惟因現行結合A.B.C.D.N.法精神之D.E.R.&U.法針對所有檢測項目，較多意見反映執行面較繁瑣，因此，本研究建議國內以D.E.R.&U.法為基準，每一構件填寫1筆，僅針對少部份主要項目納入A.B.C.D.N.法之精神，不致使工作量增加過大。依據檢測項目影響橋梁功能之權重以及橋梁管理系統統計之損傷比例

，建議之主要項目包括：主構件(大梁)、橋墩墩體/帽梁、橋面版、橋台、副構件(橫隔梁)。

- (5)為減小檢測結果變異性，參考美國做法，對上述少部份主要項目，針對各損傷模式採用多段式(multi-path)評估方式。相關表格詳見本研究期末成果報告(薛強等2011)，預期此方式可以改善現地檢測發現E值變異性最大的狀況。
- (6)為強化 D.E.R.&U.檢測結果於橋梁維護管理決策中之應用，串接橋梁檢測與性能評估，了解影響橋梁功能之關鍵構件、關鍵風險來源、橋梁狀況與易損性以及損傷後果，便於掌握維護管理工作重點。

(四)橋梁壽齡保全決策模式建議

由於橋檢結果顯示健康狀況良好之橋梁在突發危害下仍有損傷風險，現行橋檢作業之檢測結果對後續橋梁維管決策之應用有限。考量既有橋梁未來受災損之可能性與程度，與災害發生之潛勢以及橋梁結構本身之易損性相關，亦即包括外因與內因兩方面，而目視檢測結果可以提供橋梁現況訊息，直接影響橋梁本身的易損性。因此，借鏡美國串接橋梁檢測、能力評估以及維管決策之特色，建議應用風險管理之理論，串接橋梁狀況檢測結果與後續性能評估，強化橋梁檢測結果於維管決策之應用。

本研究建議以風險作為橋梁性能指標，將風險評估原理應用於構件層級與橋梁層級。其中，風險評估應用於橋梁層級是以轄區內各橋梁整體為對象，其目的在於了解管轄之各橋梁整體影響國家社會之風險。風險評估原理應用於構件層級是以單一橋梁為對象，其目的在於了解各構件影響該橋梁功能之

風險。而橋梁檢測結果將影響構件與橋梁的易損性。

風險評估應用於橋梁層級，可應用風險管理之理論，藉由風險來源、危害潛勢影響因子、易損性因子、後果因子之辨識，配合風險分析方法，建立結合檢測結果之橋梁風險初步評量表，串接橋梁檢測與後續之評估工作，強化轄區橋梁維管決策。該方法之實施，可以讓管理單位掌握影響某單一橋梁性能之風險來源、危害潛勢、易損性、橋梁抵抗危害的能力、維管須重視之關鍵風險、關鍵構件，亦可針對所管轄之多座橋梁，進行各類別風險排序或綜合風險指標排序，掌握關鍵橋梁，據此排出維護管理優先順序。上述內容擬於後期另案詳細探討與研擬。

基於上述結合橋梁檢測之橋梁風險初步評估法，可進一步建立風險可接受標準值，除了如美國提供辦理修復或改建之方向，亦可考慮本土化，針對是否需要服務使用性修繕、安全性詳評補強或改建，建立門檻值作為篩選指標。對於需要維修之橋梁，提出維修建議，並篩選優先維修部位，並規劃監測系統，掌握可能之缺陷變化；對於需要對安全性進行詳評之橋梁，進行非破壞性或必要之破壞性檢測，建立數值分析模型，依據補強可接受標準進行詳細評估後，不需補強者，比照前述需維修之橋梁辦理，否則，提出補強建議並規劃監測系統；對於需改建之橋梁，則朝改建方向辦理。如此，橋檢與後續工作相結合，可強化橋梁維護管理之決策應用，達到保全甚至延長橋梁壽齡之目的。

本研究特別建立風險評估原理應用於構件層級之方法：由構件劣化損傷嚴重程度與範圍(D_{ij} 、 E_{ij} 值)，組合為構件功能失效之可能性(構件易損性)指

標 P_{ij} (表 3)；由檢測項目內各構件之 P_{ij} 組合為檢測項目功能失效可能性(項目易損性)指標 P_i : $P_i = 1 - \prod_{j=1}^n (1 - P_{ij})$

；以構件權重反應構件功能失效對橋梁功能影響之嚴重程度，作為後果指標 w_i^* 值；基於相同危害潛勢，以構件 P_i 與 w_i^* 之乘積= R_i^* 值代表構件損傷狀況影響橋梁功能之風險或關鍵性。

表 3 構件功能失效可能性矩陣

E D	1	2	3	4
1	0	7	21	41
2	15	28	48	68
3	35	55	75	88
4	62	82	94	100

將該方法應用於本研究現地檢測之橋梁，依各檢測項目 R_i^* 值排序，構件關鍵性依序為：橋墩保護設施 ($R_i^*=38.74$)、摩擦層 ($R_i^*=13.81$)、伸縮縫 ($R_i^*=12.54$)、橋面版 / 鉸接版 ($R_i^*=12.11$)、橋面排水設施與欄杆及護牆 ($R_i^*=5.06$)，與採用現行 D.E.R.&U. 法橋檢結果之 R 值比較，橋墩保護設施與摩擦層之 $R=2$ ，橋面排水設施、欄杆及護牆、伸縮縫與橋面版/鉸接版有 $R=1$ ，其他項目則為 0，兩種方法顯示構件維修急迫性基本一致，惟現行方法 R 值具主觀判定，本研究建議方法有以下優點：

1. 僅需依據 D、E，減少主觀性之影響程度。
2. 構件易損性指標可有效反應構件損傷程度與範圍之影響。
3. 針對含多支構件之檢測項目，項目易損性指標有效反映不同損傷支數與各支損傷程度之影響。
4. 掌握影響某單一橋梁安全性與服務性之關鍵構件。
5. 有效反映橋梁整體狀況。

6. 可據此排出維護管理重點與優先順序。

7. 容易納入既有橋梁管理系統。

預期該方法可以改善現地檢測發現 R 值變異性受主觀判定影響的狀況。

依據 R_i^* ，亦可計算新的狀況指標，例如採用新 CI 對應之檢測項目權重(交通部運輸研究所 2011)作為 w_i^* ，上述案例之新狀況指標

$$CI^* = 100 - 100 \times \frac{\sum_{i=1}^{21} (P_i \times w_i)}{\sum_{i=1}^{21} w_i} = 92.56,$$

採用現行方法， $CI=99.0$ ，新 $CI=99.03$ ， CI^* 對損傷影響更為敏感。

(五) 資訊系統結合實施建議

風險評估原理應用於構件層級之方法容易納入既有橋梁管理系統：1. 國內橋梁檢測行之有年，相關檢測結果亦納入橋梁管理系統，針對整合性風險或耐洪、耐震等單一風險，該方法可以應用既有橋檢資料。2. TBMS 系統面：增加新指標之方式，通過邏輯層處理，小修介面即可成功實施。

針對風險評估原理應用橋梁層級以及與後續工作結合實施之建議，可考慮於「檢測資料模組」中，同時納入「構件檢測資料」與「其他檢測資料」，前者則對應現行系統之檢測資料模組，納入前述橋檢有效實施建議，後者則納入橋梁風險初步評量表中橋梁現況以外之其他因子所對應之檢測項目；再於決策支援模組中，增加「風險管理模組」，依據橋檢與初步評估法結合之建議，計算單一風險與綜合風險指標，再依不同條件進行排序，最後依據與後續詳細評估、維修補強與監測工作結合之建議，提供維護管理建議。

另外，為確保檢測資料正確性，可開發現場用前端軟體進行資料交換；亦可開發行動裝置搭配 RFID 之應用，建立橋梁巡視圖，由 RFID 辨識檢測位置，系統自動選擇填表畫面，行動裝置系統填寫巡檢基本資料，系統資料庫-行動裝置-RFID 閱讀寫進行資料交換，落實巡檢到位，讓缺陷無所遁形。或以影音方式記錄各次檢測實情。

五、結論與建議

1. 本研究比較國內外橋檢特色，提出強化人員資格認證、增加初始獲初期橋檢種類、以會議決策方式解決檢測評估疑慮、針對各損傷模式採用多段式評估方式減小變異性、串接橋梁檢測與性能評估等相關工作以強化決策支援、風險管理等建議，供未來國內相關規範或手冊研擬、技術提昇以及管理面決策之參採。
2. 本研究綜理國內橋檢現況問題，從制度面、管理面與技術面提出國內橋檢有效實施之建議。除了前述借鏡國外特色之相關建議以外，還包括：招標契約中明訂承包商檢測人員資格與提供在職訓練；建議養護手冊中檢測等級增加初期檢測之三種實施方式；竣工資料與初始資料之建立；依據橋梁風險高低來調整檢測頻率等；並針對業界反映現行結合 A.B.C.D.N. 法精神之 D.E.R.&U. 法因涵蓋所有檢測項目使得執行面較繁瑣之困難，建議針對少部分主要項目進行，建議之主要項目至少包括：主構件(大梁)、橋墩墩體/帽梁、橋面版、橋台、副構件(橫隔梁)。以上建議可供國內相關單位參採。
3. 本研究對檢測人員現地檢測結果變異性分析顯示：檢測結果受檢測人員素質影響，統一的評估標準、事先的

準備工作均很重要；可能因有較明確的判定準則，D 值變異性最小，E 值變異性最大，未來可借鏡美國做法採用多段式評估方式來減小變異性，R 值主要受人員素質與主觀判定影響大，未來可採用本文橋梁壽齡保全決策模式建議之風險值或關鍵性指標 R_i^* 來排序，加以改善；檢測經驗 2 年以上人員主觀認知差異不大，2 年以內組別評估之橋梁狀況可能偏良好，2-5 年組評估結果略偏嚴重，5 年以上組居中。

4. 本研究提出以風險作為橋梁性能指標，將風險評估原理應用於構件層級與橋梁層級之橋梁壽齡保全決策模式，以串接橋梁狀況檢測結果與後續性能評估，強化橋梁檢測結果於維管決策之應用。特別建立風險評估應用於構件層級之方法，並以案例驗證其可行性，推動國內橋梁管理技術與國際接軌。
5. 本研究規劃未來相關研究之期程與內容，為計劃全程達成目標作充分準備。

預期本研究成果可以讓管理單位經由維護管理前端工作—檢測作業開始，確實掌握橋梁狀況與各項性能，了解可能風險，加強重點維護管理工作，有效控制橋梁災損風險，達到維護甚至延長橋梁壽齡之目的。

參考文獻

1. AASHTO (2002), "Guide for Commonly Recognized(CoRe) Structural Elements", American Association of State Highway and Transportation Officials, 1997 with 2002 Interim's.
2. AASHTO (2010a), "Manual for Condition Evaluation of Bridges",

- 2nd ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1994, as amended by 1995, 1996, 1998, 2000, 2003, 2008 and 2010 interim revisions.
3. AASHTO (2010b), "Bridge Element Inspection Guide Manual", 1st ed, American Association of State Highway and Transportation Officials.
 4. AASHTO (2010c), Pontis Update 2010, AASHTO BRIDGEWare and Management Team, http://www.google.com.tw/search?source=ig&hl=zh-TW&rlz=1G1GGLQ_ZH-TWTW352&q=pontis+update+2010.
 5. FHWA (1995), "Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges", Report FHWAPD-96-001, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
 6. FHWA (2006), "Bridge Inspector's Reference Manual", FHWA Report NHI 03-001, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
 7. 中國土木水利工程學會 (2010), <橋梁檢測方法與應用>, 科技圖書。
 8. 日本道路公團(2003), <道路構造物点檢要領(案)>。
 9. 交通部 (2003), <公路養護手冊>, 交通技術標準規範公路類公路工程部。
 10. 交通部 (2008), <公路鋼結構橋梁之檢測及補強規範>, 交通技術標準規範公路類公路工程部。
 11. 邱永芳、謝明志、柯正龍、林雅雯、王仲宇、連惠幫、楊明德、李維峰、陳銘鴻、胡志昕、劉興昌、洪紹勳、張為光、柯永彥、鄭世豪、梅興泰、黃進國、蔡明邑、羅冠顯 (2011), <跨河橋梁安全預警系統之建立研究-訂定跨河橋梁橋基冲刷檢測作業規範(草案)之研究>, 交通部運輸研究所。
 12. 交通部運輸研究所(2011), <臺灣地區橋梁管理資訊系統>, <http://bms.iot.gov.tw/bms2/>。
 13. 交通部臺灣區國道高速公路局 (2001), <交通部臺灣區國道高速公路局橋梁檢測作業要點>。
 14. 交通部臺灣區國道高速公路局 (2011), <高速公路養護手冊>。
 15. 李有豐、蔡益超、張國鎮、宋裕祺、彭康瑜、劉光晏、羅馨宜 (2004), <橋梁功能評估及方法建立(承載能力分析評估及耐震能力評估)>, 交通部臺灣區國道高速公路局。
 16. 李有豐、謝尚賢、王隆昌、陳清泉、詹麒璋、鄭育祥、常斐春 (2002), <建立橋梁檢測制度方法及準則之研究(公路與道路橋梁)>, 交通部運輸研究所。
 17. 日本國土交通省 (2004), <橋梁定期点檢要領(案)>。
 18. 蔣偉寧、顏上堯、周健捷、姚乃嘉、許文科、洪東謀 (2004), <橋梁重要程度等級之建立>, 交通部公路總局。
 19. 黃榮堯、王仲宇、姚乃嘉、許鎧麟等 (2005), <都市計畫區內橋梁檢測、監測、維修及管理計畫>, 內政部營建署, 台北。
 20. 曾志煌、陳茂南、張昭芸、王仲宇、姚乃嘉、黃榮堯、陳建州、陳明正、許鎧麟、王華弘、陳銘鴻、嚴崇一、蔡欣局、黃曉琪、陳屏甫、廖先格、陳俊仲(2008), <縣市政府老舊橋梁改善可行性評估>, 交通部運輸研究所。

21. 曾志煌、許書耕、巫柏蕙、姚乃嘉、陳明正、葉啟章、蔡欣局、廖先格 (2010), <橋梁目視檢測評估手冊(草案)之研擬>, 交通部運輸研究所。
22. 張國鎮、蔡益超、宋裕祺、廖文義、柴駿甫、洪曉慧、劉光晏、吳弘明、戚樹人、陳彥豪 (2009), <公路橋梁耐震評估及補強準則之研究>, 交通部公路總局。
23. 陳永銘、許阿明 (2008), <臺灣與美國之橋梁檢測系統與制度>, 臺灣公路工程, 第 34 卷第 10 期, 第 2-33 頁。
24. 蔡益超 (2006), <橋梁耐洪能力評估>, 中華技術, 第 71 期, 第 20-31 頁, 財團法人中華顧問工程司。
25. 薛強、葉啟章、張權、徐偉誌、陳正忠、翁健煌、余振亞、童佩怡 (2011), <橋梁殘餘壽命與保全評估決策模式之研發(1/4)>, 交通部運輸研究所 MOTC-IOT-100-H1DB007a 期末報告。

