

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

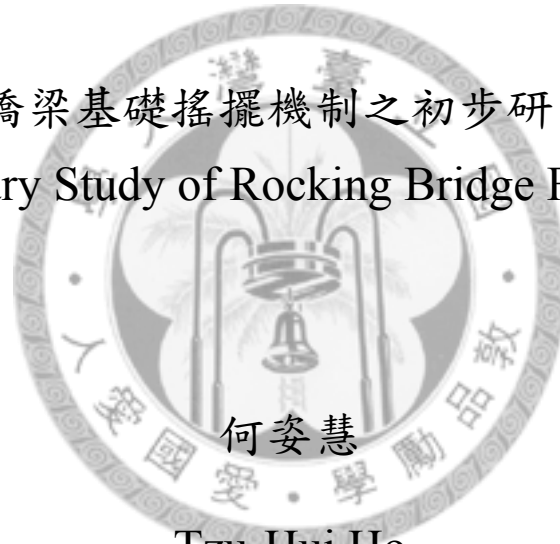
College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

橋梁基礎搖擺機制之初步研究

Preliminary Study of Rocking Bridge Foundation



Tzu-Hui Ho

指導教授：張國鎮 博士

Advisor: Kuo-Chun Chang, Ph.D.

中華民國 97 年 06 月

June. 2008



國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

橋梁基礎搖擺機制之初步研究

Preliminary Study of Rocking Bridge Foundation

本論文係何姿慧君（學號 R95521237）在國立臺灣大學土木工程學系碩士班完成之碩士學位論文，於民國 97 年 6 月 25 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明。

口試委員：

張國鎮

（指導教授）

張荻薇

宋裕祺

張國鎮

張荻薇

宋裕祺

系主任、所長：張國鎮

張國鎮



誌 謝

看到自己的名字在臺大土木研究所的榜單上，猶如昨日，但那已經是 95 年 05 月的事了，現在，我正寫著本論文的最後一部分---誌謝。

非常慶幸，兩年前有這份榮幸成為恩師 張國鎮教授的指導學生。這兩年裡，恩師不僅給予學業上的教導，還提供多方面的資源，不論是在實質上或精神上，恩師從不吝於提供不可勝計的幫助與溫暖給不知鼎董的我，讓學生在學業研究與為人處事上精進；學生見習到一位智者的博覽古今與仁者的雲行雨施，學生獲益良多，銘記不忘。在此對恩師致上最誠摯的敬意與謝意，願恩師健康安恩，萬事如意，桃李馥郁。

感謝台灣世曦工程顧問公司 張荻薇副總經理與臺北科技大學 宋裕祺教授於論文口試期間提供寶貴的意見，使此論文臻於完善。

還要特別感謝洪曉慧學姊與劉光晏學長，在研究期間引導觀念、協助實驗、協同撰寫、處處關心，若不是您寬宏大量的摩旗相助，此論文不可能得以完成，這份無以回報的恩情，我沒齒難忘。

感謝國家地震工程研究中心鄭橙標先生、李路生先生、周志雄先生、王孔君學長以及所有技術人員協助儀器操作、提供專業技術指導與多方鼎力幫忙，使實驗得以順利完成。

感謝陳俊仲、蔡木森、李柏翰、陳威逸、江春琴、王秋文、王柄雄、林子剛、林立庭、盧智宏、李官峰、陳宗斌、汪向榮、陳長佑、王修駿等鼎力提攜的學長姐們，除了平日的噓寒問暖，備感溫馨外，您們總會在我無助的時刻伸出援手，在關鍵時刻提醒我，也與我分享許多寶貴經驗，讓我增廣見聞，頓悟許多道理；我看到紳士的風度翩翩與能者的獨當一面，我會以您們為楷模，向您們邁進。

感謝林孟慧、鄭維晉、蘇耕立、蘇建鴻、邱嘉威、黃益堂、王振平、張凱雯等同舟共濟的同學們，在課業上的協助與生活上的照顧與陪伴，振奮我低迷的士氣，替我平凡宅宅的生活注入無數的興奮劑，在此表達衷心的謝意，願大家未來情誼歷久一樣濃；也感謝游忠翰、翁士晟、林偉淞與林瑞綿這群活潑可愛的學弟妹們，為研究室帶來無數的歡樂、活力與創意。

感謝江恩暉與鄭詩穎自大學相識以來對我的支持與鼓勵，雖然各分東西但也不離不棄，所有大大小小的事都情意相挺，既使在午夜夢迴也願意接我電話，聽我嘮哩嘮叨，這種管鮑之交真是打著燈籠也難再覓，有你&妳真好。

還有在西園、國語實小、南門、華江、逢甲、淡江、社團、補習班、工作等歷程以來，族繁不及備載的師長們、同學們及朋友們，你們也是在這套養成遊戲中舉足輕重的一環，謝謝你們對我所有的影響與幫助。

回首在臺大的這些日子，很像一場夢，不曾想過我也可以帶著臺大的學生證走在椰林大道上，如今，我也將帶著畢業證書離去；因為在臺大走了一回，讓我知道臺大人其實也是很熱情、很互助的，也因為臺大，讓我希望當老師的憧憬有機會實現，更因為臺大，讓我看清楚自己的能力與方向；我會懷念我在臺大留下足跡的每一個角落，珍藏我在臺大酸甜苦辣的每一個回憶。

最後，要將此研究成果獻給我最親愛的爸爸與媽媽，感謝你們一直以來願意養育、照顧、栽培、支持、體諒、包容、陪伴，我才得以在經濟上與精神上都能無後顧之憂，一步一步向人生的下一個階段勇敢邁進。雖然爸爸來不及親眼看到這份成果，但我相信爸爸會在天堂看到這份眾人的結晶，謹致上我最誠摯的感恩，給我最親最愛的爸爸與媽媽。

摘要

本研究藉由實驗與分析探討橋柱直接基礎搖擺 (Rocking) 機制對橋柱耐震性能之影響。921 地震後，政府交通部門積極辦理橋梁耐震能力評估與補強工程，也提高部份地區之設計地震力，而於部分補強或新建案例中可發現，直接基礎之尺寸寬幅明顯過大，似乎有過於保守之疑慮。歸咎其原因，主要受到設計地震力提高，而與穩定性檢核相關之基礎受壓面積仍需滿足原有規定，所以基礎尺寸需予以擴大。事實上，直接基礎搖擺機制之隔震效益已受到證實，為能採用較經濟之斷面，可採用適當設計之直接基礎，透過搖擺機制產生之周期延長降低地震力，並利用土壤於大地震中塑性變形能力吸收地震能量。本研究包括兩大重點。第一為進行直接基礎橋柱之單向反覆載重試驗與擬動態試驗，第二為建立可考量直接基礎搖擺機制之橋柱基礎-土壤互制數值分析模型，藉由數值模擬結果與實驗結果之比對，修正數值模型，並以修正後之數值模型進行初步參數分析。

關鍵詞：直接基礎、搖擺基礎、擬動態試驗、反覆載重試驗、隔震



ABSTRACT

Some recent studies have shown that rocking of spread foundation has beneficial effect on the dynamic performance of columns by decreasing the plastic deformation occurring at the plastic zone. This implies that the ductility demand of columns can possibly be reduced. However, rocking is still not an acceptable mode of response in design code generally. In order to gain better understanding of the problem of rocking, and in turn have more confidence in taking its benefit into consideration during design and retrofit process, a series of rocking experiments were performed and an analytical model was established. These rocking experiments include two pseudo-dynamic tests followed by a cycling test. From these tests, the rocking behaviors of a column undergoing different levels of earthquake were obtained. In addition, an analytical model which can take the nonlinear interaction between foundation and underlying soil into account was also established using Sap2000N. This analytical model was validated through the comparison with the experimental data. Using this analytical model, a parametric study was performed and the influence of foundation size and soil spring stiffness on rocking behavior was discussed.

Keywords : spread foundation, rocking foundation, pseudo-dynamic test, cyclic test, seismic isolation



目 錄

| | |
|---------------------------------|-----|
| 誌 謝..... | i |
| 摘 要..... | iii |
| ABSTRACT | v |
| 目 錄..... | vii |
| 表 目 錄..... | ix |
| 圖 目 錄..... | x |
| 第一章 序論..... | 1 |
| 1.1 研究動機..... | 1 |
| 1.2 研究背景..... | 2 |
| 1.3 研究目的..... | 2 |
| 1.4 小結..... | 3 |
| 第二章 文獻回顧..... | 5 |
| 2.1 直接基礎搖擺機制之隔震原理..... | 5 |
| 2.2 台灣公路橋梁耐震設計規範..... | 6 |
| 2.2.1 公路橋梁耐震設計規範現行規範..... | 6 |
| 2.2.2 公路橋梁耐震設計規範修訂草案..... | 7 |
| 2.3 日本道路橋示方書..... | 8 |
| 2.4 美國 AASHTO 橋梁耐震設計規範修訂草案..... | 9 |
| 2.5 美國之相關試驗..... | 12 |
| 2.6 日本之相關試驗..... | 15 |
| 2.7 國內之相關試驗..... | 17 |
| 2.8 小結..... | 18 |
| 第三章 試驗規劃與執行..... | 21 |
| 3.1 試體說明..... | 21 |

| | | |
|------------|------------------------|------------|
| 3.2 | 規範探討 | 24 |
| 3.2.1 | 台灣公路橋梁耐震設計規範 | 31 |
| 3.2.1.1 | 台灣公路橋梁耐震設計規範現行規範 | 31 |
| 3.2.1.2 | 台灣公路橋梁耐震設計規範修訂草案 | 31 |
| 3.2.2 | 日本道路橋示方書 | 32 |
| 3.2.3 | 美國 AASHTO 橋梁耐震設計規範修訂草案 | 34 |
| 3.3 | 擬動態試驗簡介【35、36】 | 36 |
| 3.4 | 試驗配置 | 39 |
| 3.4.1 | 模擬搖擺機制 | 39 |
| 3.4.2 | 軸力系統與側力系統 | 42 |
| 3.4.3 | 量測系統 | 46 |
| 3.5 | 試驗規劃 | 56 |
| 第四章 | 試驗數據分析與討論 | 59 |
| 4.1 | 試體 A 試驗 | 59 |
| 4.2 | 試體 B 試驗 | 63 |
| 4.3 | 試體 C 試驗 | 70 |
| 4.4 | 試體 D 試驗 | 82 |
| 4.5 | 綜合討論 | 101 |
| 第五章 | 數值模擬 | 105 |
| 5.1 | 分析模型與驗證 | 105 |
| 5.1.1 | 試體 A | 107 |
| 5.1.2 | 試體 B、試體 C | 112 |
| 5.1.3 | 試體 D | 116 |
| 5.2 | 參數分析 | 122 |
| 第六章 | 結論與未來展望 | 129 |
| 6.1 | 結論 | 129 |
| 6.2 | 未來展望與建議 | 130 |
| | 參 考 文 獻 | 131 |

表 目 錄

| | | |
|-------|-------------------------------|----|
| 表 3.1 | 斷面參數..... | 25 |
| 表 3.2 | 合成橡膠墊之材料參數..... | 26 |
| 表 3.3 | Lindley 理論—橡膠硬度與彈性常數之關係表..... | 27 |
| 表 3.4 | 合成橡膠墊對應之地盤反力係數..... | 28 |
| 表 3.5 | 對應工址（南投埔里）之設計地震力..... | 29 |
| 表 3.6 | 日本道路橋示方書之參數..... | 33 |
| 表 3.7 | 試驗規劃表..... | 58 |



圖 目 錄

| | | |
|--------|---|----|
| 圖 2.1 | 直接基礎之彎矩與迴轉角關係示意圖 | 6 |
| 圖 2.2 | 基礎設計時之地盤反力作用位置 | 8 |
| 圖 2.3 | 日本直接基礎檢核示意圖 | 9 |
| 圖 2.4 | 單柱橋柱之搖擺平衡 (Rocking Equilibrium) | 10 |
| 圖 2.5 | 直接基礎橋墩設計流程 (採用搖擺分析 Rocking analysis)..... | 11 |
| 圖 2.6 | UC Davis 離心機實驗之試體模型配置與相片(剪力牆基礎)..... | 13 |
| 圖 2.7 | UC Davis 離心機實驗之試體模型配置 (橋梁基礎)..... | 14 |
| 圖 2.8 | UC Berkeley 之振動台實驗模型 | 15 |
| 圖 2.9 | UC Berkeley 之分析模型 | 15 |
| 圖 2.10 | Sakellaraki 等【28】之振動台實驗模型..... | 16 |
| 圖 2.11 | Sakellaraki 等【28】之數值分析模型..... | 16 |
| 圖 2.12 | Kawashima and Nagai【30】研究之五跨連續橋梁配置 | 17 |
| 圖 2.13 | Kawashima and Nagai【30】採用之數值分析模型 | 17 |
| 圖 2.14 | 鄭錦銅教授【32】之自由振動實驗模型 | 18 |
| 圖 2.15 | 王彥博教授【33】之實驗模型配置與相片 | 18 |
| 圖 3.1 | 試驗尺寸圖，單位：mm..... | 22 |
| 圖 3.2 | 補強試體尺寸，單位：mm..... | 24 |

| | | |
|--------|---------------------------------------|----|
| 圖 3.3 | 接觸面積為 $B/2$ 且地震作用力之合力偏心距為 $B/3$ | 31 |
| 圖 3.4 | 地盤反力之合力位置距基礎版邊緣 $B/20$ 處 | 32 |
| 圖 3.5 | 三種搖擺狀態之自由體圖 | 34 |
| 圖 3.6 | 設計地震力歷時所轉換之位移反應譜 | 35 |
| 圖 3.7 | 真實地震力歷時所轉換之位移反應譜 | 35 |
| 圖 3.8 | EC8 之位移反應譜..... | 36 |
| 圖 3.9 | 擬動態試驗流程圖【35、36】 | 38 |
| 圖 3.10 | 模擬基礎底土壤之合成橡膠墊 | 39 |
| 圖 3.11 | 試驗配置圖（固接基礎，試體A） | 40 |
| 圖 3.12 | 試驗配置圖（搖擺基礎，試體B、C、D） | 40 |
| 圖 3.13 | 避免試體扭轉之鋼條 | 41 |
| 圖 3.14 | 可上下滾動之軸承 | 41 |
| 圖 3.15 | 避免合成橡膠墊滑動之石膏 | 41 |
| 圖 3.16 | 軸力系統及其尺寸圖，單位：mm | 43 |
| 圖 3.17 | 置放橋柱柱頂之混凝土帽梁及其尺寸圖，單位：mm | 44 |
| 圖 3.18 | 側力系統，單位：mm | 45 |
| 圖 3.19 | 角度計 | 46 |
| 圖 3.20 | 位移計 | 47 |
| 圖 3.21 | 資料收集系統 | 48 |

| | | |
|--------|--|----|
| 圖 3.22 | 傳統試驗未補強試體之俯視圖 (XY 平面), 單位: mm | 48 |
| 圖 3.23 | 傳統試驗未補強試體之施力側向側視圖 (XZ 平面), 單位: mm | 49 |
| 圖 3.24 | 傳統試驗未補強試體之施力向側視圖 (YZ 平面), 單位: mm | 50 |
| 圖 3.25 | 搖擺機制試驗未補強試體之俯視圖 (XY 平面), 單位: mm | 51 |
| 圖 3.26 | 搖擺機制試驗未補強試體之施力側向側視圖 (XZ 平面), 單位: mm | 52 |
| 圖 3.27 | 搖擺機制試驗未補強試體之施力向側視圖 (YZ 平面), 單位: mm | 53 |
| 圖 3.28 | 搖擺機制試驗補強試體之俯視圖 (XY 平面), 單位: mm | 54 |
| 圖 3.29 | 搖擺機制試驗補強試體之施力側向側視圖 (XZ 平面), 單位: mm | 55 |
| 圖 3.30 | 搖擺機制試驗補強試體之施力向側視圖 (YZ 平面), 單位: mm | 56 |
| 圖 3.31 | TCU102 真實地震力歷時 | 57 |
| 圖 3.32 | 南投埔里設計地震力歷時 | 57 |
| 圖 3.33 | 反覆載重歷時 | 58 |
| 圖 4.1 | 試體 A 反覆載重試驗 (5%側移率) 後之南側柱底照片 | 60 |
| 圖 4.2 | 試體 A 反覆載重試驗 (5%側移率) 後之北側柱底照片 | 60 |
| 圖 4.3 | 試體 A 反覆載重試驗之遲滯迴圈圖 | 61 |
| 圖 4.4 | 試體 A 反覆載重試驗之柱身曲率圖 | 62 |
| 圖 4.5 | 試體 B 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 100 gal) | 64 |
| 圖 4.6 | 試體 B 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 真實地震力, 100 gal) | 64 |

| | | |
|--------|---|----|
| 圖 4.7 | 試體 B 擬動態試驗之週期歷時圖 (TCU102 真實地震力, 100 gal) | 65 |
| 圖 4.8 | 試體 B 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 真實地震力, 100 gal) | 66 |
| 圖 4.9 | 試體 B 擬動態試驗後之南側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 326gal) | 67 |
| 圖 4.10 | 試體 B 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 326gal) | 67 |
| 圖 4.11 | 試體 B 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal) .. | 68 |
| 圖 4.12 | 試體 B 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal) .. | 68 |
| 圖 4.13 | 試體 B 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal) .. | 69 |
| 圖 4.14 | 試體 C 擬動態試驗後之南側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 326 gal) | 71 |
| 圖 4.15 | 試體 C 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 326 gal) | 71 |
| 圖 4.16 | 試體 C 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 設計設計地震力, 326 gal) | 72 |
| 圖 4.17 | 試體 C 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 設計設計地震力, 326 gal) | 72 |
| 圖 4.18 | 試體 C 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 設計設計地震力, 326 gal) | 73 |
| 圖 4.19 | 試體 C 反覆載重試驗 (5%側移率) 後柱底照片 | 74 |

| | | |
|--------|--|----|
| 圖 4.20 | 試體 C 反覆載重試驗 (6%側移率) 後之南側柱底照片 | 74 |
| 圖 4.21 | 試體 C 反覆載重試驗 (6%側移率) 後之北側柱底照片 | 75 |
| 圖 4.22 | 試體 C 反覆載重試驗之遲滯迴圈圖 | 76 |
| 圖 4.23 | 試體 C 反覆載重試驗不扣除基礎轉角之柱身曲率圖 | 77 |
| 圖 4.24 | 試體 C 反覆載重試驗扣除基礎轉角之柱身曲率圖 | 78 |
| 圖 4.25 | 試體 C 反覆載重試驗之基礎抬升量圖 | 79 |
| 圖 4.26 | 試體 C 反覆載重試驗之基礎轉角量圖 (不同側移率) | 80 |
| 圖 4.27 | 試體 C 反覆載重試驗之基礎轉角量圖 (不同基礎位置) | 81 |
| 圖 4.28 | 試體 D 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 100 gal) | 84 |
| 圖 4.29 | 試體 D 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 設計中小度地震力, 100 gal) | 84 |
| 圖 4.30 | 試體 D 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 設計中小度地震力, 100 gal) | 85 |
| 圖 4.31 | 試體 D 擬動態試驗之週期歷時圖 (TCU102 設計中小度地震力, 100 gal) | 85 |
| 圖 4.32 | 試體 D 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 設計中小度地震力, 100 gal) | 86 |
| 圖 4.33 | 試體 D 擬動態試驗後之南側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 326 gal) | 87 |

| | |
|--|----|
| 圖 4.34 試體 D 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 326 gal) | 87 |
| 圖 4.35 試體 D 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 設計設計度地震力, 326 gal) | 88 |
| 圖 4.36 試體 D 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 設計設計度地震力, 326 gal) | 88 |
| 圖 4.37 試體 D 擬動態試驗之週期歷時圖 (TCU102 設計設計度地震力, 326 gal) | 89 |
| 圖 4.38 試體 D 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 設計設計度地震力, 326 gal) | 90 |
| 圖 4.39 試體 D 擬動態試驗後之南側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 326 gal) | 91 |
| 圖 4.40 試體 D 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 326 gal) | 91 |
| 圖 4.41 試體 D 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal) .. | 92 |
| 圖 4.42 試體 D 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal) .. | 92 |
| 圖 4.43 試體 D 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal) .. | 93 |
| 圖 4.44 試體 D 反覆試驗後之南側柱底照片 .. | 94 |
| 圖 4.45 試體 D 反覆試驗後之北側柱底照片 .. | 94 |
| 圖 4.46 試體 D 反覆載重試驗之遲滯迴圈圖 .. | 95 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 圖 4.47 | 試體 D 反覆載重試驗不扣除基礎轉角之柱身曲率圖 | 96 |
| 圖 4.48 | 試體 D 反覆載重試驗扣除基礎轉角之柱身曲率圖 | 97 |
| 圖 4.49 | 試體 D 反覆載重試驗之基礎抬升量圖 | 98 |
| 圖 4.50 | 試體 D 反覆載重試驗之基礎轉角量圖 (不同側移率) | 99 |
| 圖 4.51 | 試體 D 反覆載重試驗之基礎轉角量圖 (不同基礎位置) | 100 |
| 圖 4.52 | 試體 A 反覆載重試驗柱底曲率分佈圖 | 102 |
| 圖 4.53 | 試體 C 反覆載重試驗柱底曲率分佈圖 | 103 |
| 圖 4.54 | 試體 D 反覆載重試驗柱底曲率分佈圖 | 103 |
| 圖 5.1 | SAP2000 之 Fixed 模型 | 106 |
| 圖 5.2 | SAP2000 之 Rocking 模型 | 106 |
| 圖 5.3 | SAP2000 中之 Gap 元素示意圖 | 107 |
| 圖 5.4 | 試體 A 分析模型於搭接區採用之主筋應力-應變曲線 | 108 |
| 圖 5.5 | 試體 A 分析模型之混凝土應力-應變曲線 | 109 |
| 圖 5.6 | 試體 A 反覆載重試驗結果與側推分析比較 | 110 |
| 圖 5.7 | 試體 A 反覆載重試驗結果與分析結果比較 | 111 |
| 圖 5.8 | 試體 B 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 100 gal 真實地震力歷時) | 113 |
| 圖 5.9 | 試體 C 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 326 gal 設計地震力歷時) | 114 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 圖 5.10 | 試體 C 反覆載重試驗結果與分析結果比較 | 115 |
| 圖 5.11 | 試體 D 分析模型材料應力-應變曲線 | 117 |
| 圖 5.12 | 試體 D 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 100 gal 設計地震力)..... | 118 |
| 圖 5.13 | 試體 D 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 326 gal 設計地震力)..... | 119 |
| 圖 5.14 | 試體 D 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 326 gal 真實地震力)..... | 120 |
| 圖 5.15 | 試體 D 反覆載重試驗結果與分析結果比較 | 121 |
| 圖 5.16 | 設計地震作用下基礎尺寸之影響 | 124 |
| 圖 5.17 | 反覆載重作用下基礎尺寸之影響 | 125 |
| 圖 5.18 | 設計地震作用下土壤勁度之影響 | 126 |
| 圖 5.19 | 反覆載重作用下土壤勁度之影響 | 127 |



第一章 序論

橋梁建設為國家推廣永續發展中相當重要的一環，在地震後也是災區重建之重要生命線，扮演交通樞紐角色，所以近年來橋梁設計的新思維逐漸導向性能設計，期望地震後重要橋梁仍能維持一定之運輸功能，為達此目的，採用隔震設計為一不錯的選擇，而直接基礎之搖擺行為也正提供此一機制，所以實有必要對直接基礎之搖擺行為進行更深入之研究。

1.1 研究動機

經 921 地震後，台灣部分地區之設計地表加速度提高，很多橋梁也因此須進行補強工程，補強後的橋柱強度提高，基礎在橋柱產生塑鉸後之設計地震力也提高。為滿足橋柱塑鉸產生後，塑性彎矩作用下直接基礎之穩定性檢核，部份補強案例需進行直接基礎擴座補強，導致補強後之基礎尺寸寬幅明顯過大，部分新建案例也有類似狀況。依據國內現行規範（84 年版公路橋梁耐震設計規範與 86 年公路橋梁耐震設計規範之補充研究），基礎之設計應考慮橋柱產生塑鉸後，柱底傳至基礎之作用力。而直接基礎在橋柱產生塑鉸後，其基礎底面之有效接觸面積須大於基礎底面積之一半，且直接基礎之合力偏心距也應小於基礎寬度之 $1/3$ ，所以現行規範在足以讓橋柱產生塑鉸之大地震下，仍嚴格限制大幅搖擺行為之發生。

事實上，在大地震下，直接基礎的搖擺機制可降低傳遞至主結構之地震力，也可藉由土壤之塑性化提供消能機制，所以若仍以傳統之固定基礎假設進行分析將會獲致不合理高之柱底內力，若再依此內力進行補強除了會使補強經費不合理地大幅提升外，藉由加大基礎限制基礎之搖擺行為也反而會使地震力均傳至主結構，進而提高地震後橋柱之損傷。所以若以既有橋梁之評估補強為出發點，直接基礎之非線性搖擺行為應是國內相關研究之重要課題。

另一方面，目前各國正在積極推動之性能設計規範係以位移作為性能之計量標準，所以位移須先能正確預測，即結構真正之非線性行為須先能正確模擬，其中當然也包括直接基礎之實際耐震行為。

換言之，即使我們不將直接基礎搖擺機制之好處納入設計之考量，然而由於在真正的地震作用下，直接基礎之搖擺行為確實會發生，若未將其納入分析中，

將會低估搖擺機制可能帶來之壞處，如上部結構位移之增加與基礎土壤沉陷量之提高等。很明顯地，為發展以性能為導向之耐震設計規範，也須針對更準確之直接基礎非線性行為模擬方法進行更深入研究。

檢視目前各國規範在直接基礎耐震性能之發展，雖然部分國家，如美國與日本之新版或修訂規範已間接考慮直接基礎搖擺特性，但尚未將搖擺機制可能產生之效益，如降低地震需求與主結構之韌性需求等納入全面之設計考量，其原因為目前相關研究尚不多，而相關實驗更是貧乏，尤其是大尺寸之實驗國內外均尚未作過。在直接基礎搖擺理論尚未完整建立之前，規範基於保守的考量並不宜於此刻作大幅度之變動。為使將來規範得以在充分之理論基礎下做更嚴謹之修正，更詳盡的相關理論發展與實驗驗證實為當務之急。

1.2 研究背景

近年來隨著經濟的發展與設計技術的精進，橋梁的設計目標逐漸不再只滿足於大震不倒，而是以性能為導向地希望震後橋梁仍能維持一定功能。以往的設計與補強設計理念偏向於自我犧牲式的韌性設計，以柱底產生塑鉸來消散地震能，確保橋梁不會產生脆性剪力破壞與倒塌，所以大地震後橋柱往往已產生相當大之應變與殘留位移，而須限制通車進行補強或重建，為了降低震後再度維修的成本，減少震後殘餘位移並提昇震後殘餘性能已成為新一代設計與補強規範須慎重考量之課題，設計完善的直接基礎，其搖擺（Rocking）機制正符合此一目標。

雖然直接基礎的搖擺機制在目前設計規範中仍不被允許，但依過去地震後之實際觀察經驗，如 1995 年阪神地震與 2004 年新瀉地震，均發現直接基礎搖擺行為在強震下的確發生，而且也證實直接基礎之搖擺機制確實可提供某些程度之隔震效益，其對橋梁耐震性能的影響是正面的。

1.3 研究目的

本研究之目的為藉由與實驗之驗證與比對，發展土壤-基礎-結構數值分析模型，並利用數值分析模型進行參數分析，以確認藉由基礎搖擺機制降低橋柱地震需求之觀念。研究對象包括強度與韌性不足之橋柱與補強後橋柱，其中藉由針對強度與韌性不足橋柱之研究，探討以直接基礎搖擺制降低橋柱韌性與地震力需求

之可能性；藉由針對補強後橋柱之研究，除了進一部驗證基礎搖擺機制之隔震性能，亦檢視基礎搖擺可能產生不良影響如較大之位移需求等。為避免該現象之產生，亦期望藉由發展之數值分析工具合理預測基礎於地震下之轉角與變位，以及上部結構之位移，並藉由廣泛之參數分析，增進各參數間交互影響關係之瞭解，使直接基礎與其橋柱設計得以在搖擺機制所可能造成之優點與缺點間找到適當之平衡點。

目前文獻上相關之研究尚不成熟也不夠完整，尚不足以作為規範大幅修訂之依據，因此本研究配合實驗與理論分析模型之開發，進行廣泛之參數分析將有助於了解基礎搖擺機制之隔震效益與消能行為，將來可提供工程界進行相關耐震評估之參考，也可作為改進現行規範之依據。

1.4 小結

檢示目前規範在直接基礎耐震性能之發展，雖已考量直接基礎之搖擺特性，但其實無論是國內、美國或日本，皆尚無全面將搖擺機制可能產生之效益，如降低地震需求與主結構之韌性需求等納入全面之考量，其原因為目前相關研究尚不多，而相關實驗更是貧乏，尤其是大尺寸之實驗國內外均尚未作過。在直接基礎搖擺理論尚未完整建立之前，規範基於保守的考量並不宜於此刻作大幅度之變動。為使將來規範得以在充分之理論基礎下做更嚴謹之修正，更詳盡的相關理論發展與實驗驗證實為當務之急。



第二章 文獻回顧

本章將簡介直接基礎搖擺機制之隔震原理，簡述目前各國於直接基礎設計之相關規範發展，並評述國內外相關研究之情況與重要參考文獻。

2.1 直接基礎搖擺機制之隔震原理

在傳統韌性設計理論中，橋梁結構系統依循強梁弱柱之原則設計，以橋柱塑性鉸之韌性消散地震能量，因藉由塑鉸區之鋼筋降伏與混凝土之遲滯變形來達到所需之韌性，所以往往在大地震後橋柱已形成永久殘餘變形。而隔減震設計之主要原理為延長結構系統週期以隔離地震能量，以降低主結構體之耐震需求，並降低橋梁於地震後之損傷。基礎搖擺機制也提供類似之隔震效果，其隔震原理也大致相同，主要差別在於地震力之傳輸路徑在基礎底即予隔絕，而且並不需昂貴之隔震元件，直接基礎本身即是個隔震元件。

簡單而言，直接基礎搖擺機制隔震之基本原理為對於一搖擺模態不受束制之直接基礎，當其所受之基礎底彎矩大於抬升基礎所需之彎矩而使基礎抬升後，部分地震力將轉由上構重心相對於基礎底旋轉中心所形成之旋轉慣性力所抵消，所以最後真正傳至橋柱之地震力受限，柱底所受之內力與變形也將同樣受限，而達到隔震的效果。此外，若允許基礎底土壤產生塑性變形，土壤之非線性行為亦可提供消散能量之遲滯阻尼。

綜合而言，提供直接基礎搖擺機制消散能量之非線性行為來源有兩個，如圖 2.1【1】所示，其一為考慮基礎底與土壤之分離、抬升之幾何非線性，其二為土壤達降伏應力 q_y 之材料非線性。假設兩者均未納入考量，即基礎依一般分析常採用之單一旋轉彈簧模擬，則直接基礎之彎矩-回轉角關係將為如圖 2.1 所示之線(1)呈一直線，其對應之彎矩也較大；若考量基礎底之抬升，則直接基礎之彎矩-回轉角關係為線(2)，對應之彎矩相對降低；若再考慮土壤達非線性，則彎矩-回轉角關係為線(3)，線(3)之彎矩值有個上限值 M_2 。 M_2 即為當地盤反力呈矩形分布時之基礎彎矩。如圖 2.1 所示，允許基礎抬升與土壤進入塑性之直接基礎搖擺機制確實可大幅降低彎矩需求。

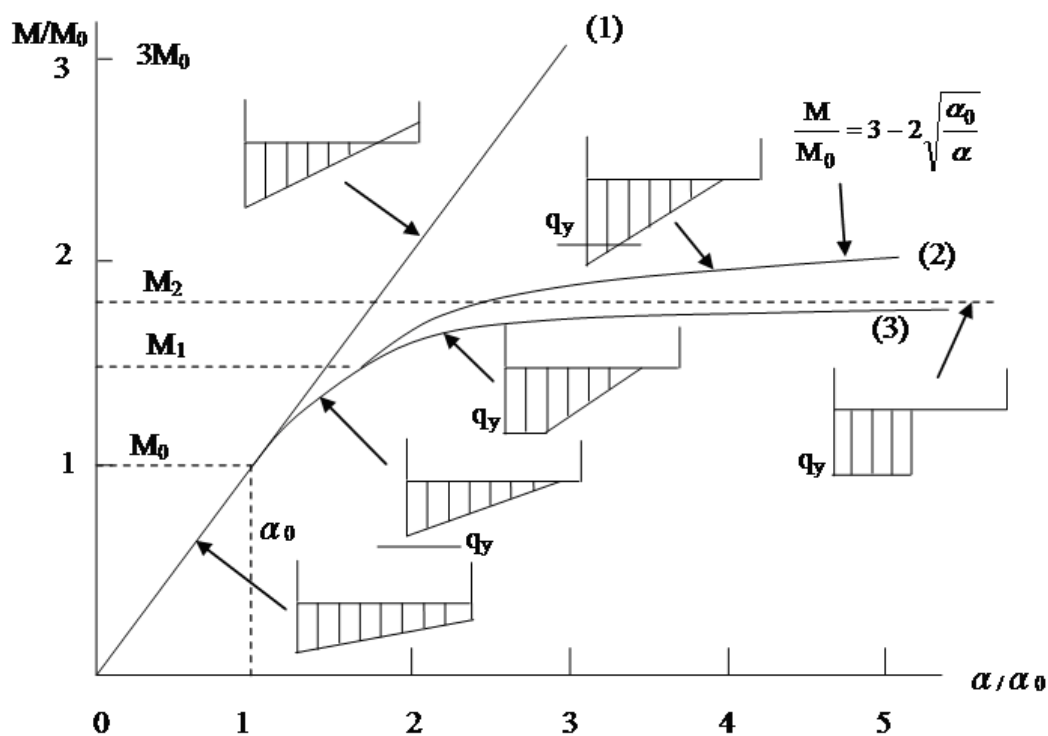


圖 2.1 直接基礎之彎矩與迴轉角關係示意圖

2.2 台灣公路橋梁耐震設計規範

耐震設計近年來備受關注，尤其於民國 88 年 9 月 21 日台灣地區發生了規模 7.3 的南投縣集集大地震後，不管是建物耐震設計或橋樑耐震設計，學術界與工程界均投入大量精力去研究新的耐震設計概念，由民國 84 年頒布台灣公路橋梁耐震設計規範至今，已有許多新的耐震設計技術可加入台灣公路橋梁耐震設計規範去運用，於是，民國 95 年有了台灣公路橋梁耐震設計規範修訂草案，期望台灣公路橋梁耐震設計規範有所革新。

2.2.1 公路橋梁耐震設計規範現行規範

依據國內現行規範(84 年版公路橋梁耐震設計規範與 86 年公路橋梁耐震設計規範之補充研究)【2、3】，基腳、樁帽及基樁等之設計，應考慮橋柱產生塑鉸後，柱底傳至基礎之作用力【2】。橋樑之直接基礎依照新頒規範之規定進行分析設計，須能承受橋柱產生塑鉸後傳至基礎之作用力，建議於此極限狀態下，直接基礎應符合下列檢核項目之規定【3】：

1. 基礎底面最大反力 \leq 極限承載力
2. 基礎底面之有效接觸面積 \geq 基礎底面積 50%
3. 地震作用力之合力偏心距 \leq 1/3 基礎寬度
4. 基礎底面水平力 \leq 基礎底面極限抗剪強度
5. 基礎版之斷面力 \leq 斷面之降伏強度。

所以規範在足以讓橋柱產生塑鉸之大地震下，仍嚴格限制大幅搖擺行為之發生。

2.2.2 公路橋梁耐震設計規範修訂草案

國家地震工程研究中心研究團隊也在民國 95 年，參考日本規範，於交通部委託之「公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究」【4】中，放寬直接基礎穩定檢核之規定，間接允許直接基礎搖擺機制之發生。茲將修改之相關規範條文摘錄如下：

直接基礎與沈箱基礎在橋柱產生塑鉸後，其承載安全之檢核與設計所需強度之規定，可依以下所列予以考慮：

1. 在設計地震力 V_D 作用下，基礎底面之有效接觸面積不得小於基礎底面積之 50%。
2. 在地震力為 $1.2\alpha_y F_{uD} V_D$ 或橋墩產生塑鉸時地震力之較小值時，基礎版須保持彈性範圍，且基礎版斷面之設計力為假設地盤反力之合力位置距基礎版邊緣 $B/20$ 處所求得者，並須同時檢核彎矩產生之基礎底面水平剪力 H_N (式 2-1 及圖 2.2 所示)。

$$H_N = \frac{V \left(\frac{B}{2} - \frac{B}{20} \right)}{h_G} \quad \text{式 2-1}$$

式 2-1 中 H_N 為作用於基礎底面之水平剪力； V 為作用於基礎底面之垂直荷重（靜載重反力）； h_G 為慣性力作用位置到基礎底面到之高度。

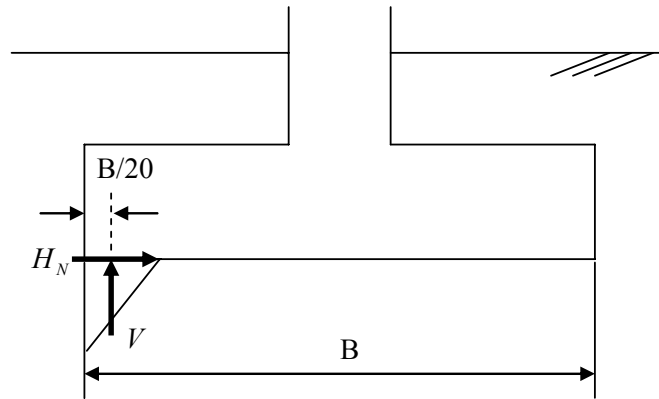


圖 2.2 基礎設計時之地盤反力作用位置

2.3 日本道路橋示方書

在日本的規範方面，日本道路橋示方書【1】所規定之直接基礎設計亦已考量搖擺機制特性，其規定直接基礎在常時、暴風雨時，以及等級 1 地震（屬較小地震）下，直接基礎底面之垂直受壓應力需小於基礎底面地盤之容許承壓應力，即不允許土壤發生塑性化行為。此外在穩定性的規定方面，常時基礎底面不允許抬升，即不允許與基礎底土壤分離，在等級 1（level 1）地震與暴風雨狀況下，基礎底之合力偏心距應小於基礎寬度之 1/3，即只允許抬升面積為基礎底面積之一半（如圖 2.3 (a) 所示）。而在等級 2 地震下（屬較大地震）並不需進行穩定性檢核，但因考量基礎抬升後（搖擺行為產生後），所有自重垂直力將集中作用於基礎底面之小部分面積，故須依此力進行基礎之安全性檢核，即基礎之斷面設計需通過當直接基礎之合力偏心距為 e_N 時（如圖 2.3 (b)）之斷面應力檢核， e_N 之計算方式如式 2-2 所示：

$$e_N = \left[3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \left(\frac{M_L}{M_o} \right)^2 - 2}} \right] \frac{M_o}{V} \quad \text{式 2-2}$$

其中 e_N 為合力偏心距，即基礎中心至地盤反力合力作用位置之距離(m)； M_0 為當基礎端部開始抬升時之基礎底面彎矩(kN·m)，即 $M_0=BV/6$ ； B 為基礎寬度(m)； V 為基礎底面之垂直作用力(kN)； M_L 為在等級 2 地震對應之基礎設計水平震度作用下，不考慮基礎抬升而分析所得之基礎底面彎矩(kN·m)。此外，日本規範考量一般採用直接基礎設計之橋梁，其基地土壤承载力均較大，故假設基礎底

土壤於地震下並不會降伏，而基礎底反力之分布如圖 2.3 (b) 所示呈現三角形分布。

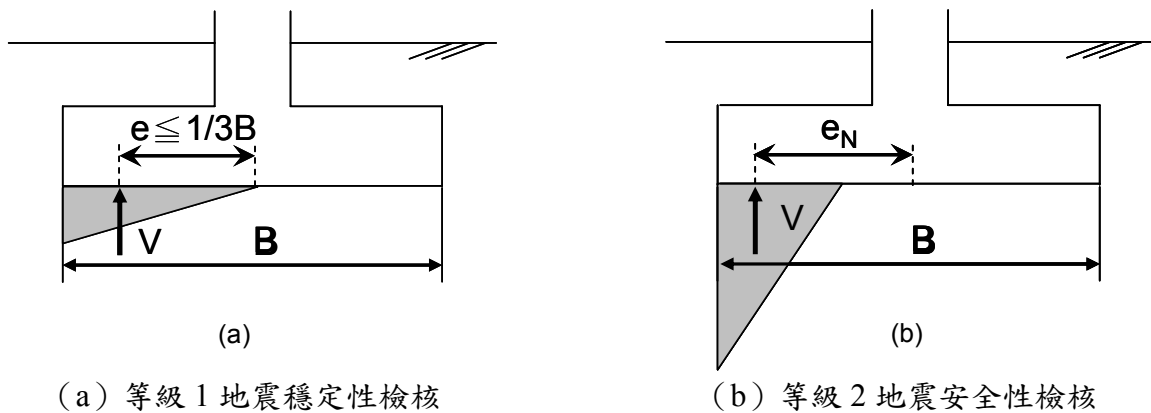


圖 2.3 日本直接基礎檢核示意圖

2.4 美國 AASHTO 橋梁耐震設計規範修訂草案

國外規範在近年來也逐步傾向將直接基礎之搖擺機制納入耐震設計與耐震評估中。在建物補強方面，美國早在 1997 年之 FEMA 273【5】中即指明若允許剪力牆淺基礎搖擺行為之產生和基礎底土壤之塑性化，剪力牆結構之韌性需求將可降低。在橋梁方面，雖然目前美國使用中之 AASHTO 橋梁耐震設計規範，包括第三版的 AASHTO LRFD 橋梁設計規範【6】，以及第 17 版的 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, Division I-A【7】，均仍只允許地震下直接基礎抬伸面積為基礎底總面積之一半。但事實上近幾年隨著各國相繼發生大地震，國際上各先進國家耐震設計理念逐漸導向以位移為基準的性能設計法，耐震設計策略也不再侷限於以橋柱產生塑鉸來消能，根據這些研究，美國已有一些研究報告或各州獨立發展之橋梁耐震設計規範，針對現行 AASHTO 橋梁耐震設計規範進行大幅改進。故 AASHTO 橋梁和結構小組委員會(AASHTO Subcommittee on Bridges and Structures)乃委託 TRC/Imbsen & Associates, Inc. 整合各文獻完成 NCHRP project 20-07【8】。該建議草案即允許橋梁以直接基礎之搖擺機制以及土壤的非線性來消能，並訂定直接基礎的搖擺分析(Rocking Analysis)流程。茲將簡述該流程如下，該流程主要參考文獻【9】之建議。對於單柱式橋墩，假設基礎底土壤性質為完全彈塑性，而其承壓應力容量為 p_b ，其搖擺分析的步驟如下：

1. 以基礎底為固接之模型分析所得之位移 Δ 當做迭代的起始值位移值。
2. 依平衡方程式計算作用於上部結構之水平力 F (圖 2.4)

$$F = W_T \times (L_F - a) / 2H_r - W_s \times \Delta / H_r \quad \text{式 2-3}$$

$$\text{其中 } a = W_T / (B_r \times p_b) \quad \text{式 2-4}$$

3. 計算等值系統勁度

$$K_r = F / \Delta \quad \text{式 2-5}$$

4. 依據 K_r 和 W_s 計算週期 T

5. 在阻尼為 10% 的假設下，依式 2-6 重新計算位移 Δ

$$\Delta = (T^2 / 4\pi^2) \times (0.8S_a) \quad \text{式 2-6}$$

其中 Δ 為柱頂之總位移， S_a 為譜加速度

6. 重複步驟(2)~(5)，直至位移 Δ 收斂，若無法收斂，則此橋柱為不穩定。

一旦得到收斂的總位移 Δ ，須再依據式 2-7 計算局部韌性 μ 值，其中 Δ_{ycol} 為橋柱的降伏位移。

$$\mu = \Delta / \Delta_{ycol} \quad \text{式 2-7}$$

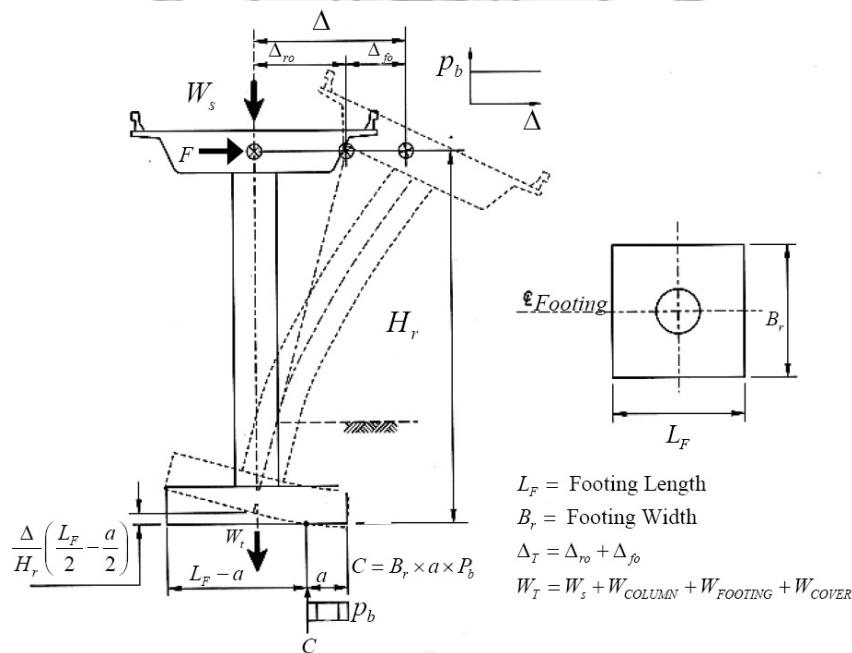


圖 2.4 單柱橋柱之搖擺平衡 (Rocking Equilibrium)

直接基礎之設計流程見圖 2.5。其中 M_r 為恢復彎矩(restoring moment)，依式 2-8 計算：

$$M_r = W_T \left(\frac{L_F - a}{2} \right) \quad \text{式 2-8}$$

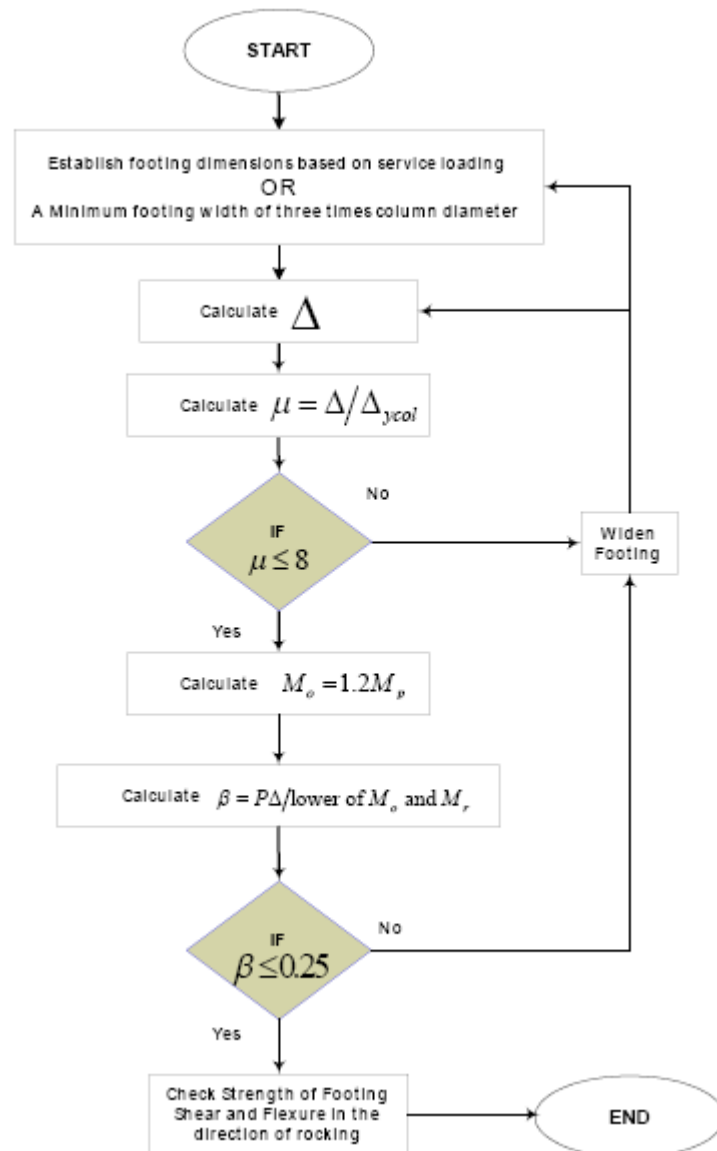


圖 2.5 直接基礎橋墩設計流程 (採用搖擺分析 Rocking analysis)