波浪作用下底床剪應力之簡易評估

陳陽益 國立中山大學海洋環境及工程研究所教授

陳冠宇 國立中山大學海下科技暨應用物理研究所副教授

林敬樺 國立中山大學海洋環境及工程研究所博士候選人

一、前言

在漂砂運動中，底床流速與底床剪應力是兩個相當重要之物理量；底床剪應力一般可用波浪摩擦係數 f_w 來計算；由於波浪邊界層具有週期性之特性，故水工模型試驗多利用振動板、循環流水槽或是波浪水槽建立底床相對粗糙度 A/k_s 與波浪摩擦係數 f_w 之無因次關係圖。由於試驗設備及量測方式之不同，使得已發表之試驗結果並不盡相同，所歸納出來之經驗公式或利用理論所推導出來的結果在型式上也有顯著之差異，在工程應用上多有不便。相較於底床流速，底床剪應力在工程實務上應用更為廣泛；因此，本文延伸 Chen et al.(2012)滑移係數理論之應用，推導出一指數型態之波浪摩擦係數之一般化理論公式。該理論之最大優勢即是利用波浪條件及底床參數即可決定底床摩擦係數，而避免使用經驗公式；同時，本研究並利用前人之試驗成果，用來驗證本理論之適用性及正確性。

本文第二章中，將介紹底床剪應力理論公式之推導；第三章理論與已知試驗結果之比較，將分別引入 You and Yin(2007)之層流區及 Mirfenderesk and Young(2003)之粗糙紊流區之試驗結果；主要之結論則列於第四章。

二、底床剪應力理論公式之推導

2.1 滑移係數與底床摩擦係數之關係

Chen et al.等(2012)所提出之底床滑移係數 f_n 可表示為：

$$f_n = \frac{\left(\frac{\sqrt{\zeta_s}}{A} + \frac{k_s}{A}\right)}{\left(\frac{\sqrt{\zeta_s}}{A} + \frac{k_s}{A} + \sqrt{\frac{2}{R_e}}\right)} \quad (2.1)$$

(2.1)式中， $A = a / \sinh kd$ 為在底床之波浪運動振幅， a 為波浪振幅， k 為波數； ζ_s 為底床沉積物之滲透係數。當 $f_n = 0$ 及 $f_n = 1$ 時，分別代表無滑動邊界條件及理想流動條件。實際上底床邊界具有滲透性及粗糙性，故可以用 $0 < f_n < 1$ 來表示天然底床之部分滑移條件。高滑移係數即代表流體黏滯效應趨弱。

在(2.1)式中， k_s 為 Nikuradse 等值粗糙度；(2.1)式的基本假設是底床為由均勻粒徑之球狀材料所構成，因此在本文中，Nikuradse 等值粗糙度假設等於底床沉積物之粒徑，即 $k_s = d_s$ 。

在波浪運動中，底床之流速及剪應力實際上是一個週期性之行為。波浪所產生之底床剪應力 τ_b 定義為(Jonsson, 1966)

$$\tau_b = \frac{1}{2} \rho f_w u_0^2 \quad (2.2)$$

其中 $u_0 = A\sigma$ 為波浪邊界層上緣之水平流速振幅， $\sigma = 2\pi/T$ 為波浪週波率， T 為波浪週期

波浪摩擦係數主要形成之原因為底床剪應力及近底床流速並不同時發生。根據(2.2)式，波浪摩擦係數可被定義為(Jonsson, 1966; Mirfenderesk and Young, 2003)：

$$f_w = \frac{2\tau_{b\max}}{\rho u_0^2} \quad (2.3)$$

在層流區中，波浪摩擦係數可被表示為(Jonsson, 1966; Nielsen, 1992)：

$$f_w = \frac{2}{\sqrt{R_e}} \quad (2.4)$$

其中 $R_e = u_0 A / \nu$ 為波浪雷諾數， ν 為分子運動黏滯係數。

將(2.4)式代入底床滑移係數(2.1)式中，可以得到：

$$f_w = m \left(\frac{k_s + \sqrt{\zeta_s}}{A} \right) = m \left(\frac{A}{k_s + \sqrt{\zeta_s}} \right)^{-1} \quad (2.5)$$

其中， $m = \sqrt{2}(1 - f_n) / f_n$ 是一個與滑移係數有關之係數。若僅考慮不透水之粗糙床面，故(2.5)式可進一步簡化為

$$f_w = m \left(\frac{A}{k_s} \right)^{-1} \quad (2.6)$$

(2.6)式即是滑移係數與波浪摩擦係數之關係，表示波浪摩擦係數與相對底床粗糙度 $(A/k_s)^{-1}$ 成正比。

本節所提出之理論公式在實務上可經由已知之波浪條件及底床參數代入(2.1)式求得滑移係數 f_n 後，再代入(2.6)式求得 m 值，即可得到任意粗糙度區間之波浪摩擦係數，則對應之底床剪應力即可利用(2.2)式計算，在工程應用上十分方便。但是以上之論述可以發現，因為波浪雷諾數 R_e 是由分子運動

黏滯係數 ν 所定義，並沒有考慮紊流之情況；若要使本節之理論能進一步擴展至紊流，必須要考量渦動黏滯係數 ν_t 之效應。

粗糙度雷諾數 Ω 通常用來決定底床粗糙度影響程度之指標，可寫為

$$\Omega = u^* k_s / \nu \quad (2.7)$$

$u^* = \sqrt{\tau_b / \rho}$ 為底床摩擦速度。當 $\Omega \geq 70$ 表示床面相當粗糙，在交界面附近已經產生渦漩並且流況已轉化為完全紊流(Dixen et al., 2008)。根據Kajiura(1968)之建議，因為紊流剪應力遠大於黏滯剪應力，故在剪應力計算上，渦動黏滯係數可直接取代分子運動黏滯係數。因此，在本研究中，我們直接用一個合理之渦動黏滯係數取代分子運動黏滯係數來計算紊流區之底床剪應力。

2.2 利用零方程式評估渦漩黏滯係數

Kamphuis(1975)利用相對粗糙度及波浪雷諾數建立波浪邊界層之界定標準。當底床粒徑很小時，即大 A/k_s 值時，邊界層流況屬於層流；當底床粒徑增大時，即小 A/k_s 值時，邊界層流況即過渡至紊流區。實務上兩種情況都會存在。其中又以紊流區之剪應力一向是前人所研究之重點，其評估方式與渦動黏滯係數有關。渦動黏滯係數之概念最早由 Boussinesq(1847)所提出，用以計算紊流剪應力；渦動黏滯係數是一個流場之性質，而不是流體之特性，而且與流況及邊界幾何條件有關(White, 1991)。有許多理論可用來計算渦動黏滯係數，如零方程式模式、 $k-\varepsilon$ 模式等等，但本研究著重在以簡易之方式評估波浪所產生之底床剪應力；因此，並

不需要得知渦動黏滯係數之時空分佈特性，僅需在既有方法中尋找一個合理之位於底床之渦動黏滯係數；另一方面，使用零方程式模組以外之模式運算計算繁雜；在以上考量下，零方程式擁有計算簡易及物理觀念直接之特點，故本研究利用零方程式模式來計算渦動黏滯係數。

零方程式即是用一個局部特徵長度及一個特徵速度之函數關係來描述渦動黏滯係數；前者代表渦漩之大小，後者代表紊流之強度。Kajiura(1968)將渦漩黏滯係數假設為

$$v_t = 0.185\gamma u^* k_s \quad (2.8)$$

式中， $k_s = d_s$ 是床面粗糙度， $\gamma = 0.4$ 為不透水床面之 von Karman 常數；根據既有學者之結論顯示，在多孔介質底床且為紊流之情形下，von Karman 常數約為 0.26 (Munoz-Goma and Gelhar, 1968; Ruff and Gelhar, 1970; Chu and Gelha, 1972)。

三、模式與已知試驗結果與理論之比較

在本章中，我們將使用許多已知之試驗結果及經驗公式來驗證本研究所提理論之適用性及可靠性；在流況之判定標準上，仍然採用 Kamphuis(1975)之建議。本節所引用之試驗除了 Mirfenderesk and Young(2003)紊流-粗糙區之試驗外，另外採用了 You and Yin (2007)層流區之試驗結果，以檢核本章之理論在不同流況之適用性。兩種試驗之簡介則如表 3.1 所列。要特別說明的是，二試驗均為不透水之床面。

一般而言，常見之波浪摩擦係數經驗公式有指數型態(如 Kamphuis, 1975; Dixen et al., 2008)或是隱函數型態(如 Jonsson, 1966; Kajiura, 1968)。Jonsson

(1966)之經驗公式可表示為：

$$\frac{1}{4\sqrt{f_w}} + \log \frac{1}{4\sqrt{f_w}} = -0.08 + \log \frac{A}{k_s} \\ , \frac{A}{k_s} \geq 1.57 \quad (3.1)$$

Swart (1974)及 Nielsen (1992)為改善(3.1)式不便使用之缺點各自提出經驗公式，主要差異僅在於係數不同，可分別表示為：

$$f_w = \exp[5.213(\frac{A}{k_s})^{-0.194} - 5.977] \quad , \\ \frac{A}{k_s} \geq 1.57 \quad (3.2)$$

$$f_w = \exp[5.5(\frac{A}{k_s})^{-0.2} - 6.3] \quad , \\ \frac{A}{k_s} \geq 1.57 \quad (3.3)$$

最著名指數型態類型之經驗公式是 Kamphuis(1975)根據試驗資料所提出，

$$f_w = 0.4(A/k_s)^{-0.75} \quad , \frac{A}{k_s} \leq 100 \quad (3.4)$$

Dixen et al. (2008)利用動量積分法(momentum-integral method)導出底床剪應力為

$$\tau_b = \frac{2}{3}(1-n)\rho C_M u_0 \sigma d_s \quad (3.5)$$

式中， n 為孔隙率， $C_M = 1 + C_m$ 為慣性力係數， C_m 為附加質量係數， σ 為週波率， d_s 為顆粒之直徑；利用本研究之假設 $d_s = k_s$ 、 $u_0 = A\sigma$ 及(2.3)式代入(3.5)式中可得到

$$f_w = \frac{4}{3}(1-n)C_M (\frac{A}{k_s})^{-1} \quad (3.6)$$

表 3.1 Mirfenderesk and Young (2003)及 You and Yin (2007)之試驗簡介

作者	試驗描述
Mirfenderesk and Young (2003)	紊流-粗糙區；相對粗糙度 $A/k_s = 0.31 \sim 8.72$ 波浪雷諾數 $R_e = 8 \times 10^2 \sim 10^5$
You and Yin (2007)	層流區；相對粗糙度 $A/k_s = 6 \sim 64$ 波浪雷諾數 $R_e = 5 \times 10^2 \sim 3 \times 10^4$

3.1 層流區-與 You and Yin(2007) 試驗結果比較

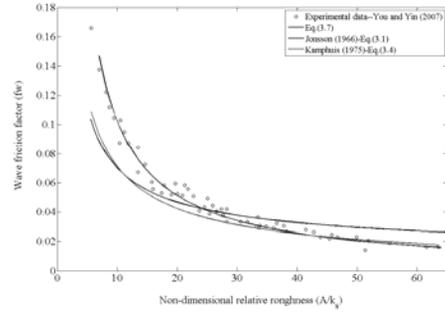
本節先利用 You and Yin (2007)之試驗結果，驗證本研究在大相對粗糙度 A/k_s 時之適用性。在 You and Yin (2007)試驗中，波浪雷諾數範圍為 $5 \times 10^2 \sim 3 \times 10^4$ ，底床相對粗糙度 A/k_s 為 6~64，依照 Kamphuis(1975)之流況分類標準，該試驗已屬於層流區之範疇，故計算滑移係數時仍使用分子黏滯係數 ν 。

在 You and Yin (2007)所發表之結果，並無註明每次試驗樣本之雷諾數；又已知在層流區內，波浪摩擦係數之理論式為(2.4)式；利用這點，我們可以間接知道各試驗樣本之雷諾數，再利用相對粗糙度代入(2.1)式及(2.6)式中，可以得到平均滑移係數 f_n 為 0.58，平均之係數 m 為 1.024，故對應之預測結果可表示為：

$$f_w \cong 1.024 \left(\frac{A}{k_s} \right)^{-1} \quad (3.7)$$

圖一為(3.7)式、(3.1)式、(3.4)式與 You and Yin (2007)試驗結果之比較；圖中顯示(3.7)式之預測相當準確地描述試驗結果以及其趨勢。這也顯示本研究之方法相當適合用在層流區；由於本

案例屬於大相對粗糙度，表示此時土壤顆粒較小，屬於水力平滑流且渦旋效應並不明顯，故利用分子黏滯係數計算滑移係數及係數 m 是一個合理之方式。



圖一 (3.7)式與其他已知結果之比較

3.2 粗糙-紊流區-與 Mirfenderesk and Young(2003)試驗結果比較

本節接著要驗證本理論於粗糙-紊流區之適用性。利用 Mirfenderesk and Young(2003)之試驗數據代入(2.8)式中計算渦旋黏滯係數為 $6.77 \times 10^{-5} m^2/s$ 。此結果可發現分子運動黏滯係數遠小於渦旋黏滯係數，因此在計算上可直接使用渦旋黏滯係數而忽略黏性剪應力。再分別由 (2.1)式及(2.6)式計算可得平均滑移係數 $f_n = 0.7$ 及 $m = 0.61$ 。故理論波浪摩擦係數可表示為：

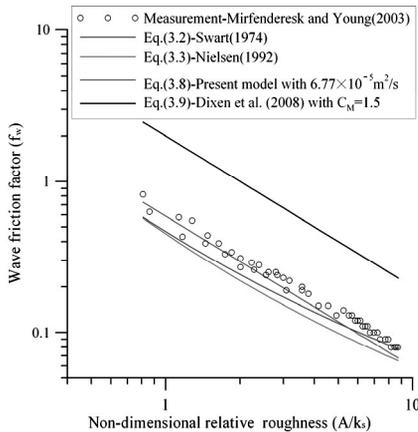
$$f_w \cong 0.6 \left(\frac{A}{k_s} \right)^{-1} \quad (3.8)$$