對於考量搖擺效應之直接基礎橋柱，其剪力設計依據下列三種狀況說明：

- $M_o \geq 1.5 M_r$ ：橋柱之剪力需求須依據 $1.5M_r$ 計算，而橋柱之剪力容量則應依據 SDC B 耐震等級之要求計算。
- $M_r \geq M_o$ ：依據柱底產生塑鉸時產生之力量計算橋柱剪力需求，而橋柱之剪力容量則應依據 SDC D 耐震等級之要求計算。
- $1.5 M_r > M_o > M_r$ ：橋柱需依據搖擺分析考量 P- Δ 效應，也須在柱底為固接的假設下，依據柱底產生塑鉸時產生之力量計算橋柱剪力需求，而橋柱之剪力容量則應依據 SDC C 耐震等級之要求計算。

2.5 美國之相關試驗

國內外有關搖擺機制之研究最早可追溯至 1963 年 Housner【10】之研究，於 1960 年智利地震後，因發現多數以固定基座方式設計之水塔嚴重受損，而少數非以固定基座方式設計之水塔在地震過後反而安然無恙，故 Housner【10】提出允許搖擺機制發生之結構可有效消散地震能量之論點，他也推導出因搖擺碰撞而消滅運動能之基本運動方程式。依此運動方程式，可解出結構於每一次搖擺碰撞後最大位移之變化。類似的問題，後續也有很多文獻探討【11~20】。其中文獻【14、15】將水平與垂直震動均納入考量，而文獻【16、17】探討了剛體之搖擺運動混沌特性，文獻【18】則發展可同時考量剛體不同運動模態之理論與數值分析模型，考量之模態包括靜止狀態、搖擺運動、滑移運動、搖擺-滑移模態等。上述研究結果均顯示搖擺機制有助於降低結構之受震反應，且搖擺反應受結構尺寸影響甚大，不過這些研究大部分是針對剛體(Rigid block)進行探討，其中有將結構之撓曲刚度納入考量，即考量柔性結構之搖擺行為者為文獻【19~21】。

由上述說明可發現，早期搖擺機制之研究偏向於理論之分析研究，實驗相對較少，但隨著各國對本問題之重視，以及實驗設備與技術之精進，基礎搖擺機制之相關實驗研究在近年有逐步增加之趨勢。在美國方面，2000 年 PEER 資助多個加州大學分校，針對房屋結構進行大型合作計劃“Nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundation”，研究剪力牆淺基礎之非線性搖擺行為。參與者包括加州 Davis 分校(UC Davis)，加州 Irvine 分校，南加大(USC)等。其中南加大進行基礎-土壤互制非線性行為之背景研究，UC Davis 和 UC Irvine 則進行淺基礎搖擺機制之離心機試驗與基礎-土壤互制力之數值分析模擬，該計畫完成後並發表兩本 PEER 報告【22、23】與多篇文章【24、25】。茲簡述其主要結果如後：

在實驗方面，UC Davis 研究團隊利用其大地模擬中心之離心機，在 20g 之離心加速度狀態下，採用真實之砂土進行試體模型之搖擺試驗，其研究重點在探討淺基礎於彎矩、軸力與剪力之同時作用下基礎底土壤之真實行為，考量之參數包含基礎尺寸對應於垂直軸力之安全係數、反覆載重作用力之作用高度，基礎之埋入深度等。該實驗共採用三種外力，包括動態力，慢速反覆載重力與垂直軸力等。試體配置為圖 2.6 所示，以鋁材料和鋼材分別模擬標準重剪力牆與較重之剪力牆，試體高約 50 公分，屬小尺寸試體，但用離心加速度修正尺寸效應。實驗結果

發現基礎搖擺時，基礎底土壤可以有效消散能量，但缺點是基礎可能會產生永久沉陷、滑移與旋轉，且其永久沉陷量會隨著反覆載重次數之增加而持續累積。

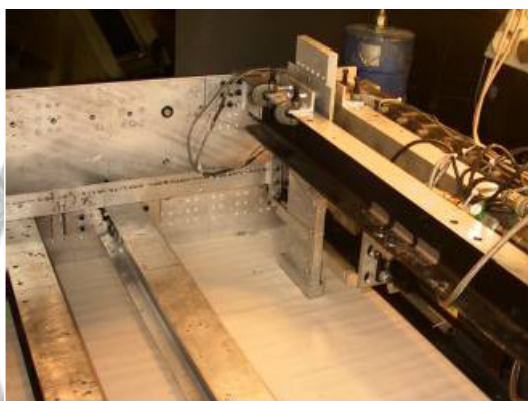
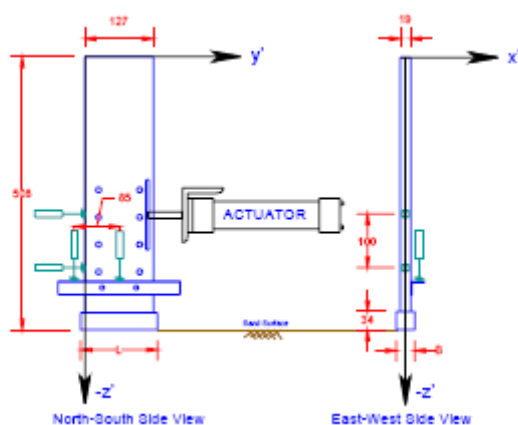


圖 2.6 UC Davis 離心機實驗之試體模型配置與相片(剪力牆基礎)

在數值模擬方面，UC Davis 和 UC Irvine 研究團隊之研究重點也是在土壤-基礎底互制力之模擬，該研究共提出兩個模擬方式，一為非線性溫克勒基礎(Nonlinear Winkler-based Modeling)，另一為基於塑性力學理論導出的元素，稱之為巨觀元素模型(Macro-element modeling)。非線性溫克勒基礎模型為利用非線性彈簧配合不受拉之界面元素(gap element)模擬土壤-基礎互制力，而巨觀元素模型為基於塑性理論，將基礎與土壤一同視為一巨觀組成元素，其中基礎-土壤互制力為廣義應力，基礎之位移則為對應之廣義應變。數值模型之分析結果也與實驗結果進行比對，結果發現若非線性彈簧材料性質選擇適當，非線性溫克勒基礎模型分析可有效模擬實驗結果，至於巨觀元素模型在該報告完成之前仍在測試階段。

上述研究重點主要針對建築結構之剪力牆基礎，在橋梁結構方面，最近則有由加州 Caltrans 資助，UC Berkeley 和 UC Davis 共同執行之計畫“Development and Validation of Design Guidelines for Bridge Systems supported on Spread footings

allowed to Uplift During Earthquake”。該計畫即以改進橋梁結構直接基礎之設計規範條文為目的，針對橋梁直接基礎進行理論與實驗研究，其中 UC Davis 仍是負責進行小尺寸試體之離心機試驗，而 UC Berkeley 則負責進行中尺寸鋼筋混凝土橋柱試體之振動台試驗，同時並發展相關數值分析模式與設計流程。UC Davis 離心機試驗之實驗模型如圖 2.7 所示【26】，橋面板以鐵塊模擬，鋼筋混凝土橋柱則以鋁管模擬，鋁管之撓曲勁度 EI 值約略等同於縮尺混凝土橋柱破裂斷面之 EI 值，而基礎則以黏塗砂料之鋁板模擬真實混凝土基礎之粗糙面，至於基礎底土壤則採用真實中等硬度砂土。實驗外力包括動態力與慢速反覆載重力，實驗結果發現依動態試驗與慢速反覆載重試驗所得之彎矩-轉角關係圖約略相同，但依動態試驗所得之基礎沉陷量會大於慢速反覆載重試驗所得者。此外，實驗也證實隨著基礎尺寸之減小，橋柱之彎矩和曲率韌性需求以及橋面板之加速度需求均會降低，不過同時也會增加基礎之永久沉陷量。

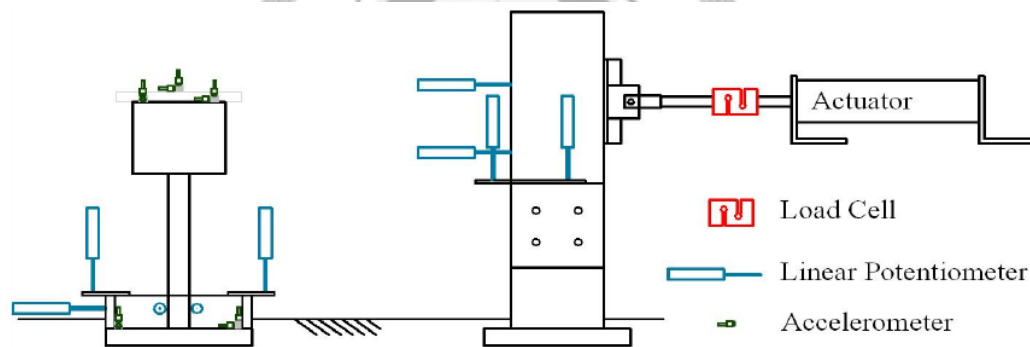


圖 2.7 UC Davis 離心機實驗之試體模型配置 (橋梁基礎)

UC Berkeley 之振動台實驗模型配置如圖 2.8 所示【27】，為一 $1/4.5$ 縮尺圓型鋼筋混凝土柱，其直徑為 410 mm，縱向鋼筋比為 1.2%，基礎頂至上部結構重心距離為 229 cm。為使搖擺模態(Rocking mode)得以被激發，試體之正方形基礎寬度為圓柱直徑之三倍，基礎高為 46 cm，並以 50 mm 厚、硬度 60° 之橡膠墊置於基礎底模擬土壤勁度效應；模擬橋面板重量之柱頂載重塊重量為 3% 之 $f'_c A_g$ 。振動台實驗之地表振動方向涵蓋單向振動、雙向振動與三向振動，以考量多向振動之加成效果，採用之地震歷時屬小地震歷時。實驗結果發現多向振動之柱頂最大位移值並非是單向振動產生之最大位移的簡單相加，而是比其更大的反應。此外雖然施加之振動規模足以使固定基礎之橋柱進入非線性(位移韌性比為 3)，但對於本實驗允許搖擺機制產生之橋柱試體，同樣振動之施加並未造成其任何損傷，由此可證

搖擺機制之減震效果。在數值模擬方面，UC Berkeley 研究團隊採用 OpenSees 進行分析，其分析模型列於圖 2.9，以兩個集中質量分別模擬上構與基礎質量，以一彈性梁下分佈非線性垂直彈簧模擬基礎與土壤之互制效應，此模型稱為 BNWF 模型(Beam-on-Nonlinear-Winkler Foundation)。

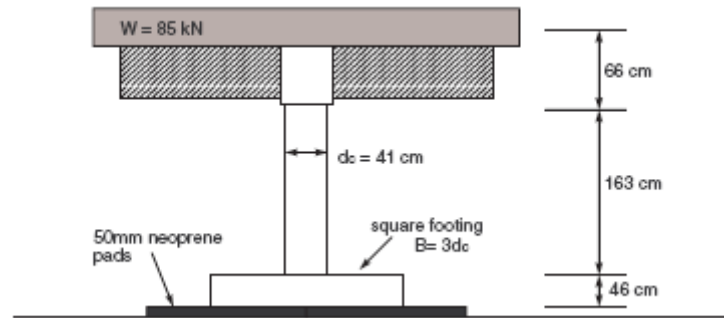


圖 2.8 UC Berkeley 之振動台實驗模型

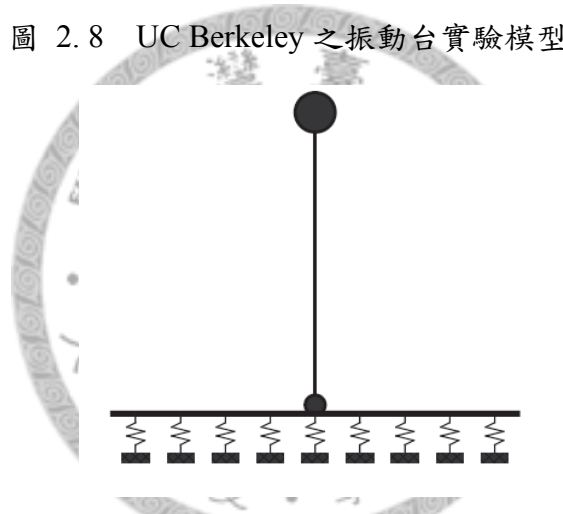


圖 2.9 UC Berkeley 之分析模型

2.6 日本之相關試驗

在日本方面，橋梁直接基礎搖擺機制研究之主要主導者為東京工業大學 Kawashima 教授之研究團隊【28~30】，其研究內容也涵蓋振動台實驗與數值模擬分析。在實驗方面，振動台實驗模型繪於圖 2.10【28】，如圖所示，其亦採用橡膠墊模擬土壤效應，橡膠墊塊之剪力剛度為 600 kN/m^2 、厚度為 100 mm。橋柱試體以軟鋼模擬，柱高 840 mm，寬 100 mm，厚 6 mm，該橋柱試體之設計目標為使其在振動台試驗中仍能維持彈性，故實驗中並不會發生柱底產生塑鉸之情況。橋面板質量以寬度為 300 mm，厚度分別為 12 mm 與 30 mm 之方型鋼板模擬 8.5 kg 和 21.2 kg 之橋面板質量，基礎則以厚 30 mm、寬 300 mm 之方型鋼板模擬，此外在實驗過程中，基礎側向位移與橡膠墊之側向變形受到束制。試驗包含自由振動試驗與單向振動

台試驗，實驗結果亦與數值分析(圖 2.11)結果作比較，結果發現橋柱分析模型之阻尼比嚴重影響分析結果。

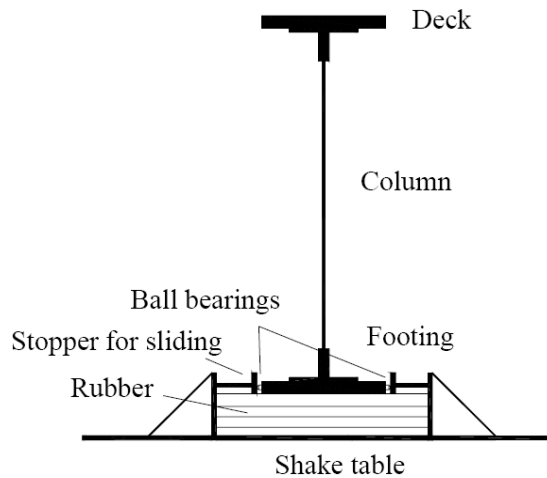


圖 2.10 Sakellaraki 等【28】之振動台實驗模型

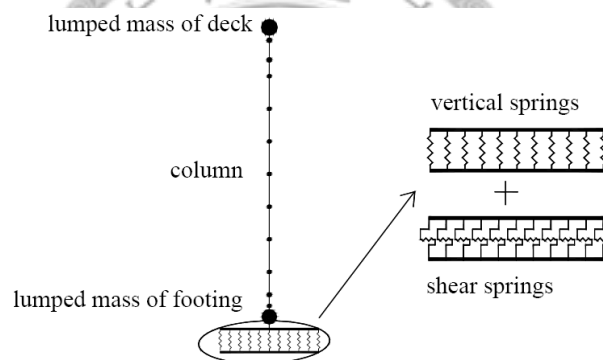


圖 2.11 Sakellaraki 等【28】之數值分析模型

Kawashima 教授研究團隊雖然在實驗方面僅進行單向振動台試驗，但在分析模擬方面【29、30】，其以五跨連續橋梁(圖 2.12)為模擬對象，進行三向振動歷時分析，其採用之橋柱基礎-土壤互制數值分析模型繪於圖 2.13，其中基礎底土壤以不受拉之非線性彈簧模擬，柱底塑鉸以纖維元素(fiber element)模擬。分析採用之地震歷時為阪神地震紀錄(JMA Kobe record)之地表加速度，為了比較水平雙向地震與水平單向地震所造成橋梁反應之不同，兩種分析結果均涵蓋在其研究中。分析結果證實隨著搖擺振動之增加，橋柱塑鉸之塑性變形會降低，但橋梁橋面板之位移也會增加。此外，分析結果亦發現水平雙向地表振動引致之橋梁位移與加速度反應會比單向輸入之地表振動為大，特別是引致之基礎角落處土壤應力會提高很多，此點結論與 UC Berkeley 所進行之振動台實驗【27】結論一致。

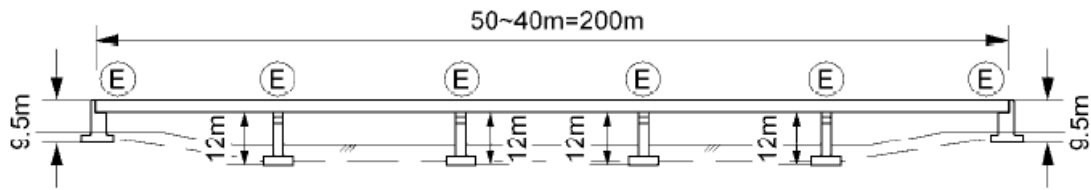
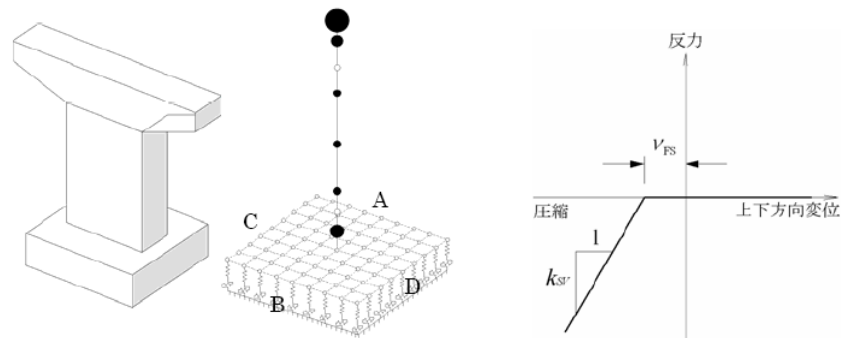


圖 2.12 Kawashima and Nagai 【30】研究之五跨連續橋梁配置



(a) 橋柱基礎-土壤互制數值分析模型 (b) 非線性彈簧力-位移關係圖

圖 2.13 Kawashima and Nagai 【30】採用之數值分析模型

2.7 國內之相關試驗

在國內研究方面，有高雄第一科技大學鄭錦銅教授針對搖擺橋柱自由振動行為進行之理論分析與試驗研究【31】，其考量之試體模型示意圖繪於圖 2.14，如圖所示，該研究之搖擺界面為柱底而非基礎底，且柱中心配置預力鋼鍵以提供回復力，研究參數包含柱底之搖擺界面材料（鋼或硬塑膠材料）、橋柱斷面幾何形狀（圓形或矩形）、預力鋼鍵面積、橋柱高寬比等。交通大學王彥博教授則進行 A 架形式高橋墩之搖擺機制隔震研究，其研究內容也包括理論分析模擬與試驗，其試驗模型配置圖與相片列於圖 2.15。如圖所示，其研究對象為雙柱高橋墩之搖擺振動性能，進行之動態試驗包含自由搖擺振動試驗與振動台試驗，振動台試驗採用之歷時為 1940 年 El Centro 地震。試驗模型為 2 m 高 1:50 之縮尺 A 架模型，模擬原為 100 m 之鋼筋混凝土高橋墩(高寬比 10)，試體材料為鋼管。其理論分析與實驗研究結果均證實搖擺機制對於高橋墩耐震性能之貢獻。

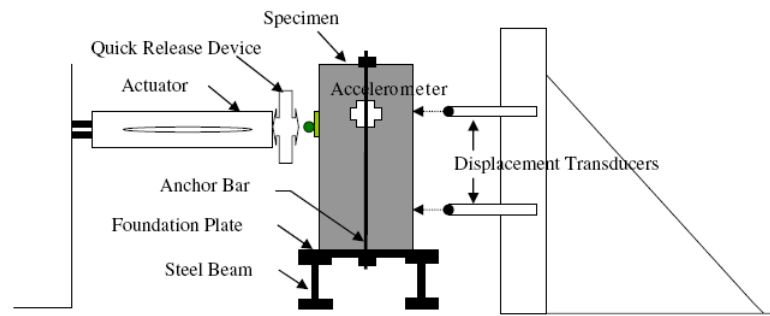


Figure 2. Test set-up.

圖 2.14 鄭錦銅教授【32】之自由振動實驗模型

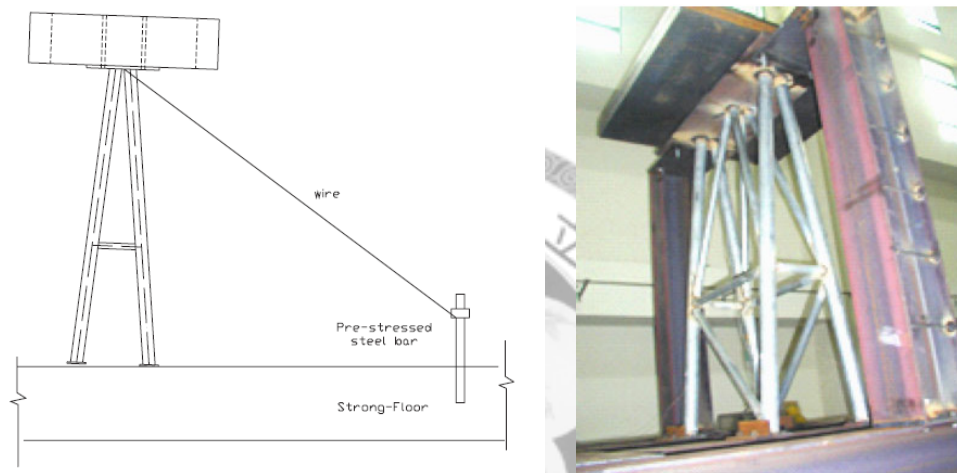


圖 2.15 王彥博教授【33】之實驗模型配置與相片

2.8 小結

目前文獻上美國與日本之實驗研究均只針對小尺寸試體進行研究，也未將鋼筋混凝土橋柱本身之韌性與柔性納入考量。以美國文獻【27】與日本文獻【28】之實驗為例，兩者均為振動台實驗，但文獻【27】採用之歷時加速度偏小，而文獻【28】之鋼橋柱設計强度高，故其在實驗過程中仍維持彈性，兩者皆無法由實驗中了解搖擺機制與橋柱非線性變形之關係。事實上對於既有橋梁之補強設計，若想將直接基礎搖擺機制所能提供之消能與降低地震需求等優點納入考量，一定得先對韌性不足之橋柱直接基礎搖擺行為進行研究。此外，文獻【27】和文獻【30】都提供一相當重要的訊息，即雙向地震反應並非單向地震反應之簡單相加，而是具加成效果，這是將來在進行規範修訂時須特別注意之事項。美國方面所進行實驗之另一特色為 UC Davis 在離心機所進行之實驗，該實驗雖然也是針對小試體進行研究，然而藉由離心機改變重力加速度可以降低尺寸效應之影響，不過其研究

重點主要在土壤之模擬與土壤之沉陷問題，至於橋柱本身之變形則完全沒有考慮。在數值分析模型方面，採用非線性 Winkler foundation 模擬基礎-土壤互制力幾乎已是共識，惟經與實驗分析結果之比對發現，Winkler foundation 模擬結果之好壞與土壤彈簧性質之選取息息相關，而實驗中採用橡膠墊模擬土壤，其對應之實際彈簧性質以及其與真實土壤性質之對應關係仍尚待進一步之研究。數值分析之另一重點為橋柱之模擬，大部分之文獻因未考量橋柱之韌性與柔性，所以橋柱之模擬相對簡化，也未考量其非線性行為，只有文獻【30】將橋柱非線性納入分析中，並以纖維元素模擬塑鉸。至於在國內研究方面，文獻【31~33】等均已證實搖擺機制對橋梁耐震之貢獻，惟其研究對象均非本研究之鋼筋混凝土橋柱直接基礎。

綜上所述，目前美國與日本在直接基礎搖擺機制之行為研究上已有初步成果，並提供相關實驗技術與分析模型可供參考，惟尚有很多問題仍待釐清，如老舊橋梁補強案例中常見之韌性不足試體之搖擺耐震行為，小尺寸實驗之尺寸效應影響，完整之參數分析研究等。故本論文將分兩大對象進行研究，包括針對依現行規範設計之新建橋梁直接基礎搖擺機制，以及韌性或強度不足之既有老舊橋梁之直接基礎搖擺機制，並分別配合大尺寸模型之實驗與非線性數值模擬分析模型之開發，探討直接基礎搖擺機制可提供之韌性需求與地震需求降低。最後依實驗結果修正數值分析模型，以數值分析模型進行參數分析，以作為修正相關規範與評估手冊之依據。



第三章 試驗規劃與執行

首先，針對試驗的未補強試體與補強試體進行台灣、日本及美國之規範評估，判斷試驗試體與規範上的差異；其次，介紹本研究之試驗細項：本次試驗共有 4 根鋼筋混凝土柱試體，擬使用擬動態試驗法（pseudo-dynamic test）以及反覆載重試驗（cycling test），最後由實驗結果探討直接基礎搖擺機制對橋梁耐震性能的影響，並檢討其隔震效益對降低橋柱韌性與地震力需求之可能性。

3.1 試體說明

本次試驗共 4 座圓形鋼筋混凝土橋柱試體。4 座試體分別命名為試體 A、B、C 和 D，4 座試體參照文獻【34】之設計灌注而成，其配筋與尺寸均完全相同，為主筋搭接與圍束不足之鋼筋混凝土橋柱縮尺試體，縮尺比例為 0.4，試體尺寸繪於圖 3.1，如圖所示。試體直徑 600 mm，柱頂至基礎頂 3800 mm，基礎高 600 mm，基礎尺寸為 1680 mm × 1680 mm 之正方形基礎，橋柱主筋為 26 根 No.6 (D19) 鋼筋，鋼筋比為 2.61%，箍筋配置為 No.3 (D10) @12.7cm，故箍筋體積比為 0.40%。依據材料試驗，橋柱混凝土強度 $f_c' = 278 \text{ kg/cm}^2$ ，鋼筋降伏應力 $F_y = 3840 \text{ kg/cm}^2$ ，此外，試體之主筋於距離柱底約 38 cm 處雙向搭接，搭接長度 38 cm。於擬動態試驗中設定質量為 120 ton，阻尼為 0.05。其中 3 根為探討強度或韌性不足之既有橋梁，即不再進行補強作業。

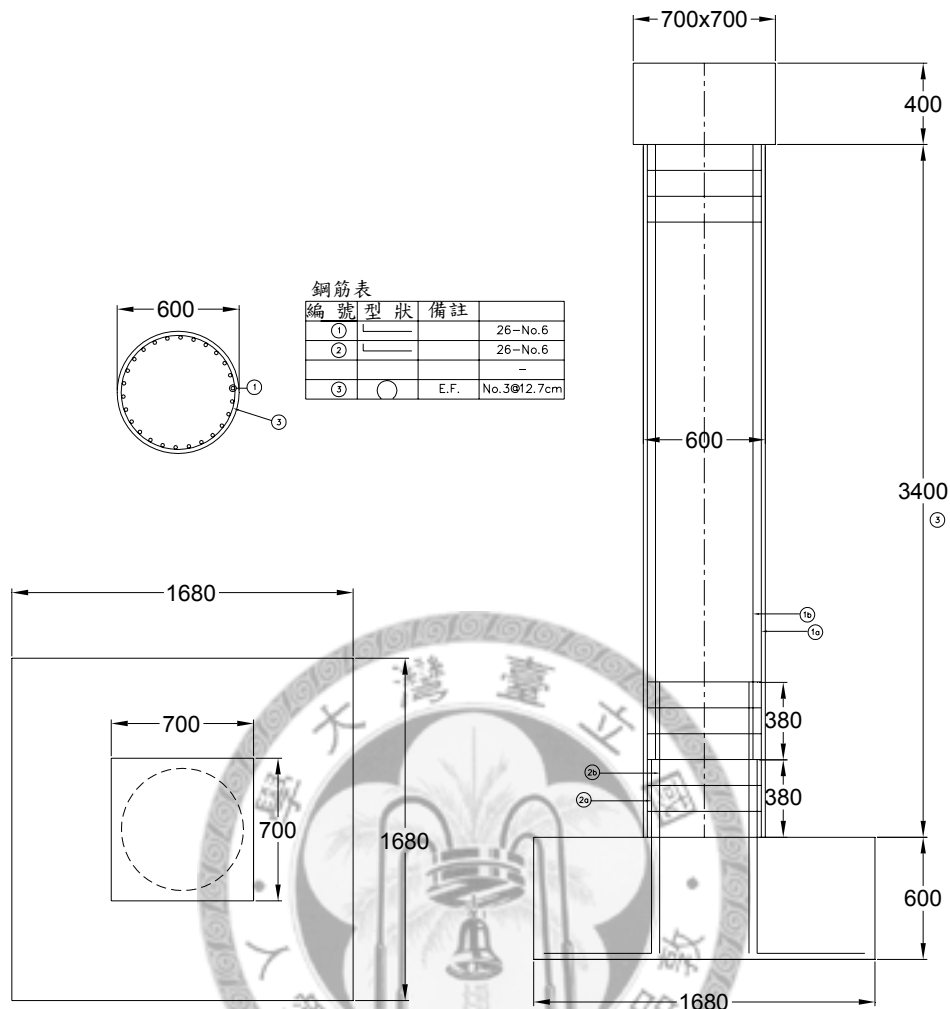


圖 3.1 試驗尺寸圖，單位：mm

如前所述，試體 A、B、C、D 之原型試體主筋搭接且圍束不足，故並不具韌性。為探討韌性合乎規範要求橋柱之基礎搖擺行為，其中之試體 D 為探討韌性設計合乎現今規範之新建橋梁，以鋼板進行補強，補強目標為使其補強後鋼板所提供之等效箍筋體積比合乎現行規範規定，以提高橋柱韌性容量，並同時提高其剪力強度。此外，藉由鋼板補強也可增加橋柱混凝土的圍束應力，進而提高主筋發生搭接破壞時之混凝土開裂面摩擦力，使得塑鉸區之主筋應力得以發揮至其降伏應力。根據文獻【37】指出補強鋼板之最小厚度 t_{min} 之計算條件如下：

$$1. \text{ 剪力補強 } t_j \geq \frac{\frac{V^0}{\phi_s} - V_n}{\frac{\pi}{2} f_{yj} D \cot \theta} \quad \text{式 3-1}$$

2. 韌性補強

a. ATC-32 規範

$$t_j \geq \frac{D}{4} \rho_j = \frac{D}{4} \left\{ \frac{0.16 f'_{ce}}{f_{je}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13 (\rho_l - 0.01) \right\} \quad \text{式 3-2}$$

$$b. \text{ AASHTO 規範 } t_j \geq 0.03 D \frac{f'_c}{f_{yj}} \quad \text{式 3-3}$$

$$c. \text{ Caltrans 規範 } t_j \geq 0.03 D \frac{f'_c}{f_{yj}} \left[0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right] \quad \text{式 3-4}$$

d. 圍束混凝土之理論極限應變

$$i. \quad t_j \geq \frac{0.18 \times D (\varepsilon_{cu} - 0.004) f'_c}{f_{yj} \varepsilon_{ju}} \quad (\text{by Mander et al.}) \quad \text{式 3-5}$$

$$ii. \quad t_j \geq \frac{5.6 \times D (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}) f_c^2}{f_{yj} f'_{cc}} \quad (\text{by Hoshikuma et al.}) \quad \text{式 3-6}$$

$$3. \text{ 避免主筋挫屈 } t_j \geq \frac{D n_b f_s^2}{8.89 E_{ds} E_t} \quad \text{式 3-7}$$

$$4. \text{ 避免主筋搭接長度不足 } t_j \geq \frac{D (f_{l[\text{需求}]} - f_{l[\text{橫向鋼筋}]})}{6120} \quad \text{式 3-8}$$

故由前述所求得之圓形橋柱補強之鋼板最小厚度值，建議可依其補強需求而採用所計算之最大值補強之，故算出所需之鋼板厚為 5.535 mm，依據文獻【9】，外包鋼板可增加橋柱塑角區之韌性，原則上可視為連續性之橫向鋼筋，依此概念可依式 3-9 求得補強試體 D 之等效橫向鋼筋比 $\rho_s = 0.0369$ 。

$$\rho_s = \frac{4t_j}{D} \quad \text{式 3-9}$$

補強鋼板為 A36 ($F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$) 之鋼材，長度取 2 倍搭接長度，高度為

1500 mm，而為在取材上較為便利而取鋼板厚為 6 mm，在原始橋柱與補強鋼板之間應灌注大約 25 mm 厚之水泥砂漿或環氧樹脂為其填縫材料，對延展性而言，兩者效果相近，而環氧樹脂雖可提高初始勁度及極限強度，唯其量有限，且不見得一定對抗震有大幫助，且造價亦高，故文獻【37】建議使用水泥砂漿為其填縫材料，本試驗使用之無收縮水泥砂漿標稱強度為 450 kg/cm^2 。而補強外包鋼板與基礎頂部應有 50 mm 之間隙，以避免增加補強後橋柱之彎矩強度，補強試體尺寸繪於圖 3.2。

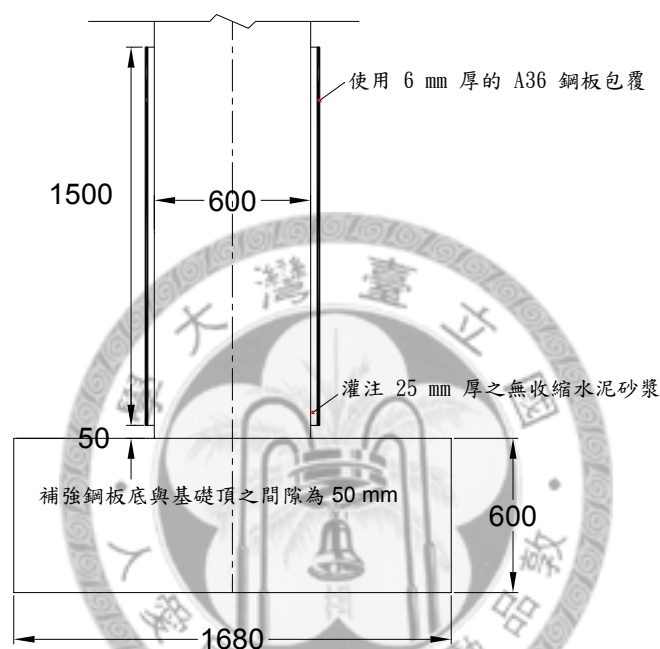


圖 3.2 補強試體尺寸，單位：mm

3.2 規範探討

為計算各國規範之基礎寬度設計，需先求得試體斷面參數，故藉助電腦分析軟體「XTRACT」來進行斷面參數分析。試體材料的相關細數乃由試體鑽心試驗所得，試體混凝土強度 $f'_c = 278 \text{ kgf/cm}^2$ ，試體鋼筋降伏強度 $f_y = 3839 \text{ kgf/cm}^2$ ，試體鋼筋極限強度 $f_u = 6086 \text{ kgf/cm}^2$ ，而根據文獻【34】之設計，可得鋼筋比為 2.61%，未補強試體之箍筋體積比為 0.4%，補強試體之箍筋體積比為 4%，分

析結果如表 3.1，其中 $\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3}$ ，L 為柱底至柱頂之距離。

表 3.1 斷面參數

| | 未補強試體 | 補強試體 |
|-------------------------------|----------|---------|
| 軸力 (tonf) | 120 | 120 |
| 混凝土強度 (kgf/cm ²) | 278.5 | 278.5 |
| 鋼筋降伏強度 (kgf/cm ²) | 3839 | 3839 |
| 鋼筋極限強度 (kgf/cm ²) | 6086 | 6086 |
| 鋼筋比 (%) | 2.61 | 2.61 |
| 箍筋比 (%) | 0.4 | 4 |
| 箍筋間距 (cm) | 12.7 | 2.5 |
| ϕ_y (1/m) | 0.005512 | 0.00535 |
| ϕ_u (1/m) | 0.06474 | 0.1346 |
| M_y (tonf-m) | 68.52 | 84.88 |
| M_u (tonf-m) | 89.08 | 110.34 |
| V_y (tonf) | 19.03 | 23.58 |
| V_u (tonf) | 24.74 | 30.65 |
| Δ_y (cm) | 2.4 | 2.3 |

其次，參考“公路橋梁耐震設計規範之補充研究”【1】，計算出合成橡膠墊（DURO 45°，5 cm 厚）之材料參數如表 3.2 所示，其中合成橡膠墊之硬度與彈性常數關係如表 3.3 所示【35】。而合成橡膠墊其所對應之地盤反力係數如表 3.4 所示。

表 3.2 合成橡膠墊之材料參數

| | | |
|-------------|---------|---------------------|
| 長= | 1.68 | m |
| 寬= | 1.68 | m |
| 厚= | 0.05 | m |
| 形狀因子= | 8.4 | |
| 硬度= | 45 | ° |
| 橡膠之彈性模數= | 188.8 | tonf/m ² |
| 壓縮模數= | 18014 | tonf/m ² |
| 垂直向勁度= | 1017000 | tonf/m |
| 剪力模數= | 55.1 | tonf/m ² |
| 水平向勁度= | 3110 | tonf/m |
| 垂直向反力係數= | 360281 | tonf/m ³ |
| 垂直向反力係數基準值= | 1311542 | tonf/m ³ |
| 平均剪力波速= | 883.9 | m/s |

表 3.3 Lindley 理論—橡膠硬度與彈性常數之關係表

| 橡膠硬度 | 彈性模數 E (kgf/cm ²) | 剪力模數 G (kgf/cm ²) | 修正因子 k |
|------|----------------------------------|----------------------------------|-----------|
| 30 | 9.388 | 3.061 | 0.93 |
| 35 | 12.04 | 3.78 | 0.89 |
| 40 | 15.31 | 4.59 | 0.85 |
| 45 | 18.37 | 5.51 | 0.8 |
| 50 | 22.45 | 6.53 | 0.73 |
| 55 | 33.16 | 8.27 | 0.64 |
| 60 | 45.41 | 10.82 | 0.57 |
| 65 | 59.69 | 13.98 | 0.54 |
| 70 | 75.00 | 17.65 | 0.53 |
| 75 | 95.92 | 22.65 | 0.52 |

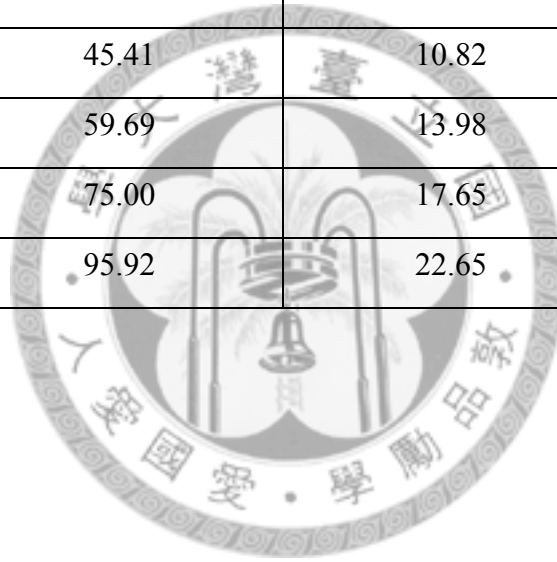


表 3.4 合成橡膠墊對應之地盤反力係數

| | | |
|-----------------|---------|---------------------|
| 基礎長= | 1.68 | m |
| 基礎寬= | 1.68 | m |
| 基礎高= | 0.6 | m |
| 基礎等值荷重寬度= | 1.68 | m |
| 土壤平均剪力波速= | 884 | m/s |
| 修正係數= | 1 | |
| 土層之剪力波速= | 884 | m/s |
| 土壤單位體積重= | 1.9 | tonf/m ³ |
| 土壤動態包生比= | 0.3 | |
| 重力加速度= | 9.81 | m/sec ² |
| 土壤動態彈性模數= | 393516 | tonf/m ² |
| 垂直向反力係數基準值= | 1311720 | tonf/m ³ |
| 垂直向反力係數= | 360330 | tonf/m ³ |
| 水平與垂直向地盤反力係數比值= | 0.3 | |
| 水平向剪力反力係數= | 108100 | tonf/m ³ |
| y 向等值彈簧係數= | 305098 | tonf/m |
| z 向等值彈簧係數= | 1016995 | tonf/m |
| x 向等值旋轉彈簧係數= | 239197 | tonf-m |

| | | |
|--------------------|---|--------|
| y 向與 x 向轉角之耦合彈簧常數= | 0 | tonf-m |
|--------------------|---|--------|

最後，參考“公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究”，計算對應工址（南投埔里）之設計地震力為 15.85 tonf，如表 3.5 所示。

表 3.5 對應工址（南投埔里）之設計地震力

| | | | |
|------------|----------|----------|----------|
| I | 1.2 | | |
| α_y | 1.65 | | |
| w | 120 | tonf | |
| S_S^D | S_1^D | S_S^M | S_1^M |
| 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 |
| F_a^D | F_v^D | F_a^M | F_v^M |
| 1 | 1 | 1 | 1 |
| S_{DS} | S_{D1} | S_{MS} | S_{M1} |
| 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 |
| T_0^D | 0.5714 | sec | |
| T_0^M | 0.5556 | sec | |
| R | 3 | | |
| R_a | 2.333 | | |
| T_{SAP} | 0.7866 | sec | |

| | | |
|----------|--------|--|
| S_{aD} | 0.5085 | |
| F_{uD} | 2.333 | |
| S_{aM} | 0.6356 | |
| F_{uM} | 3 | |

| | |
|------------------------|---------|
| S_{aD}/F_{uD} | 0.2179 |
| $(S_{aD}/F_{uD})_m$ | 0.2179 |
| S_{aM}/F_{uM} | 0.2119 |
| $(S_{aM}/F_{uM})_m$ | 0.2119 |
| $0.4S_{aD}/F_{uD}$ | 0.08717 |
| $(0.4S_{aD}/F_{uD})_m$ | 0.2179 |
| $0.4S_{aM}/F_{uM}$ | 0.08475 |
| $(0.4S_{aM}/F_{uM})_m$ | 0.2119 |

| | | |
|-----------|-------|------|
| V_{min} | 13.87 | tonf |
| V_D | 15.85 | tonf |
| V_M | 15.41 | tonf |

| | | |
|-------|-------|------|
| 設計地震力 | 15.85 | tonf |
|-------|-------|------|

3.2.1 台灣公路橋梁耐震設計規範

3.2.1.1 台灣公路橋梁耐震設計規範現行規範

依「台灣公路橋梁耐震設計規範現行規範」之規定，當橋柱產生塑鉸後，基礎底面之有效接觸面積 \geq 基礎底面積 50%，且地震作用力之合力偏心距 $\leq 1/3$ 基礎寬度，故依圖 3.3 計算，得未補強試體與補強試體符合台灣現行規範所需之最小基礎寬度為 1.85 m 與 2.25 m。

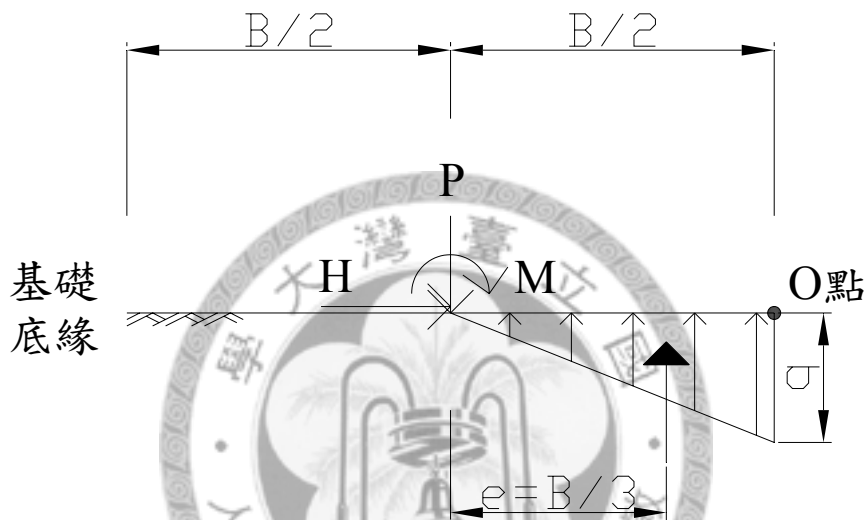


圖 3.3 接觸面積為 $B/2$ 且地震作用力之合力偏心距為 $B/3$

3.2.1.2 台灣公路橋梁耐震設計規範修訂草案

依「台灣公路橋梁耐震設計規範修訂草案」之規定，在設計地震力 V_D 作用下，基礎底面之有效接觸面積不得小於基礎底面積之 50% 且在地震力為 $1.2\alpha_y F_{uD} V_D$ 或橋墩產生塑鉸時地震力之較小值時，基礎版斷面之設計力為假設地盤反力之合力位置距基礎版邊緣 $B/20$ 處所求得者，故依圖 3.3 與圖 3.4 計算，得未補強試體與補強試體符合台灣現行規範所需之最小基礎寬度為 1.56 m 與 1.71 m。

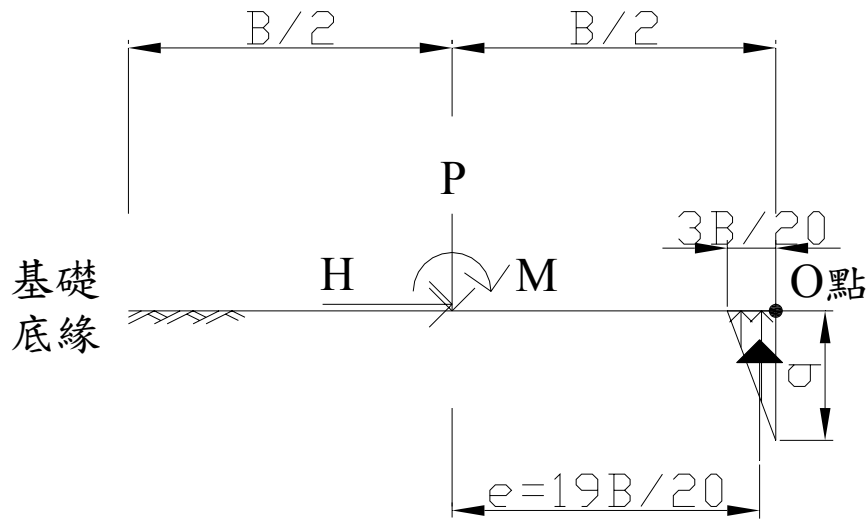


圖 3.4 地盤反力之合力位置距基礎版邊緣 $B/20$ 處

雖然試驗試體之基礎寬度 (1.68 m) 不符於台灣現行規範之規定，但本研究乃希望探討尺寸小於台灣現行規範規定之基礎，故此試體為符合本研究所需之試體。

3.2.2 日本道路橋示方書

依「日本道路橋示方書」【4】，要製出圖 2.1，需先計算出幾個基本參數：基礎起始抬升之彎矩值 (M_0)、基礎起始抬升之轉角值 (α_0)、考慮土壤不受拉且不降伏之彎矩值 (M_2)、考慮土壤不受拉且會降伏之彎矩值 (M_3)、地盤反力合力之偏心距 (e_N)，如式 3-10~式 3-14 所示：

$$M_0 = \frac{B \times W_T}{6} \quad \text{式 3-10}$$

$$\alpha_0 = \frac{12M_0}{B^3 \times L \times k_v} \quad \text{式 3-11}$$

$$M_2 = \frac{B \times W_T}{2} \quad \text{式 3-12}$$

$$M_3 = \frac{B \times W_T}{2} \left(1 - \frac{q}{q_y} \right) \quad \text{式 3-13}$$

$$e_N = \left(3 - \frac{12}{4 + \sqrt{6 \left(\frac{M_L}{M_0} \right)^2 - 2}} \right) \frac{M_0}{W_T} \quad \text{式 3-14}$$

其中 B = 基礎施力向之長度, W_T = 軸力, L = 基礎與施力向垂直之長度, k_y = 垂直向反力係數, q = 軸力在常時所造成之土壤壓應力, q_y = 土壤降伏應力 (假設為 100 tonf/m²), M_L = 設計地震力對基礎底造成彎矩。計算結果如表 3.6 所示。

表 3.6 日本道路橋示方書之參數

| | | |
|--------------|----------|--------|
| M_0 = | 33.6 | tonf-m |
| α_0 = | 0.008048 | degree |
| M_2 = | 100.8 | tonf-m |
| M_3 = | 57.94286 | tonf-m |
| e_N = | 0.45122 | m |

其中因不希望土壤在常時即降伏且希望 $M_2 \leq M_y$, 故未補強試體之基礎寬度為 $1.09 \text{ m} \leq B \leq 1.142 \text{ m}$, 補強試體之基礎寬度為 $1.09 \text{ m} \leq B \leq 1.415 \text{ m}$, 表示此基礎寬度對於日本規範而言上偏保守, 但因 $M_0 \leq M_y$, 所以在試體降伏前即會有抬升現象。

若假設橋柱為剛體, 作個簡單自由體力平衡, 如圖 3.5 所示, 得

$$M_{r,ini} = \frac{B \times P}{6}, \quad M_{r,50} = \frac{B \times P}{3}, \quad M_{r,ult} = \frac{B \times P}{2}, \quad \text{發現 } M_{r,int} = M_0, \quad M_{r,ult} = M_2,$$

表示在日本道路橋示方書中, 其橋柱假設為剛體。

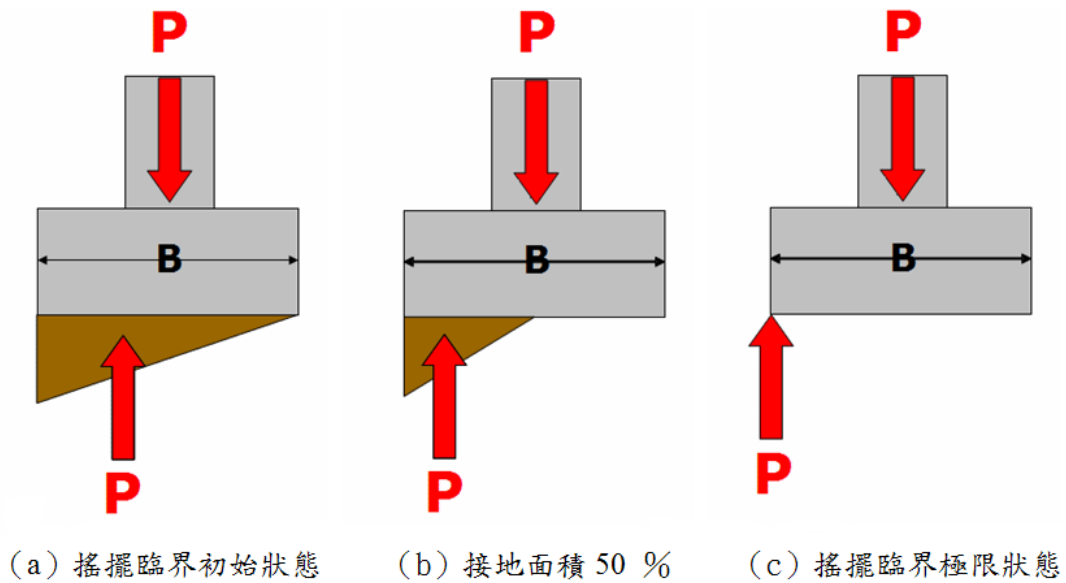


圖 3.5 三種搖擺狀態之自由體圖

3.2.3 美國 AASHTO 橋梁耐震設計規範修訂草案

根據 2.4 章中，同樣假設土壤降伏應力為 100 tonf/m^2 ，得 $a = 0.755 \text{ m}$ ，但無論是依據符合規範之設計地震力歷時所轉換之位移反應譜（圖 3.6）亦或真實地震力歷時所轉換之位移反應譜（圖 3.7），均無法得到一個收斂之位移量，因在疊代過程中，位移與周期愈疊代愈大，最終位移已大至使橋柱翻覆，但在文獻【9】中，其例題為使用歐洲規範（EC8）之位移反應譜（圖 3.8），因歐洲規範設定於長週期（3 sec）後位移反應譜為一平台，故收斂，若為無平台式之位移反應譜，則可考慮土壤受拉。但這麼做似乎不合於常理，因為不管參數如何變動，最終位移必收斂在位移反應譜的平台上，那也就不需要所謂疊代的動作了，只要查圖即可知對應之位移與週期，而且目前台灣現行規範中並沒有將長週期之位移反應譜假設為平台，這是將來要參考美國規範時需要注意的一點。

TCU102-Code-compatible-Sd

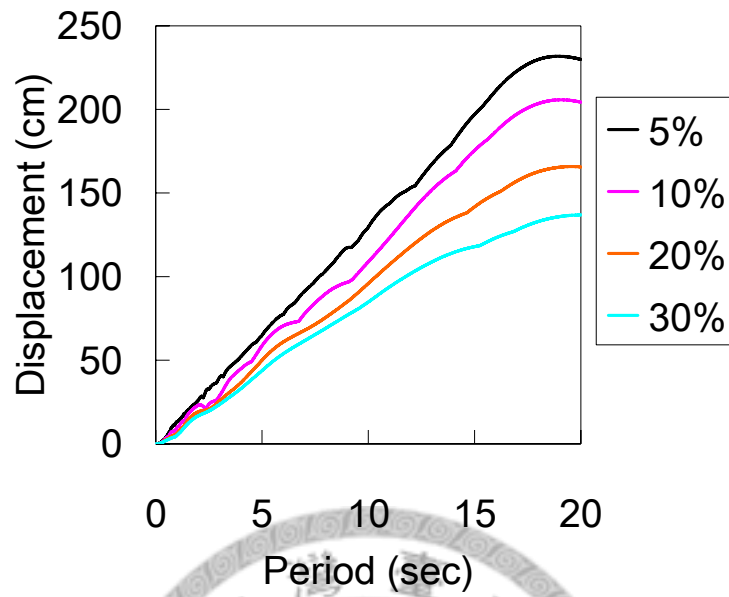


圖 3.6 設計地震力歷時所轉換之位移反應譜

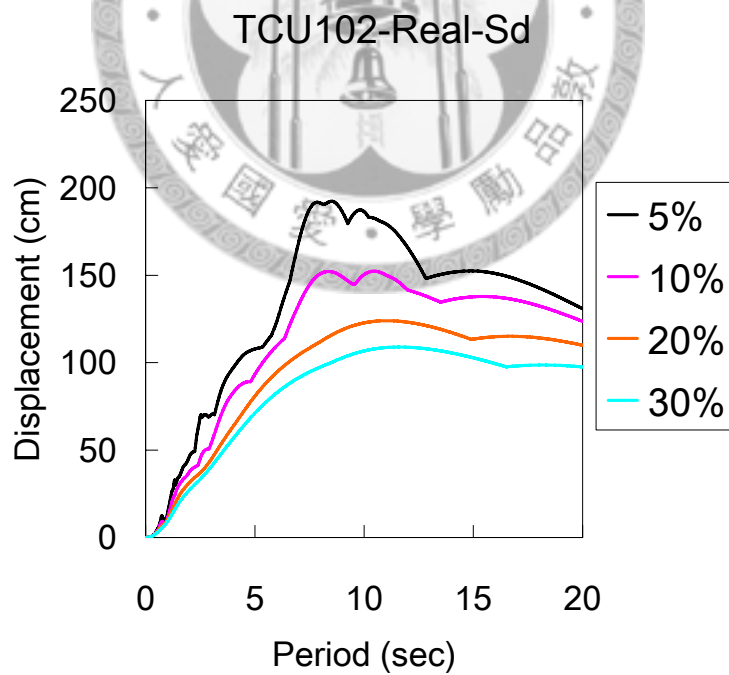


圖 3.7 真實地震力歷時所轉換之位移反應譜

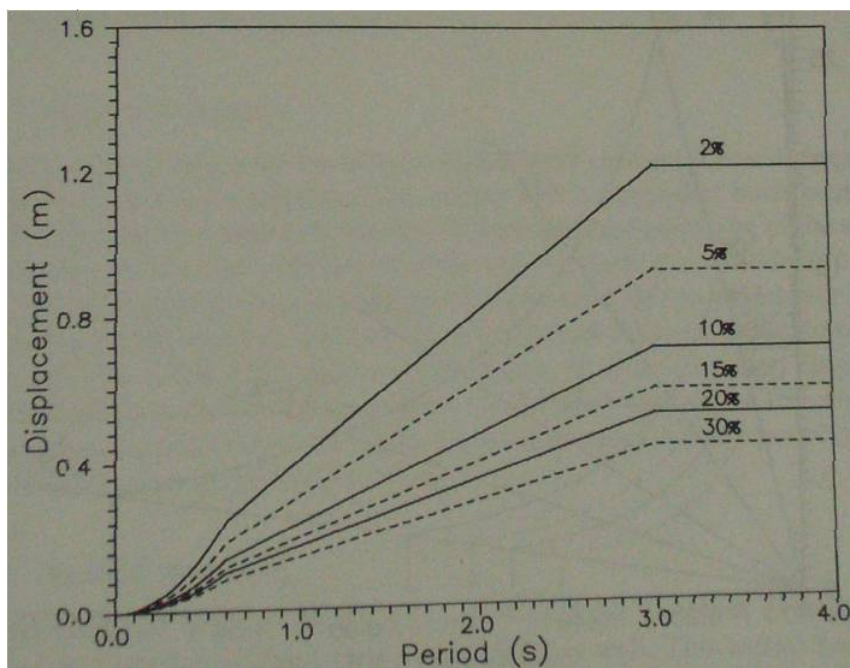


圖 3.8 EC8 之位移反應譜

3.3 擬動態試驗簡介【35、36】

擬動態試驗方法混合了數值模擬分析以及結構實驗兩種原本在結構工程領域內常用的方法，以求出結構在受到各種外力作用下的動態反應。在擬動態試驗中，被測試的試體需要先經過空間上的離散化(spatial discretization)，亦即經由選取有限個具有代表性之自由度的方式來描述整體結構的反應。經過空間上的離散化之後，試體的運動方程式可以由一偏微分方程式，簡化成一常微分方程式，其表示式為

$$\left[M \right] \left\{ \ddot{X} \right\} + \left[C \right] \left\{ \dot{X} \right\} + \left[K \right] \left\{ X \right\} = - \left[M \right] \left\{ \ddot{X}_g \right\} \quad \text{式 3-15}$$

其中 $\left[M \right]$ 、 $\left[C \right]$ 、 $\left[K \right]$ 分別代表試體的質量、阻尼與勁度矩陣；而 $\left\{ \ddot{X} \right\}$ 、 $\left\{ \dot{X} \right\}$ 、 $\left\{ X \right\}$ 、 $\left\{ \ddot{X}_g \right\}$ 分別為加速度、速度、位移與外力加速度之向量。

在擬動態試驗中，試驗的控制方程式可寫為

$$\left[M \right] \left\{ \ddot{X} \right\} + \left[C \right] \left\{ \dot{X} \right\} + \left\{ R \right\} = - \left[M \right] \left\{ \ddot{X}_g \right\} \quad \text{式 3-16}$$

上式中，結構的質量所造成的慣性力與結構本身的阻尼力是以解析模擬的方式在電腦中模擬，而結構桿件所造成的回復力 $\{R\}$ 則是由實體中直接量取而得。

由結構實際位移反應所量得的真實回復力，直接代入運動方程式中求取結構的反應歷時，可避免以解析方式求取結構反應時，回復力解析模型不準確所造成的解析誤差。

除了在空間上離散化之外，我們尚需對時間域作時間上的離散化(temporal discretization)，意即我們只能在有限個時間點求取結構的反應；經由時間離散化的步驟，我們才可由逐步積分法(step by step integration)求取結構的反應歷時。而擬動態試驗的控制方程式(式 3-16)經過時間上的離散化之後，可寫成下式

$$\left[M \right] \left\{ a \right\}_{n+1} + \left[C \right] \left\{ v \right\}_{n+1} + \left\{ R \right\}_{n+1} = - \left[M \right] \left\{ \ddot{X}_g \right\} \quad \text{式 3-17}$$

上式中 $\left\{ a \right\}_{n+1}$ 、 $\left\{ v \right\}_{n+1}$ 、 $\left\{ R \right\}_{n+1}$ 分別為 t_{n+1} 時刻真實的加速度、速度、回復力向量 $\left\{ \ddot{d} \right\}_{n+1}$ 、 $\left\{ \dot{d} \right\}_{n+1}$ 、 $\left\{ R \right\}_{n+1}$ 的近似值。 $\left[M \right]$ 與 $\left[C \right]$ 是由我們所設定的，取決於欲分析試體的性質， $\left\{ R \right\}_{n+1}$ 則是直接由實驗中量取而得。事實上，式 3-17 中有三個未知數，但目前卻只有一個方程式，為了要解出式 3-17，必須再引入另外兩個差分方程式，以提供該積分時段的初始條件及描述位移、速度及加速度三者之間的特定關係。

此處以 Newmark explicit integration algorithm 作為說明，表示式如下：

$$\left\{ d \right\}_{n+1} = \left\{ d \right\}_n + \left\{ v \right\}_n \Delta t + \frac{1}{2} \left\{ a \right\}_n \Delta t^2 \quad \text{式 3-18}$$

$$\left\{ v \right\}_{n+1} = \left\{ v \right\}_n + \frac{1}{2} \left(\left\{ a \right\}_n + \left\{ a \right\}_{n+1} \right) \Delta t \quad \text{式 3-19}$$

1. 若已得知第 n 步，即 $n\Delta t$ 時刻的結構反應 $\left\{ a \right\}_n$ 、 $\left\{ v \right\}_n$ 及 $\left\{ d \right\}_n$ ，則可以利用

用式 3-18 求出 $(n+1)\Delta t$ 時刻的位移 $\left\{ d \right\}_{n+1}$ 。

- 將數位式(digital)的 $\{d\}_{n+1}$ 經由D/A轉換為千斤頂控制器可解讀的類比式(analog)訊號，並將此類比式訊號送至千斤頂控制器以命令千斤頂移動至目標位移。
- 千斤頂達到目標位移之後，量取結構實際反力，並將此類比式訊號由A/D轉換成數位式訊號，然後傳給控制電腦。
- 電腦得到了結構反力，則可進行求解聯立方程組(式 3-17、式 3-18及式 3-19)的工作，以求解 $(n+1)\Delta t$ 時刻的反應 $\{a\}_{n+1}$ 、 $\{v\}_{n+1}$ 。
- 此時， $(n+1)\Delta t$ 時刻的反應已完全解出，將步驟(1)中的n值以n+1代入，重複步驟(1)至(4)，即可求解 $(n+2)\Delta t$ 時刻的反應。

擬動態試驗的流程如圖 3.9所示。

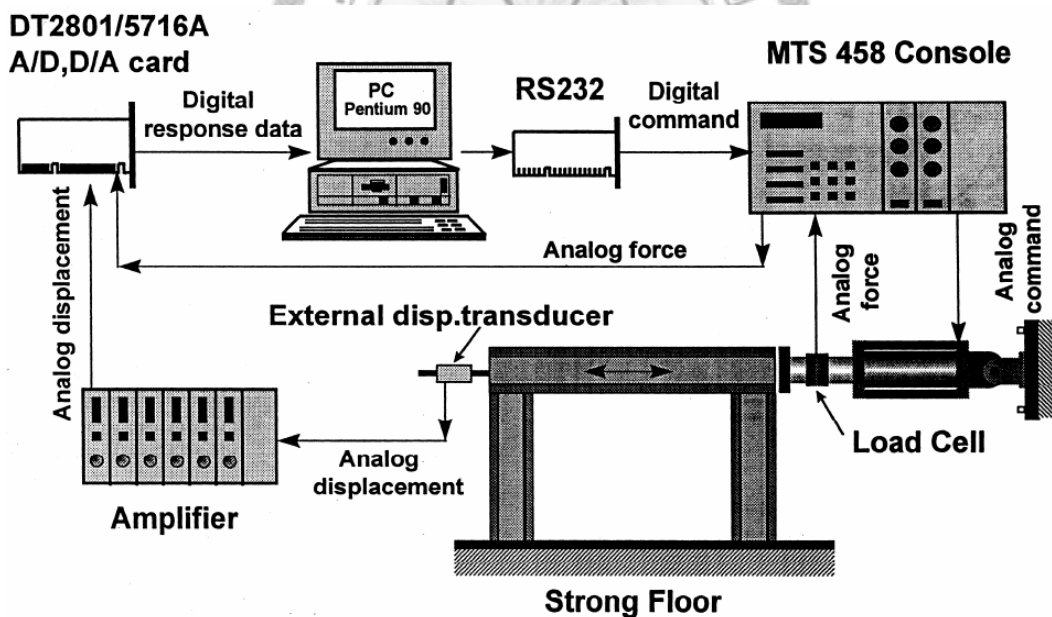


圖 3.9 擬動態試驗流程圖【35、36】

由上述擬動態的試驗流程可以看出，欲求解出下一時刻的結構反應，必須要有此時刻結構反力的資料，結構反力的正確與否，將直接影響下一步命令位移的計算。亦即若是此步的結構反力有量測或是由於執行位移命令的不精確所造成的誤差，此誤差將會一直累積在整個逐步積分的過程內，而導致求解出不精確的結

果。因此在擬動態試驗中，正確地執行目標位移以及精確地量取結構反力資料，將是能否以擬動態試驗求取到可信的結構反應之重要因素。

3.4 試驗配置

3.4.1 模擬搖擺機制

為模擬直接基礎之搖擺機制，實驗時將圓形鋼筋混凝土橋柱試體直接置放於尺寸為 1800 mm × 1800 mm，硬度 Duro 45°，厚 50 mm 之合成橡膠墊(圖 3.10 上，以模擬適合採用直接基礎之堅硬土壤，其換算之土壤垂直向勁度為 10170 tonf/cm，破壞應力為 56 kg/cm²。有別於固接基礎試驗(圖 3.11)將基礎以螺桿及墊片牢鎖於地面，搖擺基礎試驗(圖 3.12)則將基礎擺放於合成橡膠墊上。為避免試體扭轉，於基礎四個角落設置含軸承之鋼條(圖 3.13)，而軸承之擺設方向為可上下滾動(圖 3.14)，避免增加基礎搖擺時之阻力。為避免合成橡膠墊沿施力向滑動，於合成橡膠墊於施力向之兩邊灌注石膏(圖 3.15)。



圖 3.10 模擬基礎底土壤之合成橡膠墊

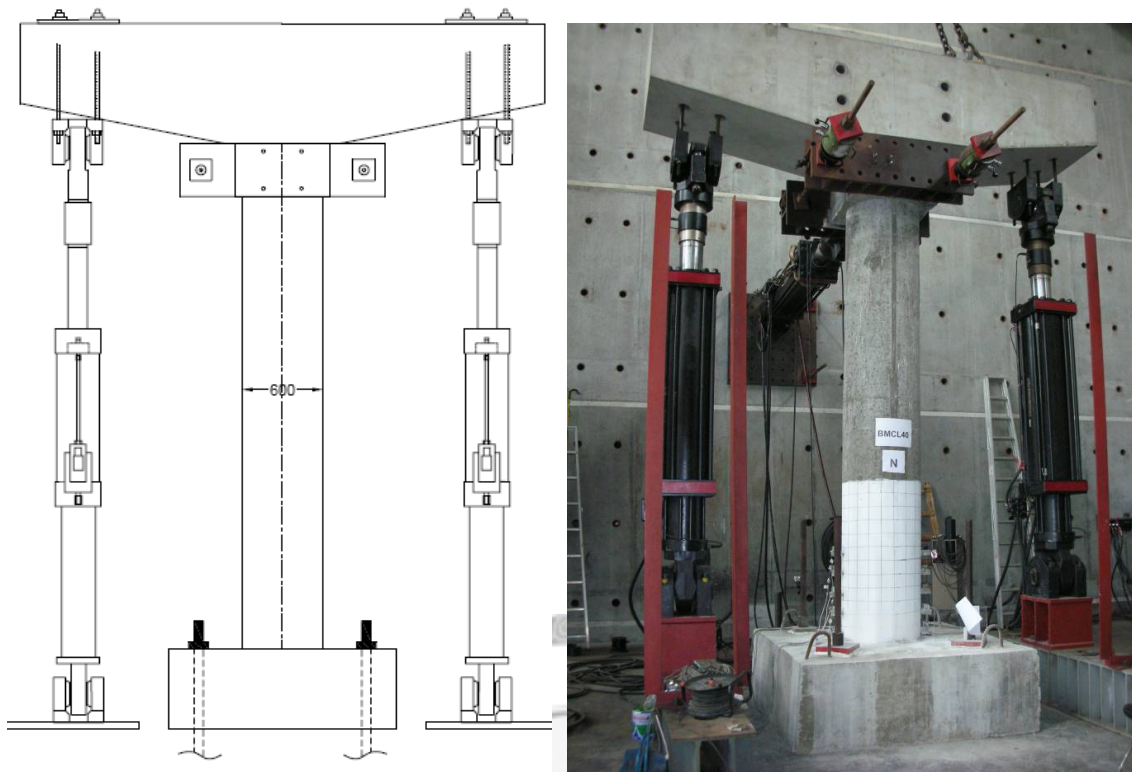


圖 3.11 試驗配置圖 (固接基礎, 試體A)

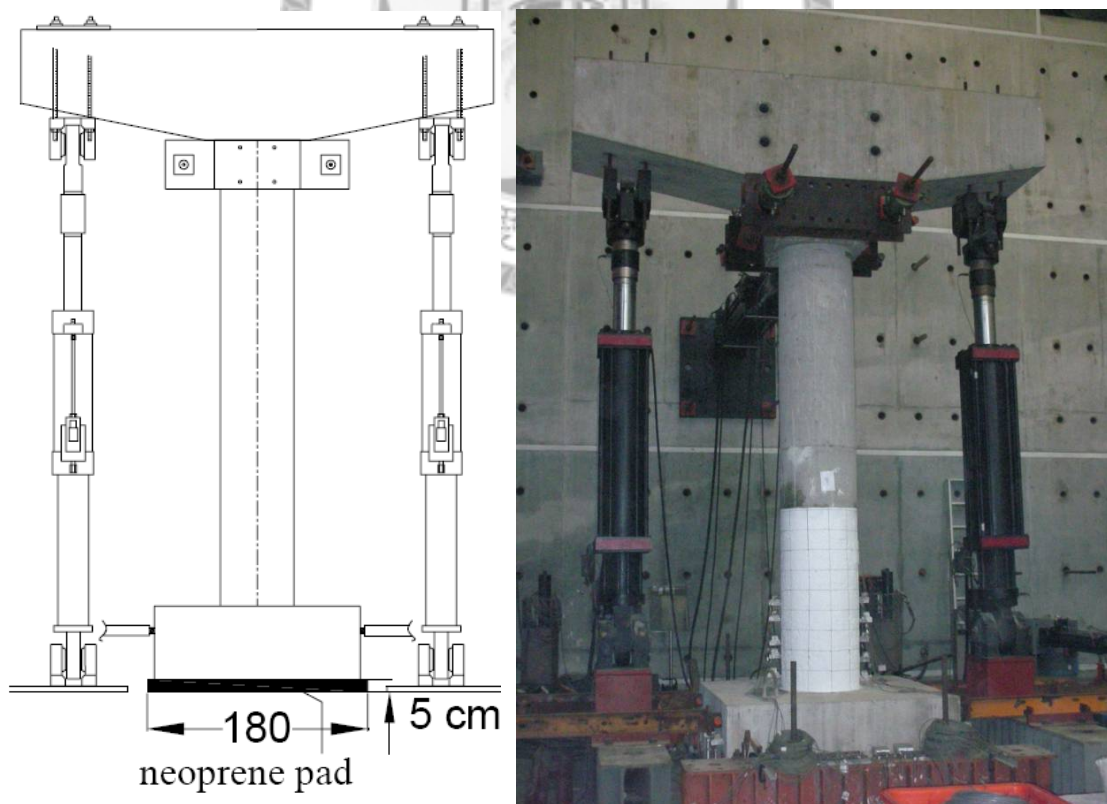


圖 3.12 試驗配置圖 (搖擺基礎, 試體B、C、D)



圖 3.13 避免試體扭轉之鋼條



圖 3.14 可上下滾動之軸承



圖 3.15 避免合成橡膠墊滑動之石膏

3.4.2 軸力系統與側力系統

在實驗架設上，軸力系統(圖 3.16)為兩座 MTS 出產之靜態油壓伺服致動器 (static actuator)，具最大施力 $\pm 961\text{kN}$ 及最大衝程 $\pm 500\text{mm}$ ；兩座千斤頂各施加 60 tonf 之力，再加上橋柱柱頂置放之混凝土帽梁 (圖 3.17) 自重，模擬垂直向軸力 $P = 0.15f'_c A_g$ 之 120 tonf 上部結構重量。初次試驗規劃時，尚未作試體材料鑽心試驗，初步估計混凝土強度 $f'_c = 420\text{kgf/cm}^2$ ，設定垂直向軸力 $P = 0.1f'_c A_g$ ，但試驗後進行試體材料鑽心試驗，發現混凝土強度 $f'_c = 278\text{kgf/cm}^2$ ，故軸力 $P = 0.15f'_c A_g$ ；於文獻【37】中提到“由於現今之橋樑荷重已遠超過舊有橋樑之設計載重，故取軸力 $P = 0.15f'_c A_g$ 以做為評估與補強用”，於是為了在後續試驗中固定軸力此一參數，且假設軸向力 $P = 0.15f'_c A_g$ 不為過份，故不更改軸力參數；側力系統(圖 3.18)則由一座規格同軸力系統之靜態油壓伺服致動器施加側向力。



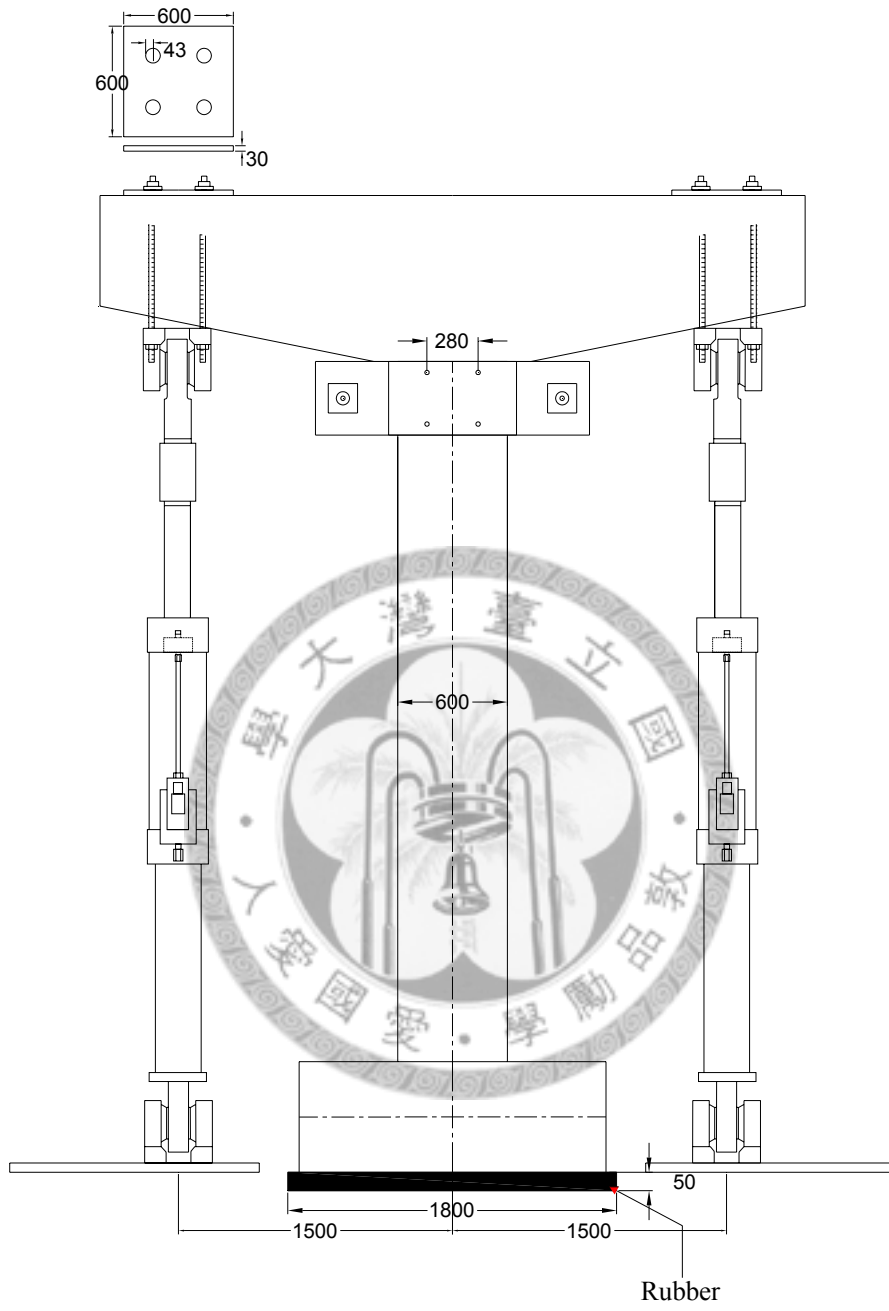


圖 3.16 軸力系統及其尺寸圖，單位：mm

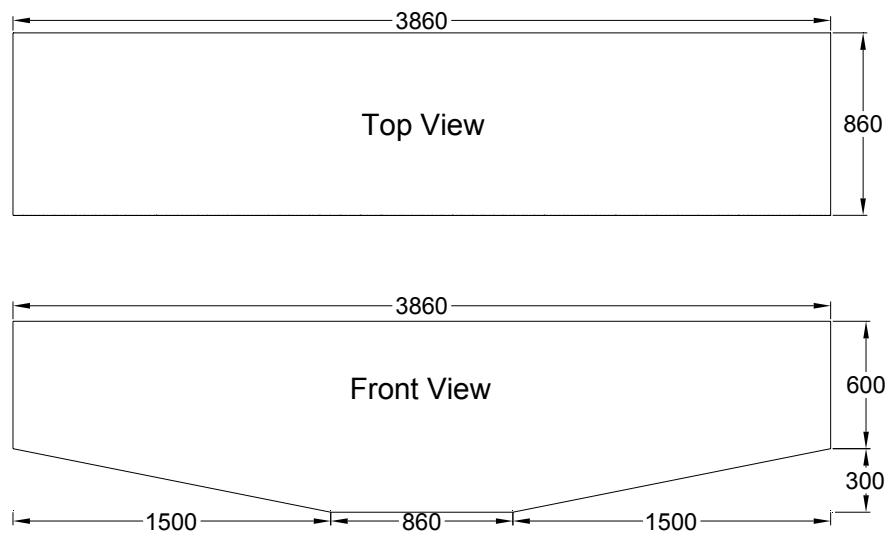


圖 3.17 置放橋柱柱頂之混凝土帽梁及其尺寸圖，單位：mm

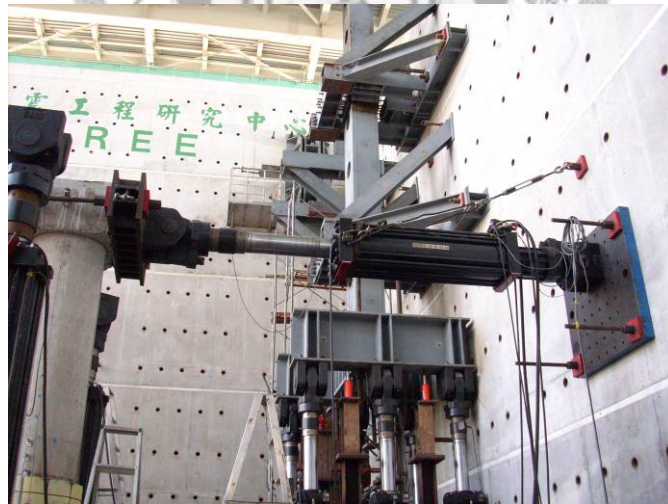
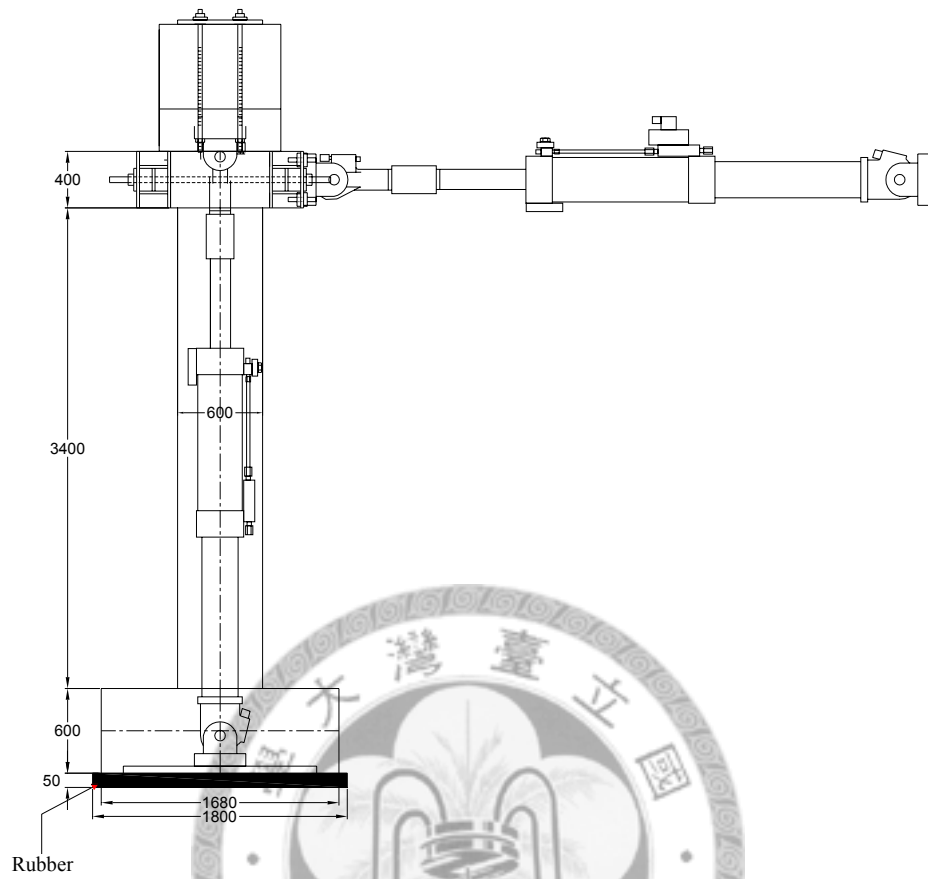


圖 3.18 側力系統，單位：mm

3.4.3 量測系統

試驗時為了準確的量測試體反應，需要裝設適當的量測儀器，本試驗的量測系統如下：

1. 油壓伺服致動器內部 LVDT：LVDT 為配合試驗機控制器使用之位移計，本試驗所採用之油壓伺服致動器其 LVDT 範圍為 ± 500 mm，與油壓伺服致動器之伸縮能力相同。
2. 油壓伺服致動器內部荷重計 Load cell：Load cell 為配合油壓伺服致動器使用的荷重計，本試驗採用之油壓伺服致動器其 Load cell 範圍為 ± 1000 kN。
3. 角度計（圖 3.19）：為量測加載過程中柱身斷面旋轉角與基礎之旋轉角，於距離柱底 5 cm、20 cm、35 cm、50 cm 及 65 cm 處之施力側向柱身上以及距離基礎底 30 cm 之高度且距離施力側向基礎邊緣 5 cm、44 cm、84 cm、124 cm 及 163 cm 處之基礎上埋設螺桿，以小角鋁鎖住角度計並固定於螺桿上，於圖 3.22～圖 3.30 中以 C 代表。



圖 3.19 角度計

4. 位移計（圖 3.20）：為量測加載過程中基礎之抬升量與基礎滑動量，於距離基礎底 15 cm 之高度且距離施力側基礎邊緣 5 cm、44 cm、84 cm、124 cm 及 163 cm 處之基礎上埋設螺桿固定位移計，並於距離施力向基礎邊緣 10 cm 及 158 cm 處以 C 型夾固定位移計，於圖 3.22～圖 3.30 中以 D

代表。

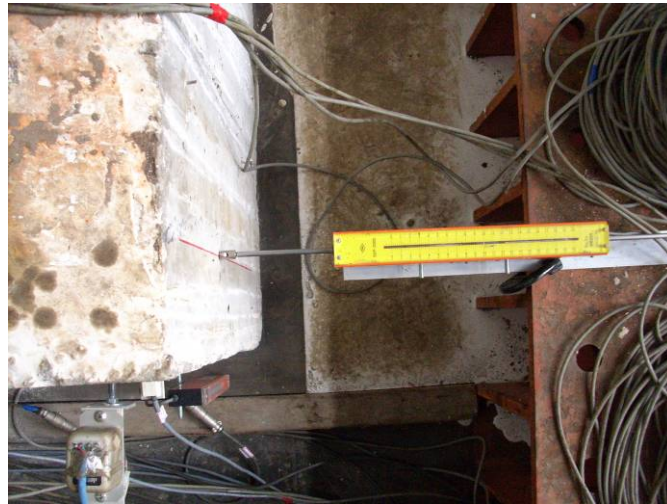


圖 3.20 位移計

5. 應變計：為量測加載過程中補強鋼板之受力行為，於距離柱底 5 cm、20 cm、35 cm、50 cm 及 65 cm 處之補強鋼板黏貼應變計，於圖 3.22～圖 3.30 中以 S 代表。
6. 資料收集系統(圖 3.21)：本試驗所使用的資料收集系統為 TDS-302 資料集錄器，配合 Switch Box SHW-50D 切換器及 Visual Logger 視窗化資料收集軟體，儀器本身內部建有調整輸入訊號範圍的放大功能，因此無需經過額外的放大器。每個 SHW-50D 切換器附有 50 頻道，可連接多種不同型式之量測儀器，包括致動器與千斤頂之施力大小、外部位移計與應變計的變形量及角度計的轉角量。

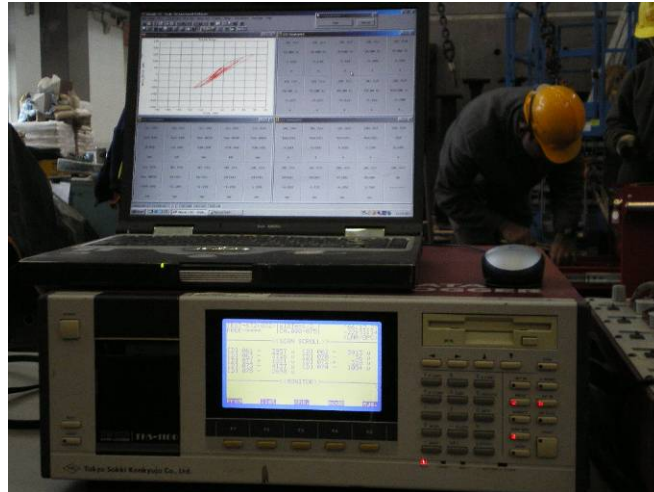


圖 3.21 資料收集系統

在基礎兩側散佈位移計與角度計乃是為觀察在搖擺機制下基礎是否仍可保持為一剛體行為。

以下圖 3.22~圖 3.24 為進行傳統試驗之未補強試體尺寸圖與照片，圖 3.25~圖 3.27 為進行搖擺機制試驗之未補強試體尺寸圖與照片，圖 3.28~圖 3.30 為進行搖擺機制試驗之補強試體尺寸圖與照片。

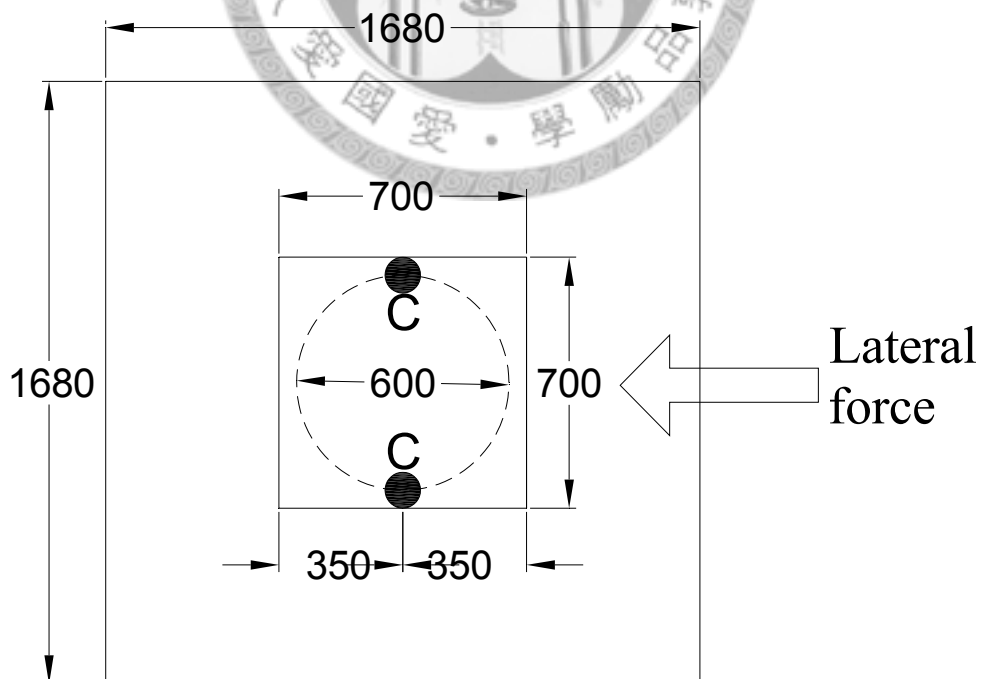


圖 3.22 傳統試驗未補強試體之俯視圖 (XY 平面)，單位：mm

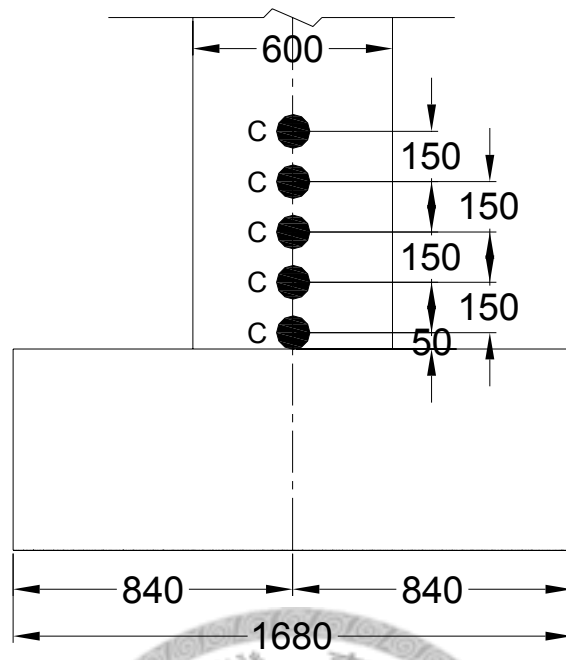


圖 3.23 傳統試驗未補強試體之施力側向側視圖 (XZ 平面), 單位: mm

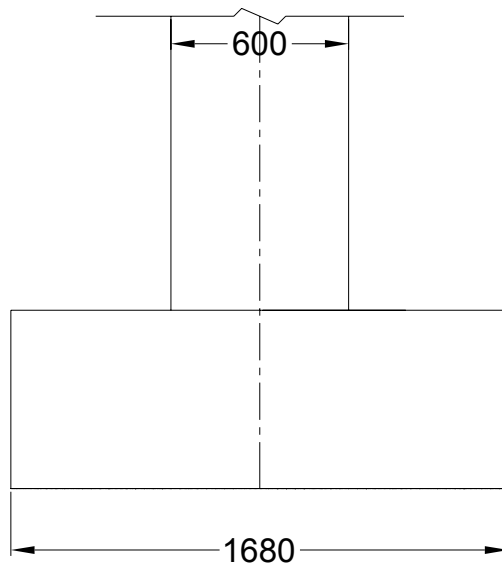


圖 3.24 傳統試驗未補強試體之施力向側視圖 (YZ 平面)，單位：mm

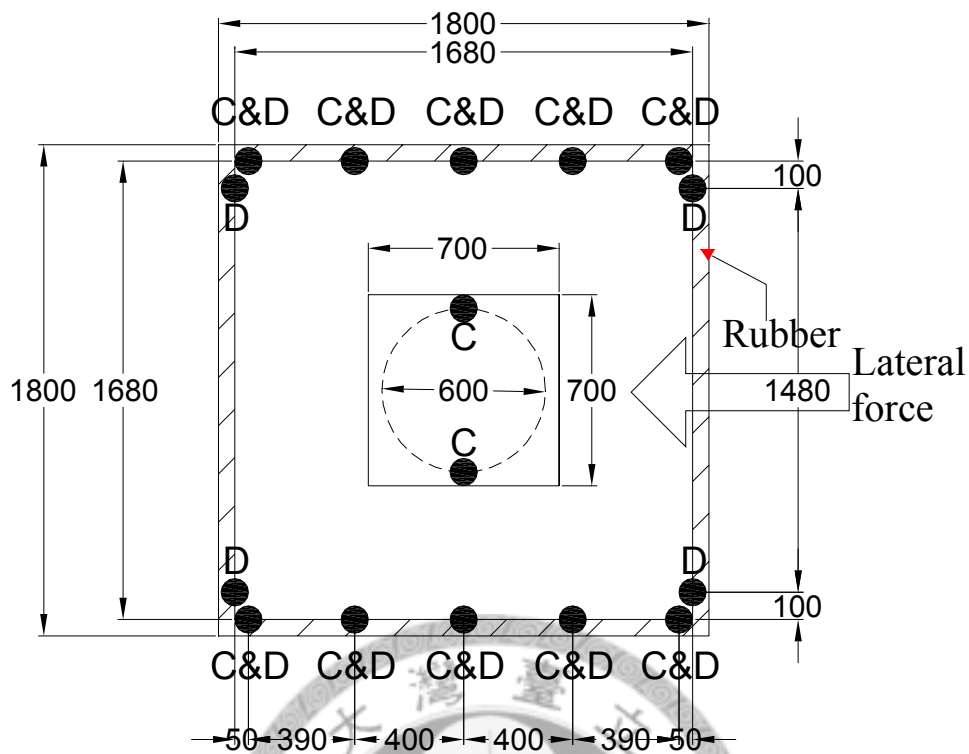
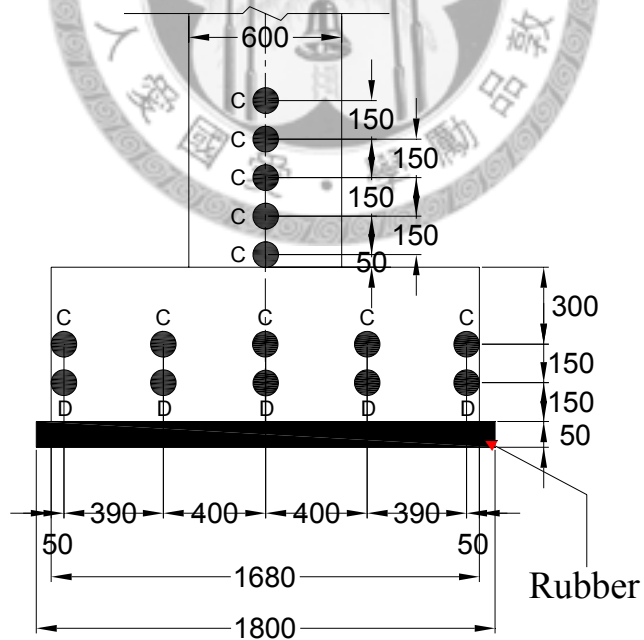