在這個範例中使用(3.2)~(3.3)式及(3.6)式作為比較之用。其中(3.6)式中，根據 Dixen et. al(2008)之建議，其附加質量係數 C_m 為 0.5；另由於是不透水之底床，故 $n = 0$ ；(3.6)式可改寫為：

$$f_w = \frac{4}{3} (1-n) C_m \left(\frac{A}{k_s} \right)^{-1} = \frac{4}{3} \times 1.5 \times \left(\frac{A}{k_s} \right)^{-1} = 2 \left(\frac{A}{k_s} \right)^{-1} \quad (3.9)$$

圖二為(3.8)式與 Mirfenderesk and Young(2003)量測值及其他三式之比較；由圖可以觀察到(3.8)式之預測結果約

較試驗值低-7.3%，這應屬合理之結果；Swart(1974)及 Nielsen(1992)之結果相較之下略低於試驗值；(3.9)式較試驗結果高出 3.3 倍，此一原因應是由於附加質量指數之假設與實際流況並不相符；綜合而言，本文之方式相當符合已知試驗之結果。



圖二 (3.8)式與其他已知結果之比較

四、結論

本文提出一個簡單之理論模式用以計算波浪邊界層在不同流況下之波浪摩擦係數；理論顯示波浪摩擦係數與 $(A/k_s)^{-1}$ 成正相關，此一結果與前人預測相同。本模式之優點是利用波浪條件及底床參數即能快速評估底床剪應力而省略使用多種經驗公式之不便，對實際工程問題應用上相當便利。在層流區中，本文使用分子運動黏滯係數用來計算波浪雷諾數，此時所得出之底床剪應力即是代表了粘性剪應力；而在粗糙紊流區，本文利用 Kajiura(1968)之假設計算渦旋黏滯係數取代分子運動黏滯係數，此時所得出之底床剪應力即是代表了紊流剪應力。

在層流區之驗證比較上，本文所提出之計算結果與實驗資料相較之下十分符合；在粗糙紊流區之試驗比較上，

由本理論之計算結果顯示較其他已知之公式更接近試驗值。在小 A/k_s 值之區間中，本模式也能符合試驗值之分佈。由兩種區間試驗結果之驗證，證明本模式可用以評估各種流況下之波浪摩擦係數。

五、參考文獻

1. Boussinesq, J., 1877. Essai sur la theorie des eaux courantes, Mem. Pres. Acad. Sci, XXIII. 46, Paris.
2. Chu, Y. H. and L. W., Gelhar, 1972. Turbulent pipe flow with granular Permeable boundaries. Rep. No. 148, Ralph M. Parsons Laboratory for Water Resources and Hydrodynamics, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass.
3. Chen, Yang-Yih, G. Y., Chen, C. H., Lin, 2012. The Slip Factor and Slip Velocity on a Permeable Bed. Journal of Coastal Research. in press, DOI: 10.2112/JCOASTRES-D-10-00028.1.
4. Dixen Martin, Figen Hatipoglu, B. Mutlu Sumer and Jørgen Fredsøe, 2008. Wave boundary layer over a stone-covered bed. Coastal Engineering, 55, 1-20.
5. Jonsson, I. G., 1966. Wave boundary layer and friction factors. Proc. 10th Coastal Engineering Conference, Tokyo, vol. I, pp.127-148.
6. Kajiura, K., 1968. A model of the bottom boundary layer in water waves. Bull. Earthquake Res. Inst. 46, 75-123.
7. Kamphuis, J.W., 1975. Friction factor under oscillatory waves. J. Waterw., Port, Coast., and Ocean Div. ASCE 101, 135-144.
8. Munoz-Goma, R. J. and L. W. Gelhar, 1968. Turbulent pipe flow with rough and porous walls. Rep. No. 109, Hydrodynamics Laboratory, Dept. of

Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass.

9. Mirfenderesk, H. and I. R., Young, 2003. Direct measurement of the bottom friction factor beneath surface gravity waves. *Applied Ocean Research*. 25, 269-287.
10. Nielsen, P., 1992. *Coastal Bottom Boundary Layers and Sediment Transport*, World Scientific.
11. Ruff, J. F. and L. W. Gelhar, 1970. Porous boundary effects in turbulent shear flow. Rep., No. 126, Water Resources and Hydrodynamics Laboratory, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass.
12. White, F. M., 1991. *Viscous fluid flow*. McGraw-Hill.
13. You, Z. J. and B. S., Yin, 2007. Direct measurement of bottom shear stress under water wave. *Journal of Coastal Research*, SI50, 1132-1136.

蘇花公路邊坡崩塌監測預警模式之建立研究

方耀民 逢甲大學地理資訊系統研究中心研究副教授

洪本善 逢甲大學土地管理學系副教授

鄭明淵 臺灣科技大學營建工程系教授

游保杉 成功大學水利及海洋工程學系特聘教授兼工學院院長

黃茂信 交通部運輸研究所港灣研究中心助理研究員

黃彥豪 逢甲大學地理資訊系統研究中心規劃工程師

摘要

2010 年梅姬颱風登陸臺灣期間，突發性強降雨短時間在宜蘭、花蓮等地降下驚人雨勢造成災害。以台 9 線蘇花公路最為嚴重，在 115K 處造成大塌方 5 萬立方公尺且路基流失 500 公尺、116K 路基流失 30 公尺，在當地造成嚴重災情，因此於蘇花公路 115.9K 建置邊坡大範圍崩塌監測儀器為迫切之需求。

為提供即時自動雨量監測資訊及 GPS 衛星定位監測位移資訊，本研究建立一即時資訊系統接收 GPS 儀器所測量點位坐標，進行位移量與移動量速度之自動計算。並同時引入中央氣象局的「劇烈天氣監測系統(QPESUMS)」雷達降雨之預報資料，利用地面雨量觀測降雨修正影響因子，以提高雷達降雨量預報之估算精度。透過現地自動雨量計資訊，展示時雨量、累積雨量等資訊，研擬警戒參考值，並與「災害預警資料交換機」進行自動化通報系統整合，並建置功能模組於「公路防救災決策支援系統(TRENDS)」中。整合前、後端軟體及硬體界面，建立一套完善的資訊系統，為道路管理單位在面臨災害時即時提供邊坡資訊，做為決策時的輔助工具。

一、前言

2010 年梅姬颱風登陸台灣期間，突發性強降雨短時間在宜蘭、花蓮等地降下驚人雨勢，蘇澳雨量站測得 181.5mm/hr，且累積降雨達 1400mm，依據中央氣象局統計，單日累積雨量宜蘭縣蘇澳鎮 935.5mm、南澳鄉 709.5mm。以台 9 線蘇花公路最為嚴重，115K 大塌方 5 萬立方公尺且路基流失 500 公尺、116K 路基流失 30 公尺，在當地造成嚴重災情，根據 NCDR 勘查結果，發現災害潛勢區分述如下：1.坡頂沉陷裂縫區-115.9K 上側坡頂、2.坡面崩塌區-115.9K 土石流溪流、3.大坑橋與溪谷下切區 -115.9K 道路下方、4.116.1K 道路邊坡區-116.1K 鄰近邊坡，因此於此路段(蘇花公路 115.9K)建置邊坡大範圍崩塌監測儀器為迫切之需求。詳圖 1。



圖 1.災害潛勢區分圖 (NCDR 於 2010 年 11 月 10 日初步勘查)

二、蘇花公路邊坡崩塌監測預警系統

本研究整合「公路邊坡監測系統」展示各類儀器資訊,提供修正後中央氣象局「劇烈天氣監測系統(QPESUMS)」雷達降雨資訊,結合「公路防救災決策支援系統(TRENDS)」進行公路邊坡各項儀器預警、預報等動作。以下針對各系統進行詳細說明及運作機制描述。

1.蘇花公路邊坡監測系統

蘇花公路邊坡崩塌監測系統之主要任務為蒐集即時資訊系統,此系統做為「公路防救災決策支援系統(TRENDS)」之資料提供者,並透過QPESUMS雷達降雨預報的修正,修正現地雨量計資料,提供最即時及最正確的雨量預報。

本系統監測儀器資料包括:全球衛星定位系統、雨量計、地震儀、攝影機等四種。另外介接中央氣象局氣象資料包含衛星雲圖及颱風資訊等二種。

為了建立即時通報預警機制及展示平台,本研究蒐集與建置各項系統資訊,整體監測系統規劃架構如圖2所示:

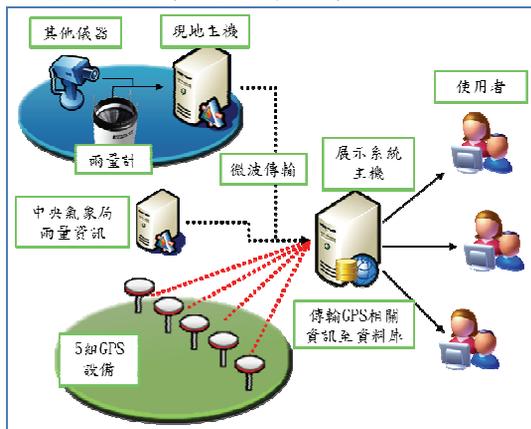


圖2 監測系統整合架構

本研究所規劃之展示系統,使用者可透過瀏覽器觀看各項監控資訊,並結合AJAX技術讓使用者不再像以前方

式瀏覽電子地圖,建構類似Google Earth導覽方式,讓使用者很輕易即能查詢GPS變化量、CCD影像、地震資訊、雨量計資訊,達到一個真正整合性網站。此建構監測預警系統,開發模組與項目如圖3所示,將預警系統分為展示平台與儀器接收模組兩大類。

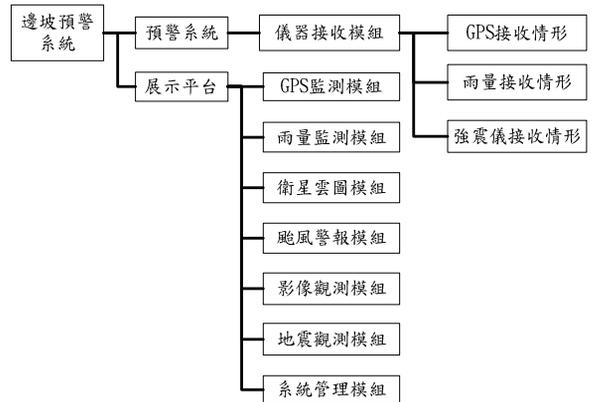


圖3 系統功能架構圖

為了能充分顯示各項設備所監測之成果與預警情形,本研究開發一個具Google Earth地圖為基底的圖台展示系統,將各個設備座標標註於Google Earth上,使用者僅透過圖台點選圖示即可知道最新的儀器設備資訊,系統畫面如圖4所示。

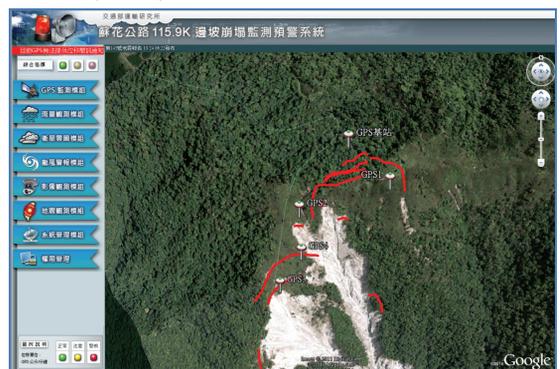


圖4 邊坡崩塌預警系統畫面

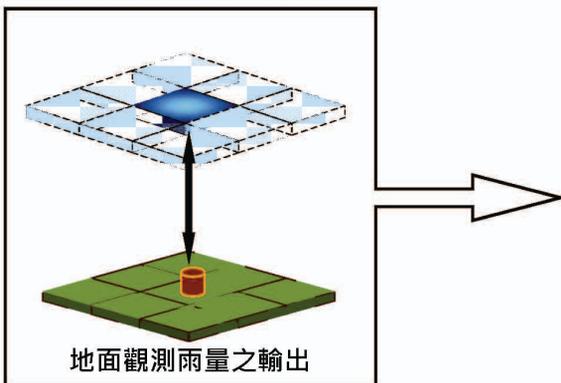
2.QPESUMS 雷達降雨預報

本研究採用中央氣象局的QPESUMS雷達降雨之預報資料,由於雷達降雨量在相對應的點降雨觀測上

精度不足，因此收集地面雨量觀測降雨，並同時將影響雷達波降雨的重要因子考慮作為修正因子，以提高雷達降雨量預報之估算精度。

本研究利用支撐向量回歸(Support Vector regression, SVR)法修正 QPESUMS 雷達估計降雨量，期望解決雷達降雨量低估的問題，並可保有雷達降雨量具高解析度及涵蓋完整區域之優點。其中，修正雷達雨量的因子是根據劉鑛鏞(2009)的研究建議以雷達網格之估計雨量、地面雨量站位置之二度分帶 X 坐標與 Y 坐標為輸入因子、地面雨量站之高程以及地面雨量站到雷達站之直線距離的修正表現最佳。本研究對於雷達降雨的修正流程如圖 5 所示，先將部分預報資料、修正因子組合與地面雨量觀測結果藉由支撐向量回歸法(SVR)建立雨量修正模型，再以剩餘的資料進行驗證作業以確保修正模型的準確度，後續將再以此修正模型來修正 QPESUMS 所提供的 1~3 小時雨量預報。

其中，修正因子選擇對應上方之九個雷達網格單點雨量當作模式之輸入，是因為在處理無地面測站地區時，由於測站位置不一定都位於單點雷達回波之對應，因此難以權重方式處理。因此模式在雷達雨量輸入部份，參考 Liu et al. (2001)之做法，以地面雨量站對應上方之九個雷達估計雨量做為模式之單點雷達估計雨量之輸入



輸入，圖 6 所示。而選擇地面雨量站位置之二度分帶 X 坐標與 Y 坐標為輸入因子，其目的是為了考量不同地區之降雨強度、降雨量在不同地點會有不相同的特性，因而增加降雨於空間分佈特性之資訊。而高程則是因為發現雷達回波因子受到地形屏障影響，使得雷達估計雨量隨著地勢高程的增加有低估現象，希望能增加雷達估計雨量在垂直方向之相關性。此外雷達波束在傳播過程中會隨著距離增加而衰減，使得雷達估計雨量亦會隨著距離之增加而有低估現象，且根據 Joss (1990)發現隨著與雷達測站距離越遠，雷達估計雨量之誤差會越大；Morin et al. (2007)於文中指出，雷達估計雨量於距離雷達站 100 公里以內皆估計良好，超過 100 公里以外則有低估現象，因此將加入雨量站位置與雷達站之直線距離，目的是增加雷達估計雨量在水平方向之相關性。

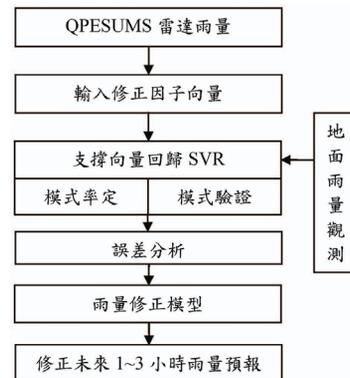


圖 5 QPESUMS 雷達降雨修正流程

九格雷達估計雨量之輸入
(Liu et al., 2001)

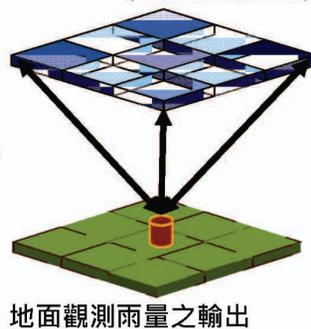


圖 6 雷達估計雨量之輸入方式

雷達預報降雨的修正成果分為兩部分展示，115.9K 雨量站建立之前利用東澳站在2010年10月梅姬颱風的預報修正成果，在雨量站設立之後是展示115.9K處在2011年10月3日暴雨事件的預報修正成果，如圖7與圖8所示，圖中QPESUMS Estimated Rainfall表示未修正前的預報降雨，而C_QPF表示修正後的預報降雨，經與實際降雨比較之後，因此可以說明本修正方法可以有效的修正預報降雨的誤差，提升本研究在115.9K處對雨量資料的掌握。

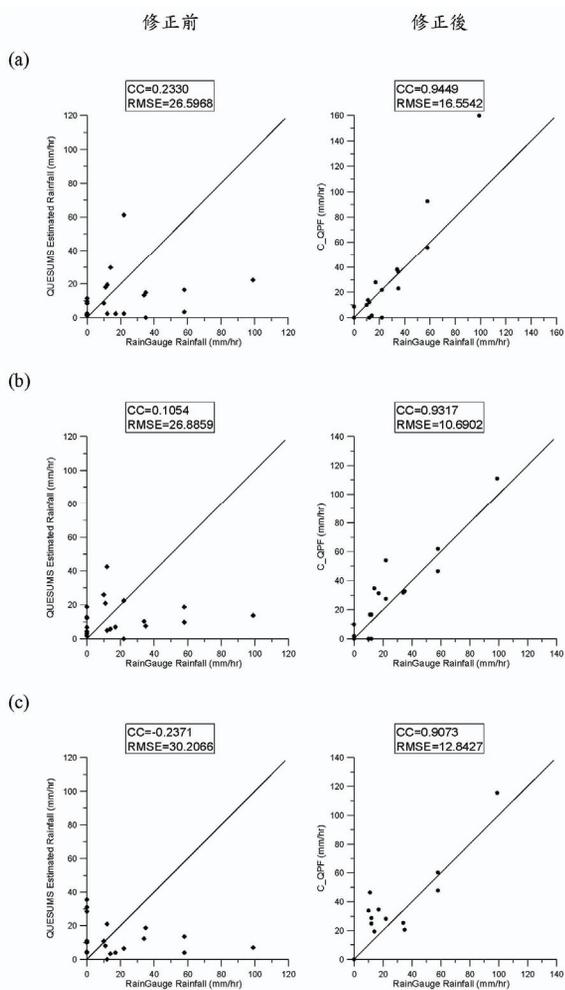


圖 7.2011 年 10 月 3 日暴雨事件雨量預報修正結果比較(115.9K)(a)預報 1 小時後(b)預報 2 小時後(c)預報 3 小時後

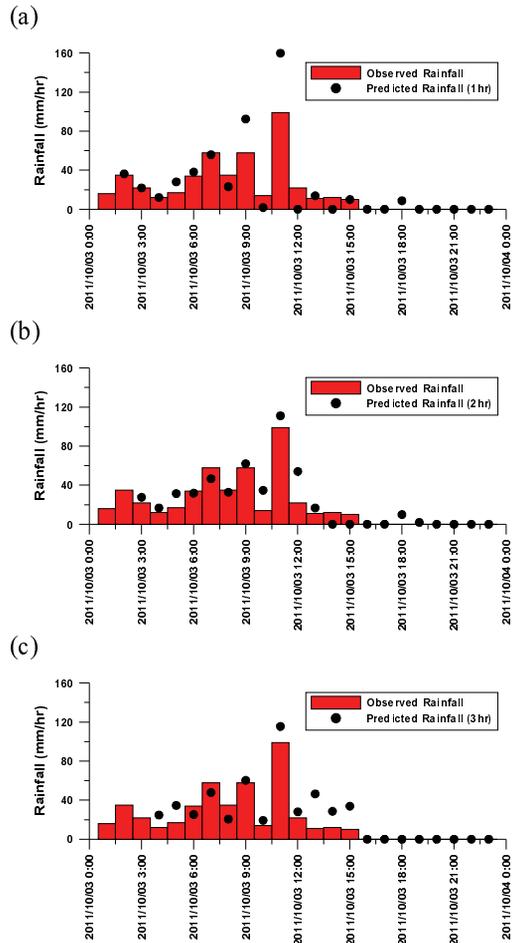


圖 8.2011 年 10 月 3 日暴雨事件雨量預報修正結果(115.9K)(a)預報 1 小時後(b)預報 2 小時後(c)預報 3 小時後

3.公路防救災決策支援系統

本研究之預警模式是以軟體代理人(Software Agents)概念為基礎，建立一套「災害預警資料交換機」。災害預警交換機能即時收集災情資訊與現地儀器監測資訊進行資料彙整工作，一旦災情資訊與儀器監測資訊到達設定的安全警戒值，災害預警交換機將啟動自動通報機制立即通報相關負責工程人員進行道路管制或封閉的措施。目前本災害預警資料交換機所設定的災情資訊為「中央氣象局所發佈雷達降雨預報」及「雨量站資訊」；儀器監測資訊為「GPS 監測資訊」與「現場自動雨量計

資訊」，綜論上述其內容，蘇花公路 115.9K 邊坡崩塌監測預警模式系統架構圖，如圖 9，災情通報流程如圖 10。

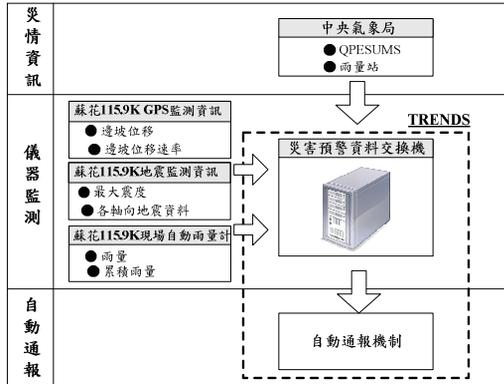


圖 9.蘇花公路 115.9K 邊坡崩塌監測預警模式系統架構圖

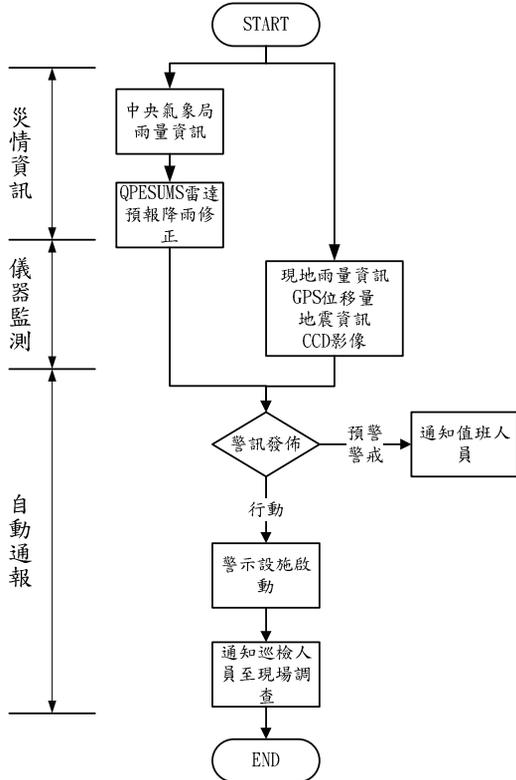


圖 10.災情通報通流程

為能維持正常運作並減低人為操作上的疏失，因此建立了單機版及網頁版兩種系統畫面供管理者及相關人員使用。

單機版主要可分為即時監測及預測數據(雨量、邊坡滑動、地震)顯示及警

訊發佈、通報人員名單設定、現地 CCD 監視影像連結、邊坡滑動警急簡訊發佈及警示器手動啟用、等功能，如圖 11。



圖 11.蘇花公路 115.9K 預警系統(單機版)

網頁版主要是將單機版的所顯示的資料上傳至網頁上，管理者可在有網路的地方察看監測資料，並且設定了與單機版相同的警急簡訊發佈功能，供管理者於警急狀態時使用，如圖 12。



圖 12.蘇花公路 115.9K 預警系統(網頁版)

三、研究成果

本研究於 2011 年共偵測到 2 次較重大的異常事件，1. 2011 年 09 月 13 日軍機撞山、2. 2011 年 10 月 02 日豪

雨事件，以下便針對兩次事件進行資料分析。

1.0913 撞機事件

系統於 2011 年 09 月 13 日晚上 7 時 46 分地震儀偵測到異常震動，根據記錄此次震動相當於地震的 2 級震度如圖 13，但查詢中央氣象局地震資料，卻無發現相關地震事件，同時比對攝影機影像資料，發現夜間影像有明顯亮光，且時間與軍機失事時間點接近，因此更加確定此次震動是由軍機撞擊所造成。

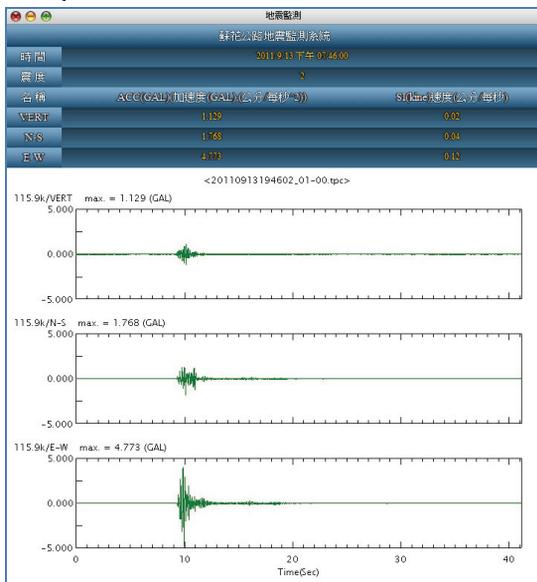


圖 13.2011/09/13 19:46 地震儀器偵測到異常事件

2.1002 豪雨事件

受東北季風及颱風外圍環流影響，宜蘭及花蓮地區降下超大豪雨，基隆北海岸、北部、東北部及東部地區有局部豪雨發生。後續因共伴效益雨量持續加大，至 4 日 14 時為止，宜蘭縣大同鄉累積雨量達 1663.5 毫米。

本系統所建置之雨量計，測得 10 月 3 日單日累積雨量達到 450mm，最大時雨量為 99mm，雨量組體圖如圖 14。比對降雨前後影像，發現此次豪雨造成該崩塌地範圍逐漸擴大，GPS 量

測最大位移為 140cm，崩塌發生與降雨比對結果如圖 15。

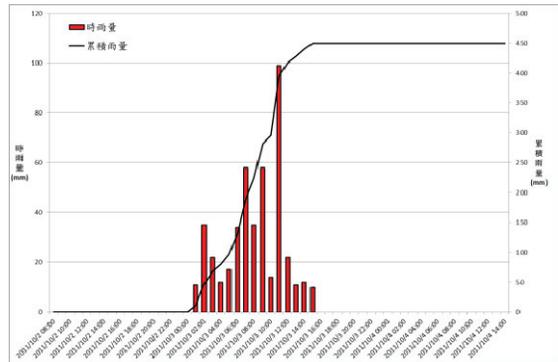


圖 14.2011/10/02-2011/10/04 降雨組體圖

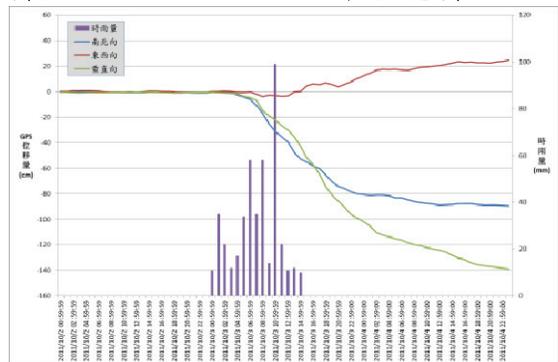


圖 15.GPS 位移量與時雨量比對分析

四、結論與建議

蘇花公路邊坡崩塌監測系統，透過 GPS、雨量計、攝影機及地震儀等前端儀器的整合，經由有線及無線傳輸的通訊解決方案，再配合後端系統展示及呈現，完整提供該邊坡觀測資料，且利用各警戒值的設定及建立，達到即時預警及防災通報之功能。

QPESUMS 雷達降雨預報，利用各系統平台之間的資料交換機制，配合中央氣象局所提供的 QPESUMS 雷達雨量觀測資料修正方法，同時根據此修正方法來修正未來 1~3 時的預報降雨資料，大幅提升 QPESUMS 雷達降雨應用之可靠性。

公路防救災決策支援系統，結合蘇花公路邊坡崩塌監測系統提供的資料，建立簡訊人員名單，進行警戒值、行

動值的回報及發佈，並透過教育訓練及實例演練使公路管理單位人員熟悉本系統，提供管理者在面臨豪雨、邊坡及地震災害時進行輔助決策的工具。

本研究所建置的儀器及設備，可於該邊坡相關工程完成後，將此系統轉移至其他危險邊坡路段，進行監測工作，以延續儀器設備之生命週期，物盡其用。且透過本研究之監測系統執行經驗，可提供國內外崩塌地滑防災監測主管機關參考應用，如水保局、公路總局、高速公路局等規劃之參考依據。

參考文獻

1. 林家年，智慧型代理人在工程爭議處理決策支援系統之應用，國立台灣科技大學營建工程研究所碩士論文，2005。
2. 鄭明淵等，交通工程防災預警系統建立之研究 (1/2)，交通部運輸研究所，2005。
3. 張保亮、丘台光、陳嘉榮與林品芳，中央氣象局 QPESUMS 系統之近期發展介紹，海峽兩岸災變天氣分析預報研討會論文，2006。
4. 鄭明淵等，交通工程防災預警系統建立之研究 (2/2)，交通部運輸研究所，2006。
5. 廖洪鈞等，山區道路坡地災害防治技術整合研究(3/4)，交通部運輸研究所，2007
6. 鄭明淵等，公路防救災決策支援系統建立之研究(3/4)，交通部運輸研究所，2008。
7. 黃安斌，全光纖式邊坡穩定監測系統整合與現地應用測試，交通部運輸研究所，2008。
8. 劉鑽塗，利用機器學習修正 QPESUMS 雷達估計降雨，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文，2009。
9. 洪本善等，全球衛星定位與自動化監測系統在坡地防災之應用，交通部運輸研究所，2009。
10. 周瑞生、鄭明淵，公路防災決策支援系統建立之研究(4/4)，交通部運輸研究所-港灣研究中心，2010。
11. 鄭明淵等，跨河橋梁安全預警系統之建立研究，交通部運輸研究所，2011。
12. Joss, J. and Lee, R., "The application of radar gauge comparisons to operational precipitation profile corrections ", *Journal of Applied Meteorology* , Volume 34, 1995, pages 2612- 2630.
13. Xin, L., Recuter, G. and Larochelle, B., "Reflectivity -rain rate relationship for convective rainshowers in Edmonton." *Atmos. Ocean*, Vol.35, 1997, pages 513 -521.
14. Liu, H., Chandrasekar, V. and Xu, G., "An adaptive neural network scheme for rainfall estimation from WSR-88D observations.", *Journal of Applied Meteorology*, Volume 40, 2001, pages 2038-2050.
15. Trafalis, T. B., Santosa, B. and Richman, M., "Learning networks in rainfall estimation.", *Computational Management Science*, Volume 2, 2005 , pages 229-251.
16. Umehara, S., Yamazaki, T. and Sugai, Y., "A Precipitation Estimation System Based on Support Vector Machine and Neural Network." *Electronics and Communications in Japan(Part III: Fundamental Electronic Science)*, Volume 89, 2006, pages 38-47.
17. Morin, E. and Gabella, M., " Radar-based quantitative precipitation estimation over Mediterranean and dry climate regimes." *Journal of Geophysical Research*, Volume 112, 2007, D20108.