圖 3.25 搖擺機制試驗未補強試體之俯視圖 (XY 平面), 單位: mm



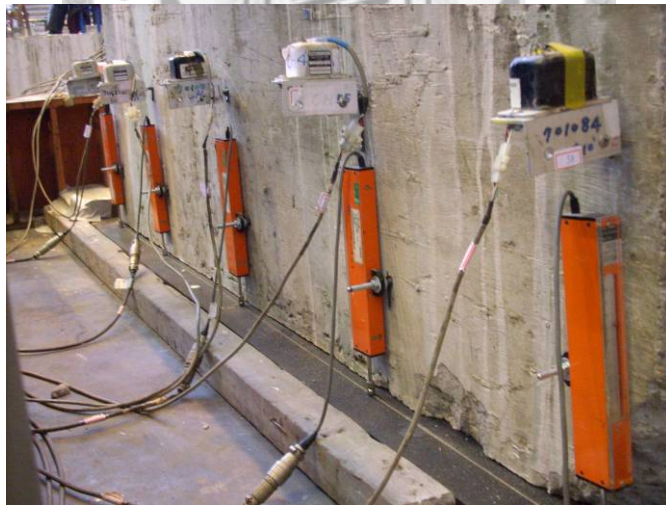
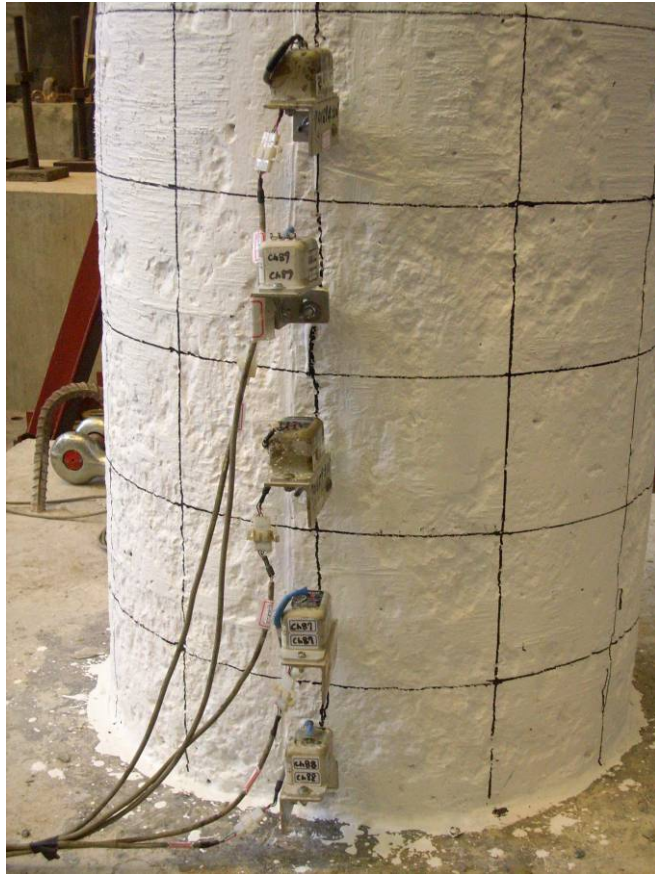


圖 3.26 搖擺機制試驗未補強試體之施力側向側視圖 (XZ 平面)，單位：mm

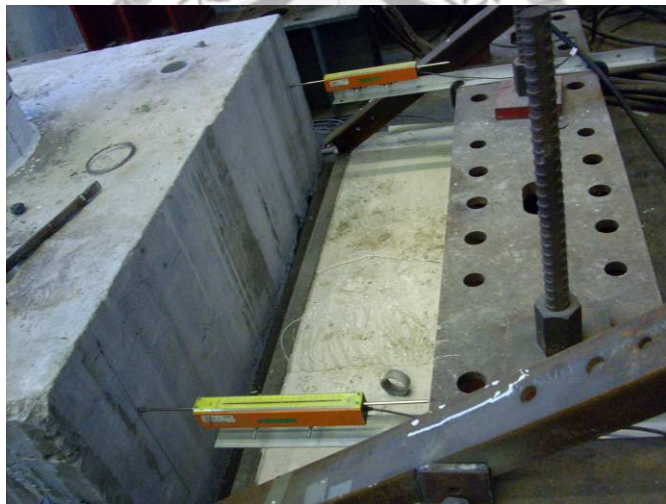
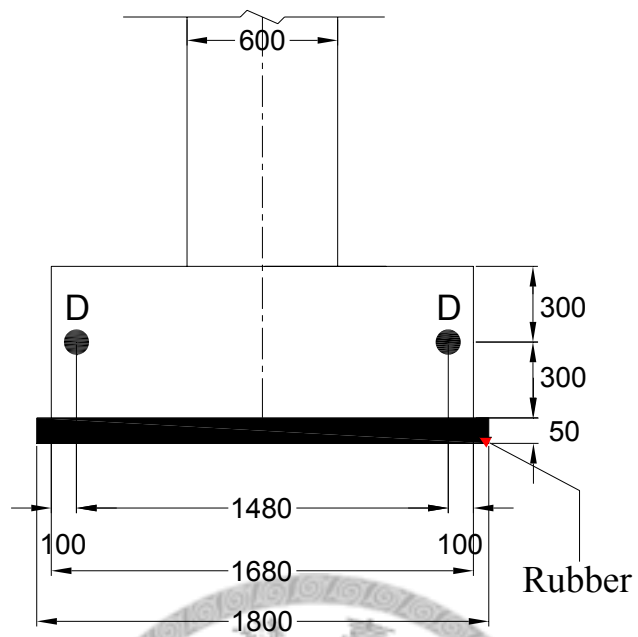


圖 3.27 搖擺機制試驗未補強試體之施力向側視圖 (YZ 平面)，單位：mm

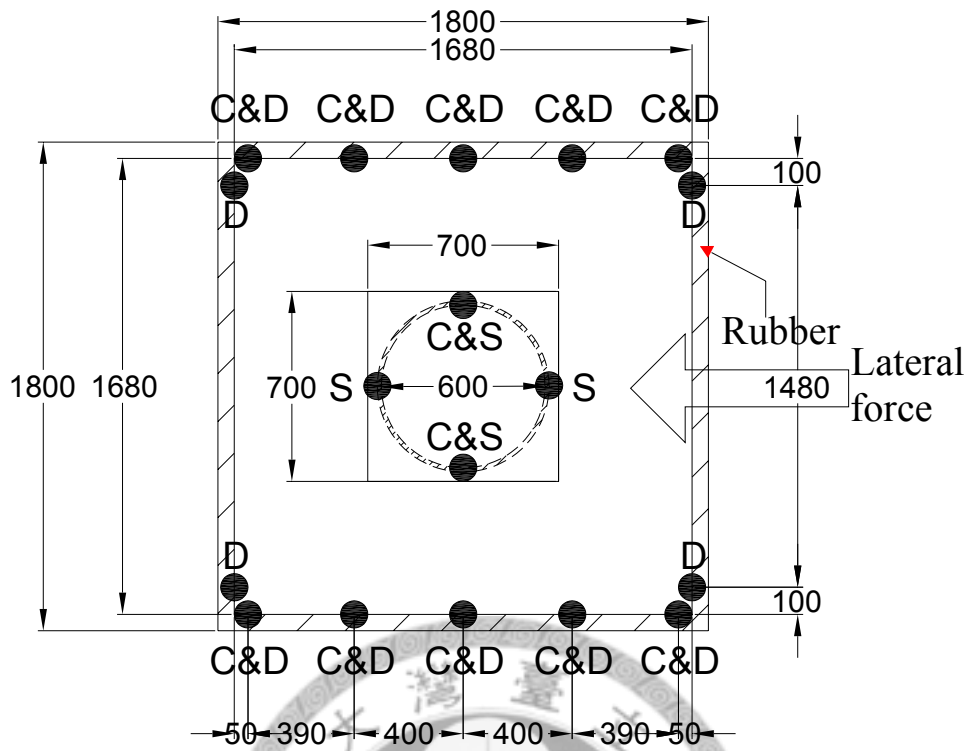
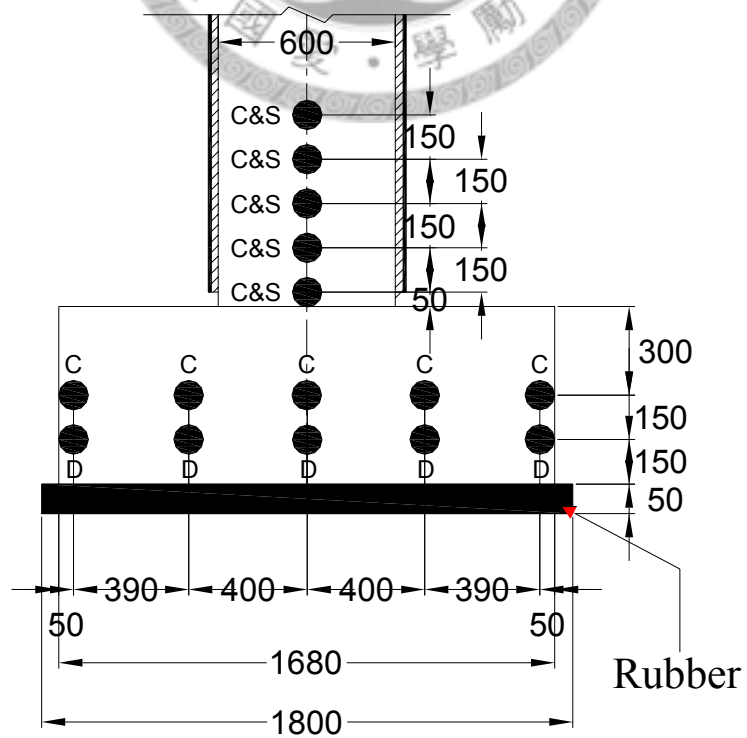


圖 3.28 搖擺機制試驗補強試體之俯視圖 (XY 平面)，單位：mm



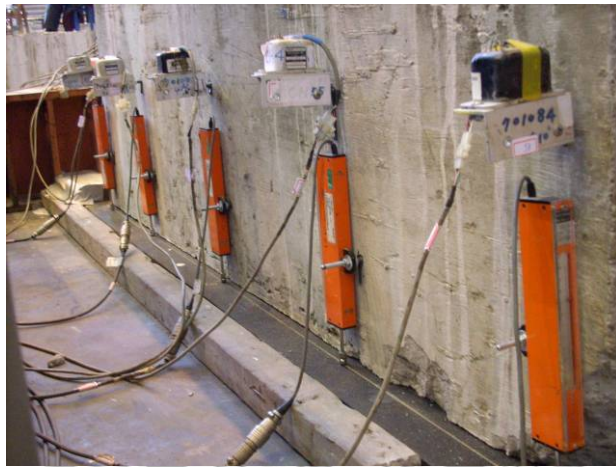


圖 3.29 搖擺機制試驗補強試體之施力側向側視圖 (XZ 平面), 單位: mm

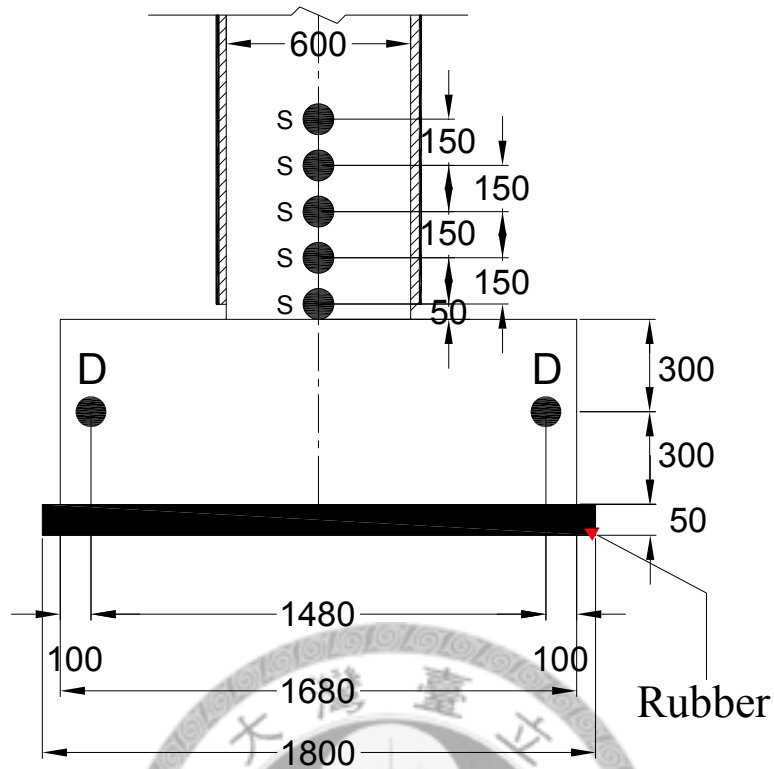


圖 3.30 搖擺機制試驗補強試體之施力向側視圖 (YZ 平面)，單位：mm

3.5 試驗規劃

本試驗針對 4 座試體 (A、B、C、D) 進行擬動態試驗與反覆載重試驗，為比較具搖擺機制之直接基礎與固接基礎之反應差異在隔震上之效果，故試體 A 之基礎以強力螺桿牢鎖於強力地板上進行實驗 (圖 3.12) 以作為對照組，另三個試體 (試體 B、C、D) 則直接置放於合成橡膠墊上而不固定，以使搖擺機制得以於必要時候被驅動 (圖 3.13)。

擬動態試驗輸入歷時繪於圖 3.32、圖 3.31。如圖 3.5 所示，擬動態試驗輸入歷時共有 4 組，包括與耐震規範相容之人造地震歷時與真實地震歷時，其中圖 3.32 分別對應於南投埔里之中度地震與設計地震歷時；圖 3.31 則為 921 地震於 TCU102 測站所紀錄之真實地震力歷時，但將其最大地表加速度 PGA 分別調整至 100gal 和 326gal。反覆載重試驗之位移歷時繪於圖 3.33，如圖所示，反覆載重試驗初步規劃之最大側移率 (drift ratio) 為 6%，對應於柱頂側向位移為 21.6 cm。試驗規劃如表 3.7 所示。

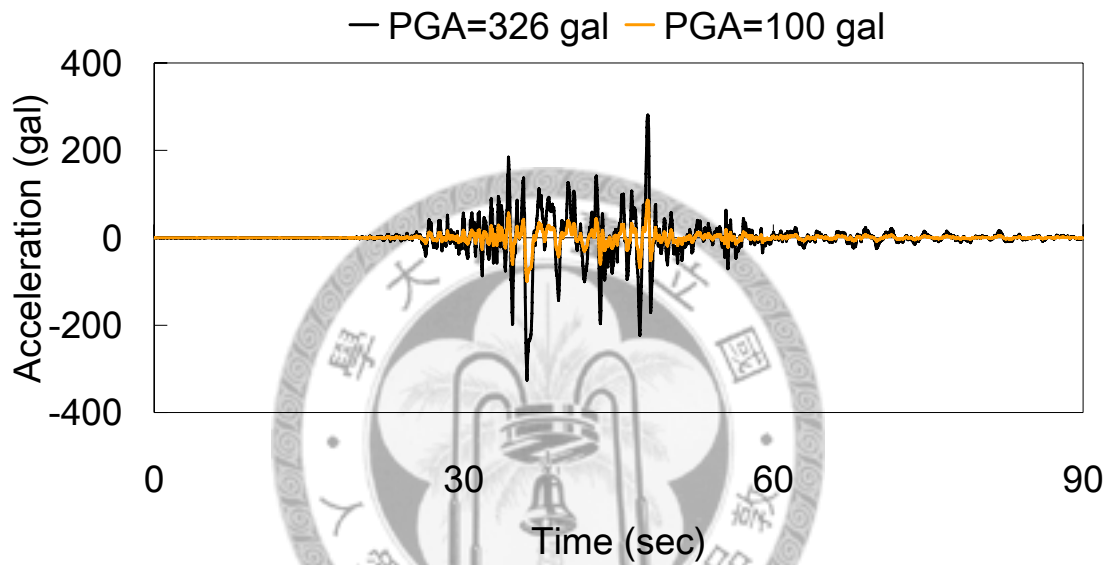


圖 3.31 TCU102 真實地震力歷時

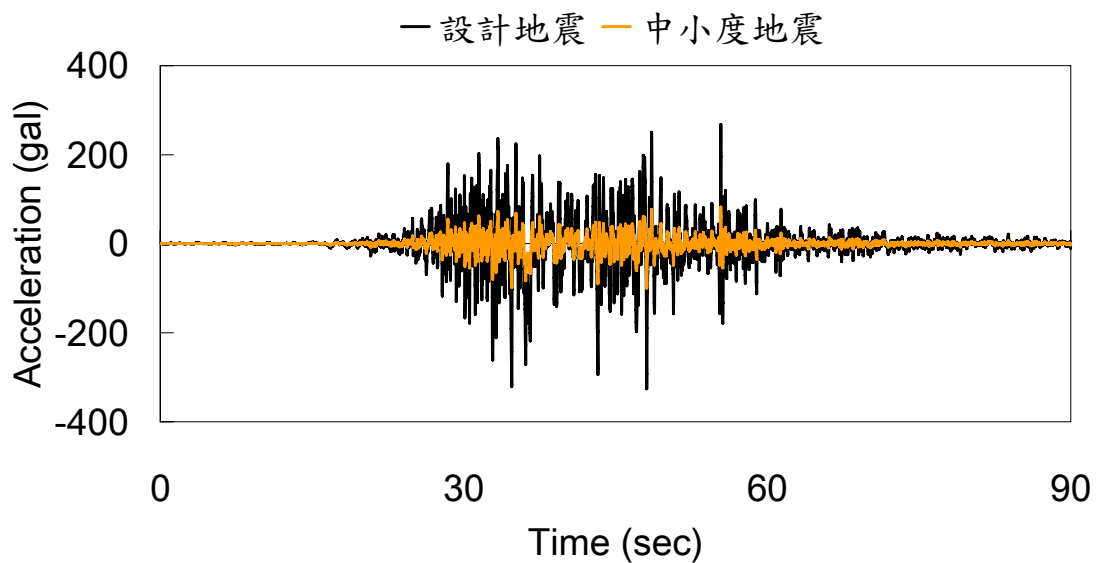


圖 3.32 南投埔里設計地震力歷時

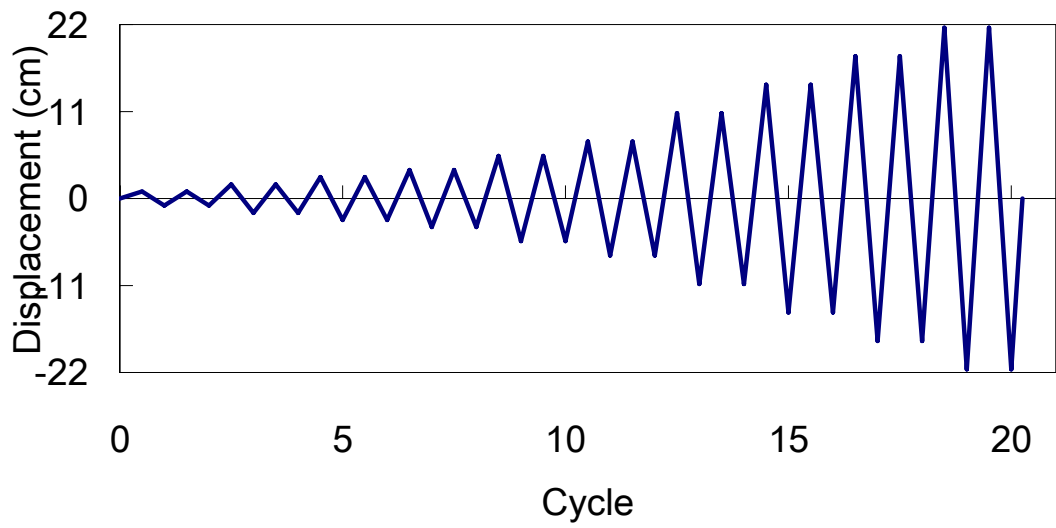


圖 3.33 反覆載重歷時

表 3.7 試驗規劃表

| 試體 | 狀態 | 基礎 | 擬動態試驗歷時 (PGA,gal) | 反覆載重 (Max drift ratio,%) |
|----|-----|---------|----------------------|-----------------------------|
| A | 未補強 | 固定於地面 | | (5) |
| B | 未補強 | 放於合成橡膠墊 | TCU102 真實地震歷時(100) | |
| | | | TCU102 真實地震歷時(326) | |
| C | 未補強 | 放於合成橡膠墊 | TCU102 設計地震歷時(326) | |
| | | | | (6) |
| D | 補強 | 放於合成橡膠墊 | TCU102 設計地震歷時(100) | |
| | | | TCU102 設計地震歷時(326) | |
| | | | TCU102 真實地震歷時(326) | |
| | | | | (6) |

第四章 試驗數據分析與討論

本章延續第三章說明之試體與試驗規劃，分別針對試體 A-D 試驗結果進行說明與討論，探討直接基礎之搖擺機制對橋柱耐震性能的影響。

4.1 試體 A 試驗

試體 A 為主筋搭接且圍束不足之標竿試體。試驗時，該試體之基礎藉由高拉力螺桿牢鎖於強力地板，以模擬固接基礎，限制基礎之搖擺與滑移。本試體僅進行反覆載重試驗，當反覆載重試驗進行至 5%側移率後，試體強度已衰減至原始強度之 1/3，故試驗停止。圖 4.1 及圖 4.2 為試驗結束後（5%側移率）柱底破壞照片。試驗結果繪於圖 4.3，其中圖(a)和圖(b)分別為側力-位移圖與柱底彎矩-轉角圖，此轉角值為位於柱身，且距基礎頂 65cm 處之角度計讀數。如所預期，圖 4.3 顯示標準之搭接試體破壞模式，即其側向強度與勁度在反覆載重之作用下衰減迅速，當側移率達 1.5%、側向抵抗力達 18 tonf 時，橋柱強度即開始急速衰減，且其遲滯迴圈略呈倒 S 型，展現嚴重捏縮效應 (pinching effect)，消能能力明顯不足。此結果代表試體受相當程度之剪力以及鋼筋握裹滑移影響。同樣地，圖 4.1 及圖 4.2 則顯示橋柱塑鉸區因主筋搭接且圍束不足而發生握裹破壞和劈裂破壞。

由圖 4.3 可看出此為標準搭接壞的遲滯迴圈圖形，試體 A 於側移率達 1.5%即破壞，而原先規劃試體 A 進行反覆載重試驗之最大側移率為 6%，但反覆載重試驗進行至側移率 5%時，試體即嚴重破壞，故而停止。同一側移率下，在正側移率與負側移率有明顯差異行為表現，乃是因為柱身有些微傾斜導致。

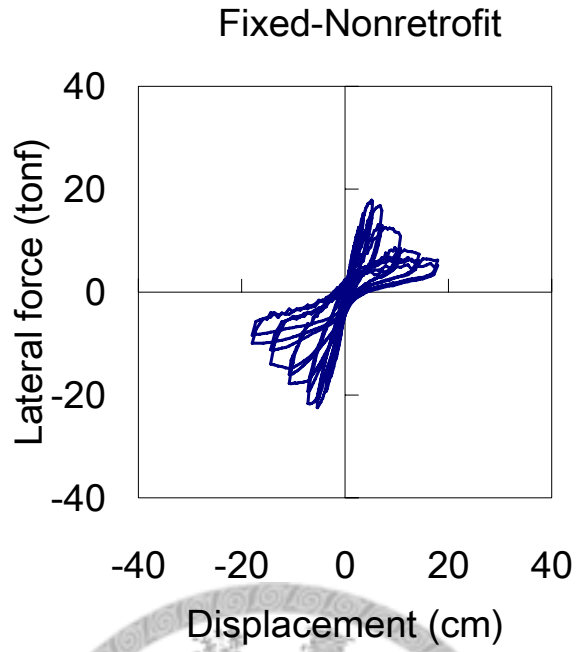
圖 4.4 所示分別為試體 A 反覆載重試驗在不同側移率下，柱底曲率沿著垂直向之分佈圖。



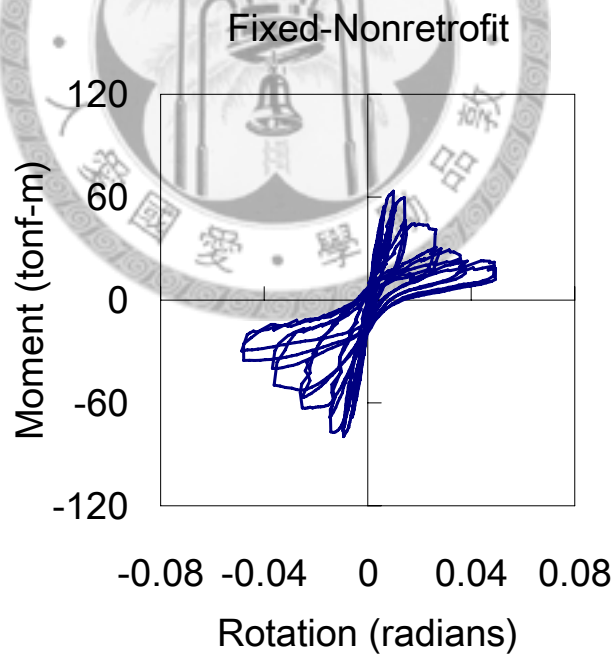
圖 4.1 試體 A 反覆載重試驗 (5%側移率) 後之南側柱底照片



圖 4.2 試體 A 反覆載重試驗 (5%側移率) 後之北側柱底照片

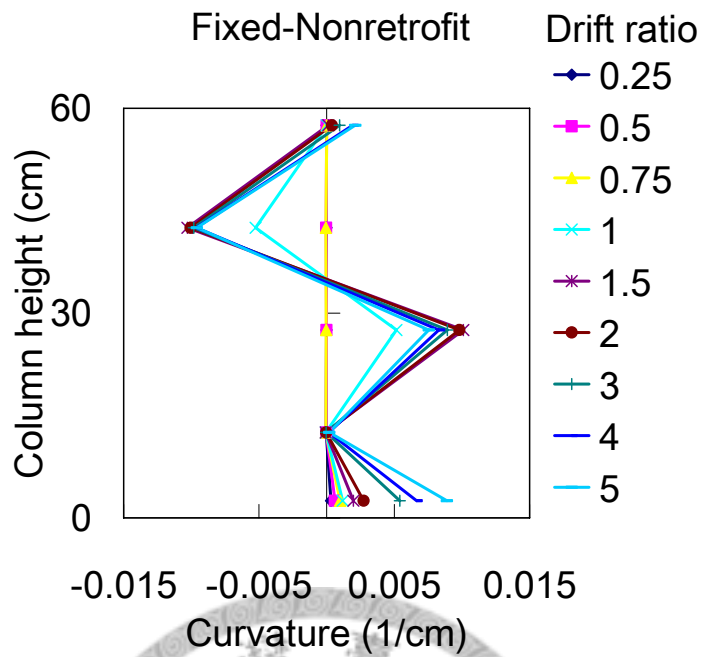


(a) 側力-位移圖

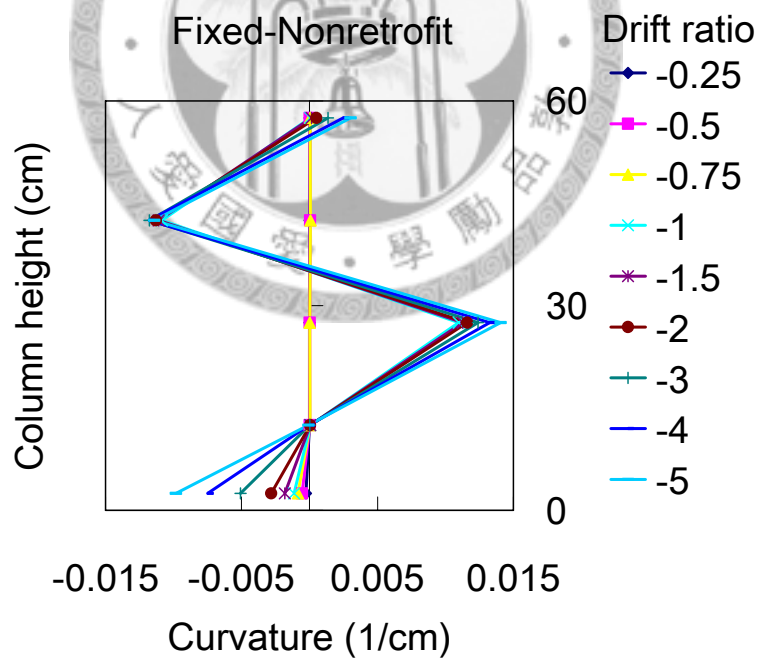


(b) 柱底彎矩-轉角圖

圖 4.3 試體 A 反覆載重試驗之遲滯迴圈圖



(a) 正側移率



(b) 負側移率

圖 4.4 試體 A 反覆載重試驗之柱身曲率圖

4.2 試體 B 試驗

試體 B 和試體 A 之尺寸與配筋完全一樣，但進行試驗時，試體 B 之基礎並不以螺桿鎖於強力地板上，而是直接置放在合成橡膠墊上使基礎搖擺機制不被束制。試驗之兩組擬動態試驗歷時均為 TCU102 真實地震力歷時，各別之 PGA 為 100 gal 與 326 gal。

同一試體首先以 TCU102，PGA 為 100 gal 真實地震力歷時進行擬動態試驗，觀察圖 4.5 所示之試體相片，試體於試驗結束後外觀上也並未發現任何損傷，側力歷時圖如圖 4.6 所示，圖 4.7 所示為試體柱頂之側向位移歷時，與依此位移歷時再透過複利葉轉換所得之結構週期變化。依圖示可發現，週期隨著柱頂側向位移之增加而增加，此結果證實當基礎抬升後，系統之週期也會隨著增加，相同結果也可在數值模擬分析中獲得。試驗結果繪於圖 4.8，其中(a)圖為側力-位移圖，(b)圖為柱底彎矩-轉角圖。圖(b)之轉角值係由裝設於距基礎頂 65cm 之橋柱角度計讀數減去裝設於基礎側面之角度計讀數，故該轉角值已扣除基礎剛性搖擺貢獻，而僅包含橋柱塑鉸區之轉角，故可直接代表柱底塑性變形行為；另一方面，圖(a)之位移為柱頂整體位移，故該值包含基礎搖擺行為之貢獻。對應於圖 4.8，試體在 TCU102，PGA 為 100 gal 真實地震力歷時作用下，無論是側力-位移曲線或是彎矩-轉角曲線均幾乎維持直線。

進行第一組擬動態試驗（TCU102 真實地震力，100 gal）後，試體 B 尚在線彈性範圍，並無破壞，因歷時之 PGA 不大，故位移量變化不明顯，則周期之變化量亦不大，但尚可看出當搖擺機制發生時周期有增加之趨勢；但進行第二組擬動態試驗（TCU102 真實地震力，326 gal）後，由圖 4.13 可看出試體 B 已破壞。



圖 4.5 試體 B 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 100 gal)

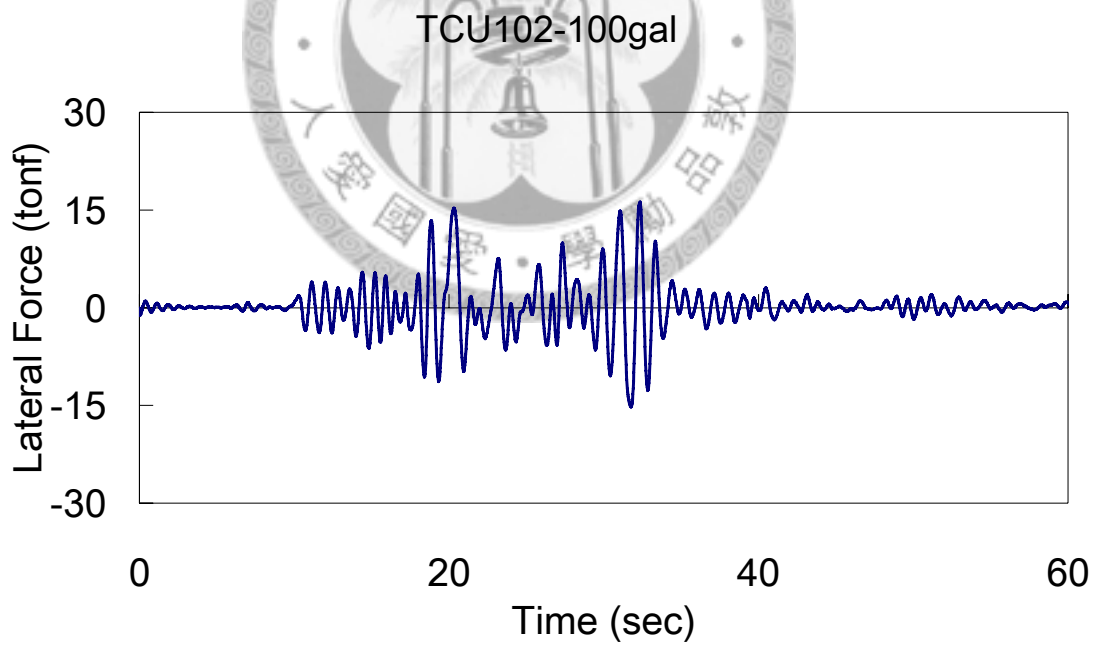


圖 4.6 試體 B 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 真實地震力, 100 gal)

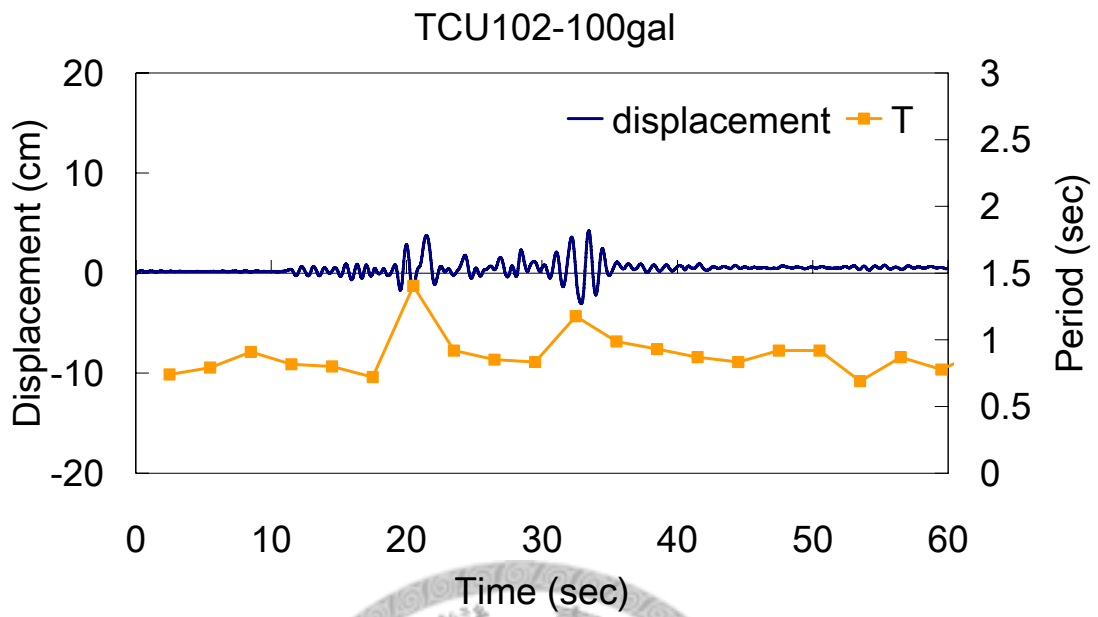


圖 4.7 試體 B 擬動態試驗之週期歷時圖 (TCU102 真實地震力, 100 gal)



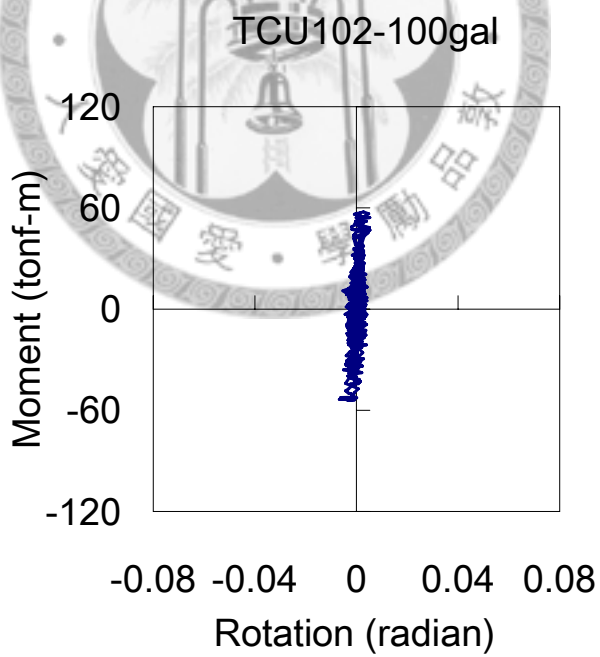
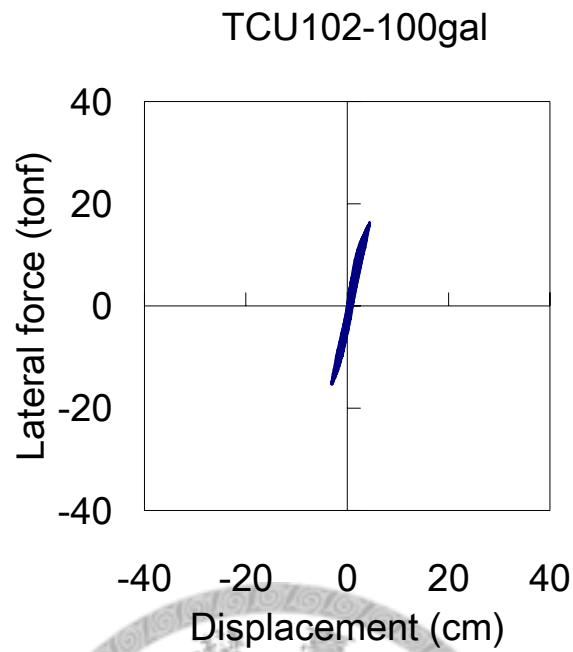


圖 4.8 試體 B 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 真實地震力, 100 gal)



圖 4.9 試體 B 擬動態試驗後之南側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 326gal)



圖 4.10 試體 B 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 326gal)

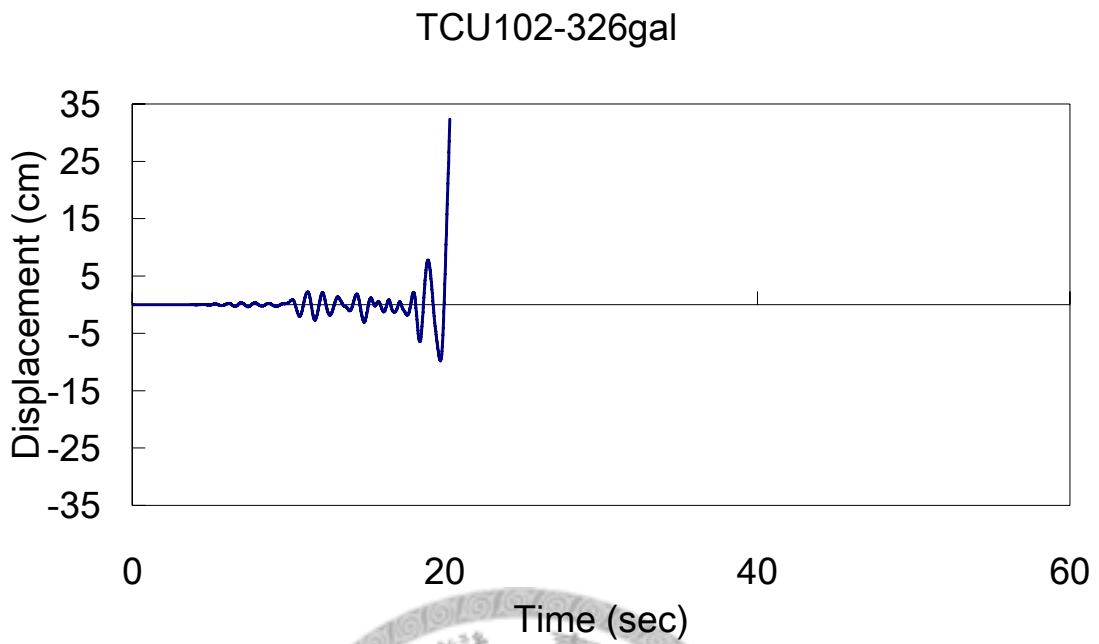


圖 4.11 試體 B 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal)

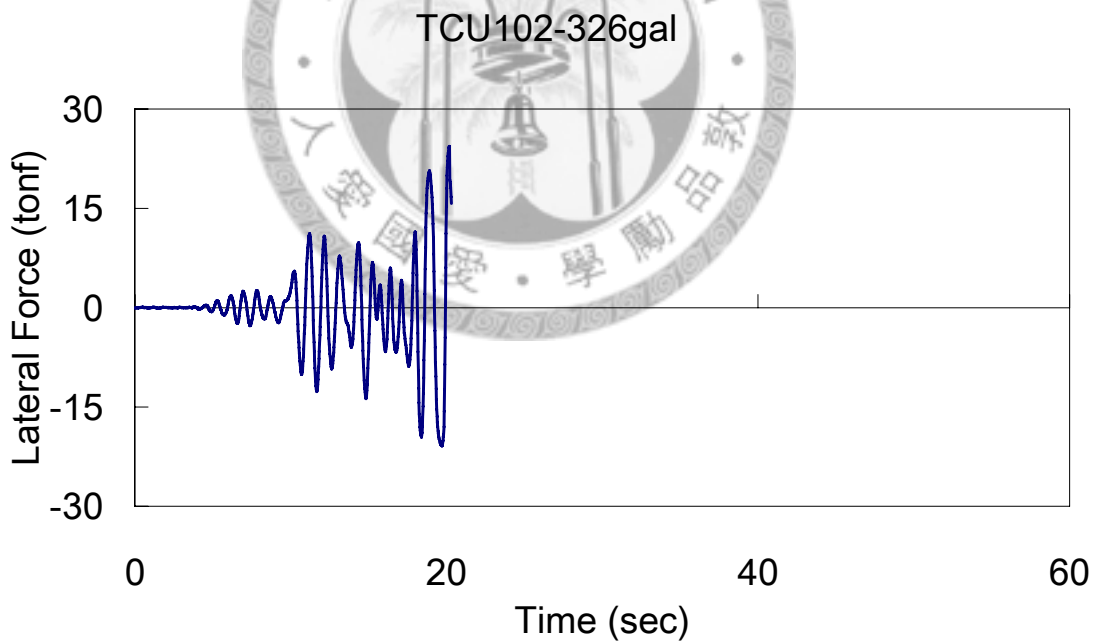


圖 4.12 試體 B 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal)

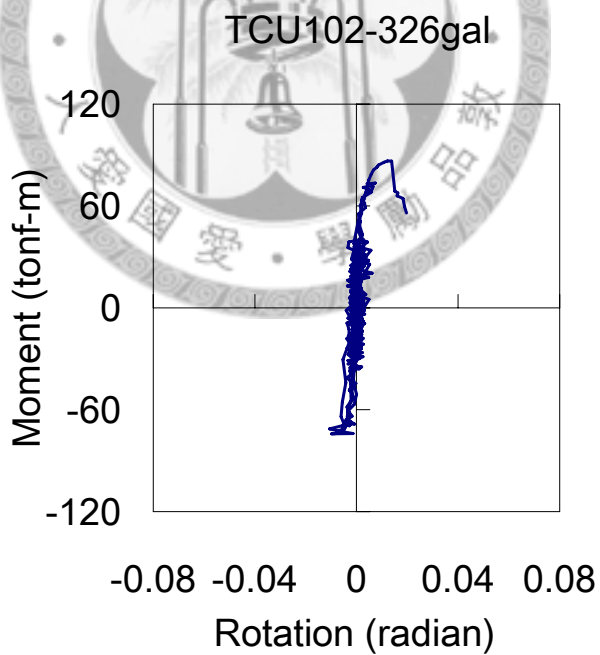
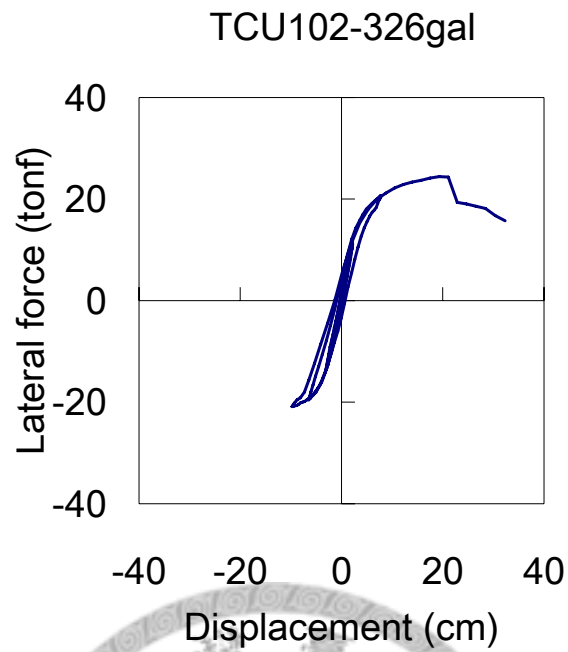


圖 4.13 試體 B 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal)

4.3 試體 C 試驗

試體 C 和試體 B 之尺寸、配筋與配置完全一樣，乃進行不同地震力歷時與反覆載重試驗。

試體 C 進行 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時之擬動態試驗，但試驗過程中，當柱頂側向位移達 26 cm 時，由於位移已達側向油壓伺服致動器之衝程，試驗無預警地被迫停止，此時對應於 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時時程 Time = 36.7sec。試驗結束後之試體相片則列於圖 4.14 及圖 4.15，位移歷時圖如圖 4.16，側力歷時圖如圖 4.17 所示，試驗結果之側力-位移圖與柱底彎矩-轉角圖分別繪於圖 4.18 (a)和(b)，如圖所示，儘管試驗終止時之柱頂側向位移已達 26 cm (側移率 \approx 7.2%)，試體 B 柱底塑鉸區僅出現細微裂縫，柱底彎矩-轉角圖顯現之塑性轉角亦不是很明顯，此結果足證基礎搖擺機制有發揮些許隔震效用。

試體 C 在進行過一次擬動態試驗後，又繼續進行反覆載重試驗，圖 4.19 則分別為柱底於側移率達 5% 時之相片，圖 4.20 與圖 4.21 則分別為柱底於側移率達 6% 時之相片。試驗結果繪於圖 4.22~圖 4.27，其中圖 4.22 (a)為側力-位移圖，圖 4.22 (b)為柱底彎矩-轉角圖；將試體 C 之反覆載重試驗結果與試體 A 之圖 4.3 相比，在反覆載重作用下，試體 C 和試體 A 之側向強度與勁度均隨著側移率之增加而迅速衰減，但圖 4.22 之遲滯迴圈略呈弓形，而非如圖 4.3 之倒 S 型。弓形中間內凹，亦存在捏縮效應，代表試體亦受到剪力與鋼筋握裹滑移影響，但其程度不若倒 S 型嚴重。若再比較試體 A 和 C 之側移率均達 5% 時之柱底相片 (圖 4.2 與圖 4.19) 也可發現，試體 C 之破壞範圍確實比試體 A 小，此項觀察再次驗證搖擺機制之隔震效用。

進行反覆載重試驗 (最大側移率為 6%) 後，由圖 4.22 可看出試體 C 於側移率達 3% 即破壞，此與圖 4.25~圖 4.27 不謀而合，由圖 4.25~圖 4.27 可看出在反覆載重試驗中，基礎真的有發生搖擺現象，且基礎在過程中可視為剛體運動，與預期相符，可注意到的一點為基礎在過程中之旋轉點約在基礎之 1/4 處。同樣的，同一側移率下，在正側移率與負側移率有明顯差異行為表現，乃是因為柱身有些微傾斜導致。



圖 4.14 試體 C 擬動態試驗後之南側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 326 gal)



圖 4.15 試體 C 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 326 gal)

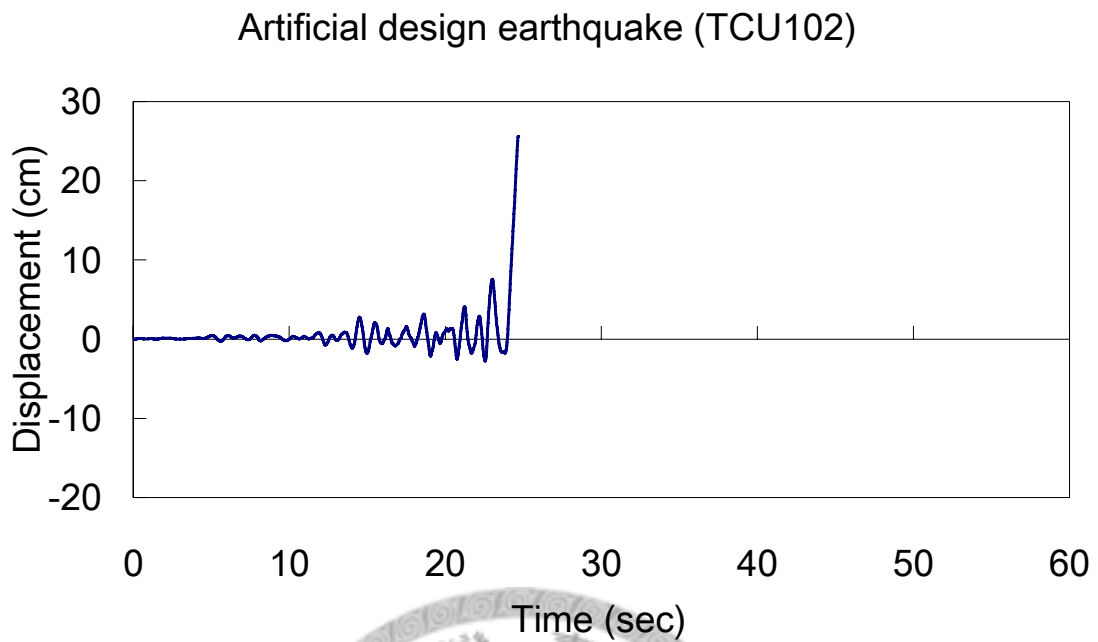


圖 4.16 試體 C 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 設計設計地震力, 326 gal)