碼頭耐震性能設計法之研究

張 權 財團法人中興工程顧問社副研究員

薛 強 財團法人中興工程顧問社高級研究員兼結構組組長

徐偉誌 財團法人中興工程顧問社副研究員

翁健煌 財團法人中興工程顧問社副研究員

摘要

因應國內耐震性能設計法之研究與推廣，且日本與國際航海協會更已推出港灣結構性能設計指南，本研究首先介紹性能設計法之基本理念、設計流程及相關內容，包括探討地震力等級之劃分與表達方式、性能等級的定性方式，再比較國內現行碼頭設計規範與其他國外規範的耐震性能設計要求之異同，探討國內碼頭在各種等級地震危害下所應具有之耐震設計性能要求與性能規定，然後說明由簡易到複雜之性能驗證分析方法，最後提出本研究之結論與建議。研究成果可以提昇國內產官學研界之相關設計與研究水準，以因應技術發展及國際化之需求。

設計法中，並未明確加以量化，然而性能設計法則要求以直接透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者、業主及使用者能充分瞭解未來在不同等級地震作用時，構造物可能產生的損失程度及破壞狀況與使用性，性能設計法同時考量結構整體、構件與附屬設施在不同等級地震危害下之多等級耐震要求，構造物在某一設計地震危害下被期望具有的耐震性能、重要性或經濟性，並且加以量化（即性能規定 Performance Criteria），如此構造物之耐震性能即可採用『在各設計地震作用下分析構造物之強度、變形、能量或其他破壞指標 ≤ 性能規定』的方式進行檢核。

一、前言

以往耐震設計規範係要求構造物設計須滿足「小震不壞」、「中震可修」、「大震不倒」的原則，因而耐震設計規範採用構造物之用途係數 I 來間接表達其預期性能，該耐震要求僅定性地隱含在傳統強度

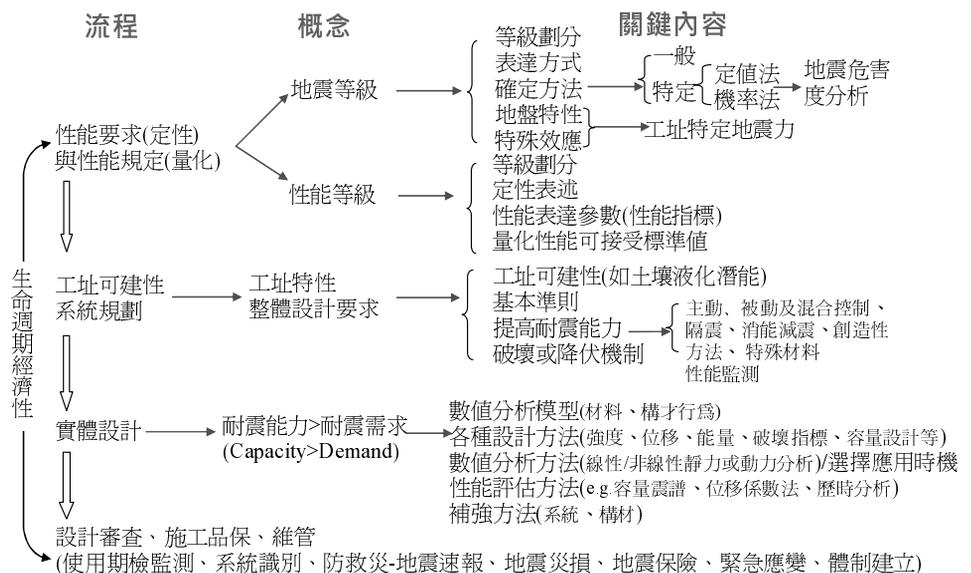


圖 1 耐震性能設計法之架構與內容

二、耐震性能設計架構

結構物的耐震性能，是指其在各級地震作用下所產生的狀態，以及這些狀態所造成的影響或後果。耐震性能設計法即是以控制結構耐震性能為標的，以符合相關安全性、服務性與修復性等需求之耐震設計方法。耐震性能設計法之架構與內容如圖 1 所示。

1. 選擇性能要求

概念設計階段首先要建立性能要求，包括地震等級之劃分、地震力之表達方式、所對應性能等級之定性劃分、性能等級定量表達。

2. 工址可建性

工址可建性分析除了了解工址所在地區之環境敏感特性以外，主要需明確分析工址地盤土壤特性，包括：地質、地形、週遭地震活動狀況及其他潛在危害(如斷層破裂、土壤液化、海嘯等)，例如：對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能要求是否可以達到，否則應經由 a. 地盤改良或變更基礎設計； b. 遷移工址； c. 修改設計性能要求等方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足業主及規範之性能要求。

3. 系統規劃

不經由具體設計而確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷，主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異。

4. 實體設計

即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應

力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與概念設計階段所建立之性能規定參數標準值或可接受值作比較，以「在各地震危害等級下，分析所得之結構量化反應(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) \leq 性能標準值」為結構性能之可接受標準。

三、文獻回顧

(一) 美國

自 1989 年 Loma Prieta 地震後，為兼顧基礎設施的使用機能、可修復性、安全性與經濟性，從既有基礎設施評估補強到新建設施設計，美國開始引進耐震性能設計法。特別自 1992 年起，美國由聯邦危機災害管理局 (Federal Emergency Management Agency, FEMA) 贊助，經由如應用技術委員會 (Applied Technology Council, ATC) 或各大學地震工程研究中心等其他機構執行，針對既有建築物之防災、新建建築物之耐震設計，引進耐震性能設計理念。1995 年 Vision 2000 [SEAO 1995] 性能設計初步架構提出至今，相關性能設計理念之架構、設計方法、評估方式等研究報告 [ATC-32 1996、ATC-40 1996、FEMA-273 1997、FEMA-350 2000、NCHRP 2001] 紛紛出爐，這些研究報告為其後續規範或設計指針 [SEAO 1999、IBC 2000、IBC 2003] 之研擬奠定了基礎。例如美國聯邦高速公路總局 (Federal Highway Administration, FHWA) 針對既有橋梁之耐震補強設計，依據服務年限以及重要度，建立不同橋梁在兩等級地震下的耐震設計性能要求，並結合工址設計反應譜劃分為不同耐震設計類別，分別選用適宜的分析方法來設計，其中，特別強調能夠反應結構非線性行為之非線性靜力分析與容量震譜法。美國高速公路橋梁 LRFD

(Load and Resistance Factor Design) 耐震設計指針中，就特別強調性能要求、系統與構件之規劃、容量震譜法。美國州公路及運輸協會 (American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO) 之「Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design」[AASHTO 2009] 亦採用性能要求結合工址設計反應譜定義不同耐震設計類別，再選用適宜之分析方法來檢核整體與構件之耐震性能。為完善與落實耐震性能設計法於工程實務中，相關研究仍在持續進行。

(二) 日本

1995 年 Kobe (Hyogoken-Nanbu) 地震後，日本特別對結構構件以及非結構構件所造成的嚴重災害提出今後耐震設計須考量兩個等級之地震危害，亦即是現行規範引進性能設計法之核心[日本土木學會 2000]，同時還需探討工址地盤的特性以及構造物之變形行為。例如日本道路橋示方書耐震設計篇[日本道路協會 2002] 考量兩等級設計地震，建立不同重要度橋梁之耐震設計目標，以使用性、可修復性與安全性作為設計原則，強調耐震性能檢核之程序、分析評估方法與檢核內容。日本鐵道構造物等設計標準·同解說-耐震設計[日本鐵道綜合技術研究所 2002] 同樣針對不同重要度橋梁，考慮兩等級設計地震訂定性能要求，強調結構韌性、破壞控制、結構不倒，性能由可修復性來定性表述，並與構件損傷等級、基礎穩定性等級相關，性能規定之量化標準非常明確，同樣強調以耐震性能檢核方式來滿足性能設計要求。

(三) 臺灣

臺灣地處環太平洋地震帶，受歐亞大陸板塊與菲律賓板塊碰撞擠壓影響

，臺灣每年發生地震（含有感與無感地震）的次數平均不下一萬次，島上結構物隨時有遭受地震襲擊的可能。民國 88 年 9 月 21 日臺灣地區發生了規模 7.3 的南投縣集集大地震，造成許多橋梁發生落橋、橋柱剪力破壞、撓曲破壞、撓剪破壞，接合錨碇處破壞、大梁位移、橋墩傾斜或斷裂等。為因應技術發展及國際化需求，國內開始進行耐震性能設計相關研究，包括耐震性能設計理念及設計方法[張國鎮等 2001、薛強 2002、蔡克銓等 2003、宋裕祺與蔡益超 2004、鄧崇任等 2009]，以提升理論方法至國際水準。從 2003 年開始，某些業主要求採用耐震性能設計理念來評估既有基礎設施之耐震能力，但工程師卻因國內缺乏本土規範或設計指針，對於如何進行耐震性能設計或評估感受到很大挑戰。工程實務中，國內亦從工址微分震區設計地震反應譜、考慮近斷層及土壤特性、考慮多等級地震之耐震設計，到採用非線性分析方法等，於近年更新之建築物[內政部營建署建築研究所 2005]、鐵路橋梁[交通部 2007] 與公路橋梁[交通部 2008] 耐震設計規範中引進部分耐震性能設計理念。另外，亦提出建築物耐震性能設計規範草案[蕭江碧等 2004]、鐵路橋梁耐震性能設計法研究成果[張國鎮與劉光晏 2004] 以及公路橋梁耐震能力評估及補強準則[張國鎮、蔡益超、宋裕祺等 2009]。

(四) 港灣構造物

在港灣構造物規範訂立方面，日本港灣設施之耐震設計規範自 1951 年建立以來也經歷了多次變革，除了 1979 年首次明確指出要評估土壤液化之潛能以外，均以採用耐震係數或震度 (Seismic Coefficient) 之擬靜力分析方法；1999 年「港灣設施技術上基準、同解

說」在既有以擬靜態地震側向力分析之基礎上修改耐震係數及構造物之重要性係數(Importance Factor)，除了考量地盤之影響外，採用兩個等級地震危害，並對一般構造物以及特定構造物相應之性能提出具體要求，並力求量化；2007年「港灣設施技術上基準、同解說」將碼頭按重要度依序分為「耐震強化碼頭」與「一般碼頭」兩種，而耐震強化碼頭又依使用性分為「緊急」、「主要」、「標準」三種，再依據「地震等級」與所期望的「損害情形」將碼頭耐震性能要求作定義，並以破壞機率與變形量限制作為性能規定的可接受標準。2001年國際航海協會(International Navigation Association, 原名 Permanent International Association for Navigation Congresses) [INA 2001]所頒布之港灣構造物耐震設計準則為第一本國際性準則，由包括阿爾及利亞、加拿大、丹麥、德國、希臘、義大利、日本、荷蘭、西班牙、英國及美國等 11 個國家之專家共同研擬，該準則除了比較各國規範之特色，同時也反應了各種港灣構造物之不同性能，指出現行在某一等級設計地震下基於力量之設計方法，可能無法滿足構造物在遭遇其他等級地震力下之性能要求，特別強調高危害度或特別重要之構造物在烈震下也需維持其使用性。

(五)性能設計準則

性能設計理念發展至今，以美國、歐洲、日本為主的許多國家皆已採用其精神與內涵，納為編訂新世紀技術規範之基本架構。亞洲土木工程聯盟(Asian Civil Engineering Coordinating Council, ACECC)現以日本土木工程學會(Japan Society of Civil Engineers, JSCE)為主導，持續推動亞洲區域規範之整合(Asian

Code Harmonization)，並於2007年6月臺北舉辦之第四屆亞洲土木工程會議(The Fourth Civil Engineering Conference in the Asian Region, 4th CECAR)上，通過成立以「亞洲區域規範整合」為主題之技術委員會，確認以性能設計及限度設計等設計準則，為未來制訂設計規範之基礎，並著手發展相關研究。目前在亞洲地區，除了日本已經在相關領域有了具體之成果外，韓國、新加坡、馬來西亞、香港及中國大陸等地區，亦已陸續啟動相關研究機制。此股國際規範研究發展趨勢，受到行政院公共工程委員會的重視，於2009年推出「公共工程性能設計準則」[國家地震工程研究中心 2009]，並希望各部會配合落實，研議推動本土化之性能設計規範。

四、耐震性能要求

從日本2007年「港灣の施設の技術上の基準・同解說」中可知，日本對港灣設施的設計在地震力計算上，係利用機率法考量歷史災害，震源等因素進行地震危害度分析，進而得到地震地表歷時，此法在國內多應用於水庫設計，但由於計算方法複雜，且港灣構造物數量較多，此法對於國內港灣構造物設計應用並不實際。另外，在性能標準規定上，日本已正式進入構造物破壞機率可靠度的要求，此類設計標準要求亦為國內工程師設計能力的另一種挑戰。因此為免演進幅度過大，本研究建議國內港灣構造物耐震性能設計可先參考2001年的國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，該規範在性能標準規定上甚為詳盡，亦與本國其他構造物耐震性能規範研究之架構雷同。

國際航海協會港灣構造物耐震設計準則(INA 2001)除了對構造物在等級

一地震力作用下之性能提出要求以外，在等級二地震力作用下，對應第 I~II~III~IV 級性能等級之 S~A~B~C 級耐震設施，基本相當於國內規範中之「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物，不同之處在於：國內現行規範，目前僅攬統地要求在 475 年回歸期設計地震力下，剛性結構物不得產生滑動、傾斜以及主體與基礎承载力不足之破壞，需保持安定，非剛性結構物允許發生塑性變形，但韌性比不超過容許韌性容量，對於在同樣等級設計地震力下，「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物(包括剛性與非剛性)不同之行為或性能並未如「INA 港灣構造物耐震設計準則」明確定性甚至量化，僅以不同重要度係數來修正在同等級設計地震力作用下施加於結構之等效側向力之大小，間接調整構造物之耐震性能；「INA 港灣構造物耐震設計準則」引進之性能設計法，係根據重要度等級「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」結構物在所考量之各等級設計地震力下之不同性能等級加以定性，並以不同大小之可接受標準值加以限定，較類似國內橋梁建築耐震性能設計研究之理念。

(一)地震等級

國內「公共工程性能設計準則」中建議設計地震力必須考量三等級地震力，而國內建築、橋梁耐震性能設計規範草案亦皆定義三等級設計地震，然而「INA 港灣構造物耐震設計準則」僅以兩等級地震進行設計，但為符合國內耐震性能設計架構之一致性及國內工程師之設計習慣，本研究仍建議維持 2500 年回歸期地震(50 年超越機率 2%)作為最大設計地震考量。

而目前國內「港灣構造物設計基準」之設計地震力是參照 2005 年版「建築耐震設計規範」，同為三等級設計地震力如表 1 所示。

表 1 國內港灣構造物設計基準三等級地震力

地震等級		地震力計算公式
中度地震	約 30 年 回歸期	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
設計地震	475 年 回歸期	$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量地震	2500 年 回歸期	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

本研究參考港灣技術研究中心之「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」報告中基隆港、台中港、高雄港、蘇澳港的各港區平均地震危害度曲線，如圖 2，推估出目前國內建築及橋梁各重要度等級之中度地震所對應的回歸期(概略值)，如表 2 所示。由表中數值顯示，目前國內現行「港灣構造物設計基準」之中度地震在各港區工址所對應的地震回歸期皆約為 30 年，而 2500 年回歸期地震 PGA 則約為 475 年回歸期地震的 1.3~1.4 倍。

依據前述資料，港灣構造物耐震性能設計之地震力等級建議修正項目如下：

表 2 國內橋梁建築中度地震回歸期概略值

中度地震 等級	建築		橋梁	
	1×475 年地震/4.2	1×475 年地震/3.25	1×475 年地震/4.2	1×475 年地震/3.25
約 15 年 回歸期	0.8×475 年/4.2 =475 年/5.25	-	-	-
約 30 年 回歸期	1.0×475 年/4.2 =475 年/4.2	0.8×475 年/3.25 =475 年/4.06	-	-
約 50 年 回歸期	1.25×475 年/4.2 =475 年/3.36	1.0×475 年/3.25 =475 年/3.25	-	-
約 75 年 回歸期	1.5×475 年/4.2 =475 年/2.8	1.25×475 年/3.25 =475 年/2.6	-	-
約 100 年 回歸期	-	1.5×475 年/3.25 =475 年/2.17	-	-

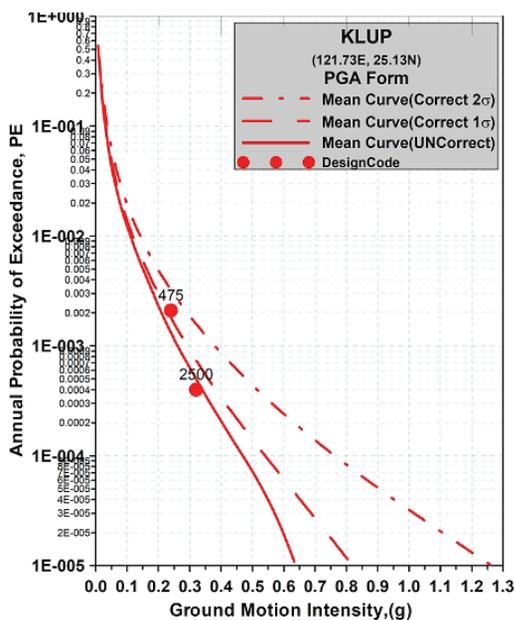


圖 2 基隆港區平均地震危害度曲線

1. 中度地震之規定

一般而言按照不同種類之構造物的重要度排序，其次序應為碼頭、橋梁、建築，由國外各建築橋梁耐震規範之規定亦可看出此排序現象，例如日本及INA 規範之中度地震皆設定為 75 年回歸期地震，而日本橋梁規範之中度地震則設定為 50 年回歸期地震，然而國內「港灣構造物設計基準」採用建築耐震設計規範之中度地震，其為 475 年回歸期地震除以 4.2，所對應之地震回歸期約為 30 年，明顯低於國際規範，亦低於國內橋梁耐震設計規範之中度地震 475 年回歸期地震除以 3.25)。因此本研究建議至少應將現行規範碼頭之中度地震強度由「475 年回歸期地震除以 4.2」上調至「475 年回歸期地震除以 3.25」，至少與橋梁相同，則地震回歸期約提昇至 50 年，較符合碼頭之重要性程度。

2. 設計地震與最大考量地震

碼頭結構形式及靜不定度與橋梁工程較相近，不如建築結構因高靜不定

度而擁有較高的降伏後強度，因此設計地震與最大考量地震之計算公式中，分母係數 1.4 應改為 1.2 與橋梁相同較為恰當。三等級地震力計算方式皆與橋梁相同，如表 3 所示。

表 3 橋梁耐震設計規範三等級設計地震力

地震等級		地震力計算公式
中度地震	約 50 年 回歸期	$V_{\min} = \frac{IS_{aD}}{3.25\alpha_y} W$
設計地震	475 年 回歸期	$V_D = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量 地震	2500 年 回歸期	$V_M = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

(二) 性能等級

本研究依各國性能規範之慣例，從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，並參考國內現行「港灣構造物設計基準」之性能等級定義，建議出未來國內港灣碼頭耐震性能設計之性能等級。

由於 475 年回歸期地震為主要的設計地震，而國內碼頭結構設計之重要度分類向來皆分為 4 種(特定、A 級、B 級、C 級)，此與國際規範相同；再者，「公共工程性能設計準則」中亦說明，耐震性能設計的基本概念主要是採用構造物的非線性行為分析進行設計，故應將「用途係數」轉換於耐震性能等級的要求上面，而非用於設計地震力的放大；因此在同一 475 年回歸期地震作用下，欲區分 4 種不同重要度構造物之性能等級，即須具有 4 級性能等級之制定，如表 4。而其第 I、III、IV 級性能等級亦恰符合現行「港灣構造物設計基準」設計目標中三等級地震所各別對應的性能要求。

表 4 耐震性能等級定性規定之建議

性能等級	使用性	修復性	安全性
第 I 等級	功能正常	不需修復	結構無損傷
第 II 等級	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
第 III 等級	長期功能喪失	修復非常困難	損壞嚴重維持生命安全 (未超過韌性容量)
第 IV 等級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌 (超過韌性容量)

(三)重要度分類

為了維持業主及工程師既有的設計習慣，碼頭重要度分類建議仍然維持現行規範的規定，如表 5，目前國內現行規範訂立的港灣構造物重要度分類與「INA 港灣構造物耐震設計準則」雷同，如此則亦可參考「INA 港灣構造物耐震設計準則」之相關規定來制定本國港灣碼頭之耐震性能要求。

(四)現行規範之性能要求

國內現行規範以一般碼頭基本設計要求所考慮之三個地震等級，對應有三個性能等級，分別為「維持原有功能」、「損傷可修復」、「避免崩塌」，重要碼頭之性能要求則以用途係數間接提高。4 種等級碼頭「特定級、A 級、B 級與 C 級」的用途係數，分別為 1.5、1.25、1.0、0.8，由此可知，各等級地震所對應之結構性能要求，應顯示著特定級碼頭性能要求高於 A 級碼頭，A 級碼頭性能要求又高於 B 級碼頭，B 級碼頭性能要求則高於 C 級碼頭，以上性能要求之描述可歸納如表 6 所示。

而從「INA 港灣構造物耐震設計準則」之性能要求(表 7)可知，國內現行規範之特定級碼頭(耐震強化碼頭)的性能要求明顯低於國外規範，尤其台灣為海島型國家，所有原物料及物資皆需倚靠港口運輸，特別是災難性地震發生時，外援物資對於社會經濟恢復格外重

表 5 各重要度等級之碼頭特性

等級	碼頭之特性
特定	明顯具有 A 級結構之特性 1 至 3 項之情形者。
A	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害危險物品之結構物，遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者。
C	特定及 A 級外之小規模結構復舊作業容易者。

要，設立耐震強化碼頭的目的即是在災難地震後仍可有部分功能良好之碼頭可供救援物資運輸，因此國際航海協會(INA)及日本規範對於特定級碼頭之性能要求皆為 475 回歸期地震作用下結構須保持彈性，而國內現行港灣構造物設計基準則是以中度地震力的 1.5 倍作用下保持彈性作為設計基準，而由表 2 可知 1.5 倍中度地震約為 75 年回歸期地震，其遠小於 475 年回歸期地震，此性能要求可否滿足特定級碼頭所需之救災功能值得商榷，故建議應予調整提升。

表 6 現行港灣構造物設計基準之性能要求

性能等級 地震力	I	II	III	IV
中度地震 約 30 年回歸期 地震	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	-	-	-
475 年回歸期 地震	-	-	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定 (I=1.5)	-
2500 年回歸期 地震	-	-	特定 (I=1.5)	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25)

表 7 INA 各等級耐震構造物之性能要求

性能等級 地震力	I	II	III	IV
75 年回歸期地震	S、A、B	C		
475 年回歸期地震	S	A	B	C

(五)本國碼頭性能要求制定建議

由原規範 B 級碼頭之用途係數為 1.0 可知，B 級碼頭為一個標準碼頭，因此吾人可依原規範賦予 B 級碼頭之性能要求為基準，按各種碼頭之重要度依序分配各地震等級所應對應的性能等級。

475 年回歸期地震為主要設計地震，在此等級地震作用下，4 種碼頭將按重要度依序對應 4 種性能等級。因此為引入耐震性能設計法，規範應對具特別重要性需在震後維持使用功能以利救災、需處理危害物品、或其破壞對人命、社會、經濟有嚴重衝擊損害之設施，定為「特定級」耐震強化碼頭，其性能要求在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 I 級性能等級；若以上各項影響較小，但破壞後很難修復者，則定為「A 級」碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 II 級性能等級；小型且修復較容易之設施或臨時結構，定為 C 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 IV 級性能等級；其他非「特定、A 級、C 級」碼頭者則為 B 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 III 級性能等級。

中度地震以橋梁規範之計算方式為主，由約 30 年回歸期提升至約 50 年回歸期，由於特定級碼頭已要求在 475 年地震作用下保持彈性滿足第 I 級性能等級，因此不需額外檢核中度地震作用下之性能要求，其餘 A、B 級碼頭為中度地震作用下須滿足第 I 級性能等級；

另 C 級碼頭依序為滿足第 II 級性能等級。

本研究建議之性能要求不同於日本與 INA 規範，須增加 2500 年回歸期最大考量地震所對應的性能等級來規定「特定級」、「A 級」與「B 級」的碼頭性能，以滿足現行規範要求 A、B 級碼頭在 2500 年回歸期地震作用時應不會發生倒塌，而「特定級」碼頭之損壞更不可高於 475 年回歸期地震作用下之性能等級，使其在災難地震後仍具有修復機會。因此建議在 2500 年回歸期地震作用下，按重要度排序，特定級碼頭須滿足第 II 級性能等級，A 級碼頭須滿足第 III 級性能等級，B 級碼頭須滿足第 IV 級性能等級，而 C 級碼頭在此等級地震作用下應已崩塌故不需檢核。

綜上所述，在提升中度地震等級與特定級碼之性能要求後，各級碼頭對應的性能要求可歸納如表 8 所示。工程師可依據環境條件與業主對功能之要求來選擇合適的碼頭等級，再依據該等級碼頭所對應之性能要求進行設計、分析、檢核。

表 8 建議之碼頭所對應的耐震性能要求

性能等級 地震等級	I	II	III	IV
中度地震	A 級 B 級	C 級	-	-
475 年回歸期地震	特定級	A 級	B 級	C 級
2500 年回歸期地震	-	特定級	A 級	B 級

由表 8 可知，「C 級」碼頭僅須檢核中度地震及 475 年回歸期地震下對應之性能等級，而「B 級」與「A 級」碼頭則需檢核中度地震、475 年及 2500 年回歸期三種等級地震下所對應之性能等級。「特定級」碼頭僅需檢核 475 年及 2500 年回歸期兩種等級地震下之性能等級。

(六)現行規範與本案性能要求差異

本研究將「建議的港灣碼頭耐震性能要求」與「現行規範的耐震性能要求」繪製成性能要求區域圖，可比表 6 及表 8 更清楚說明國內現行規範之性能要求的定義及特性，該圖縱軸各等級回歸期地震強度之比例係按圖 2 各港區之平均地震危害度曲線推估而得，雖為一概略性的比例，但較能反映各等級碼頭之性能要求的確切界線為何。如圖 3 所示，差異處條列如下：

- 1.基本上建議的性能要求涵蓋範圍比現行規範大，因此工程師進行碼頭設計時將更具彈性。
- 2.C 級碼頭的性能要求與現行規範比較稍不保守，但可明確掌握結構性能並具經濟性，加以突顯 C 級碼頭適用於小規模結構物復舊作業容易者或臨時結構之特性。
- 3.特定級碼頭性能要求比現行規範保守許多，但與國際航海協會 INA 及日本規範之性能要求相同，以突顯設置耐震強化碼頭之概念。
- 4.A 級碼頭與 B 級碼頭之建議性能要求，除中度地震回歸期稍調高外，其餘性能要求皆與現行規範相近。

五、耐震性能規定

由碼頭耐震性能要求的探討可知，國際航海協會規範之架構與我國耐震性能設計之相關規範及研究一致，且其係一國際性規範，為各先進國家所依循，因此本研究之耐震性能要求建議參照國際航海協會規範，再因應公共工程性能設計準則之規定，增加最大考量地震(2500 年回歸期)等級，並以國內港區地震危害度資料進行研討，修正為本土化之碼頭耐震性能設計要求，針對三種主要型式之碼頭，依使用性及安全性，詳