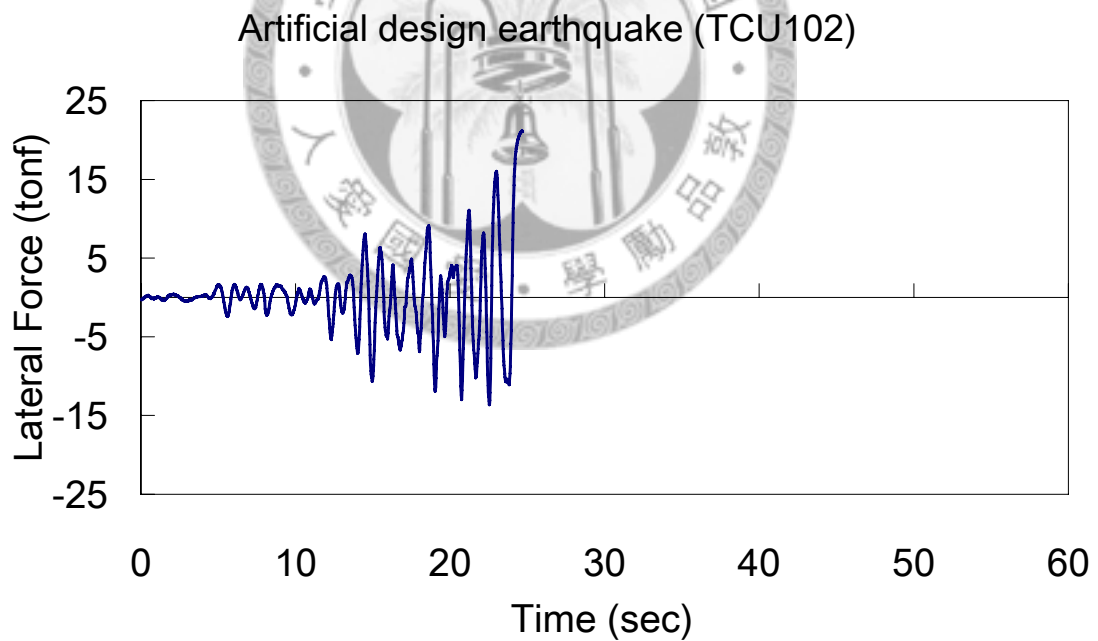
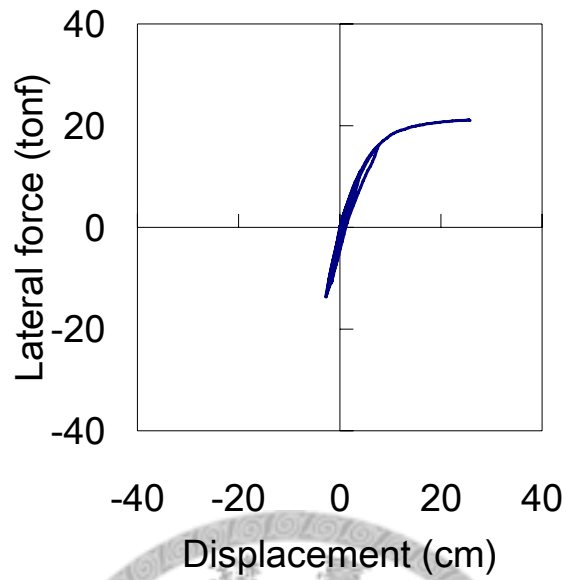


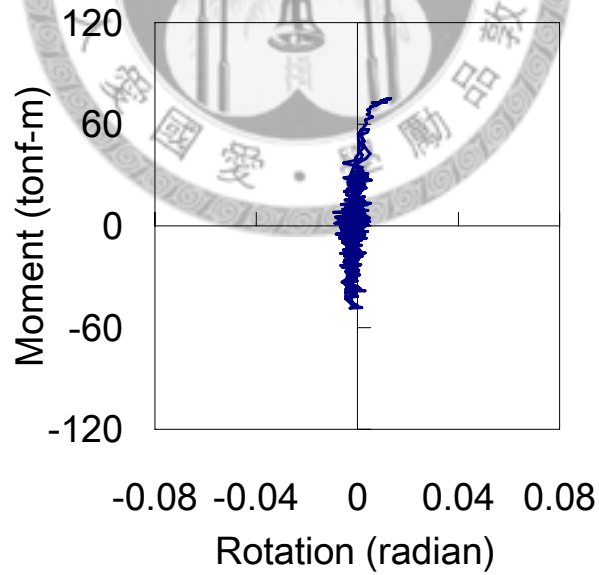
圖 4.17 試體 C 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 設計設計地震力, 326 gal)

Artificial design earthquake (TCU102)



(a) 側力-位移圖

Artificial design earthquake (TCU102)



(b) 柱底彎矩-轉角圖

圖 4.18 試體 C 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 設計設計地震力, 326 gal)



圖 4.19 試體 C 反覆載重試驗 (5%側移率) 後柱底照片

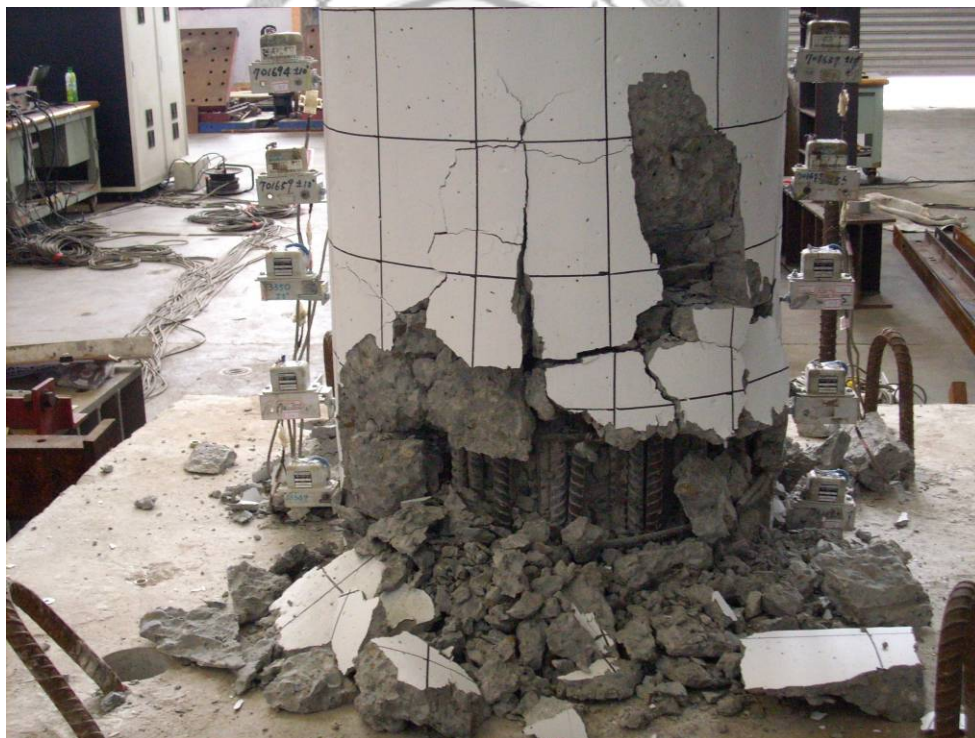


圖 4.20 試體 C 反覆載重試驗 (6%側移率) 後之南側柱底照片



圖 4.21 試體 C 反覆載重試驗（6%側移率）後之北側柱底照片



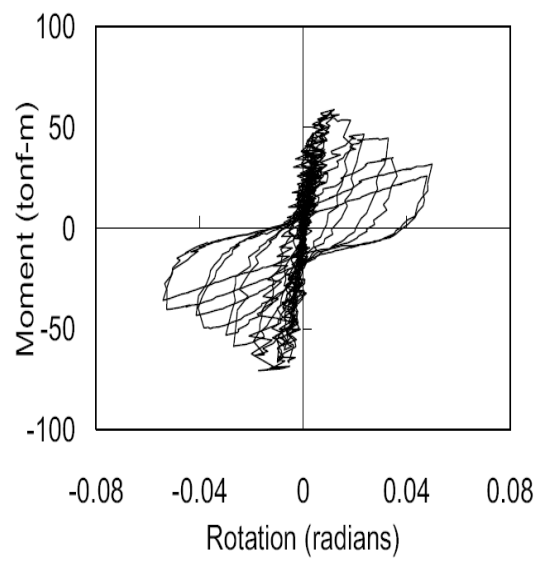
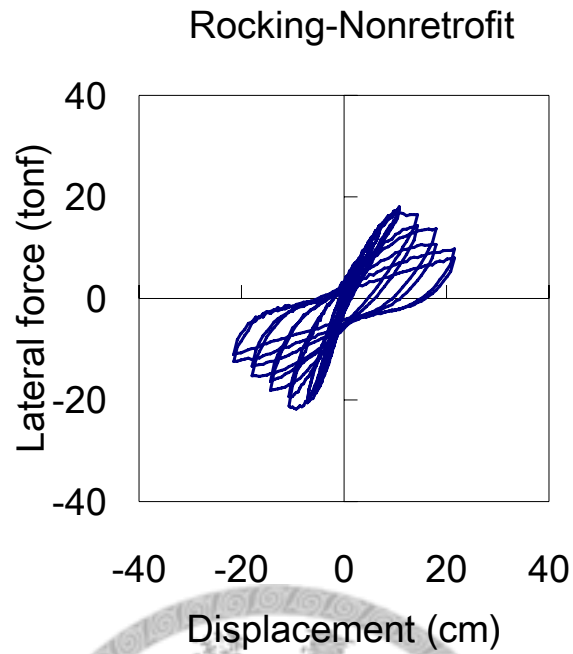
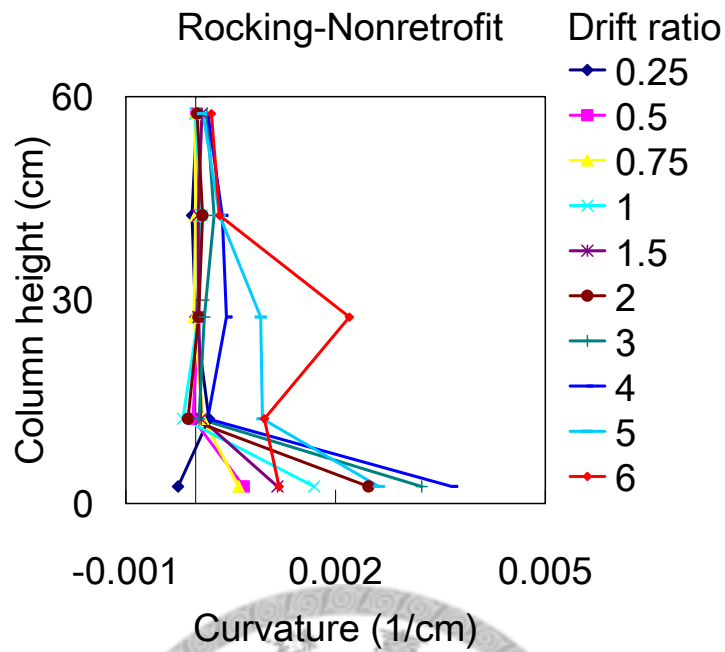
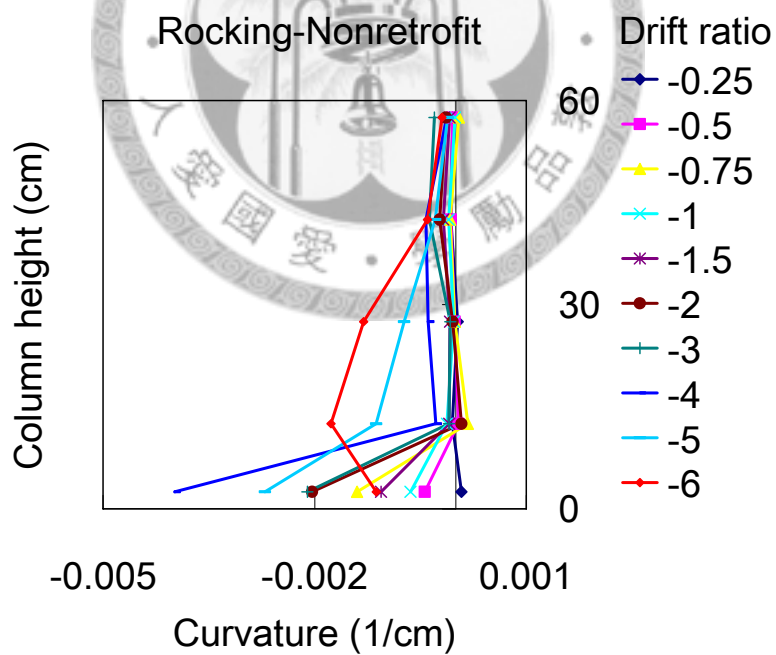


圖 4.22 試體 C 反覆載重試驗之遲滯迴圈圖

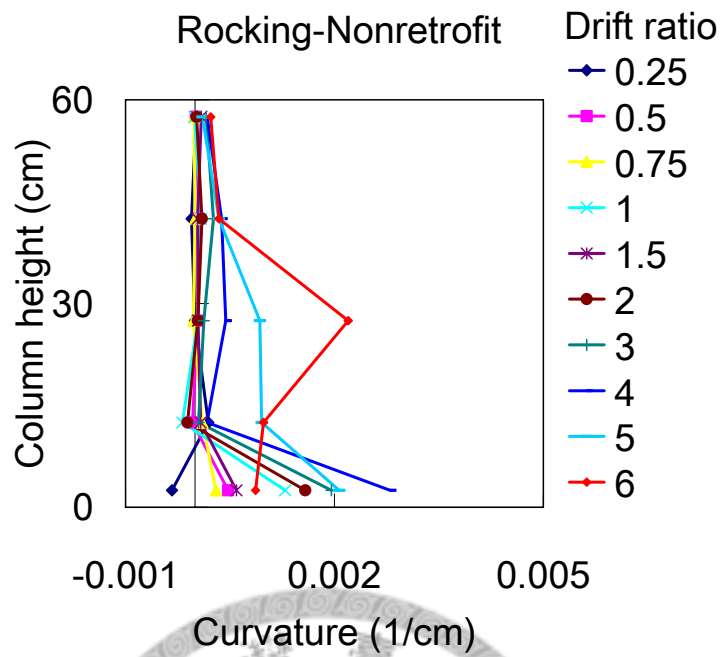


(a) 正側移率

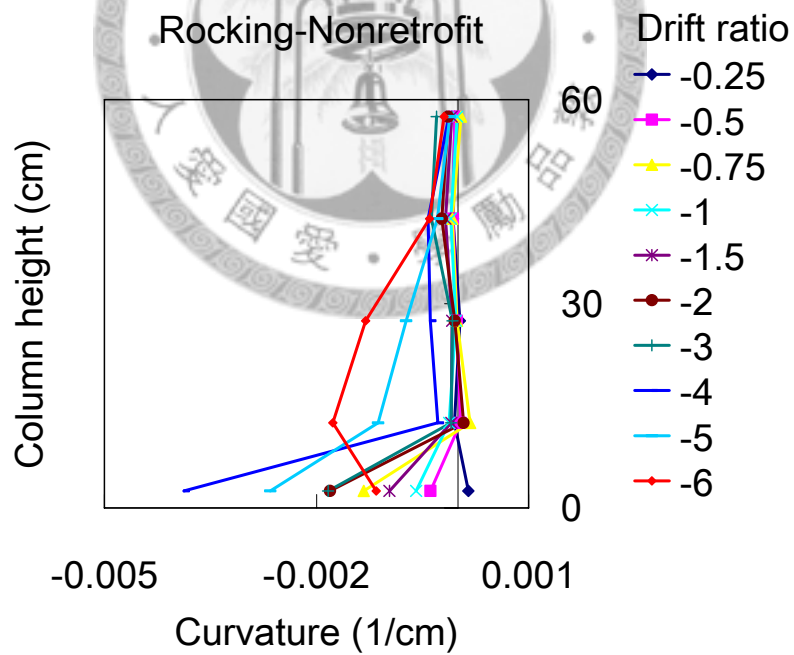


(b) 負側移率

圖 4.23 試體 C 反覆載重試驗不扣除基礎轉角之柱身曲率圖

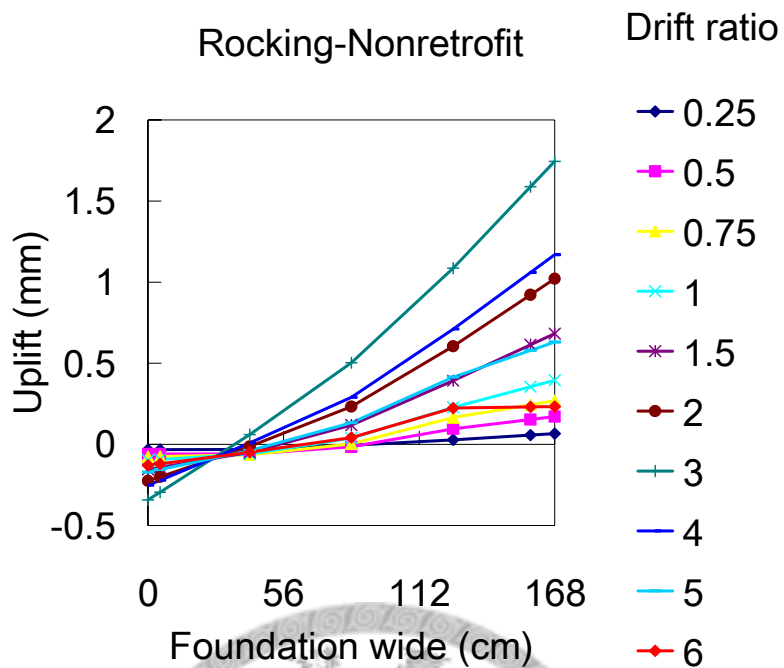


(a) 正側移率

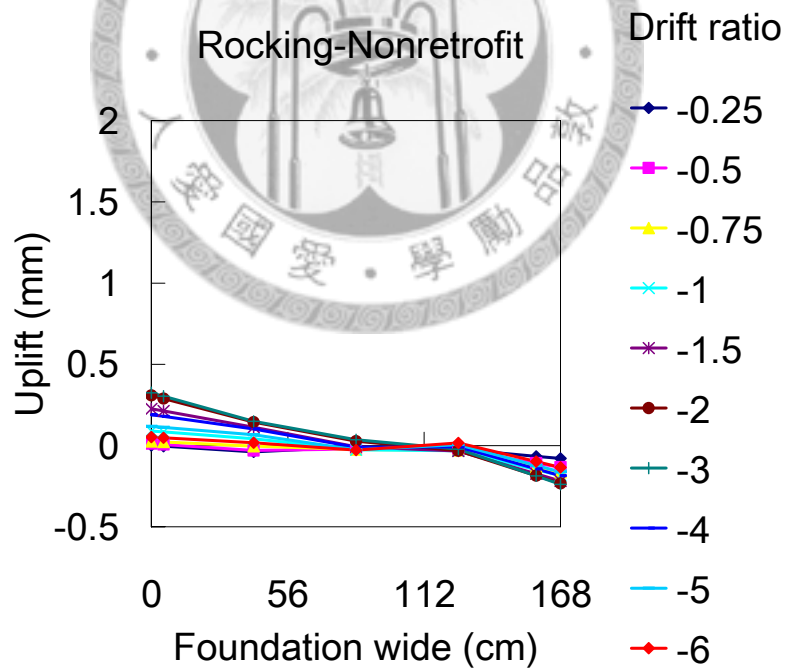


(b) 負側移率

圖 4.24 試體 C 反覆載重試驗扣除基礎轉角之柱身曲率圖

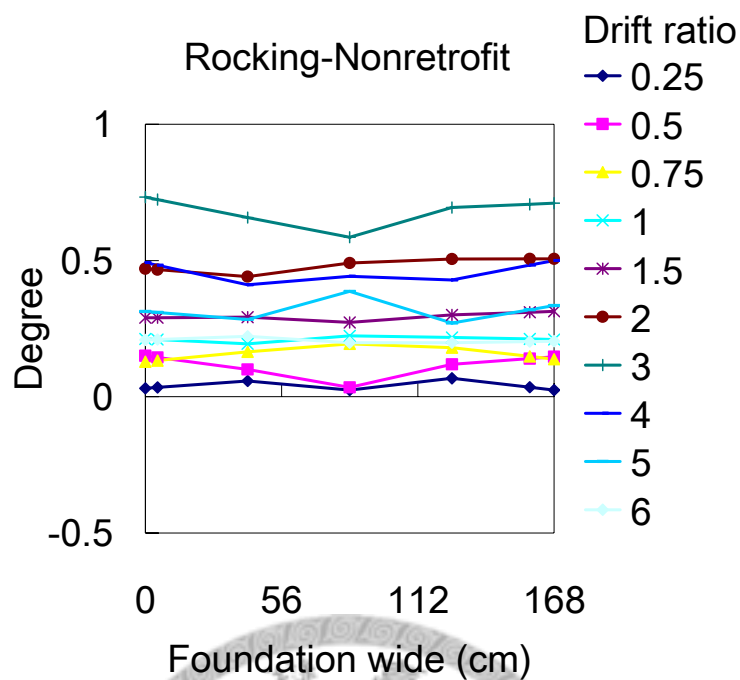


(a) 正側移率

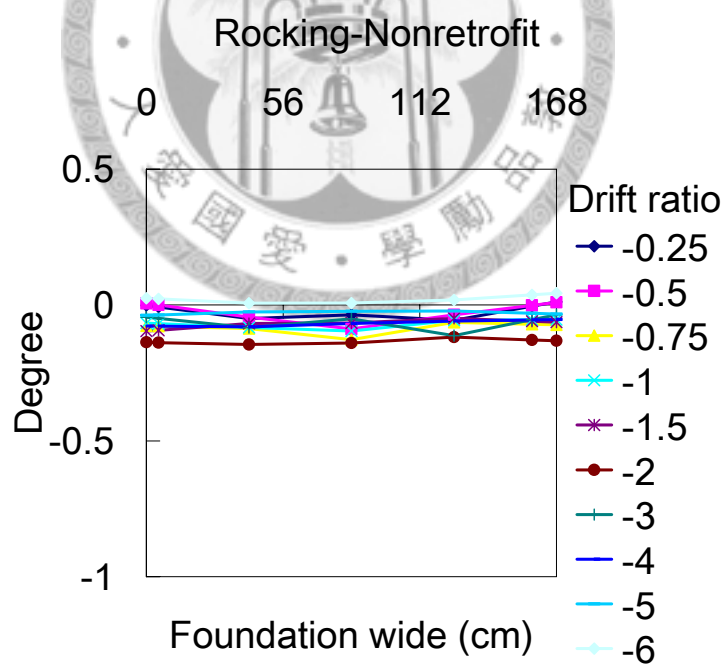


(b) 負側移率

圖 4.25 試體 C 反覆載重試驗之基礎抬升量圖

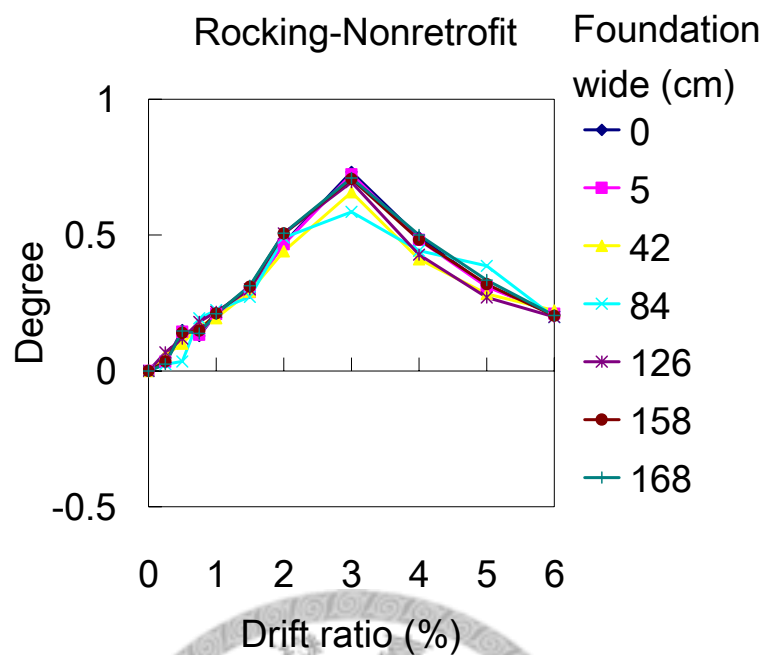


(a) 正側移率

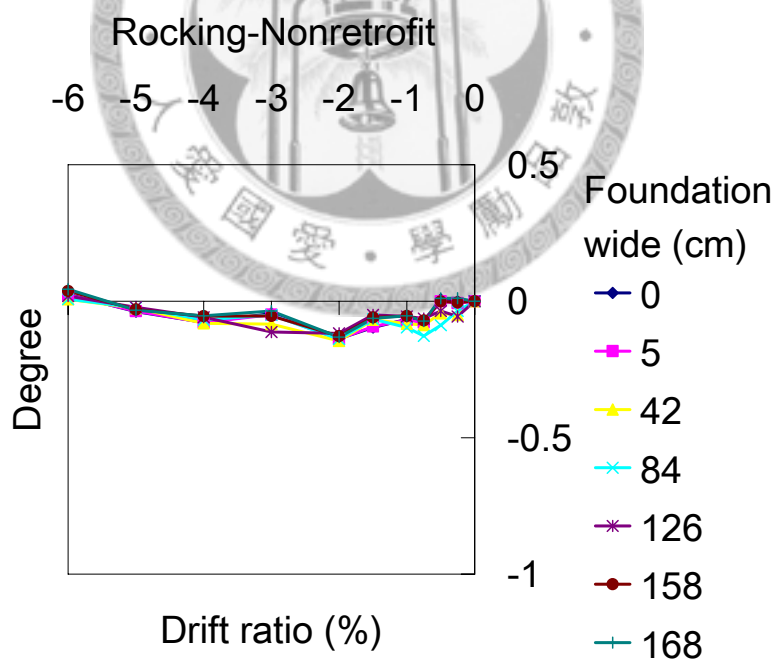


(b) 負側移率

圖 4.26 試體 C 反覆載重試驗之基礎轉角量圖 (不同側移率)



(a) 正側移率



(b) 負側移率

圖 4.27 試體 C 反覆載重試驗之基礎轉角量圖 (不同基礎位置)

4.4 試體 D 試驗

如表 3.7 所示，試體 D 為鋼板補強試體，且試驗時將其基礎直接置放於合成橡膠墊上而不限其基礎之抬升。試體 D 共進行三次擬動態試驗與一次反覆載重試驗。首先以 TCU102，PGA 為 100 gal 設計地震力歷時中度地震歷時進行擬動態試驗，試驗結果繪於圖 4.29~圖 4.32。其中圖 4.32 為試體受力反應遲滯迴圈，包括(a)圖之側力-位移圖與(b)圖之柱底彎矩-轉角圖；圖 4.28 為試驗後柱底相片；圖 4.31 為柱頂位移歷時與週期變化圖。如圖所示，試體 D 在 TCU102，PGA 為 100 gal 設計地震力歷時之中度地震作用下無論是側力-位移曲線，或柱底之彎矩-轉角曲線均幾乎為直線，試體 D 尚在線彈性範圍，並無破壞，此結果代表於試驗過程中基礎搖擺行為並不明顯，且柱底塑鉸亦尚未形成。此現象亦可由圖 4.28 與圖 4.32 觀察到。圖 4.28 顯現試體於試驗後在外觀上並未有任何損傷，而因歷時之 PGA 不大，故基礎抬升變化不明顯，故圖 4.31 顯示試體於試驗過程中週期變化亦不明顯，但尚可看出當搖擺機制發生時週期有增加之趨勢。

試體 D 第二次擬動態試驗之輸入地震歷時為設計地震歷時(TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時)，其試驗結果繪於圖 4.35~圖 4.38。圖 4.38 所示之反應遲滯迴圈顯示試體 D 在 PGA = 326 gal 之設計地震作用下，橋柱柱頂殘餘位移與柱底塑性變形均不大，且橋柱所受之側向地震力約略侷限制於 25 tonf 以內，此係由於基礎底之抬升隔絕部份地震力之故。另由圖 4.33 與圖 4.34 所示之試驗結束後柱底相片可發現此時柱底未包覆鋼板處橋柱有些微開裂，但並無大礙；由圖 4.37 所示之柱頂側向位移歷時與週期變化則可明顯看到當基礎開始抬升後，系統周期大幅提升，由 0.8 sec 延長至 2.8 sec，此結果再次證實搖擺機制可延長結構系統週期。

第三次擬動態試驗之輸入歷時為具近斷層效應之真實地震歷時 TCU102，PGA 為 326 gal 地震力歷時。該試驗在進行至歷時時程 Time = 35sec 時，因為此時柱頂側向位移已達 37 cm (見圖 4.43)，基於安全考量，實驗被迫中止，雖然此時試體於外觀上並沒明顯損傷 (圖 4.39 與圖 4.40)。藉由比較 TCU102，PGA 為 326 gal 地震力歷時擬動態試驗結果之圖 4.43 和 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時擬動態試驗之圖 4.38(a)可發現，雖然歷時 TCU102，PGA 為 326 gal 地震力歷時和 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時有相同之最大地表加速度 (PGA = 326 gal)，但其引致之試

體 D 反應卻完全不同。很明顯地，具近斷層效應之 TCU102，PGA 為 326 gal 地震力歷時所產生之柱頂位移遠大於設計地震歷時 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時所產生者。

試體 D 在完成三次擬動態試驗後，同一試體又繼續進行反覆載重試驗，圖 4.46 所示為試驗結果遲滯曲線；圖 4.45 與圖 4.45 為試驗結束後試體相片（最大側移率 6%）。如圖 4.46 (a) 所示，試體 D 之側力-位移遲滯曲線展現明顯之非線性搖擺行為，即其承受側力有一值約 25 tonf 之上限值，且其柱頂殘餘位移亦不大，但圖 4.46 (b) 之柱底彎矩-位移曲線顯示柱底已達降伏，且進入非線性，只是其非線性變形尚不嚴重。另由圖 4.45 與圖 4.45 之相片可觀察到包覆之鋼板在外觀上並無損傷，但柱底無鋼板補強處之原柱面有明顯開裂，此結果與圖 4.46 (b) 所示之柱底彎矩-位移曲線相呼應，由圖 4.49~圖 4.51 亦可看到此現象，因試體之 $M_0 \leq M_y \leq M_2$ ，故有搖擺效應產生，但仍舊會降伏。

TCU102 真實地震力，PGA 326 gal 位移歷時圖如圖 4.41 所示，側力歷時圖如圖 4.42 所示。正側移率 (a) 與負側移率 (b) 作用下不扣除基礎轉角之柱身曲率圖如圖 4.47 所示，正側移率 (a) 與負側移率 (b) 作用下扣除基礎轉角之柱身曲率圖如圖 4.48 所示，正側移率 (a) 與負側移率 (b) 作用下之基礎抬升量圖如圖 4.49 所示，正側移率 (a) 與負側移率 (b) 作用下依不同側移率之基礎轉角量圖如圖 4.50 所示，正側移率 (a) 與負側移率 (b) 作用下依不同基礎位置之基礎轉角量圖如圖 4.51 所示。

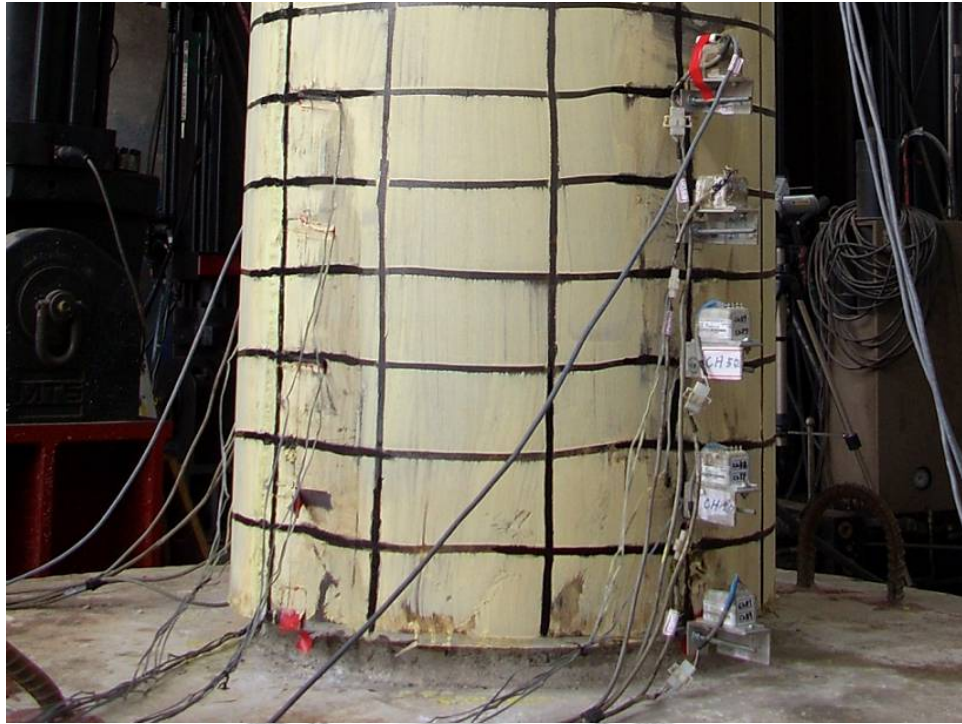


圖 4.28 試體 D 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 100 gal)

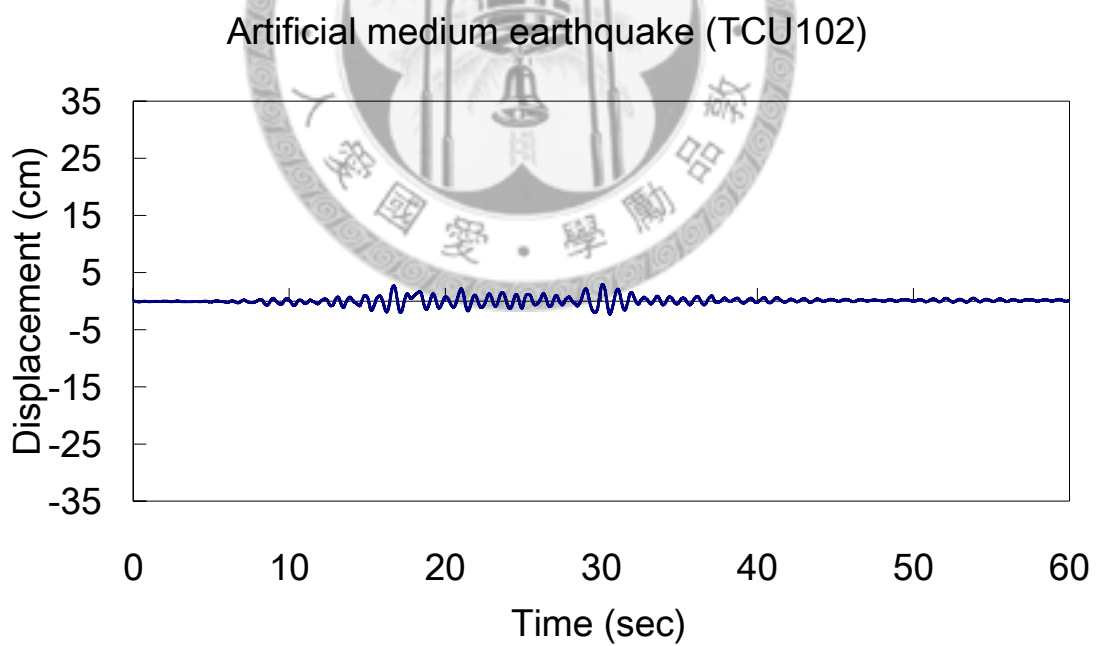


圖 4.29 試體 D 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 設計中小度地震力, 100 gal)

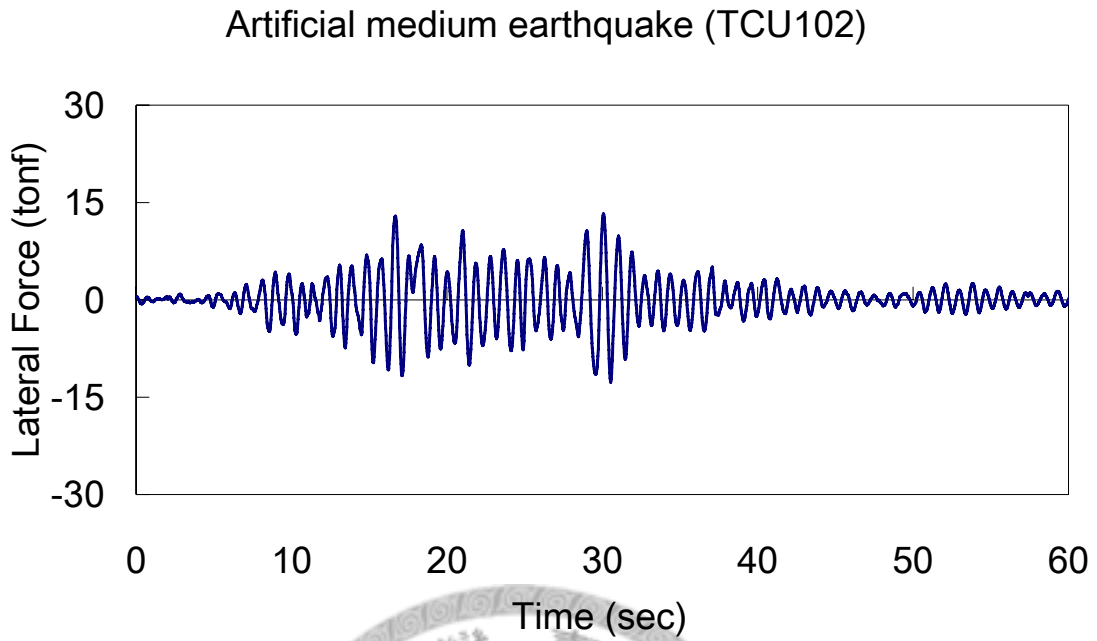


圖 4.30 試體 D 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 設計中小度地震力, 100 gal)

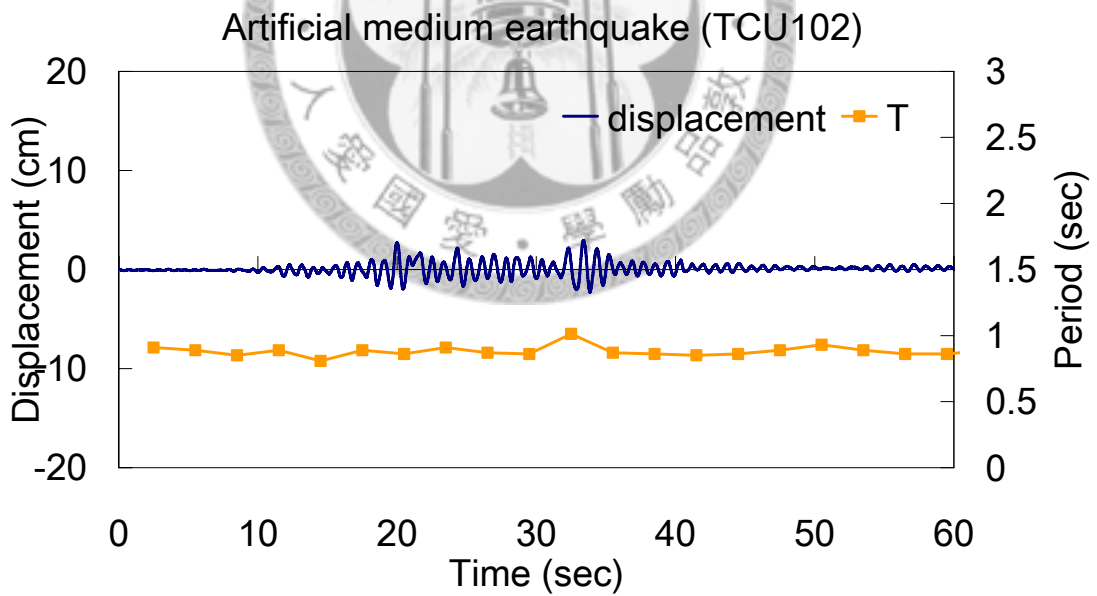
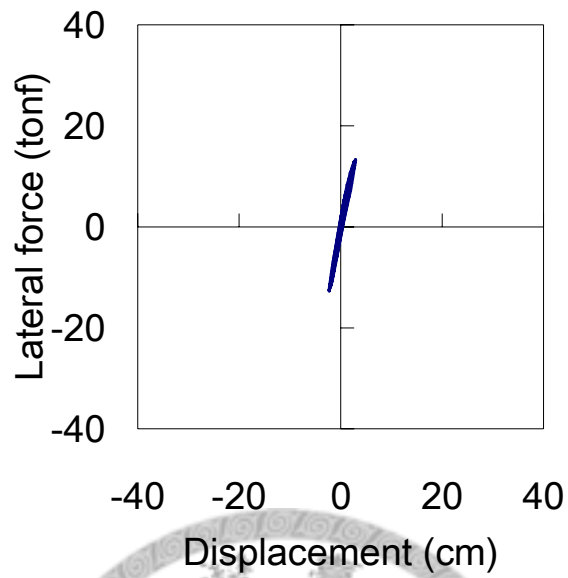


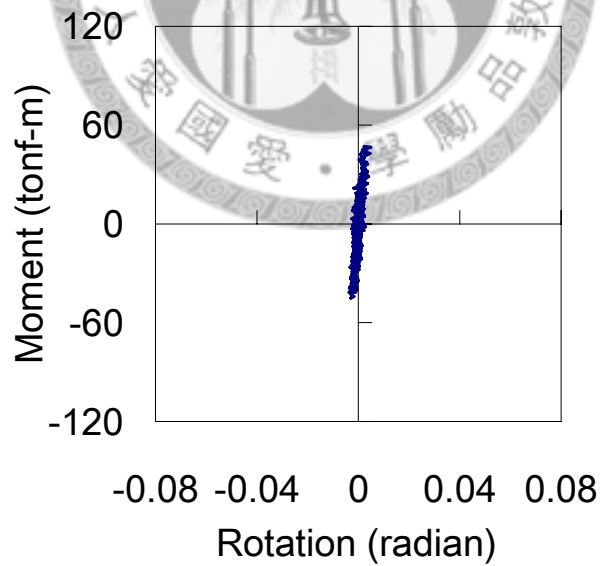
圖 4.31 試體 D 擬動態試驗之週期歷時圖 (TCU102 設計中小度地震力, 100 gal)

Artificial medium earthquake (TCU102)



(a) 側力-位移圖

Artificial medium earthquake (TCU102)



(b) 柱底彎矩-轉角圖

圖 4.32 試體 D 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 設計中小度地震力, 100 gal)



圖 4.33 試體 D 擬動態試驗後之南側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 326 gal)



圖 4.34 試體 D 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 設計地震力, 326 gal)

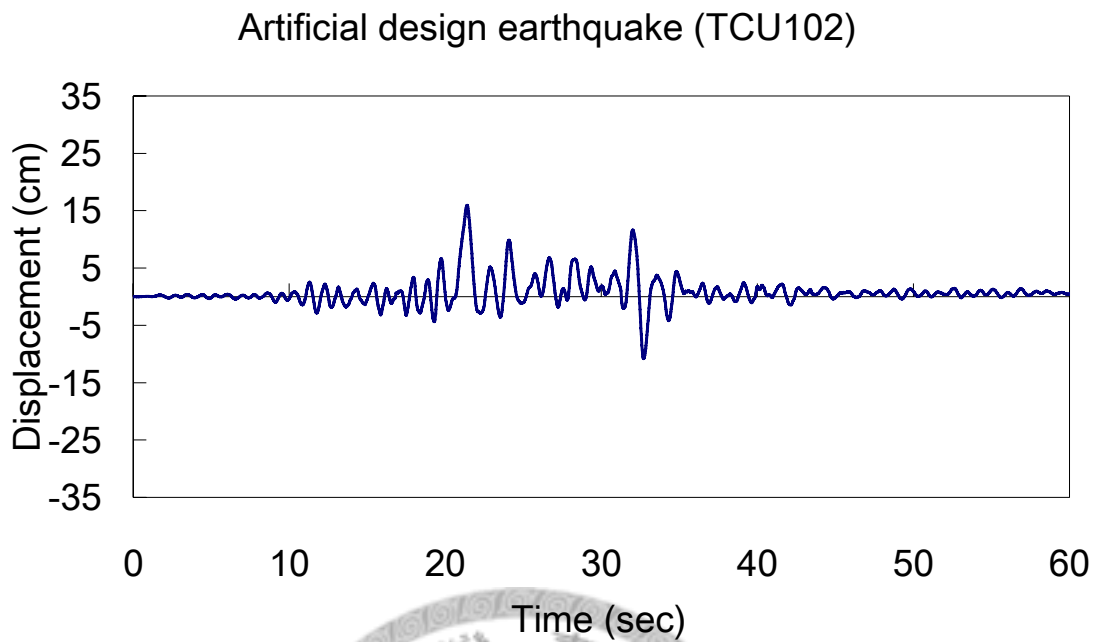


圖 4.35 試體 D 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 設計設計度地震力，326 gal)

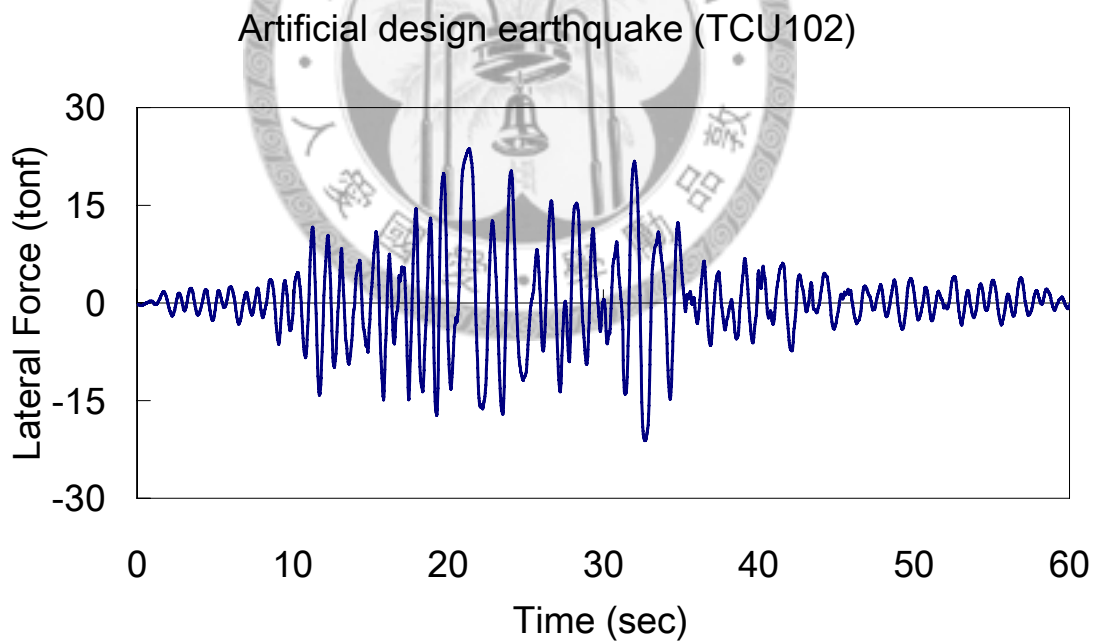


圖 4.36 試體 D 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 設計設計度地震力，326 gal)