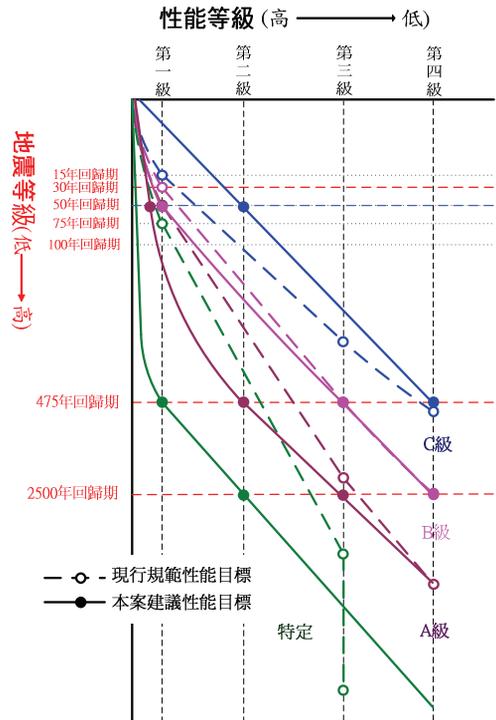


圖 3 研究建議與現行規範之耐震性能要求區域比較

細說明國際航海協會對於耐震性能等級標準值之規定及使用方式，該規範根據相關之主要參數(例如：岸肩沉陷量、碼頭傾斜度、最大位移、變位角及應力/應變等)，建立碼頭在各性能等級下該參數之可接受標準值，以定量的方式表達碼頭結構物之性能，提供國內工程師參考，以判別構造物性能是否滿足要求。

(一)重力式碼頭性能規定

重力式碼頭由壁體與背填料組成，這種碼頭屬於剛性結構，水平地震力比垂直地震力之影響來的大。過去之震害中，依照傳統耐震設計規範設計的此類碼頭，常見破壞型式為：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒，當基礎地層較堅硬時，較典型之破壞型式為向海側之位移與傾倒，若基礎地層較軟弱時，較易發生較大的向海側之位移、傾倒以及

沉陷。值得注意的是：土壤液化可能是導致重力式碼頭破壞的原因之一，例如：921 集集地震對臺中港 1~4 號碼頭造成嚴重損害，除了地震力已超過設計震度以外，因土壤液化致使碼頭後線陸地多處開裂、地層塌陷並形成坑洞、碼頭沉箱與背填陸地龜裂並錯開分離，導致碼頭沉箱向海側位移及傾倒，碼頭上各種相關設施及結構物傾倒、破壞等。所以，除了確保基礎具有足夠之承载力，避免土壤液化潛能過高以外，保持這類構造物在背填土壓與水壓下，抗傾覆與抗滑動之穩定性，一直是這類構造物之設計標的。考量這類碼頭之破壞與使用運作之性能，表達性能之參數可由下列變位參數表達，如圖 4[INA 2001]，壁體相關參數為：向海側之水平位移或正規化水平位移(=水平位移 d /壁體高度 H)、向海側不均勻沉陷量或沉陷量差(註：豎向的均勻沉陷不會引起結構不穩定問題)、向海側傾斜角，岸肩(Apron)變形相關之參數：碼頭壁體與岸肩(Apron)之沉陷差、岸肩不均勻沉陷量或傾斜角等。

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將各性能表 9 重力式碼頭性能可接受標準

參數		性能等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
			殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	$<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$
向海側傾斜角	$<3^\circ$	$3^\circ \sim 5^\circ$			$5^\circ \sim 8^\circ$	$>8^\circ$
岸肩	不均勻沉陷量	$3\text{cm} \sim 10\text{cm}$		N/A	N/A	N/A
	岸肩與後線陸地之沉陷差	$30\text{cm} \sim 70\text{cm}$		N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	$<2^\circ \sim 3^\circ$		N/A	N/A	N/A

註： d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

(二)板樁式碼頭性能規定此類碼頭通常由相互連接的 RC 或鋼板樁、腰梁或圍梁、冠牆、拉桿、錨碇設施與回填料等組成，由上部之拉桿與下部埋設於土壤

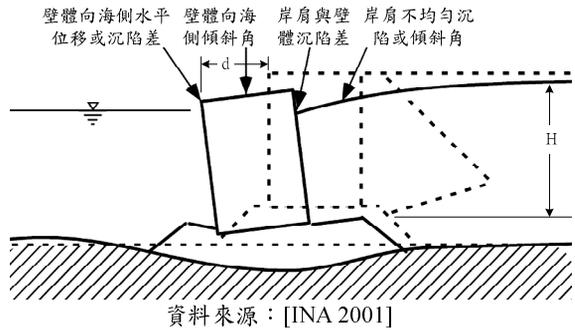


圖 4 重力式碼頭之性能參數

等級以性能參數之可接受標準值加以限定，如表 9 所示，參考前述之性能要求，依碼頭之重要度等級，其三等級地震力對應不同的性能等級，再對照表 9 得到各性能等級所對應之可接受標準值，經由結構分析所得之構造物反應檢核其是否符合標準值。基本上第 I 級性能等級多用以檢核結構物使用性，因此壁體傾角及岸肩沉陷量皆有所限定，以避免中小地震侵襲時造成碼頭營運中斷，而第 II 級性能等級以上的破壞程度皆必須進行修復後方能恢復營運，且岸肩沉陷修復容易，但分析計算不易準確，因此原則上岸肩傾角及沉陷量不進行檢核，僅針對壁體分析其受震後剛體運動所產生的正規化位移及傾斜角是否滿足相應性能等級之可接受標準值。

來支撐，仍以考量水平地震力為主。考量板樁的破壞與使用運作之可行性，此類碼頭之破壞參數，如圖 5 所示，以應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨

碇設施)及位移(包括板樁與岸肩 Apron 之變位參數-類似重力式碼頭與錨碇設施之沉陷量、附近路面開裂、拉拔位移量等)來表達。根據板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用板樁碼頭結構系統之位移或應力狀態作為判斷其損害等級之指標參數，如下所列：

1.以位移為評估參數：

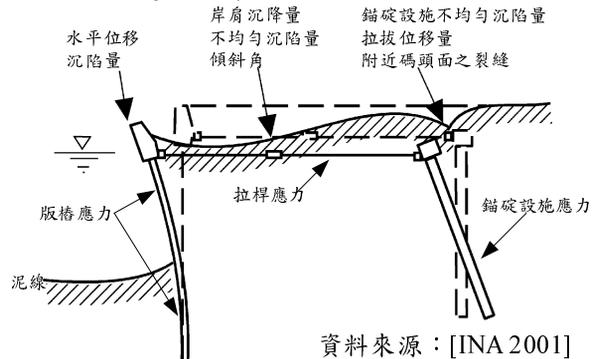
- (1)板樁牆之水平向位移、沉陷、傾斜。
- (2)岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜。
- (3)錨碇設施處之差異沉陷、地表開裂、與受拉產生之位移。

2.以應力狀態為評估參數：

- (1)板樁之應力狀態(基盤面以上或以下)。
- (2)拉桿之張力(包含接頭)。
- (3)錨碇設施之應力狀態。

這些參數值大小可反映出板樁式碼頭結構的損壞情況，透過過去之災損記錄或分析結果，可由不同損壞程度所對應的參數值範圍，建立出板樁碼頭結構損害等級之門檻值。

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，亦將第各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，如表 10。



資料來源：[INA 2001]

圖 5 板樁式碼頭之性能參數

表 10 板樁式碼頭性能可接受標準

參數		性能等級				
		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級	
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5%或 d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限
	拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，超過韌性容量或應變極限

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。

H 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

(三)棧橋式碼頭性能規定

棧橋式碼頭形如橋梁，由橋面版、樁基承台、樁基、與擋土設施組成，此類碼頭在地震中的行為主要受到土壤

與結構互制效應之影響。其破壞型式主要有：地震太強烈使結構本身無法抵抗施加於其上之慣性力及其他土、水壓力之作用，造成樁基或頂面之破壞，或/和因擋土設施背填土較軟或液化使得

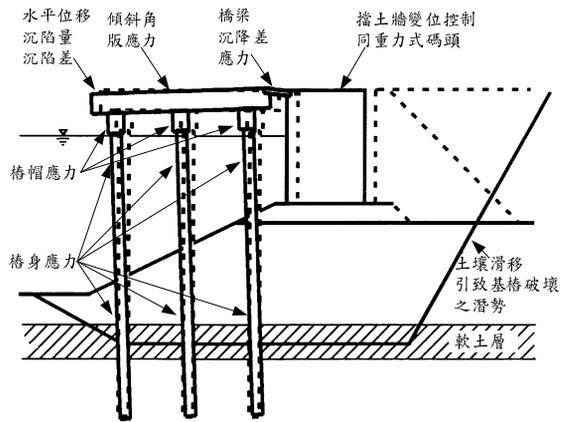
擋土設施向海側移動，產生水平推力，導致樁基彎矩過大，形成塑性鉸，或/和因地基含有較軟土層，在地震中發生位移導致基樁破壞。

在過去的震害中發現，以原設計規範設計之 RC 斜樁棧橋式碼頭雖然可以有效抵抗水平側向力，但相較於直樁棧橋式碼頭，其剛性較大，震害案例中斜樁有較多應力集中造成斜樁剪力破壞現象，由於 RC 樁彎矩破壞較易修復，因此若要採用 RC 樁，最好用直樁，使結構發生彎曲破壞而非剪力破壞，或者採用其他消能減震技術來提高消能能力，如在樁帽設計容易置換的消能裝置，其強度可抵抗常時載重中度地震力，但大地震時則允許其降伏消能。另外地震發生頻繁之日本多採用韌性較佳的鋼管樁。

考量碼頭運作之可行性，此類碼頭之破壞參數應以：應力(包括基盤面上下樁基部分、橋面版與樁基承台、連接擋土設施之橋梁)、位移(包括樁基、橋面版與樁基承台之沉陷量、傾斜角與位移量，橋面版與擋土設施在岸肩部分之沉陷差、岸肩傾斜角、連接擋土設施之橋梁變位等)，或位移韌性比等表示。如圖 6 所示。

為使棧橋式碼頭在震後具有較佳的修復性，設計者在設計時應掌握棧橋結構的破壞次序，其順序條列如下：

1. 樁帽 (樁-版接頭處)。



資料來源：[INA 2001]

圖 6 棧橋式碼頭之性能參數

2. 樁頂 (樁帽下方)。

3. 橋面版及被埋入土層之樁身。

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，將各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，其中擋土設施與岸肩相關部分可參考表 9，橋面板與岸肩之沉陷差、向海側傾斜角僅對第 I 等級性能有量化限制，分別為：小於 10cm~30cm、小於 2°~3°。另外，對基樁之性能可接受標準值亦可參考表 11，其要求第 I 級性能等級為保持彈性、第 II 級性能等級為控制韌性、第 III 級性能等級為韌性容量未用完(結構不倒;僅允許一根或限量基樁上同時出現兩處塑性鉸)、第 IV 級性能等級則為超過第 III 級要求，同時基樁應避免剪力破壞，至少在剪力破壞出現以前發生彎曲破壞。

表 11 棧橋式碼頭性能可接受標準

參數		性能等級			
		第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	橋面板與岸沉陷差異	<10~30cm	N/A	N/A	N/A
	向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應	基樁 (須避免剪力破壞發生)	保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形)	控制韌性 (結構可修復)	小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態)	超過 第 III 級要求

註： 擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

綜上所述，各類碼頭之各性能等級可以經由與其破壞相關的各種參數之可接受標準值來反應，這些極限標準值主要根據「實際震害調查」、「數值分析」及「專家意見」之總結而訂定，在進行設計時，除了參照規範規定之標準值(最低要求)以外，亦可根據業主之實際要求加以修訂。工程師在建立性能要求時，需視對該等級地震力下之性能是否關注，以及所選用之性能參數在所考量之各等級地震力作用下的結構反應分析之量化是否有把握，進而選用一個或多個參數表達其性能。性能設計法係一「初步設計」+「檢核」+「最終定案」的過程，先間接採用傳統或工程師熟悉之方法進行初步設計後，再以數值分析檢核在各等級地震力作用下，碼頭的性能參數值不可超過可接受標準值來確保滿足性能要求。

六、耐震性能驗證方法

相關結構之耐震能力分析方法可分為二維或三維之線性與非線性(包括幾何非線性與材料非線性)之靜力與動力分析。有關幾何非線性之分析法主要為考量大變形或大位移之結構行為，一般為簡化設計而僅考量 $P-\Delta$ 效應，材料非線性主要考量結構之彈性與塑性行為。對於非剛性結構物，傳統之分析方法通常將地震力轉換為等效之側向作用力，再考量結構可能之塑性行為加以折減，以彈性分析之方法計算結構物在隨時間變動之地震力作用下之動態行為，對於規則結構，採用彈性靜力分析法，對於不規則結構，則採用屬於彈性動力分析之多振態疊加法，僅特殊情況下進行非線性動力歷時分析。性能設計法強調韌性結構物在大地震作用下之塑性行為，但因非線性動力歷時分析之複雜與計算耗時，對於重要度較低或

規則之結構物，可借助容量震譜法(非線性靜力側推分析)來估算結構在設計地震力下之變形行為。

在性能設計流程之具體設計階段，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值 \leq 性能規定之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及性能要求之高低，來選用不同的分析工具，原則上，性能要求越高者所對應之分析工具就可能越複雜。所以對應不同等級耐震性能要求之碼頭結構物，考量碼頭結構系統型式之差異，由簡至繁分別提出較適用的耐震能力分析方法，以作為設計者針對不同需求或時機而選擇何種分析方法之參考。

(一)各類驗證方法之應用時機

參考國際航海協會(INA)的港灣構造物耐震性能設計準則，將分析碼頭結構物耐震行為之分析方法由簡到繁分為簡化分析(Simplified Analysis)、簡化動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如表 12 所示；由於性能要求中在等級一地震作用下之性能等級多需保持結構在彈性狀態，因此一般實務設計上多採等級一地震作用下先進行彈性分析做初步設計，接著再按等級二與等級三地震作用下所要求之性能等級進行驗證分析檢核，若不滿足可接受標準則重新進行初步設計後再驗證檢核，直到滿足所有性能要求為止。

表 12 各類設計方法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級	C 級
等級一 (中度地震)	—	● 簡化分析 ● 簡化動力分析 ● 動力分析	● 簡化分析 ● 簡化動力分析 ● 動力分析	● 簡化分析 ● 簡化動力分析 ● 動力分析
等級二 (475 年回歸期地震)	● 動力分析	● 動力分析	● 簡化動力分析 ● 動力分析	● 簡化分析 ● 簡化動力分析 ● 動力分析
等級三 (2500 年回歸期地震)	● 動力分析	● 動力分析	● 簡化動力分析 ● 動力分析	—