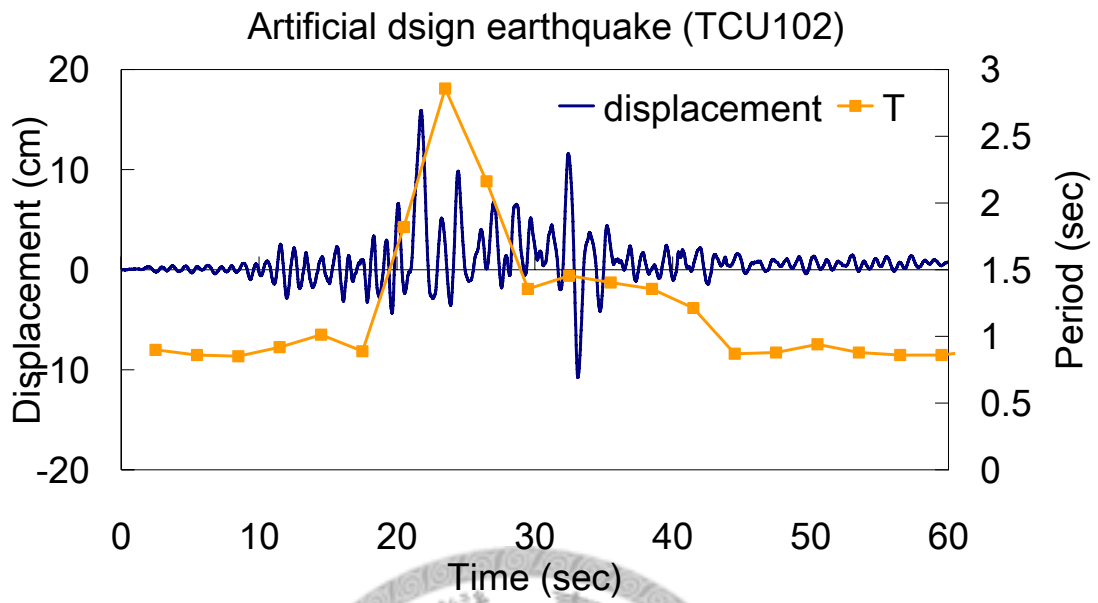
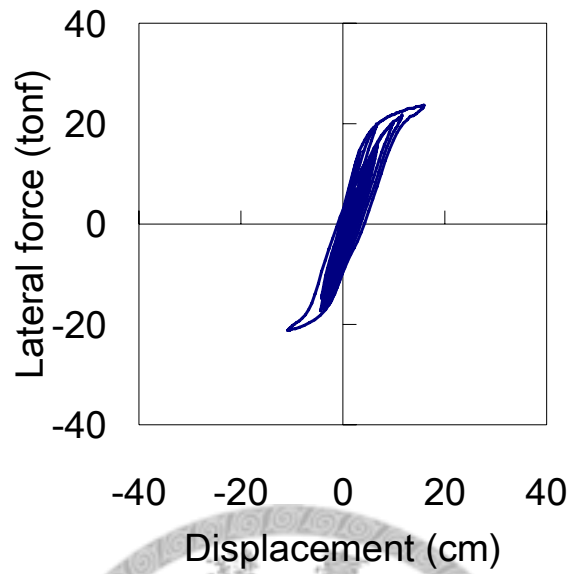


圖 4.37 試體 D 擬動態試驗之週期歷時圖 (TCU102 設計設計度地震力, 326 gal)

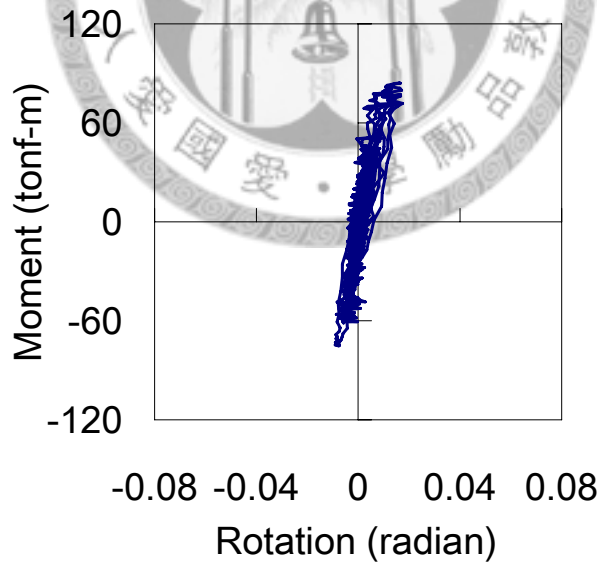


Artificial design earthquake (TCU102)



(a) 側力-位移圖

Artificial design earthquake (TCU102)



(b) 柱底彎矩-轉角圖

圖 4.38 試體 D 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 設計設計度地震力，326 gal)



圖 4.39 試體 D 擬動態試驗後之南側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 326 gal)



圖 4.40 試體 D 擬動態試驗後之北側柱底照片 (TCU102 真實地震力, 326 gal)

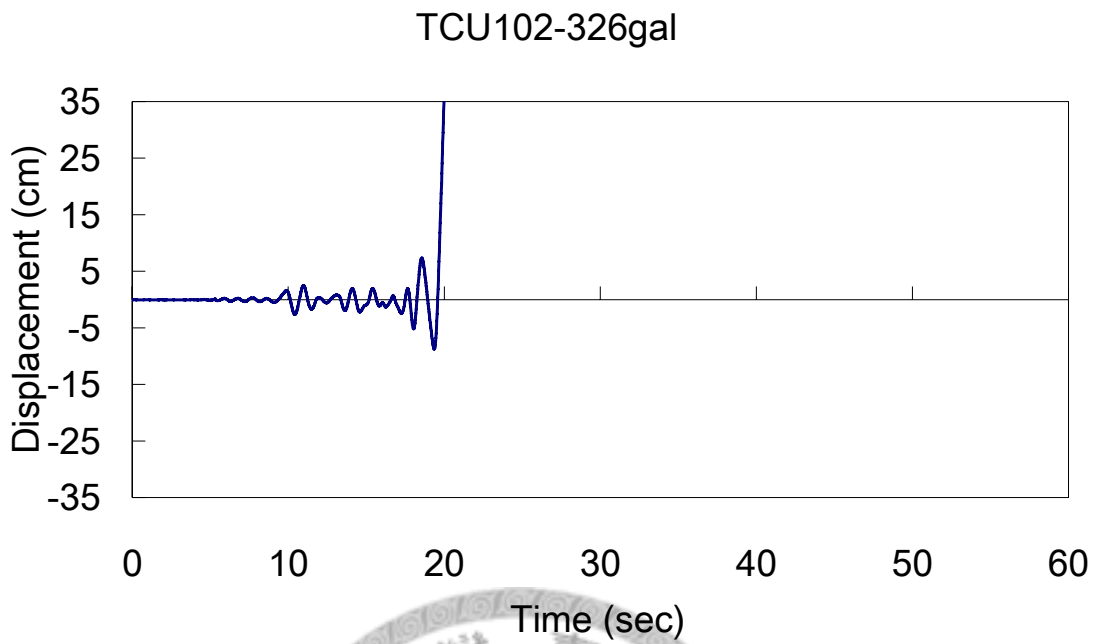


圖 4.41 試體 D 擬動態試驗之位移歷時圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal)

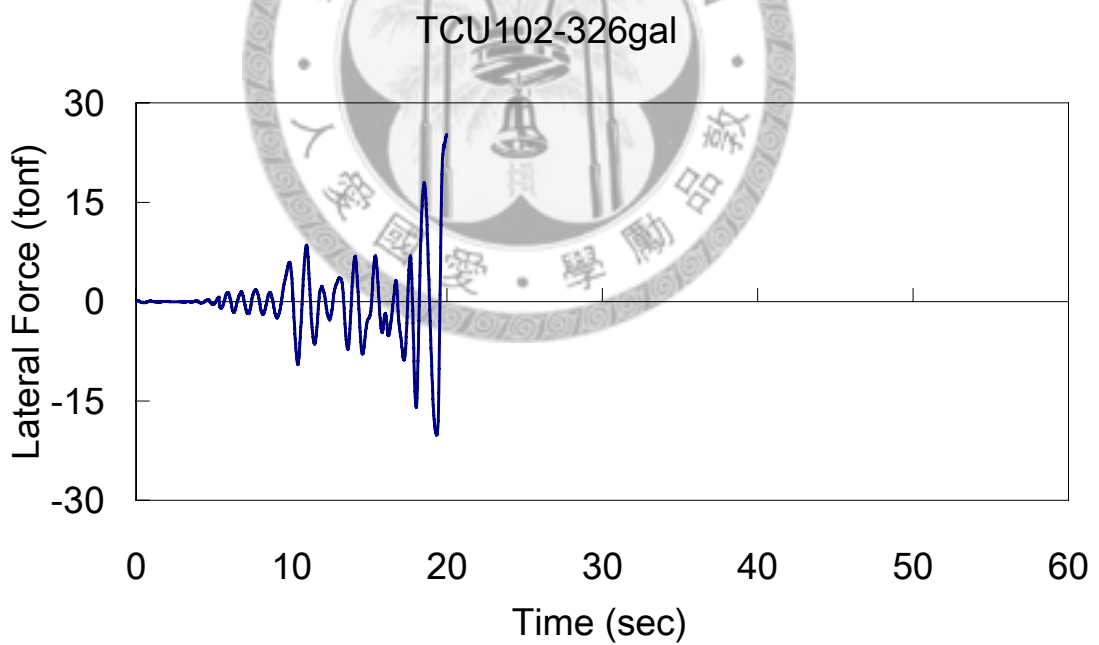
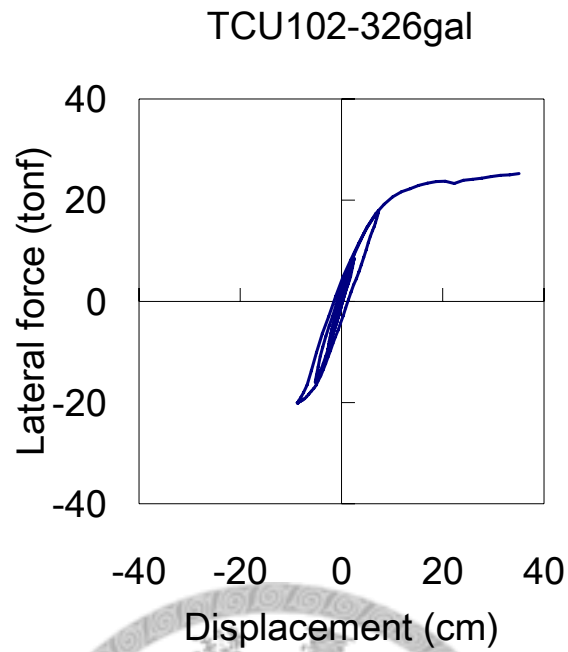
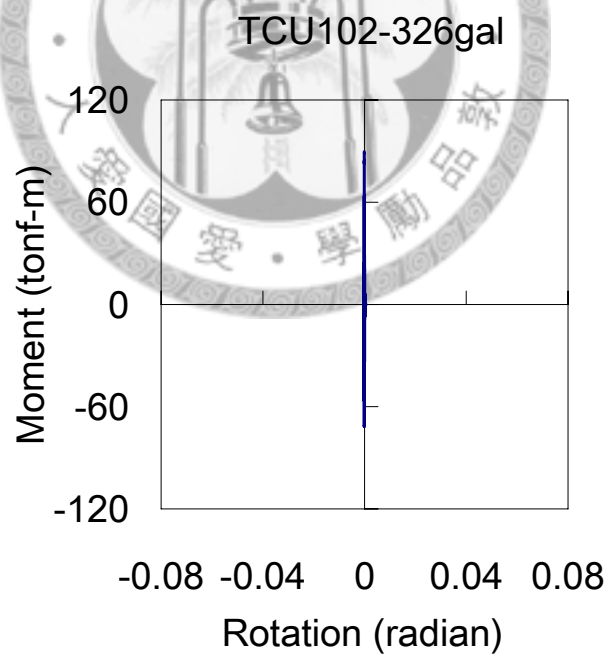


圖 4.42 試體 D 擬動態試驗之側力歷時圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal)



(a) 側力-位移圖



(b) 柱底彎矩-轉角圖

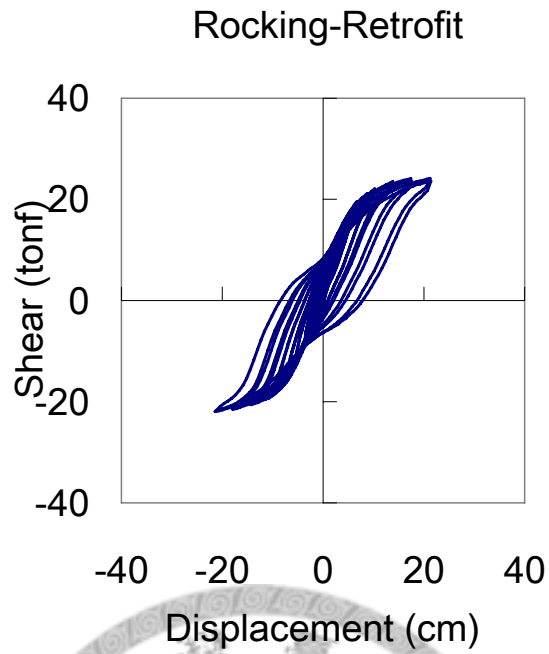
圖 4.43 試體 D 擬動態試驗之遲滯迴圈圖 (TCU102 真實地震力, 326 gal)



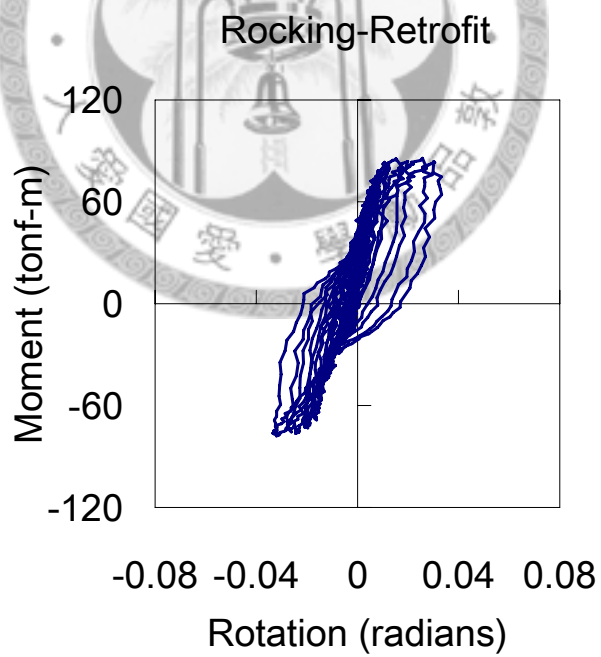
圖 4.44 試體 D 反覆試驗後之南側柱底照片



圖 4.45 試體 D 反覆試驗後之北側柱底照片



(a) 側力-位移圖



(b) 柱底彎矩-轉角圖

圖 4.46 試體 D 反覆載重試驗之遲滯迴圈圖

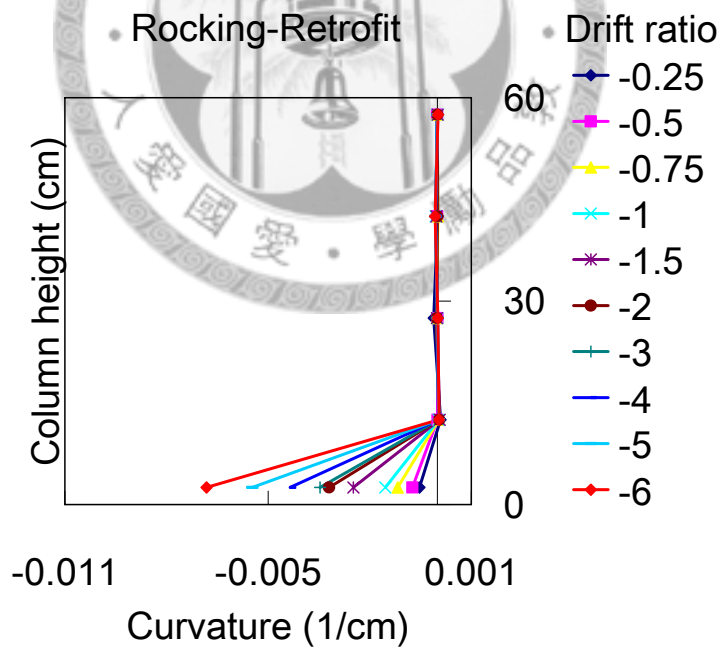
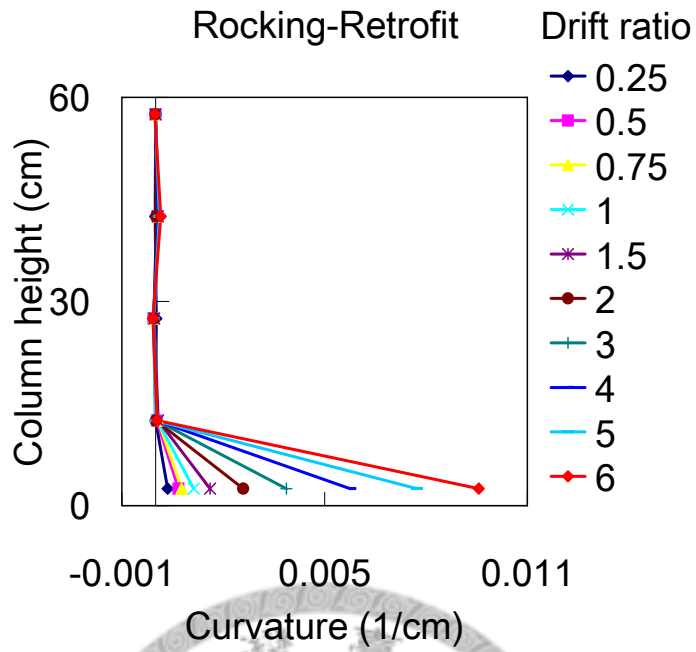
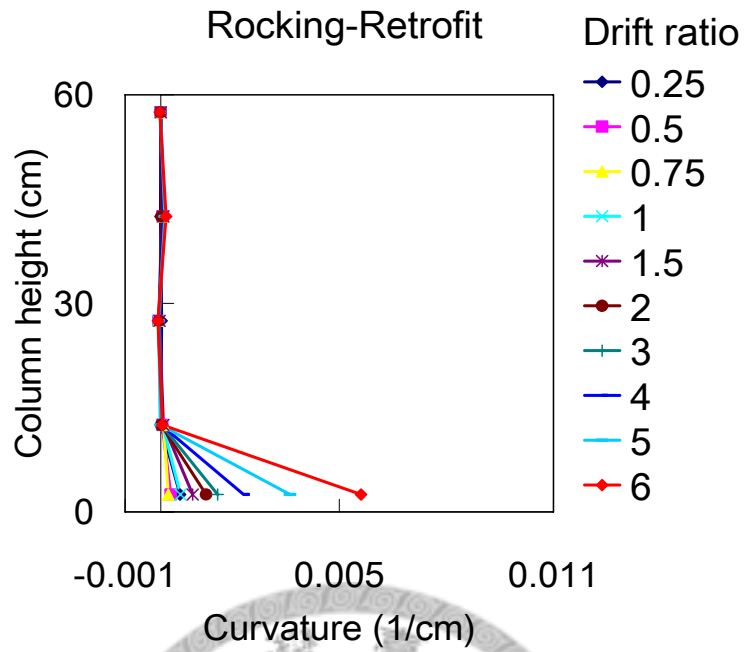
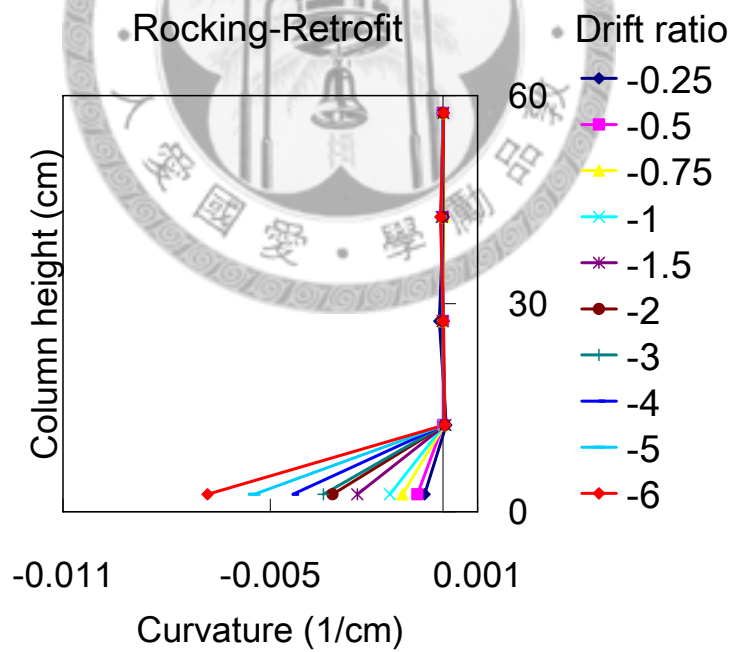


圖 4.47 試體 D 反覆載重試驗不扣除基礎轉角之柱身曲率圖

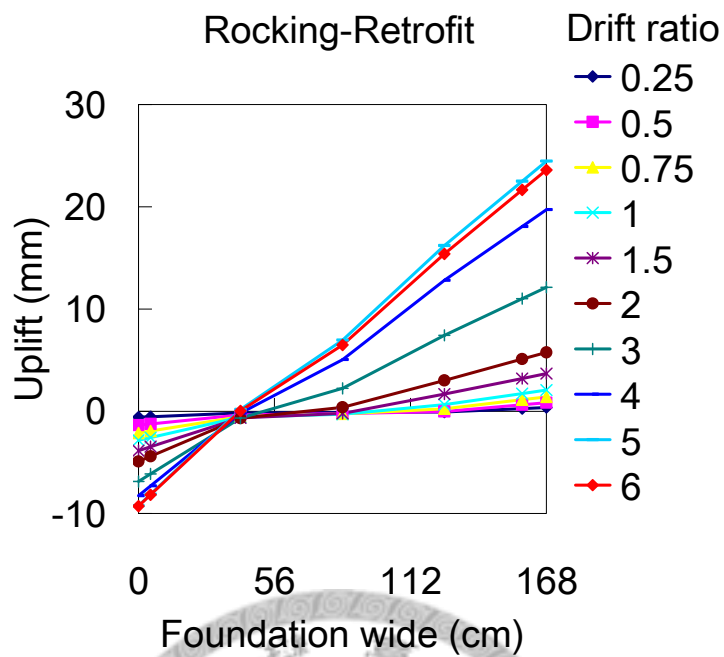


(a) 正側移率

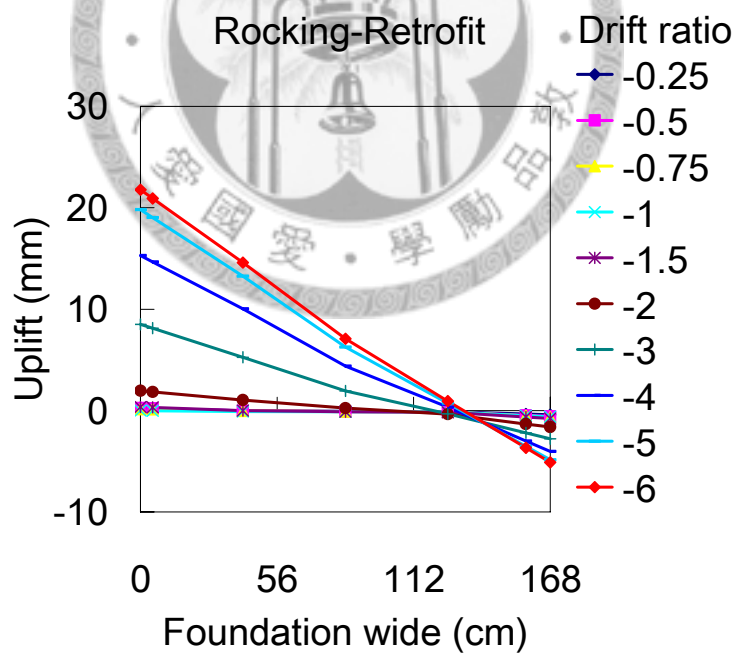


(b) 負側移率

圖 4.48 試體 D 反覆載重試驗扣除基礎轉角之柱身曲率圖



(a) 正側移率



(b) 負側移率

圖 4.49 試體 D 反覆載重試驗之基礎抬升量圖

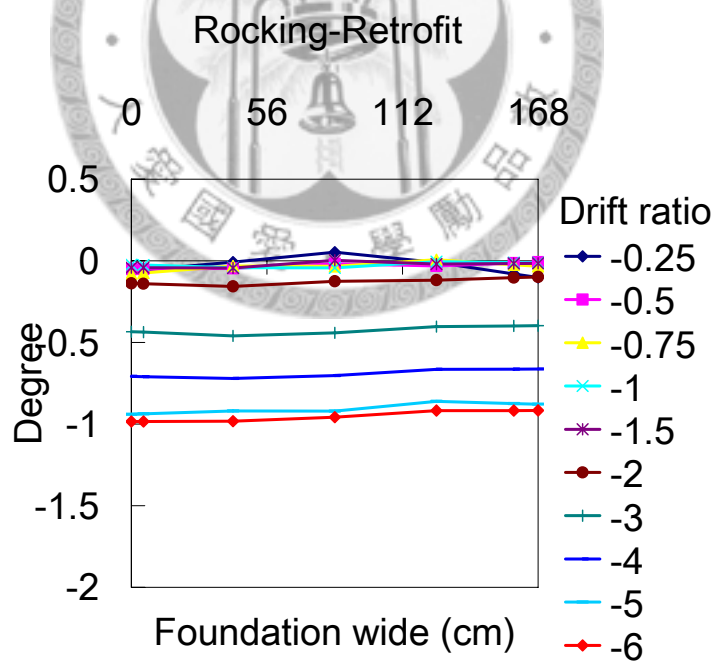
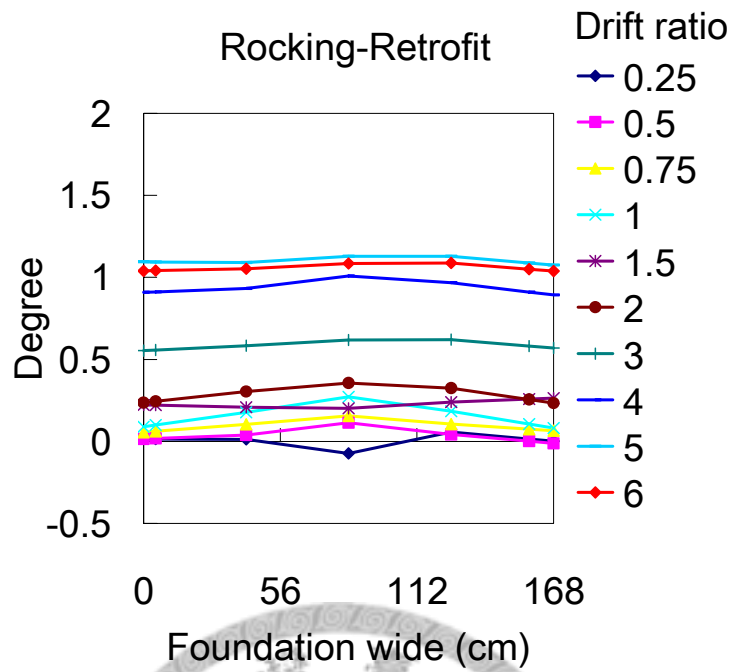
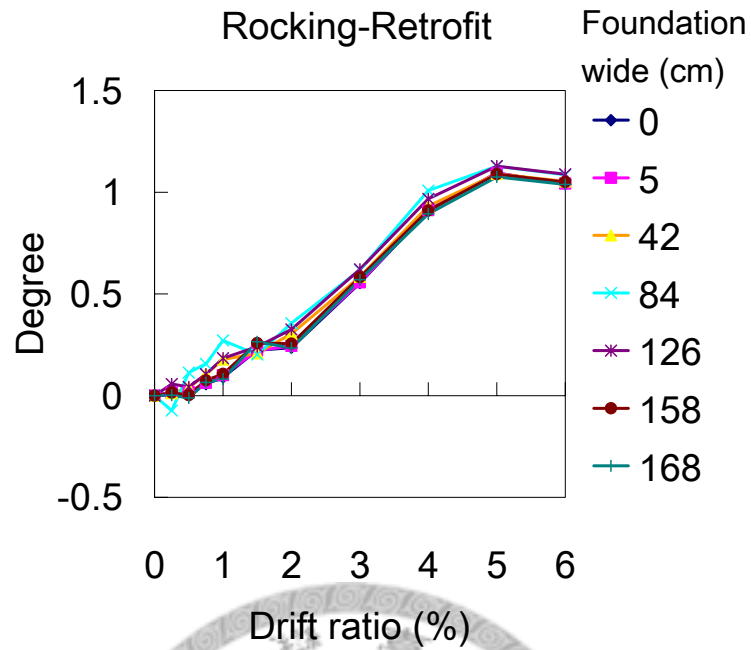
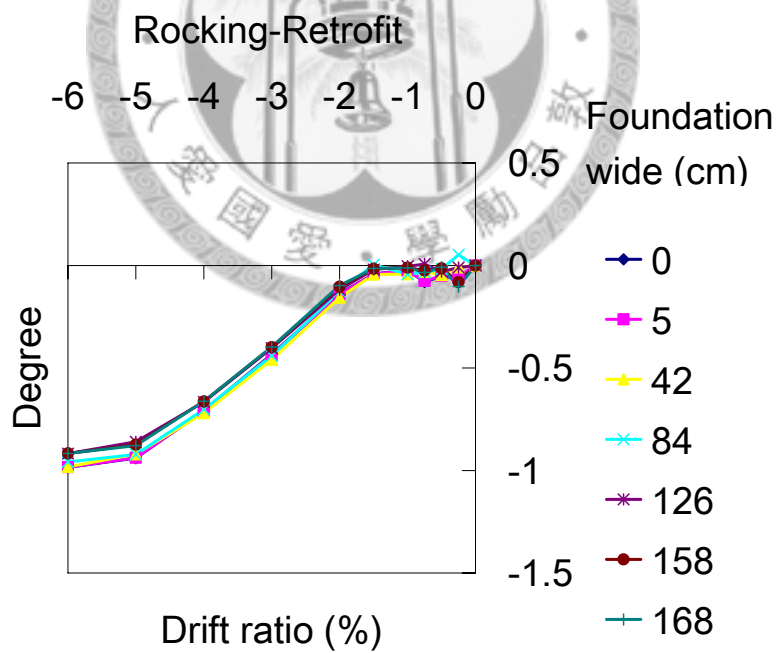


圖 4.50 試體 D 反覆載重試驗之基礎轉角量圖 (不同側移率)



(a) 正側移率



(b) 負側移率

圖 4.51 試體 D 反覆載重試驗之基礎轉角量圖 (不同基礎位置)

4.5 綜合討論

本試驗為量測加載過程中柱身斷面旋轉角，如 3.5 節所述，分別於施力向左右兩側塑鉸區柱身中性軸位置安裝五組角度計，這些角度計除可記錄柱身旋轉角變化外，也可藉以推求塑鉸區平均曲率值變化。曲率值可由上下兩相鄰角度計讀數之差值再除以其間距求得。圖 4.52~圖 4.54 所示分別為試體 A、試體 C 和試體 D 反覆載重試驗在不同側移率下，柱底曲率沿著垂直向之分佈圖。為簡化起見，圖中僅包含側移率為正值之反應，側移率為負值之反應類似，故並未再列出。如圖所示，對於未經鋼板補強之試體 A 和 C，其曲率分佈型態看起來很類似，均呈現幾乎均佈於塑鉸區之狀態，但若仔細再比較圖 4.52 與圖 4.53 所示之曲率值可發現，對於基礎搖擺機制不受束制之試體 C，其曲率值略低於試體 A，尤其是當側移率不大於 3% 時，該現象也可由圖 4.25~圖 4.27 說明。圖 4.25~圖 4.27 所示為試體 C 反覆載重試驗於不同側移率時之基礎抬升量圖，如圖所示，試體 C 基礎之最大抬升量發生於側移率為 3% 時，抬升量大約為 1.5 mm，而當側移率大於 3% 後，抬升量即隨著側移率之增加而減小。舉例而言，當側移率為 6% 時，基礎抬升量僅剩 0.2 mm，所以此時試體 C 之反應即如同基礎抬升受束制之試體 A 一般。

接著比較試體 C (圖 4.52) 和試體 D (圖 4.54)。試體 C 和 D 均是基礎抬升不受束制之試體，且其基礎尺寸相同，唯一不同為試體 D 為經鋼板補強之試體，而試體 C 為主筋搭接且圍束不足之試體。由圖 4.54 可發現，補強之試體 D 曲率值明顯小於試體 C，試體 D 之塑性旋轉角主要集中於柱底未有鋼板包覆之 5 cm 內。另由比較試體 D 之基礎抬升量 (圖 4.49 圖 4.51) 與試體 C 之基礎抬升量 (圖 4.25~圖 4.27) 可發現，補強之試體 D 基礎抬升量遠高於試體 C。試體 D 之最大基礎抬升量約為 2 cm，但試體 C 之最大基礎抬升量僅約為 1.5 mm。此外，在側移率不大於 5% 前，試體 D 之基礎抬升量穩定隨著側移率之增加而增加，此意味著此時基礎搖擺機制之隔震效益得以發揮。但側移率為 6% 時之基礎抬升量則小於側移率為 5% 時之值，此意味此時橋柱已進入某一程度之非線性變形，而橋柱之塑性變形亦協助消散部分能量。

理論上，若基礎之抬升未受束制，則其傳遞之基底彎矩將受限於如圖 4.3 所示之彎矩值 M_2 ，而此基礎所能傳遞彎矩值之限制將有機會進一步降低柱底塑鉸區之塑性變形。由本章之實驗已可觀察到柱底塑性變形因基礎搖擺機制之發生而降低之現象。然

而我們亦了解到儘管直接基礎搖擺機制可消散地震能量，進而有可能降低橋柱之強度需求與韌性需求，橋柱之強度與韌性仍須先達到某一特定程度，以使得搖擺機制有可能被驅動。此外，實驗也發現基礎搖擺機制會增加柱頂之側向位移，尤其是在近斷層地震作用下，該現象將是未來進一步研究上需注意之重要課題。

由試體 A、試體 C 的反覆載重試驗可看出雖同為未補強試體，但不管是在遲滯迴圈或柱身曲率的表現上，考慮搖擺效應之試體 C 都有明顯改善。經由 3 組擬動態試驗，均可看出當搖擺機制發生時，週期有延長之現象，且當搖擺的程度愈大，延長的程度也愈大，此乃本研究最重要之結果，表示搖擺機制乃是一種天然隔震器，可有效減少地震時引致之剪力。

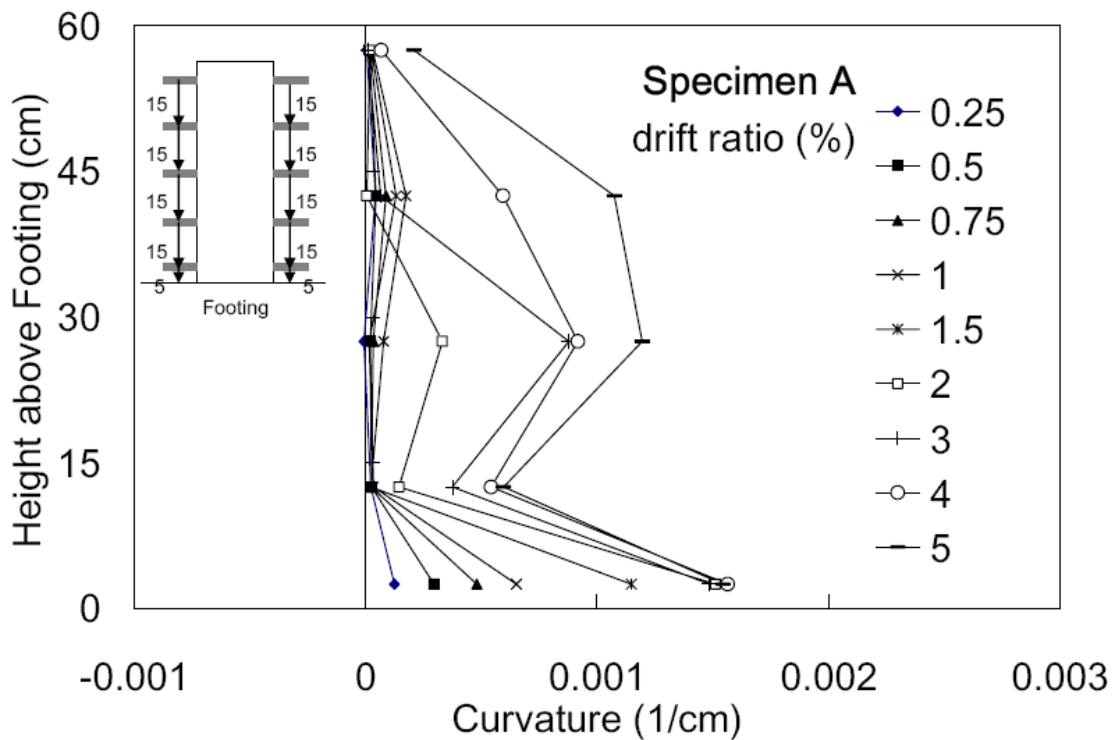


圖 4.52 試體 A 反覆載重試驗柱底曲率分佈圖

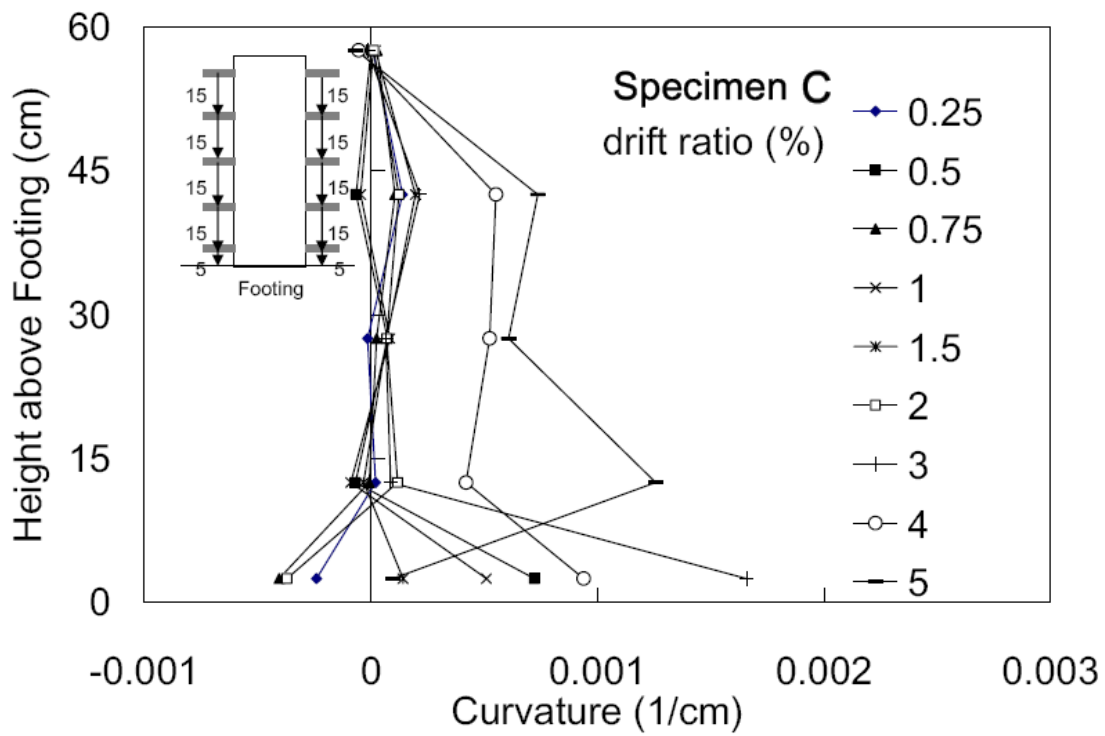


圖 4.53 試體 C 反覆載重試驗柱底曲率分佈圖

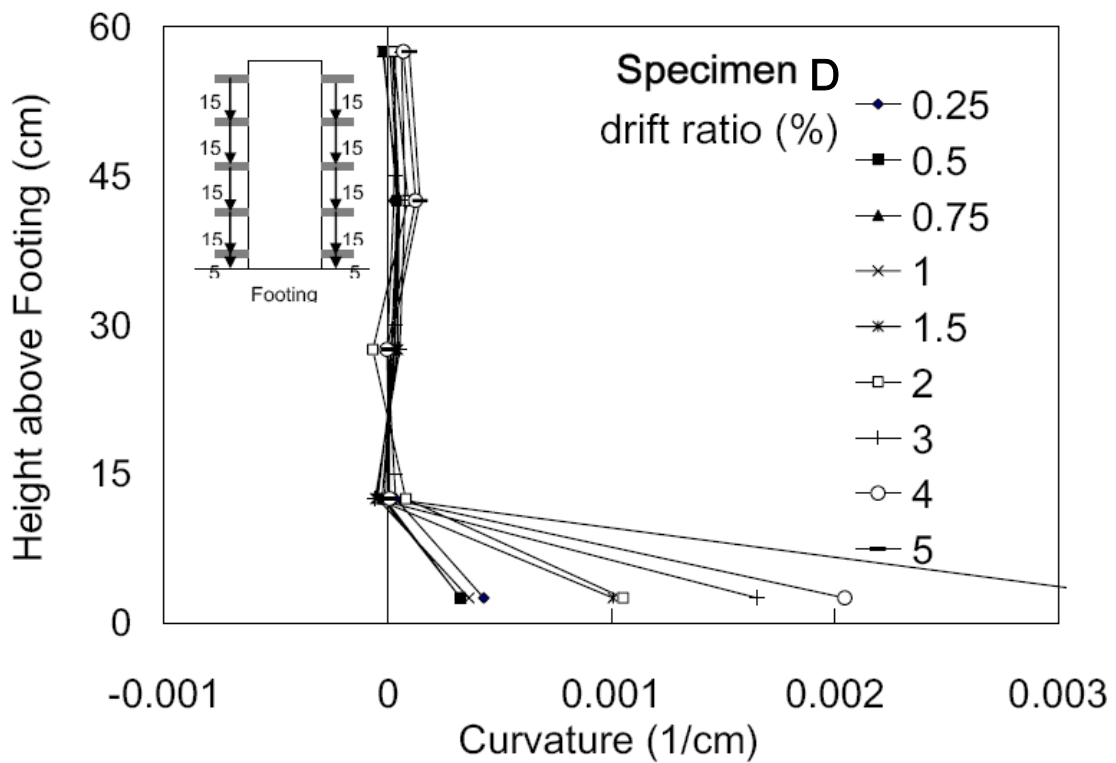


圖 4.54 試體 D 反覆載重試驗柱底曲率分佈圖



第五章 數值模擬

本章採用三維非線性分析軟體 SAP2000 模擬第四章所述之實驗，進行橋柱之動態非線性歷時分析與靜態非線性反覆載重分析。藉由比對分析結果與第四章之試驗結果，檢驗分析模型之正確性，並以該分析模型進行參數分析。考慮之參數包括基礎尺寸與土壤彈簧勁度。

5.1 分析模型與驗證

本研究採用 SAP2000 軟體進行數值模擬分析，配合第四章所進行之單向擬動態試驗與反覆載重試驗，分析模型亦為二維模型。分析固接基礎與搖擺基礎模型繪於圖 5.1 與圖 5.2，如圖所示，橋柱塑鉸區以非線性纖維元素 (Fiber Element) 或非線性連結元素 (Link Element) 模擬鋼筋混凝土橋柱之塑性鉸，其他區域橋柱則以線性梁柱元素模擬。上部結構以質量為 120 tonf 之集中質量模擬；基礎以剛性元素模擬，其質量則以質量為 4tonf 之集中質量模擬；基礎-土壤互制力以 SAP2000 中之開口元素 (Gap element) 模擬，該元素之效應等同於一不受拉非線性彈簧 (圖 5.3)，分析採用之彈簧總受壓勁度對應於實驗採用之合成橡膠墊勁度為 $K_v = 10170 \text{ tonf/cm}$ ，換算為單位面積受壓勁度約為 $k = 3.6 \times 10^5 \text{ tonf/m}^3$ 。

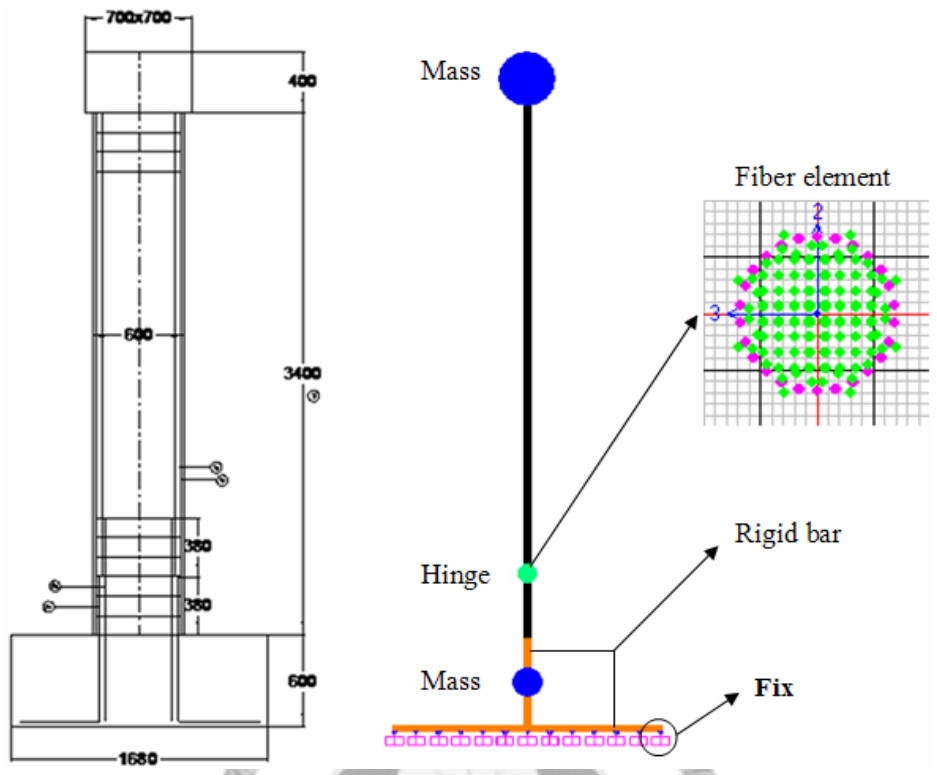


圖 5.1 SAP2000 之 Fixed 模型

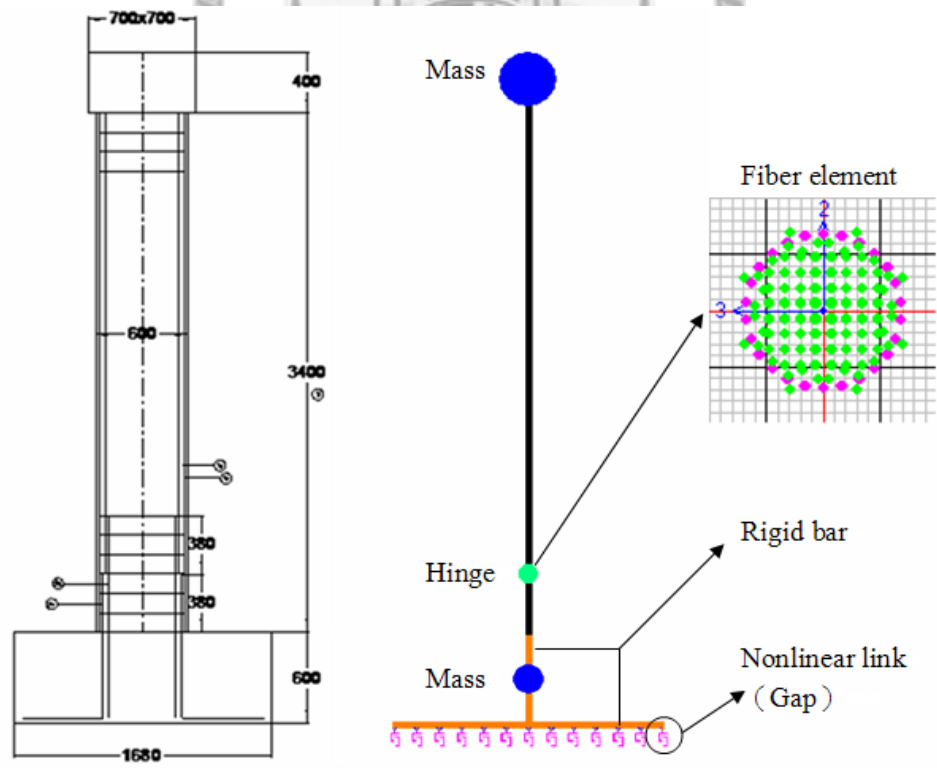


圖 5.2 SAP2000 之 Rocking 模型

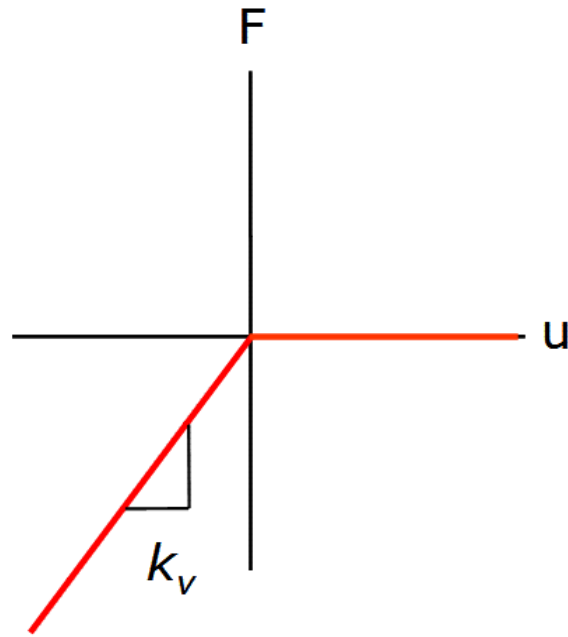


圖 5.3 SAP2000 中之 Gap 元素示意圖

5.1.1 試體 A

首先針對試體 A 之試驗進行模擬。由於試體 A 試驗為固接基礎，所以如圖 5.1 所示之基礎底不受拉彈簧將以固接之邊界條件替代。此外由於試體為主筋搭接且圍束不足試體，依據文獻【9】之說明，搭接試體之主筋並無法達到其降伏強度，故本研究以主筋抗拉強度折減為拉力試驗值之 0.8 方式模擬鋼筋纖維元素，鋼筋之應力-應變曲線繪於圖 5.4，混凝土應力-應變曲線則依 Mander 模型【38】、【39】繪於圖 5.5，其中圖 5.5 (a)為混凝土圍束區應力-應變曲線，圖 5.5 (b)為混凝土保護層（未圍束區）應力-應變曲線。依圖 5.4 與圖 5.5 之材料應力-應變曲線首先進行試體 A 之側推分析。側推分析結果與試體 A 反覆載重試驗結果之比較圖繪於圖 5.6，其中圖(a)為側力-位移圖；圖(b)為柱底彎矩-轉角圖。如圖所示，側推分析結果與實驗所得遲滯曲線之包絡線大致相符，而某些微差異主要在於原試體柱身不夠對稱，使得實驗結果顯現之遲滯曲線正向與負向反覆載重試驗結果也不對稱，故分析結果在正側力向略高於實驗值，而負側力向則略低於實驗值。但平均而言，上述分析模型所得之側推曲線與實驗結果尚稱符合。如第四章所述，試體 A 主要是因主筋搭接和圍束不足造成之剪力破壞與主筋握裹滑移破壞，其遲滯曲線顯現明顯之捏縮效應。此效應纖維元素並無法模擬，所以以下試體 A 之模擬分析將以 SAP2000 之非線性 Link 元素（Multi Linear Plastic type）取代圖 5.6 之

纖維元素進行分析，而 Link 元素之性質則以圖 5.6 (b)側推分析所得之彎矩-轉角關係曲線模擬，滯回模型則採用 Pivot 模型【40】，Pivot 模型之參數選取如下： $\alpha_1=\alpha_2=0.3$ ； $\beta_1=\beta_2=1.0$ 。依上述設定進行靜態非線性反覆載重分析所得之試體 A 遲滯曲線和實驗所得遲滯曲線比較於圖 5.7 中，其中圖(a)為側力-位移圖；圖(b)為柱底彎矩-轉角圖。如圖所示，數值分析所得結果和實驗結果相比，大致相符。

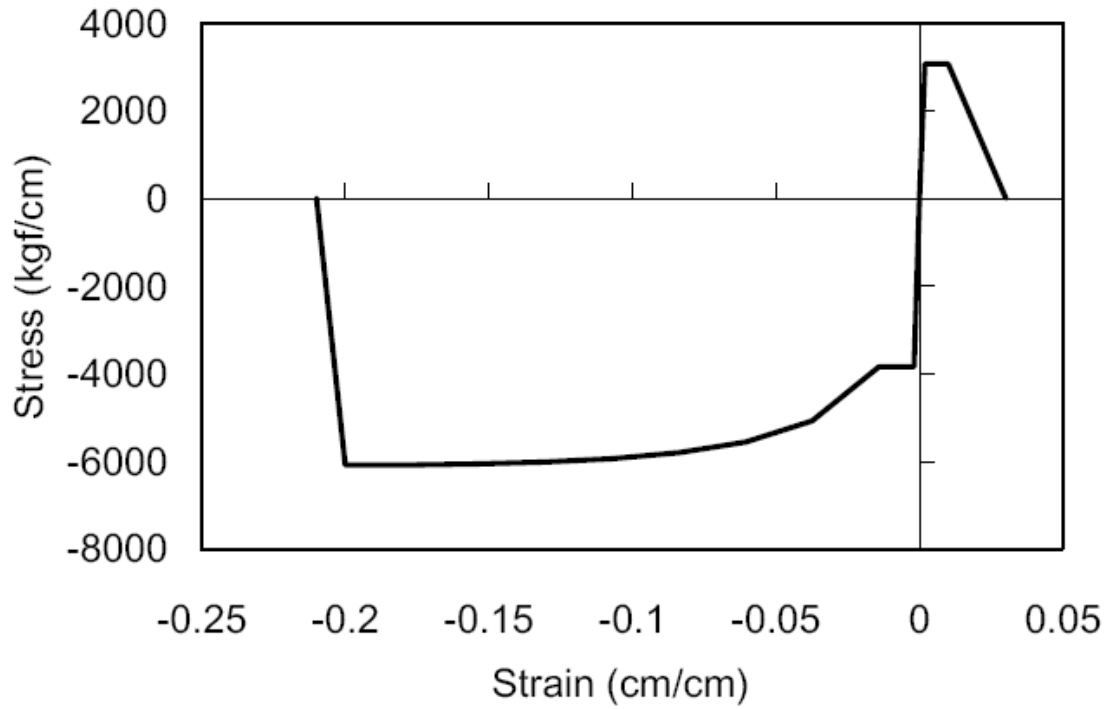
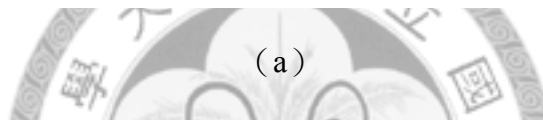
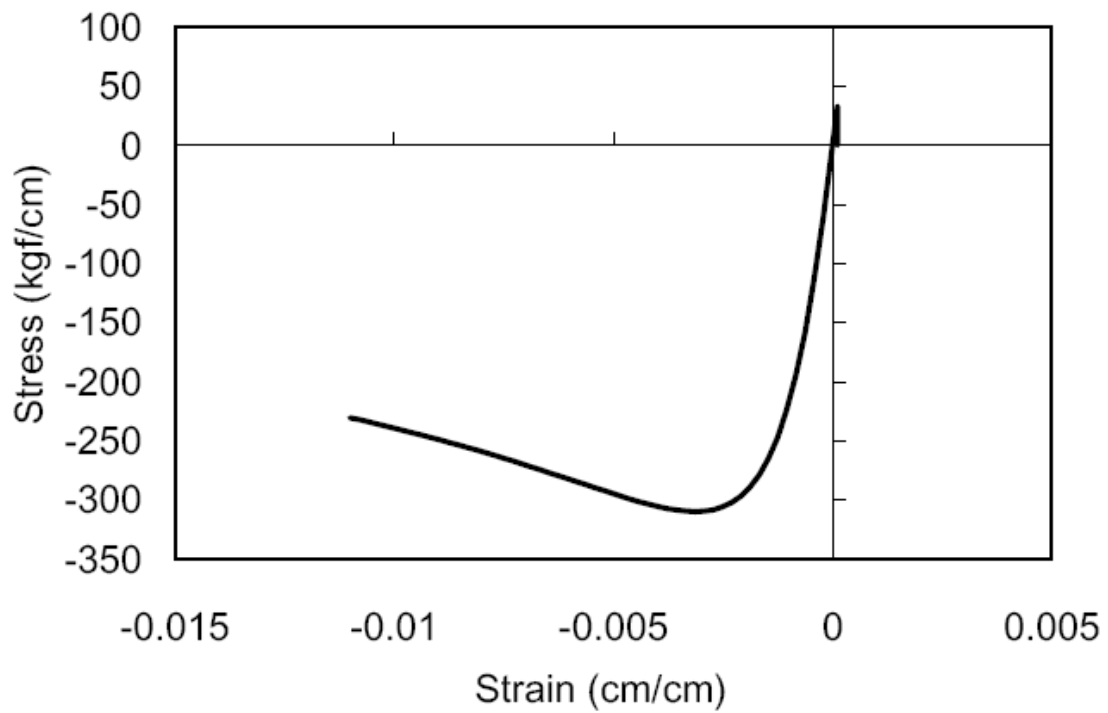
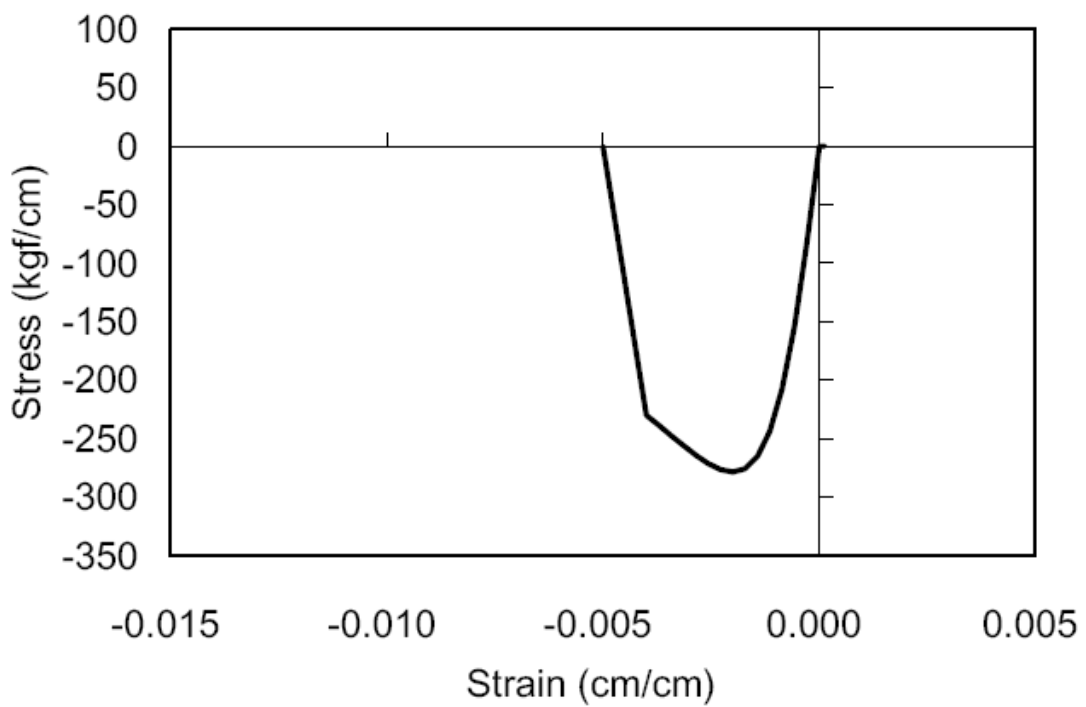


圖 5.4 試體 A 分析模型於搭接區採用之主筋應力-應變曲線



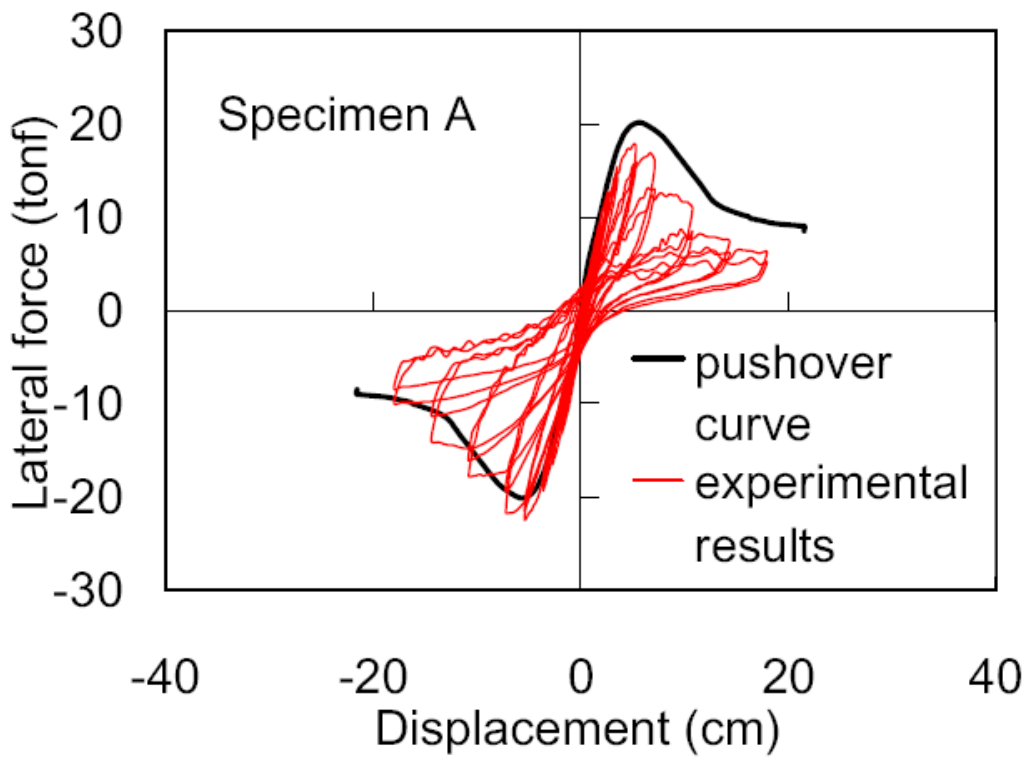
(a)



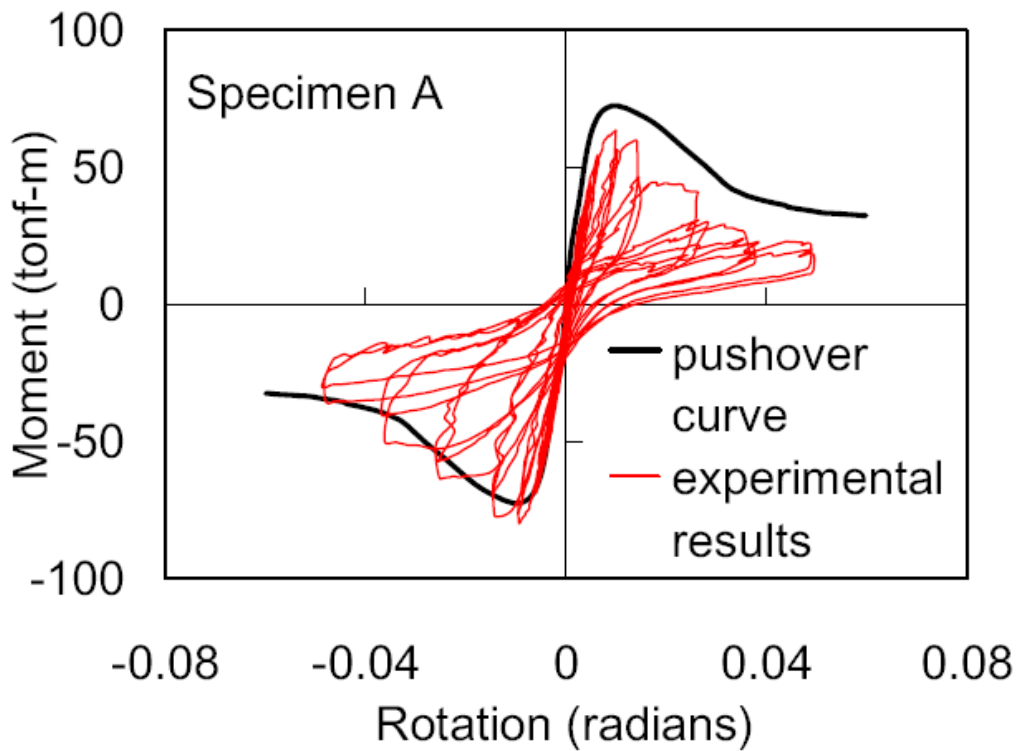
(b)

圖 5.5 試體 A 分析模型之混凝土應力-應變曲線

(a)圍束區混凝土；(b)保護層混凝土



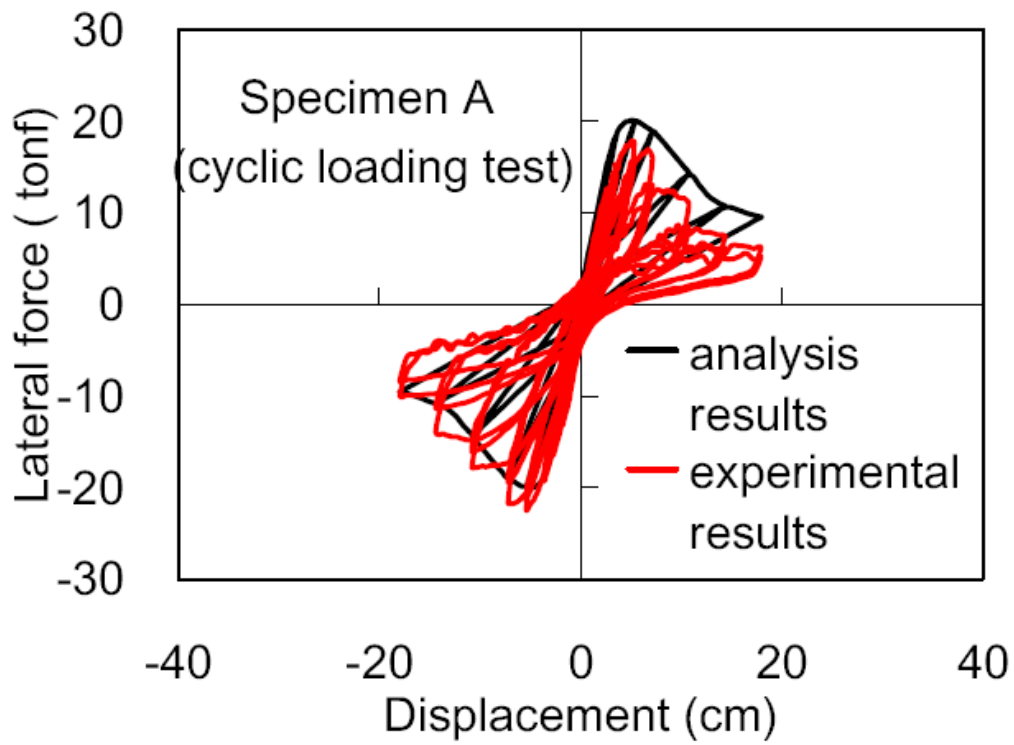
(a)



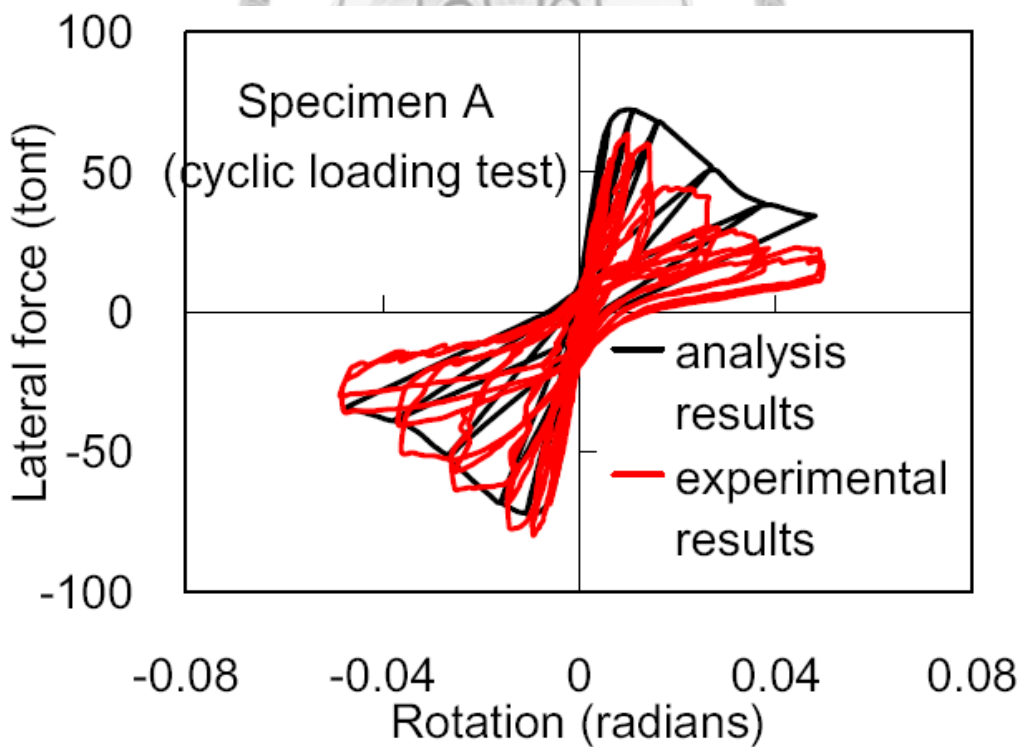
(b)

圖 5.6 試體 A 反覆載重試驗結果與側推分析比較

(a)側力-位移圖; (b)柱底彎矩-轉角圖



(a)



(b)

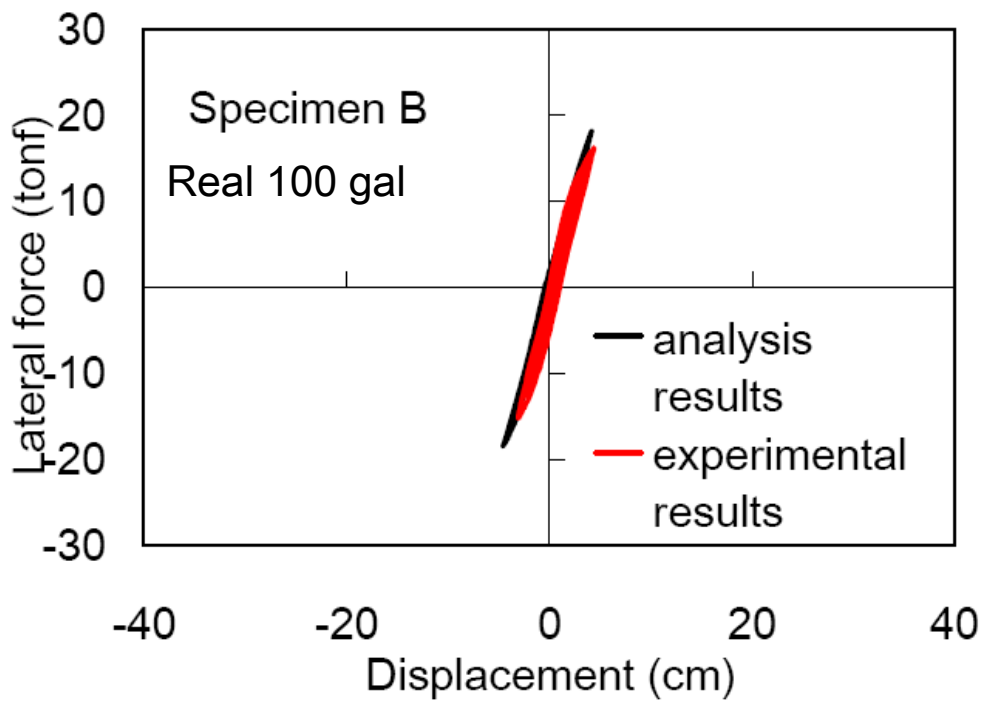
圖 5.7 試體 A 反覆載重試驗結果與分析結果比較

側力-位移圖; (b) 柱底彎矩-轉角圖

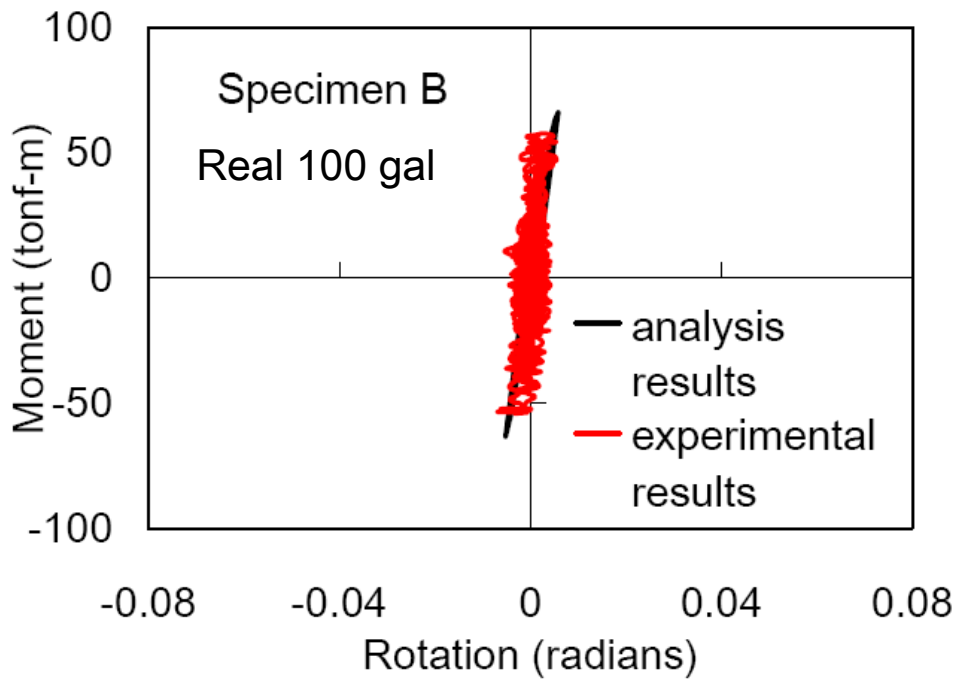
5.1.2 試體 B、試體 C

試體 B、試體 C 和試體 A 有相同之配筋與尺寸，故本小節將以和試體 A 採用之相同 Link 元素模擬塑鉸，但考量試體 B 遲滯迴圈捏縮效應不若試體 A 明顯，故其滯回模型 (Pivot 模型) 的參數設定和試體 A 略有不同，在此採用之滯回模型參數如下： $\alpha_1=\alpha_2=0.3$ ； $\beta_1=\beta_2=0.7$ 。依此模型設定，首先進行 TCU102，PGA 為 100 gal 真實地震力歷時和 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時之擬動態試驗模擬，分析結果與試驗結果比較圖分別繪於圖 5.8 和圖 5.9。如圖所示，對於 TCU102，PGA 為 100 gal 真實地震力歷時擬動態試驗之模擬，分析結果無論是圖(a)之側力-位移圖或圖(b)之柱底彎矩-轉角圖都和試驗結果相當吻合。至於 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時之擬動態試驗模擬，由於試驗僅進行至 $T=36.7\text{sec}$ 而無預警地停止，所以圖 5.9 所示之試驗結果曲線為歷時進行至 $T=36.7\text{sec}$ 之反應，而分析結果則為 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時作用下試體 B 之完整反應。如圖 5.9 所示，試驗結果與模擬分析結果在負向側力作用下之初始反應勁度大致相符，但正向側力作用下，試驗結果顯現之勁度則略低於分析結果，此現象之原因可能是試體本身不對稱所造成，或是試驗在正向側力施加時基礎有些微側向滑移發生。此外分析結果顯示此未補強之主筋搭接試體在 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時作用下，因其強度與韌性均不足，所以儘管基礎之搖擺機制有提供些許隔震效用，試體仍舊會進入塑性變形，此現象在實驗方面由於並未完成整個歷時之作用，所以無法觀察到此現象。

同樣的分析模型亦再進行靜態非線性反覆載重模擬分析，分析結果與實驗結果比較於圖 5.10 中。由比較結果發現分析之柱底彎矩-轉角圖和試驗結果大致相符，但在側力-位移圖中正向側向力作用下，試驗結果顯現之初始反應勁度依舊是略低於實驗結果，在負向側力作用下，兩者之初始勁度則相當吻合。此現象同上所述或許是由於試體進行試驗時基礎滑移或試體本身不對稱所致。



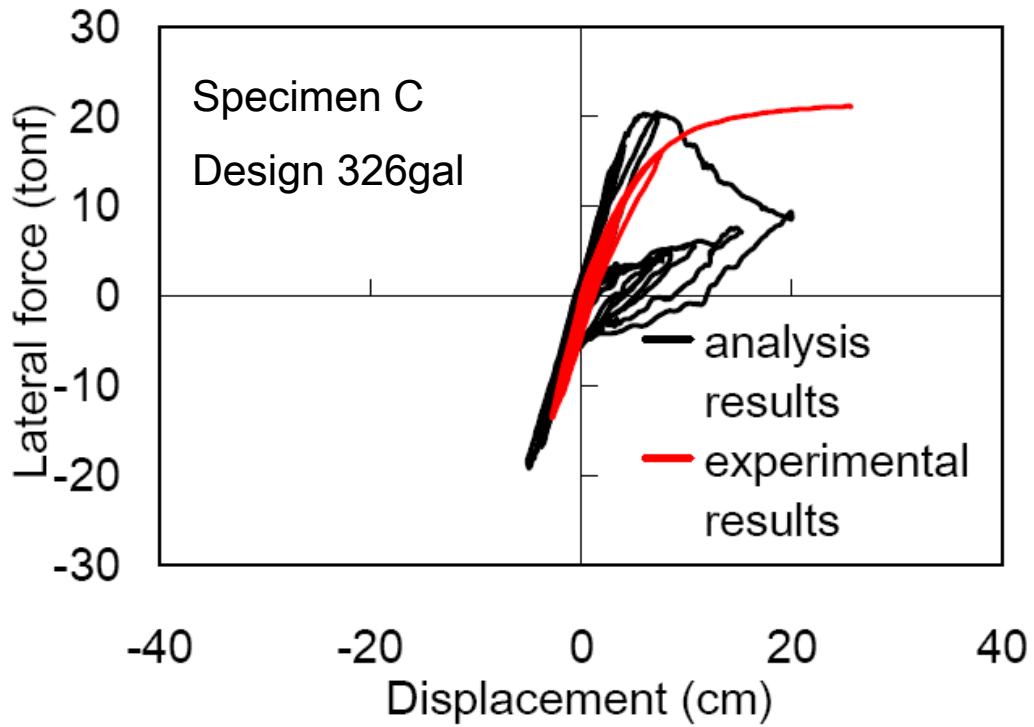
(a)



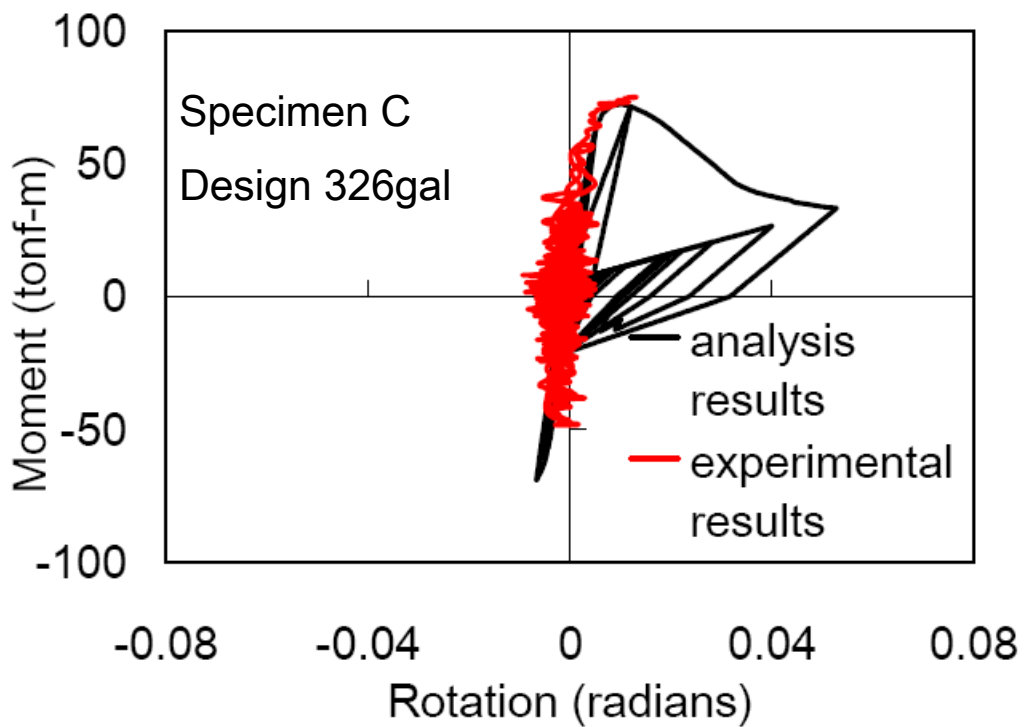
(b)

圖 5.8 試體 B 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 100 gal 真實地震力歷時)

(a)側力-位移圖; (b)柱底彎矩-轉角圖



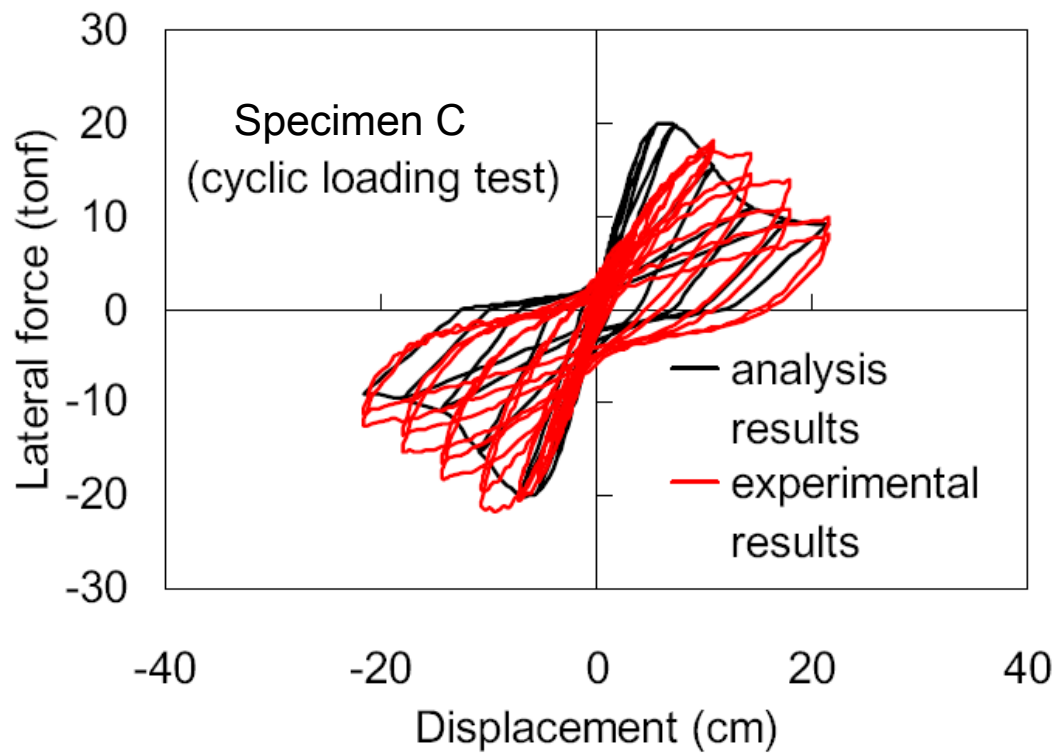
(a)



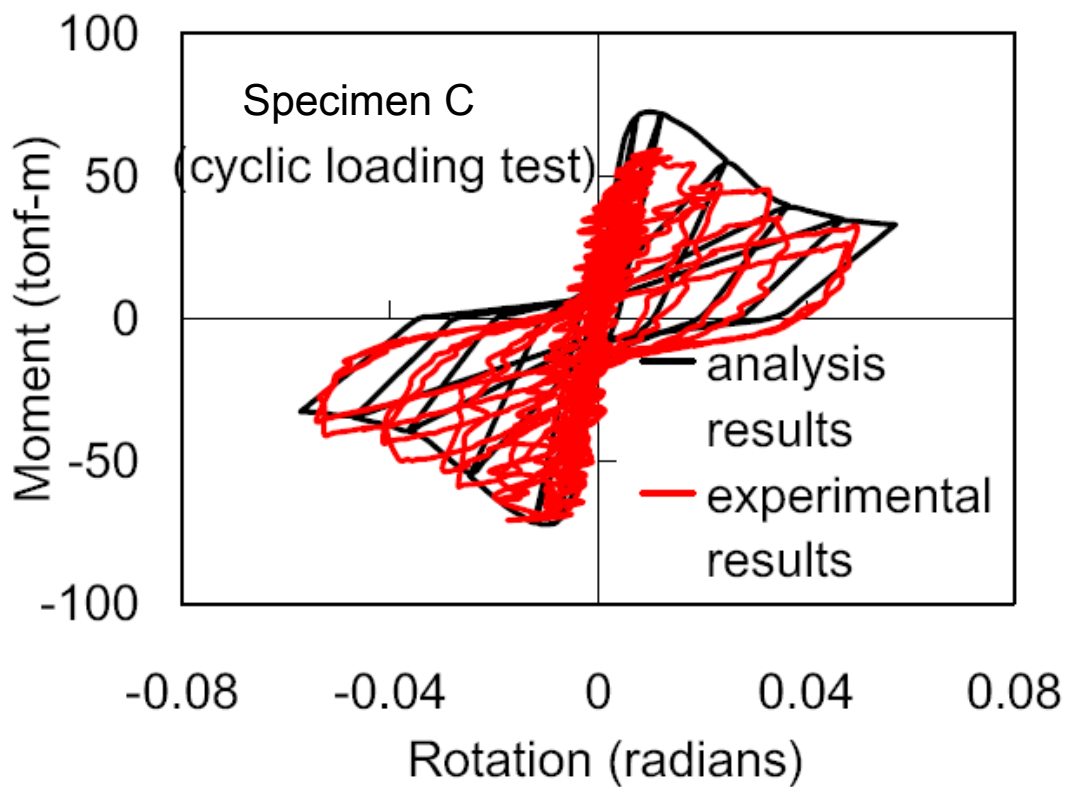
(b)

圖 5.9 試體 C 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 326 gal 設計
地震力歷時)

(a)側力-位移圖; (b)柱底彎矩-轉角圖



(a)



(b)

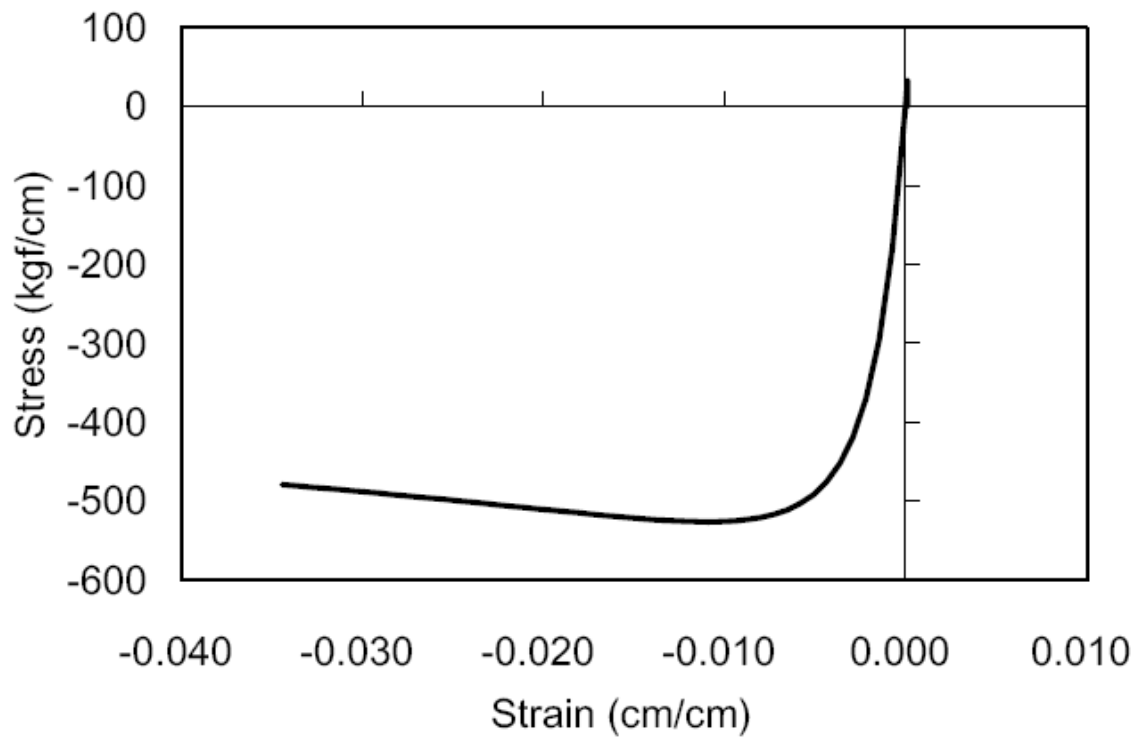
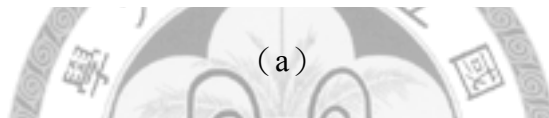
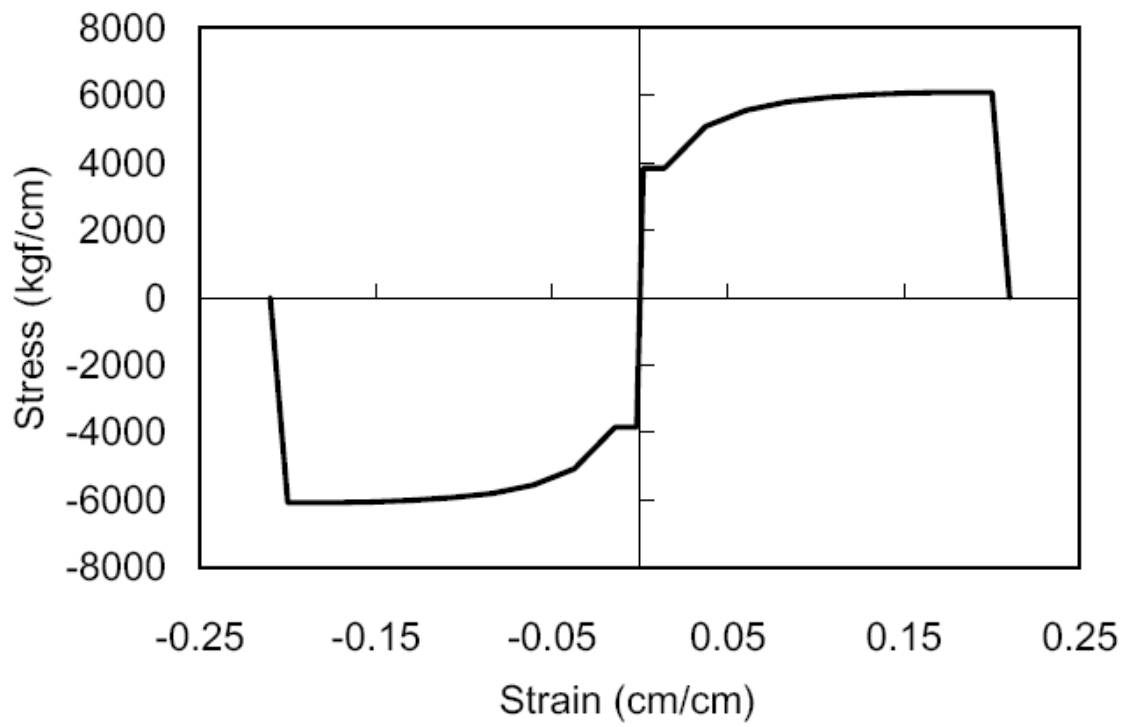
圖 5.10 試體 C 反覆載重試驗結果與分析結果比較

(a)側力-位移圖; (b)柱底彎矩-轉角圖

5.1.3 試體 D

試體 D 為經鋼板補強後試體，破壞模式屬彎矩破壞，故分析模擬直接以纖維元素模擬塑性鉸，纖維元素中之主筋和混凝土採用之應力-應變曲線分別繪於圖 5.11(a)和(b)。試體 D 總共進行三次擬動態分析與一次反覆載重試驗，其分析結果與實驗結果比較圖依次繪於圖 5.12~圖 5.15。首先觀察試體 D 在 TCU102，PGA 為 100 gal 設計地震力歷時之中度地震作用下反應(圖 5.12)，結果顯示無論是圖(a)之側力-位移圖或圖(b)之柱底彎矩-轉角圖，數值分析結果與擬動態試驗均相當吻合，而對於 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時作用下試體反應之比較(圖 5.13)，分析結果展現之初始勁度略高於擬動態試驗結果，但其上限值與試驗結果則大致吻合，此係由於分析並未將試體因前次擬動態試驗造成之勁度變化納入考量。圖 5.14 所示為試體 D 在近斷層地震歷時 TCU102，PGA 為 326 gal 真實地震力歷時作用下之擬動態試驗結果與分析結果之比較。如前所述，由於本次試驗在位移過大情況下，基於安全考量而令試驗於 Time=35sec 時終止，所以圖 5.14 (a)之實驗側力-位移遲滯曲線僅包含 TCU102，PGA 為 326 gal 真實地震力歷時進行至時間 Time=35sec 之反應，但分析結果則為完整之歷時分析結果，至於圖 5.14 (b)之彎矩-轉角圖則僅包括分析結果。

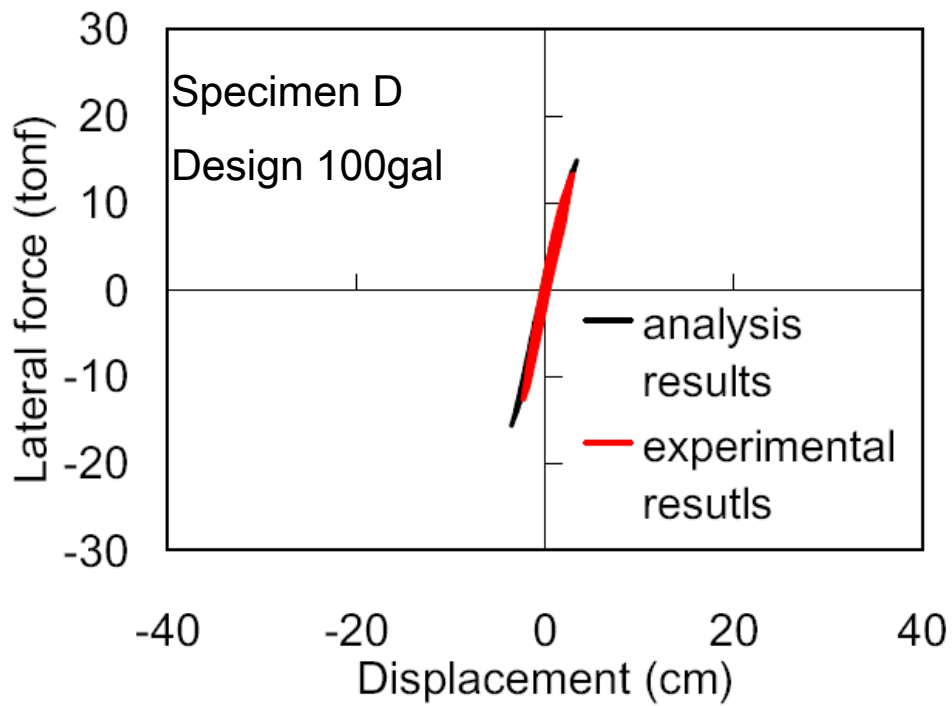
經由分析結果可發現，在此等近斷層地震歷時作用下，儘管 TCU102，PGA 為 326 gal 真實地震力歷時之最大地表加速度 PGA 和圖 5.13 所施加之 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時相同，圖 5.13 所示之柱頂位移反應遠大於圖 5.15 之反應，此結果顯示近斷層地震會使基礎具搖擺機制之橋柱柱頂位移變大。圖 5.15 所示為反覆載重試驗與模擬分析之結果之比較，同樣地，分析結果顯示之遲滯曲線上限值與實驗結果相當吻合，但初始勁度高估，其原因同於上述說明。