簡化分析是經由簡單的分析計算所得之結果去近似結構之真實反應，對於較低重要度等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於重要度等級較高者(例如 B 級、A 級與特定級)，則可應用在等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評析。

簡化動力分析方法比簡化分析法較複雜，對 B 級及 B 級以下重要度之耐震結構，可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於重要度等級較高者(例如 A 級與 S 級)，可應用在等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評析。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，可適用於包括具有較高重要度等級(例如 A 級與 S 級)在內之耐震結構物之所有地震等級作用下之性能評估。依碼頭結構類型來決定適當的分析方法，並按簡化分析、簡化動力分析及動力分析三類將各種分析方法加以分類如表 13 所示；另外，從建築及橋梁的耐震性能設計研究可知，在中度地震作用結構保持彈性的目標要求下，對於具韌性之規則結構可採用擬靜力分析法進行分析，而國內耐震性能設計中常用的容量震譜法亦一併彙整納入表 13 中。

最後參照所規定之性能要求及可接受標準值，再搭配各種碼頭在不同重要度及不同地震等級下，所需採用之分析評估方法，則可制定出一標準的耐震性能設計流程，如圖 7 所示。

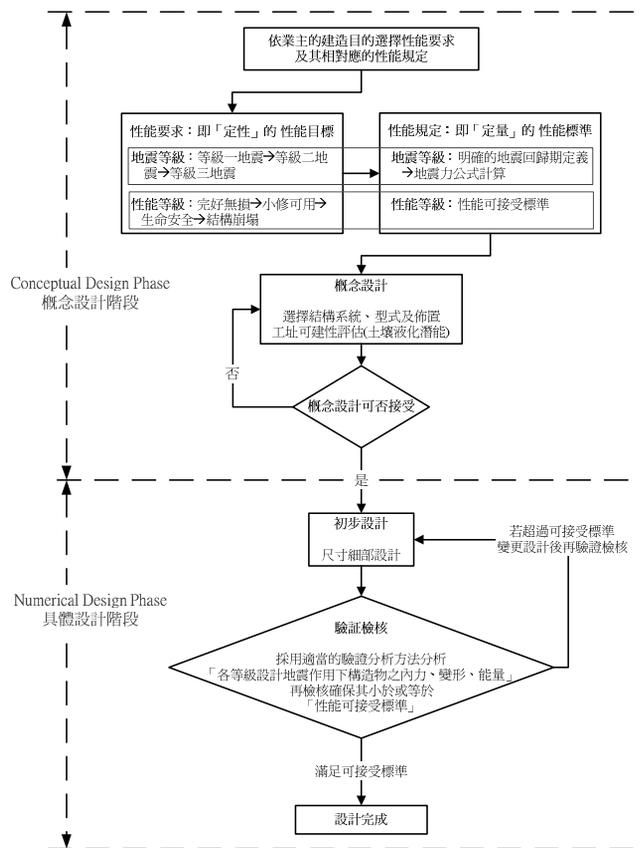


圖 7 本研究建議之碼頭耐震性能驗證流程

表 13 結構分析方法彙整

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
剛性碼頭 (重力式碼頭) (板樁式碼頭)	● 經驗公式或擬靜力分析法	● 滑動塊分析	● 有限元素法或有限差分法 ● 線性或非線性分析 ● 二或三維分析	● 有限元素法或有限差分法 ● 線性(等效線性)或非線性分析 ● 二或三維分析
非剛性碼頭 (棧橋式碼頭)	● 擬靜力分析法 ● 反應譜法	● 容量震譜法(非線性側推) ● 反應譜法	● 動力歷時分析法	● 非線性土壤彈簧

(二) 土壤液化評估

由於土壤液化為港灣構造物，特別是重力式碼頭受損主要原因之一，目前對砂質土壤液化之定義、影響因素、評估條件、評估或判定方法以及防治與處理之方法，國內現行港灣構造物設計基準已有明確之規定，但鑑於國內所採行之土壤液化評估方法眾多，各種評估方法各有所長，目前不宜強行統一，因此本研究僅列出既有規範與其他研究文獻中較典型方法，以供參考。

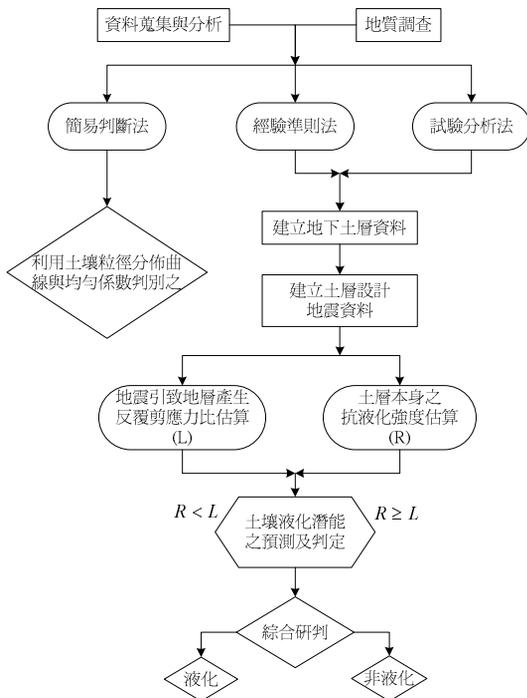


圖 8 液化潛能分析流程圖

液化潛能評估的方法有很多種，因數值分析法之運算過程較為複雜，故一般最常使用的是「簡易分析法」，此種

分析方式是累積許多理論分析、室內及現地的試驗與震災案例之研究綜合成果。基本上，簡易法可以分為兩大部份：第一部份為利用設計基礎時所用之地表最大加速度 PGA，以半經驗之簡易公式估計現地土層在遭遇地震時所承受之反覆剪應力比(CSR)；第二部份係估算土層之液化阻抗(CRR)，評估土層液化阻抗的方法有相當多種，其方法又分室內試驗法及現地試驗法，室內試驗包括動態三軸、反覆直剪、反覆中空扭剪等，利用現地試驗的結果則包括 SPT-N 值、CPT-*qc* 值、震測剪力波速 *V_s* 等，根據選定的分析方式而採用適當的地質調查方法。一般土壤液化潛能分析流程如圖 8 所示。

七、結論

本研究首先介紹性能設計法之全貌，並詳細探討地震力的劃分與表達方式、各類碼頭之各等級性能要求與性能規定，並特別介紹日本 2007 年版港灣構造物設計基準與國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，在地震力、性能設計要求與性能設計規定方面之具體內容，再比較國內現行規範與前述兩者耐震設計要求之異同，並遵照「公共工程性能設計準則」之架構，提出碼頭結構耐震性能要求之建議，而後視吾等對碼頭結構在那些地震等級下之性能較關注、表達該性能之參數之可接受標準值是否可以較準確量化，選用一個或多

個參數來表達性能。

在耐震性能設計中最重要即是耐震性能要求的訂立，若耐震性能要求確定，則後續之性能可接受標準及性能驗證便有所依循，因此本研究初期對於如何訂立適合國內碼頭之耐震性能要求探討甚多，並得到下列結論：

- 1.經由現行規範之地震等級與其他規範比較探討後發現，中度地震設定太低，因此修正改用橋梁規範之中度地震力。
- 2.因碼頭結構靜不定度比建築結構小，因此並不適合用建築物之地震力計算公式，應改為橋梁之地震力公式較為合適。
- 3.新建議的碼頭性能要求與規定，係採用同等級地震作用下之結構反應程度定義性能要求，而現行規範則採用同性能等級下以用途係數($I=0.8\sim 1.5$)調整地震力大小作檢核設計，兩者相較後，新建議的碼頭性能要求可明確掌握碼頭結構行為與性能，較不易出現不經濟太過保守之設計。
- 4.採用性能設計後，未來港區若遭遇災難性地震，則港區管理單位將可立即得知尚有那些碼頭功能良好，那些碼頭可快速修復，則可即時規劃外援物資的運輸及復舊工程的進行。
- 5.新建議的碼頭性能要求區域涵蓋範圍較大，工程師若熟悉此性能設計方法，將可準確的按業主對新建碼頭功能上的要求，選用最經濟合宜的碼頭等級做設計，在整體港區碼頭新建規劃上將更為經濟。
- 6.新建議的C級碼頭性能要求雖略小於現行規範設計要求，但對於臨時結構之設計或非關生命安全符合C級重要度定義之較不重要的碼頭，除可使結構施工更具經濟性，亦可明確掌握其結構行為，工程師或業主將因此對

所設計之結構更了解其受震行為。

- 7.土壤液化防治的設計要求為「不可因土壤液化而造成應有性能喪失」。

所建立之性能設計要求是否滿足，需要通過數值分析來驗證。本研究最後探討各類碼頭結構之耐震性能驗證方法及其適用性，包括簡易分析法、簡易動力分析與動力分析，建議參考國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，根據性能設計要求之高低、設計地震力之大小、設計流程階段及碼頭之重要度，選用不同複雜度之數值分析方法。

參考文獻

- 1.ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, ATC-32, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- 2.ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
- 3.FEMA 273, NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, Washington, D.C., USA, 1997.
- 4.FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture, a partnership of the Structural Engineers Association of California, the Applied Technology Council, and universities for Research in Earthquake Engineering; published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. USA, 2000.
- 5.NCHRP, Project 12-49 Report, National Cooperative Highway Research Program, Project 12-49, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2001.
- 6.SEAOC (1995) "Vision 2000 Performance Based Seismic Engineering

- of Buildings,” Structural Engineers Association of California-Seismology Committee, USA.
7. IBC 2000, International Building Code 2000, International Code Council, CA, USA, 2000.
 8. IBC 2003, International Building Code 2003, International Code Council, CA, USA, 2003.
 9. AASHTO, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2009.
 10. International Navigation Association, PIANC (2001) “Seismic Design Guidelines for Port Structures,” A.A Balkema Publishers / Lisse / Abingdon / Exton (PA) / Tokyo.
 11. 日本土木學會, Earthquake Resistant Design Codes in Japan (英文版), 2000。
 12. 日本道路協會, 道路橋示方書同解說-耐震設計編, 丸善株式會社, 東京, 2002。
 13. 日本鐵道綜合技術研究所, 鐵道構造物等設計標準同解說-耐震設計, 丸善株式會社, 東京, 2002。
 14. 張國鎮、黃震興、蔡孟豪、林裕淵、王元利, 鋼筋混凝土耐震結構性能設計法(二)-直接位移法及其結構實驗, (專案研究報告 R-ST-01-04), 中興工程顧問社, 2001。
 15. 薛強, 地震工程性能設計法之應用(一)-單自由度橋柱及建築物之耐震性能評析與設計, 財團法人中興工程顧問社專案研究報告 R-ST-02-06, 臺北, 2002。
 16. 蔡克銓、翁元滔、林敏郎、陳垂欣、賴俊維、蕭博謙, 實尺寸含挫屈束制支撐與鋼管混凝土柱複合構架之擬動態試驗: 位移導向耐震設計與性能評估, 鋼與混凝土複合構造國際研討會 (Proceedings, International Workshop on Steel and Concrete Composite Constructions), 國家地震工程研究中心, 2003。
 17. 宋裕祺、蔡益超, 橋梁結構性能耐震設計, 結構工程, 第十九卷, 第一期: 41~73, 2004年3月。
 18. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、翁元滔、簡文郁、邱世彬、林凡茹、周德光, 耐震與性能設計規範研究(三), 國家地震工程研究中心 NCREE-07-010, 2007。
 19. 薛強、陳國慶、吳嘉偉、陳正忠、石豐銘、周文陽, 建築物耐震性能設計規範之研擬 子計畫一: 規範與解說, 內政部建築研究所 094301070000G1018, 2005。
 20. 交通部, 鐵路橋梁耐震設計規範, 2007。
 21. 交通部, 公路橋梁耐震設計規範, 2008。
 22. 蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強、陳柏端、吳嘉偉、陳正忠、王茂興、辛希, 建築物耐震性能設計規範架構之研究, 內政部建築研究所 093301070000G3015, 2004。
 23. 張國鎮、劉光晏, 鐵路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究-附錄一 鐵路橋梁耐震性能設計法, 交通部高速鐵路工程局, 2004。
 24. 張國鎮、蔡益超、宋裕祺、廖文義、柴駿甫、洪曉慧、劉光晏、吳弘明、戚樹人、陳彥豪, 公路橋梁耐震評估及補強準則之研究, 國家地震工程研究中心 NCREE-09-028, 2009。
 25. 日本港灣協會(2007)「港灣の施設の技術上の基準・同解說」, 運輸省港灣局監修。
 26. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心(2009)「公共工程性能設計準則之研究」, 行政院公共工程委員會專案研究計畫。
 27. 張權、薛強、陳正忠、徐偉誌、石豐銘, 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4), 交通部運輸研究所, 臺北, 2011。

港 灣 報 導 徵 稿 簡 訊

- 1.本刊為提供國內港灣工程界同仁交換工作經驗與心得之園地，歡迎工程、學術界之同仁提供港灣工程相關之工程動態、實務、工程新聞、技術新知、地工技術、工程材料、營運規劃及其他有關之工程簡介或推動中之計畫等的報告、論著或譯述。
- 2.投稿者應保證所投稿件無侵害他人著作權情事，如有違反，願就侵害他人著作權情勢負損害賠償責任，並對中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）因此肇致之損害負賠償責任。
- 3.來稿經本刊接受刊登後，作者應附具著作授權同意書，同意非專屬授權予本刊做下述利用：
 - (1)以紙本或是數位方式出版。
 - (2)進行數位化典藏、重製、透過網路公開傳輸、授權用戶下載、列印、瀏覽等資料庫銷售或提供服務之行為。
 - (3)再授權國家圖書館或其他資料庫業者將本論文納入資料庫中提供服務。
 - (4)為符合各資料庫之系統需求，並得進行格式之變更。
- 4.作者應保證稿件為其所自行創作，有權為前項授權，且授權著作未侵害任何第三人之智慧財產權。
- 5.稿件每篇以八頁（含圖）（4000~5000字）以內為原則，稿酬從優；請附磁片或 E-mail，並請加註身分證字號及戶籍地址（含鄰、里）。
- 6.本刊每年刊行 3 期，分別於 2 月、6 月、10 月出版。如蒙惠稿請於每期出版前 30 日寄交本刊。
- 7.聯絡電話：(04)2658-7139 馬維倫
傳真電話：(04)2656-4415
E-mail：**elisa@mail.ihmt.gov.tw**
- 8.歡迎賜稿，來稿請寄：
43542 臺中縣梧棲鎮中橫十路 2 號
交通部運輸研究所港灣技術研究中心「港灣報導編輯委員會」收