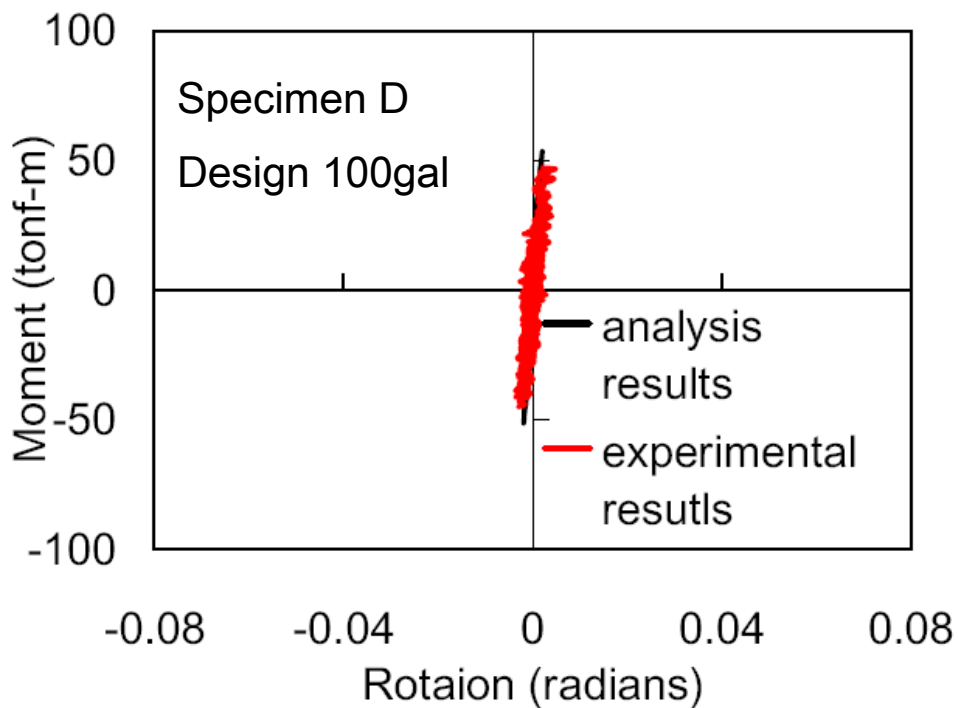
(b)

圖 5.11 試體 D 分析模型材料應力-應變曲線

(a)主筋；(b)圍束區混凝土



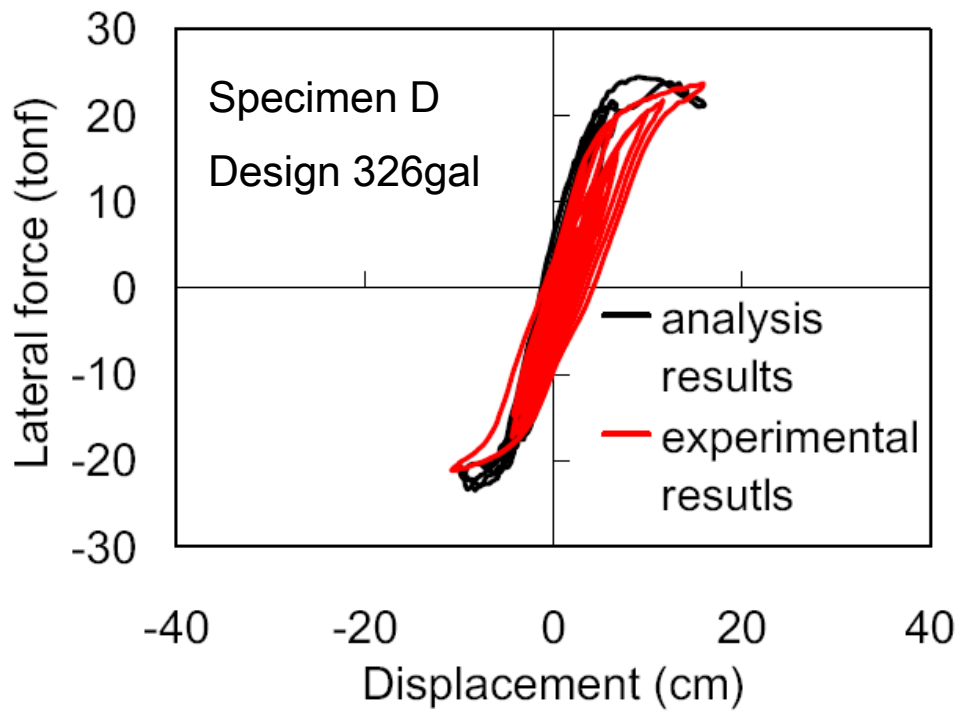
(a)



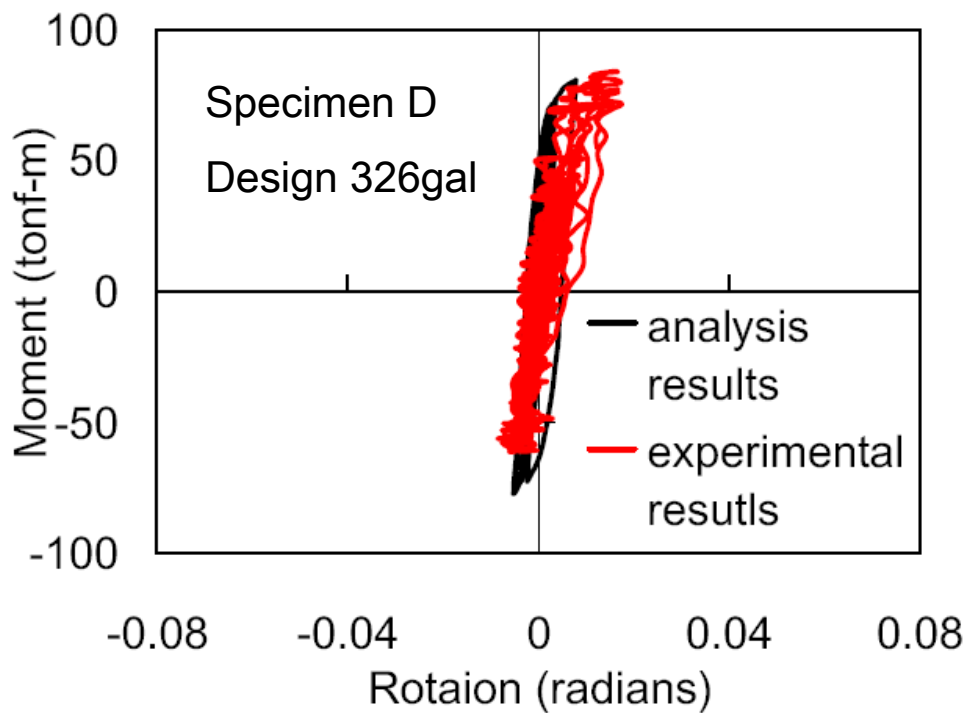
(b)

圖 5.12 試體 D 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 100 gal 設計地震力)

(a)側力-位移圖; (b)柱底彎矩-轉角圖



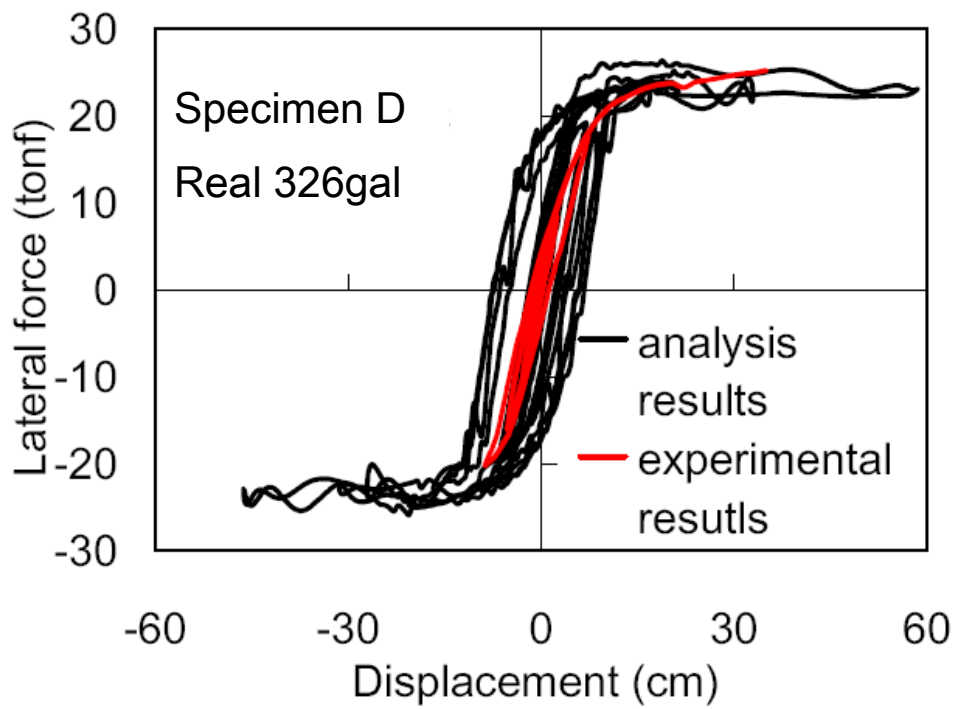
(a)



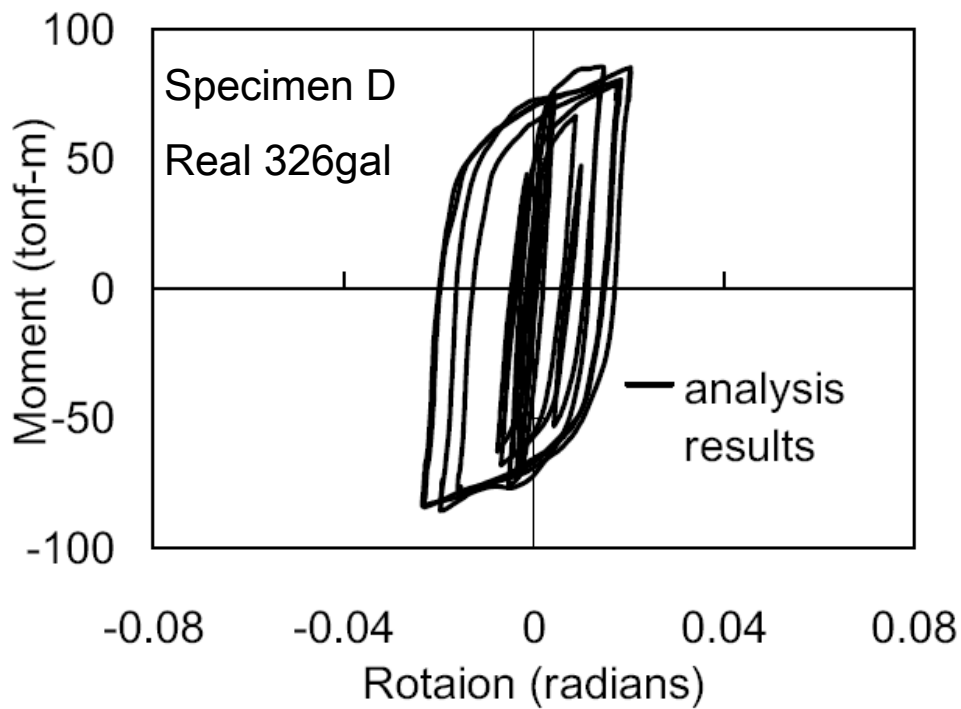
(b)

圖 5.13 試體 D 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 326 gal 設計地震力)

(a)側力-位移圖; (b)柱底彎矩-轉角圖



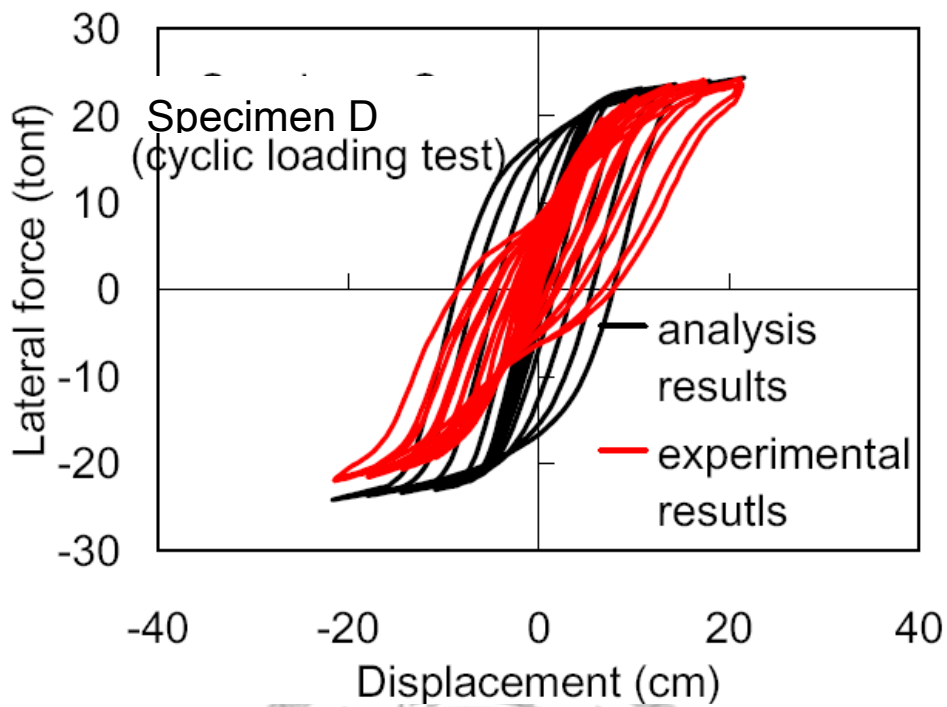
(a)



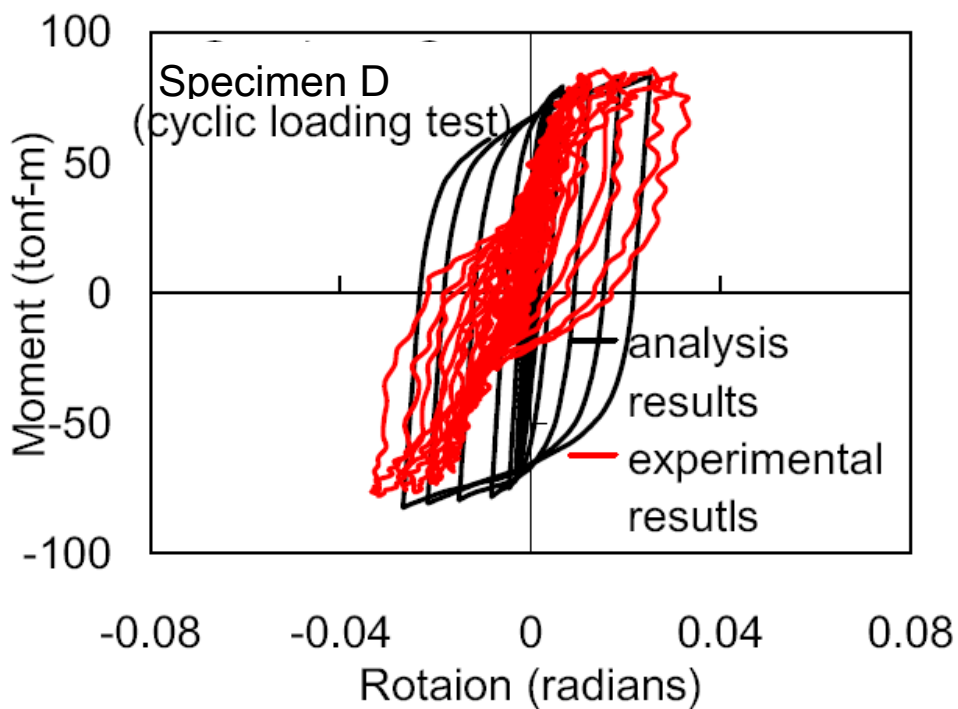
(b)

圖 5.14 試體 D 擬動態試驗結果與分析結果比較 (TCU102, PGA 為 326 gal 真實地震力)

(a)側力-位移圖; (b)柱底彎矩-轉角圖



(a)



(b)

圖 5.15 試體 D 反覆載重試驗結果與分析結果比較

(a)側力-位移圖; (b)柱底彎矩-轉角圖

5.2 參數分析

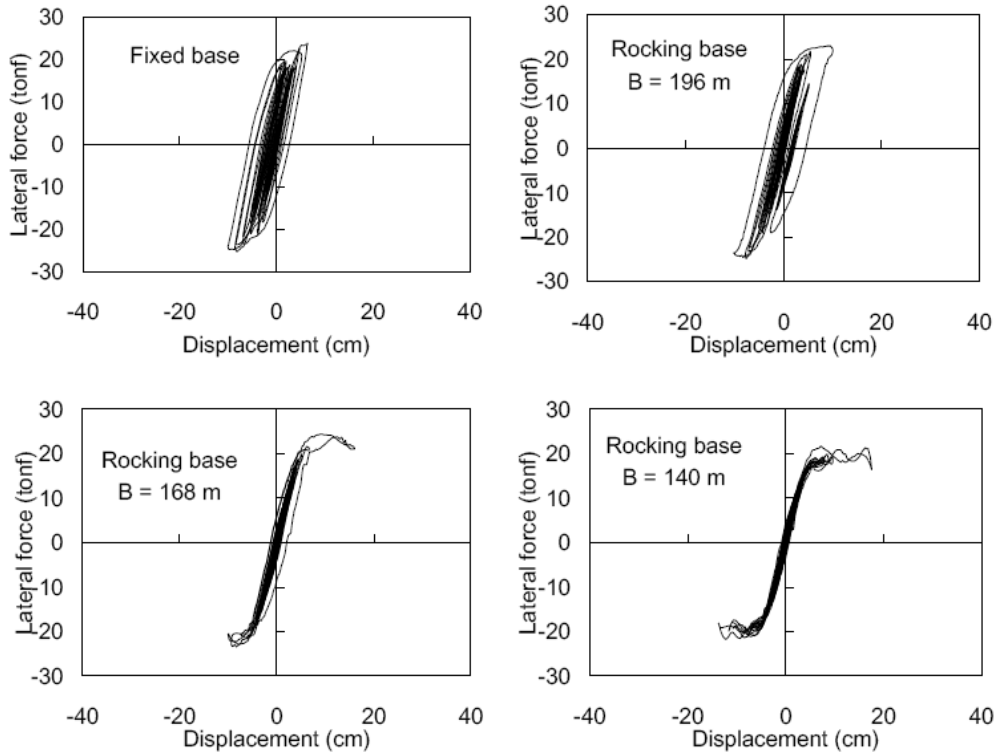
影響直接基礎搖擺特性的主要參數為基礎尺寸、基礎下承載土壤之垂直向勁度與土壤極限承載力等。因直接基礎一般僅適用於土壤極限承載力很高之堅實土層，故本節在土壤受力不會達其極限承載力的假設下，以 5.1 節所建立之試體 D 數值分析模型為基準，分別針對基礎尺寸與土壤彈性勁度進行參數分析，探討不同基礎寬幅和土壤勁度對直接基礎搖擺行為的影響，以及其和橋柱受震下位移需求與強度需求的關係。

首先進行基礎尺寸的參數分析，考慮之基礎長度 L 均為 168 cm，而寬度則包括 $B = 196$ cm、 $B = 168$ cm、 $B = 140$ cm，以及基礎邊界條件為固接等共四種情況。分析形式包括 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時作用下之非線性歷時分析與位移控制之靜態非線性反覆載重分析。參數分析結果繪於圖 5.16 和圖 5.17，分別代表設計地震與反覆載重作用下基礎尺寸之影響，其中(a)圖為側力-位移圖；(b)圖為柱底彎矩-轉角圖。如圖(a)所示，隨著基礎尺寸的減小，基礎搖擺現象越明顯，柱頂殘留位移縮小，橋柱所受側力也降低，但柱頂之動態位移會增加。橋柱所受側向力上限值依第二章所述為 M_2/H ，該值和基礎寬幅 B 、基礎所受垂直荷載 W_T ，以及土壤降伏應力 q_y 相關，在此基礎所受垂直荷載約為 126 tonf，上部結構慣性力作用位置至基礎底之高度 $H = 4.2$ m，故相應於基礎寬幅 $B = 196$ cm、 $B = 168$ cm 和 $B = 140$ cm，其側力上限值應分別為 29 tonf、25 tonf 和 21 tonf。以 $B = 140$ cm 為例，圖 5.16 和圖 5.17 之(a)圖顯示橋柱所受之側力值已幾乎達其上限值 21 tonf，而隨著位移增加其值幾乎不變； $B = 168$ cm 時亦呈現類似之情況，但 $B = 196$ cm 時，其所受外力與位移尚未使其承受之側向剪力趨近其上限值，故其搖擺行為較不明顯，其反應也接近於固接(Fixed base)情況之反應。另由圖 5.16 和圖 5.17 (b)圖之柱底彎矩-轉角圖可發現，隨著基礎尺寸的減小，也就是搖擺現象越明顯，柱底轉角越小，塑鉸變形越輕微。以基礎尺寸為 $B = 140$ cm 之情況為例，在反覆位移作用下，儘管柱頂位移已達側移率為 6% (21.6 cm)，圖 5.17 (b)顯示之柱底彎矩變形仍幾乎維持於彈性範圍內，而此時對於不允許基礎抬升之基礎固接情況(Fixed base)而言，其柱底之塑性變形已相對明顯，由此可再次證實搖擺機制對於降低柱底非彈性變形之貢獻。

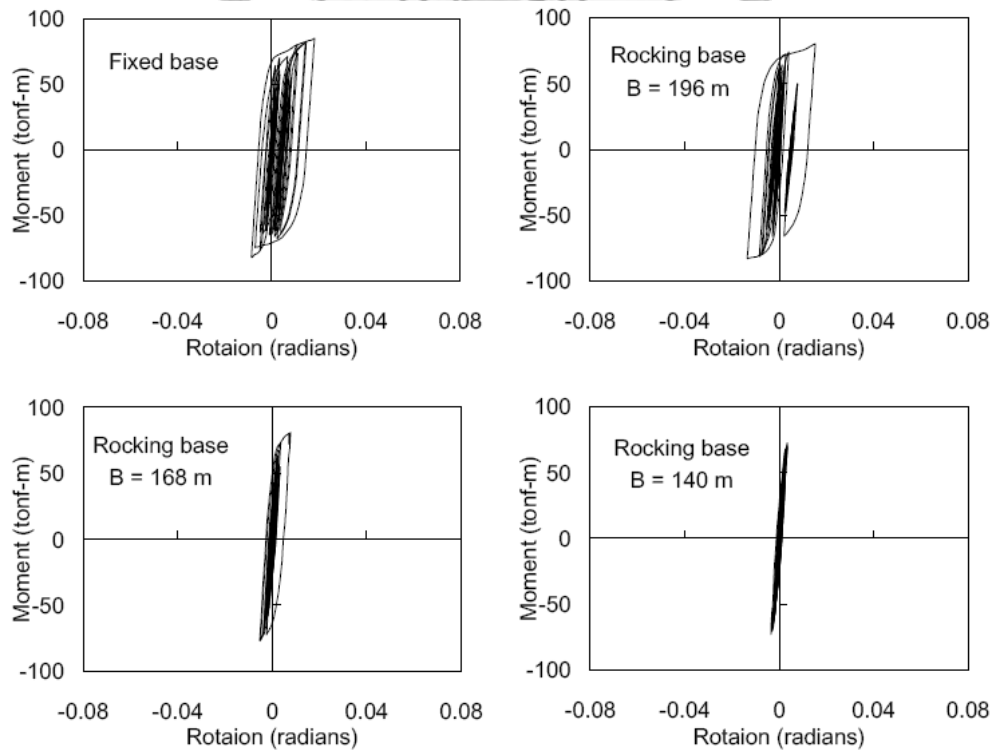
接著進行土壤彈簧勁度之參數分析，以 5.1 節所採用之土壤彈性勁度（單位面積受壓勁度為 $k = 3.6 \text{ tonf/cm}^3$ ）為基準，分別變化土壤勁度為該基準值之兩倍（ $k_v = 2k$ ）、0.5 倍（ $k_v = 0.5k$ ）與 0.2 倍（ $k_v = 0.2k$ ）進行分析。分析形式亦包括 TCU102，PGA 為 326 gal 設計地震力歷時作用下之非線性歷時分析與位移控制之靜態非線性反覆載重分析。圖 5.18 與圖 5.19 為土壤勁度參數分析結果。同樣地，圖(a)為側力-位移圖；圖(b)為柱底彎矩-轉角圖。根據第二章之理論分析，基礎下土壤勁度之影響主要在於基礎開始抬升時基礎之轉角值 $\alpha_0 = 12M_0/(B^3Lk_v)$ ，土壤的勁度越低，基礎開始抬升之轉角會越大，而同一轉角下基礎所會傳遞之彎矩與剪力則會降低。圖 5.18 與圖 5.19 所示之參數分析結果如所預期，顯示勁度較低之土壤會產生較明顯的搖擺行為，而搖擺行為所具之隔震效果與自復位能力，可使橋柱塑鉸區破壞程度、橋柱殘餘變位，以及橋柱承受之基底剪力降低，但同時，振動過程中產生之柱頂位移量也會較大。

比較可發現在反覆位移作用下，儘管柱頂位移已達側移率為 6%，基礎較小且發生抬升之模型，其柱底彎矩變形仍幾乎維持於彈性範圍內，而此時對於固定基礎之模型而言，其柱底之塑性變形已相對明顯，由此可證實搖擺機制對於降低柱底非彈性變形之貢獻。

總而言之，若基礎尺寸過大，需要產生搖擺機制之彎矩值極大，則搖擺機制不易發生於塑鉸產生前，導致與不考慮搖擺機制的狀況差不多，而隨著基礎尺寸之減少，產生搖擺機制之彎矩值亦隨之降低，故塑鉸產生的情形有減緩的趨勢，若基礎尺寸夠小，其遲滯迴歸圖為完美的旗幟型，殘餘變形極少，但柱頂位移隨之增加，這對於落橋是一種危機，而且土壤降伏也成了一大考慮因素。雖搖擺機制可有效降低所受之剪力，但若試體本身為強度極度不足的狀況，甚至 $M_y \leq M_0$ ，則既使考慮搖擺機制也是枉然，因為當橋柱已達降伏結果搖擺機制根本還沒產生。



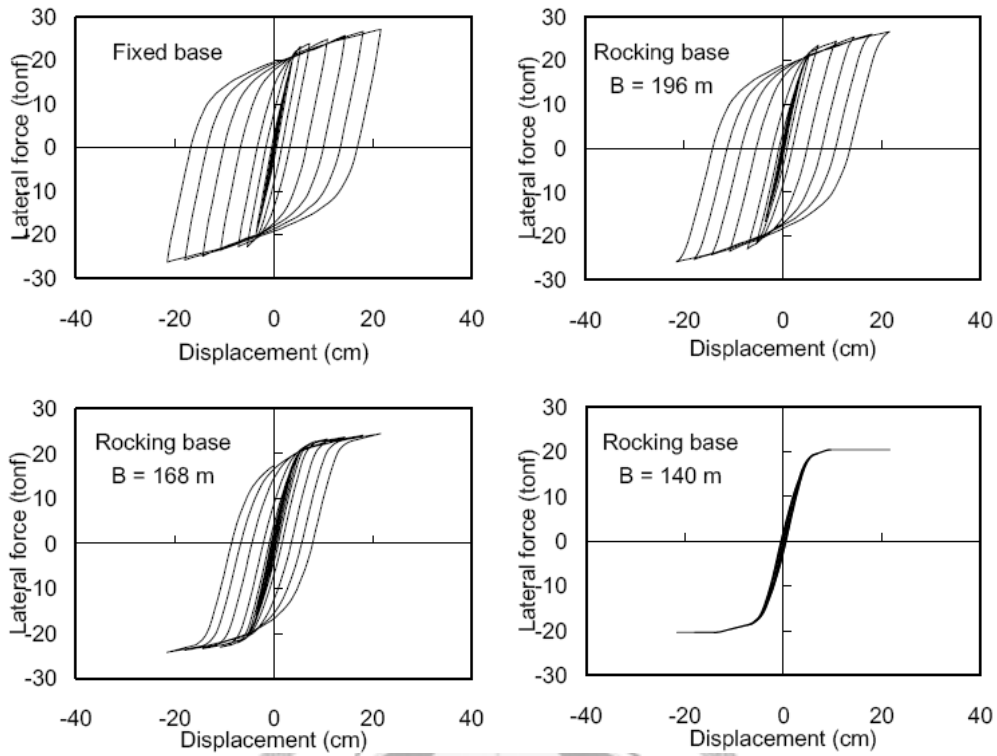
(a)



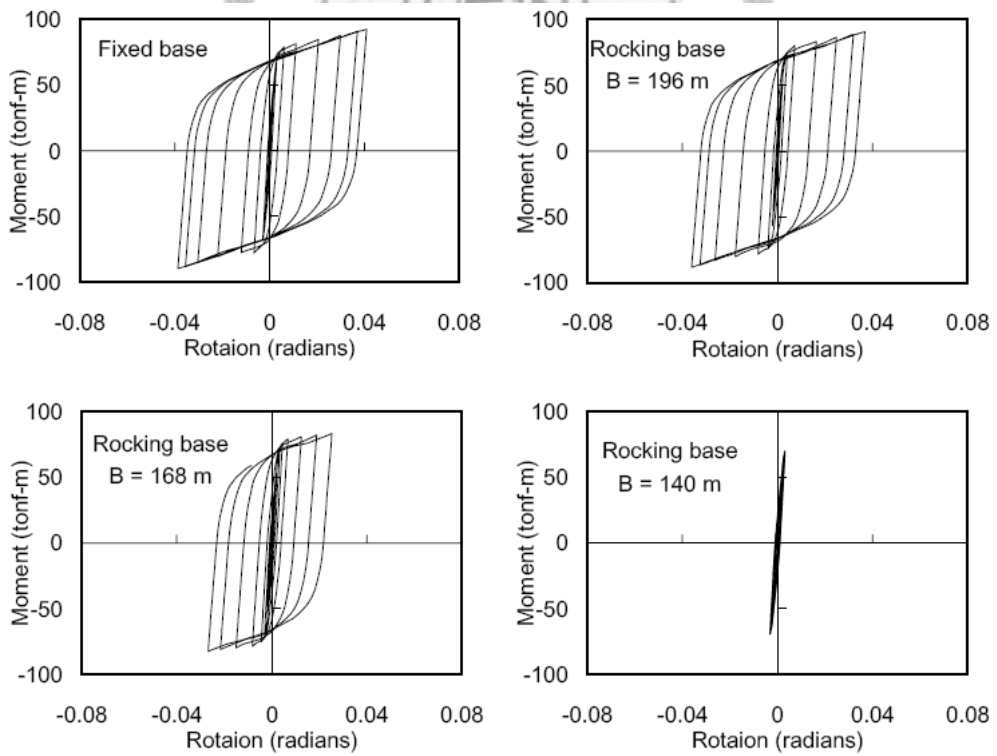
(b)

圖 5.16 設計地震作用下基礎尺寸之影響

(a)基底剪力-位移圖; (b)底彎矩-轉角圖



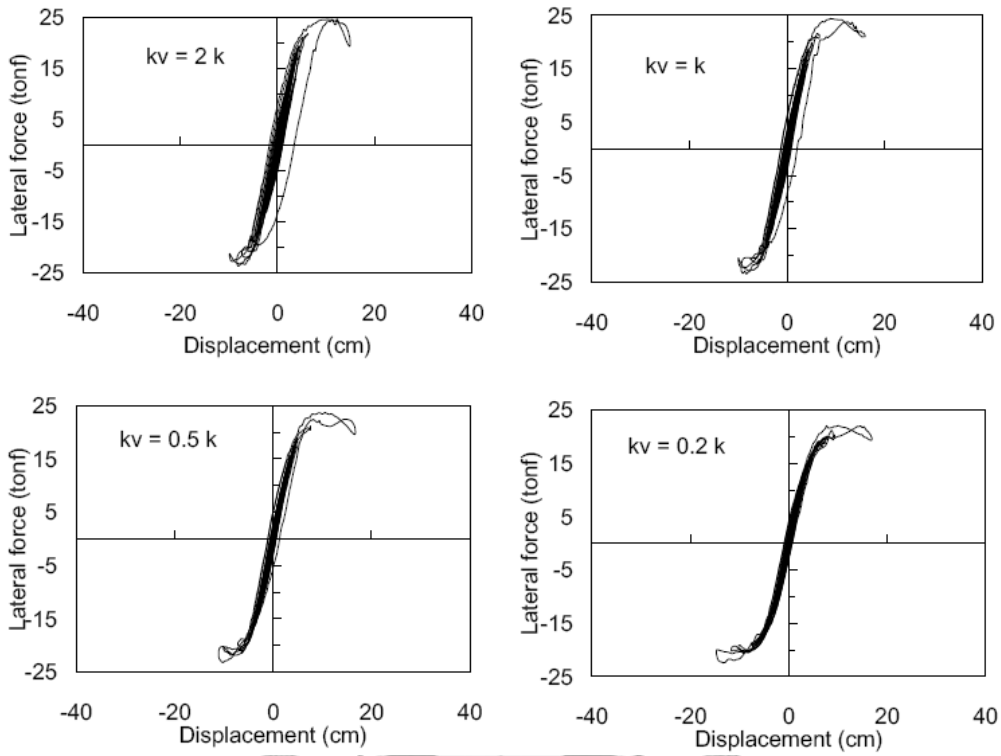
(a)



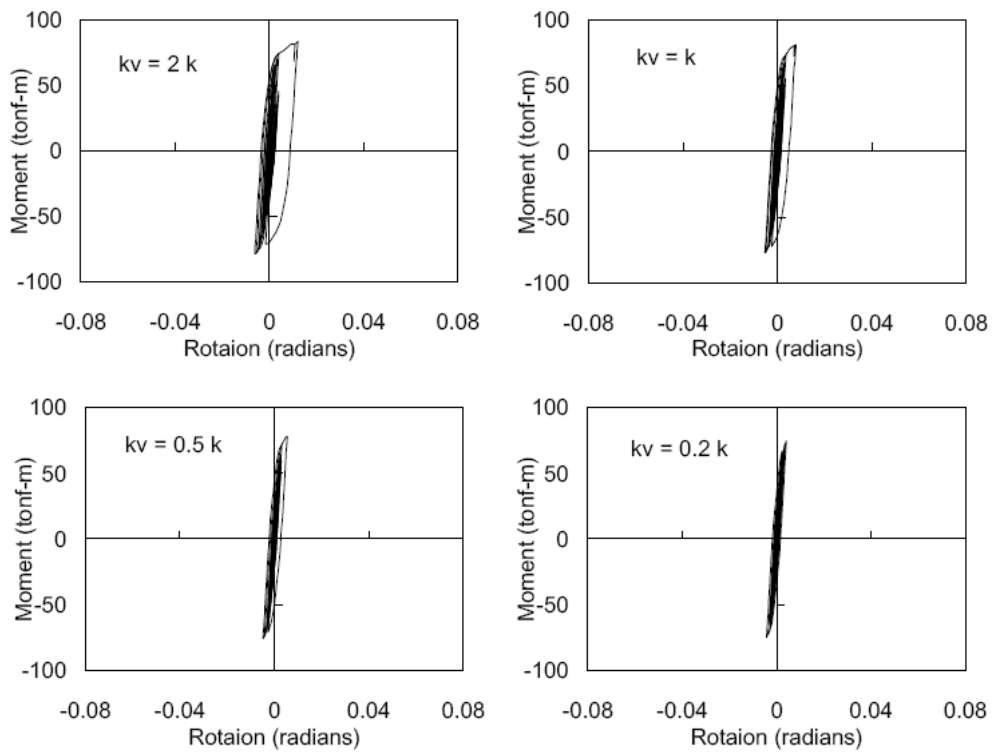
(b)

圖 5.17 反覆載重作用下基礎尺寸之影響

(a) 基底剪力-位移圖; (b) 底彎矩-轉角圖



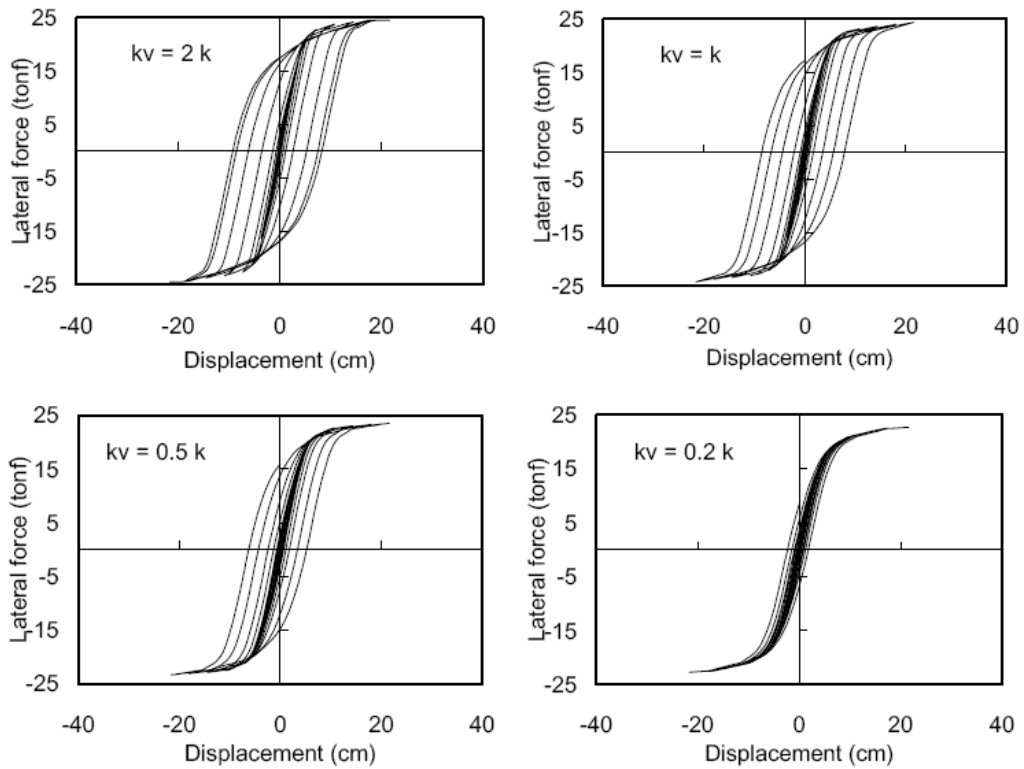
(a)



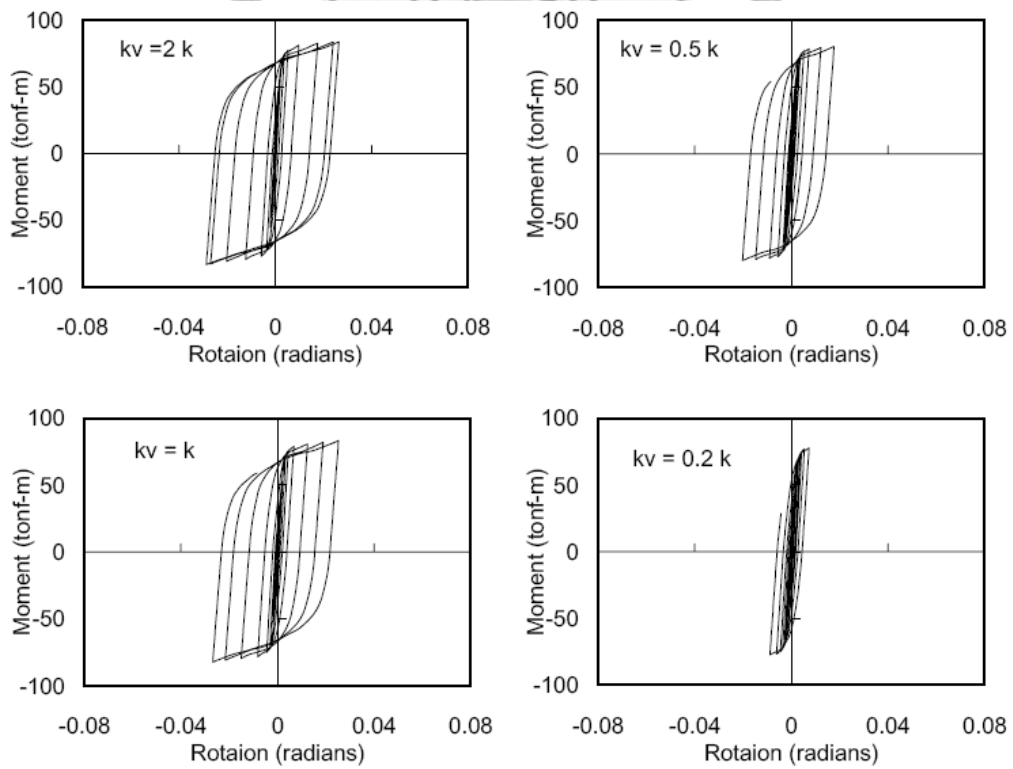
(b)

圖 5.18 設計地震作用下土壤勁度之影響

(a) 基底剪力-位移圖; (b) 底彎矩-轉角圖



(a)



(b)

圖 5.19 反覆載重作用下土壤勁度之影響

(a)基底剪力-位移圖; (b)底彎矩-轉角圖



第六章 結論與未來展望

6.1 結論

本研究進行橋柱搖擺基礎之擬動態試驗與反覆載重試驗，並配合可考量直接基礎非線性搖擺機制之橋柱-基礎-土壤互制數值分析模型，進行基礎之參數分析。研究結果證實基礎搖擺機制之隔震效益，而減少基礎尺寸或土壤勁度均可使搖擺現象趨於明顯，進而使得柱底的塑鉸破壞程度與殘餘變形降低，但振動過程中柱頂之位移量會較搖擺模態受束制之固接基礎大。綜合而言，本研究可獲致以下數點結論：

1. 由實驗數據中可證實基礎搖擺機制之隔震效益，但為使基礎搖擺機制得以被驅動，橋柱之強度與韌性仍為首要條件，其彎矩強度在任一轉角下都大於基礎所能傳遞之彎矩，如此橋柱才不致降伏，否則既使考慮搖擺機制也是枉然，但不該因橋柱強度增加而成為基礎尺寸必須增加之指標。
2. 由實驗數據發現基礎搖擺機制會增加柱頂之側向位移需求，尤其是在近斷層地震作用下。
3. 由基礎尺寸參數分析之側力-位移圖可發現隨著基礎尺寸的減小，基礎搖擺現象越明顯，柱頂殘留位移縮小，基底剪力也降低，但柱頂之動態位移會增加。
4. 由基礎尺寸參數分析之柱底彎矩-轉角圖可發現隨著基礎尺寸的減小，也就是搖擺現象越明顯，柱底塑鉸變形越輕微。
5. 隨著基礎尺寸之減少，產生搖擺機制之彎矩值亦隨之降低，故塑鉸產生的情形有減緩的趨勢，若基礎尺寸夠小，其遲滯迴歸圖為完美的旗幟型，殘餘變形極少。
6. 由土壤彈性勁度參數分析之側力-位移圖可發現隨著基礎彈簧勁度的減小，同一轉角下基礎所會傳遞之彎矩與基底剪力會降低，基礎搖擺現象也越明顯，柱頂殘留位移縮小，但柱頂之動態位移會增加。
7. 由土壤彈性勁度參數分析之柱底彎矩-轉角圖可發現隨著土壤彈性勁度的減

小，也就是搖擺現象越明顯，柱底塑鉸區破壞程度也越輕微。

8. 研究結果證實基礎搖擺機制之隔震效益與自復位能力，而減少基礎尺寸可使搖擺現象趨於明顯，進而使得柱底的塑鉸區破壞程度、橋柱殘餘變位以及橋柱承受之基底剪力大幅降低，但振動過程中之柱頂總位移量亦會較傳統基礎大，但柱頂總位移量之增加，這對於落橋是一種危機，而且土壤降伏也成了一大考慮因素。
9. 搖擺機制有其優點與缺點，當希望採用其優點而使直接基礎可更為經濟時，其缺點也是不容忽視的，如何於其優缺點間取之平衡，想必是一大研究空間。

6.2 未來展望與建議

根據初步之橋柱搖擺試驗與參數分析結果已可證實搖擺機制對於降低柱底非彈性變形之貢獻，但同時也顯現柱頂之位移量會隨之增加，尤其是在近斷層地震之作用下。但由於目前實驗之試體與試驗變數尚不多，不足以將各參數間之影響關係定量地勾勒出來。故未來應再進行不同強度、不同韌性與不同基礎尺寸之試體試驗，並進行更廣泛之參數分析，包括不同強度地震歷時之影響、柱高之影響、橋柱設計強度與韌性之影響等。

在數值模型模擬方面亦應增加基礎土壤阻尼，藉以考量土壤輻射阻尼效應與遲滯阻尼效應，並探討土壤進入非線性後永久沉陷問題。

此外，本研究之實驗為單向擬動態試驗與單向反覆載重試驗，而依據【27】和【30】得知，雙向地震造成之柱頂位移反應並非單向地震反應之簡單相加，而是具加成效果，因此將來有必要執行不同位移控制路徑的雙向反覆載重實驗與雙向擬動態實驗，以更了解搖擺機制對橋柱耐震行為的影響，以期搖擺機制可在充分的研究基礎下納入橋梁耐震設計與評估之考量，使得橋柱與基礎的設計或補強可達到安全與經濟的最佳平衡點。

參 考 文 獻

- 【 1 】 日本道路協會，(2002) ，道路橋示方書・同解說，IV 下部構造編。
- 【 2 】 蔡益超、張荻薇、黃震興、周功台、張國鎮、宋裕祺，(1997)，公路橋梁耐震設計規範之補充研究，交通部國道新建工程局。
- 【 3 】 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，(2006)，公路橋梁耐震設計規範修訂草案之研究，交通部台灣區國道高速公路局。
- 【 4 】 交通部，(1995)，公路橋梁耐震設計規範，幼獅文化事業公司。
- 【 5 】 FEMA (1997), NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Reports No. 273, Washington, D.C.
- 【 6 】 AASHTO (2004), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Third Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- 【 7 】 AASHTO (2002), Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- 【 8 】 Imbsen, R. A. (2006), Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, AASHTO Highway Subcommittee on Bridge and Structures.
- 【 9 】 Priestley, M. J. N., Seible, F. And Calvi, G. M. (1996), Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc.
- 【 10 】 Housner, G.W. (1963), “The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquakes“, Bulletin of the Seismological Society of America, SSA 52 (2), pp. 403-417.
- 【 11 】 Aslam, M., Goggen, W. G. and Scalise, D. T. (1980), “Earthquake Rocking Response of Rigid Bodies”, Journal of Structural Division, ASCE, 106(2), pp.377-392.
- 【 12 】 Yim, C. S., Chopra, A. K. and Panzien, J. (1980), “Rocking Response of Rigid Blocks to Earthquakes”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 8, pp.565-587.
- 【 13 】 Tso, W. K. and Wong, C. M. (1989), “Steady State Rocking Response of Rigid Blocks, Part I: Analysis”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 18, pp.89-106.

- 【 14 】 Dimentberg, M. F., Lin, Y. K. and Zhang, R. (1993), “Toppling of Computer-type Equipment under Base Isolation”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 119(1) , pp.145-160.
- 【 15 】 Lin, Y. K. Dimentberg, M. F., Zhang, R. and Cai, G. Q. (1994), “Sliding Motion of Anchored Rigid Block under Random Base Excitation”, *Probability Engineering Mechanics*, 9, pp.33-38.
- 【 16 】 Lin, H. and Yim, S. C. S. (1996a), “Nonlinear Rocking Motions, I: Chaos under Noisy Periodic Excitations”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 122(8), pp.719-727.
- 【 17 】 Lin, H. and Yim, S. C. S. (1996b), “Nonlinear Rocking Motions, II: Overturning under Random Excitations”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 122(8), pp.728-735.
- 【 18 】 Yang, Y. B., Hung, H. H., He, M. J. (2000), “Sliding and Rocking Response of Rigid Blocks due to Horizontal Excitations”, *Structural Engineering and Mechanics*, an International Journal, 9(1), pp. 1-16.
- 【 19 】 Meek, J. W. (1978), “Dynamic Response of Tipping Core Building”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6(5), pp. 437-454.
- 【 20 】 Yim, C. S. and Chopra, A. K. (1984), “Earthquake Response of Structures with Partial Uplift on Winkler Foundation”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12, pp. 263-281.
- 【 21 】 Chopra, A. K. and Yim, C. S. (1985), “Simplified Earthquake Analysis of Structures with Foundation Uplift”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 111(4), pp. 906-930.
- 【 22 】 Harden, C., Hutchinson, T., Martin G. R., Kutter, B. L. (2006), *Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundation*, PEER 2005/04.
- 【 23 】 Kutter, B. L., Martin G. R., Hutchinson, T., Harden, C., Gajan, S., and Phalen, J. (2006), *Workshop on Modeling of Nonlinear Cyclic Load-Deformation Behavior of Shallow Foundation*, PEER 2005/14.
- 【 24 】 Gajan, S., Kutter, B. L., Phalen, J. D., Hutchinson, T. C. and Martin, G. R. (2005), “Centrifuge Modeling of Load-deformation Behavior of Rocking Shallow Foundation”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25,

pp773-783.

- 【 25 】 Harden, C., Hutchinton, T. and Moore, M. (2006), “Investigation into the Effects of Foundation Uplift on Simplified Seismic Design Procedures, Earthquake Spectra, 22(3), pp663-692.
- 【 26 】 Ugalde, J. A., Kutter, B. L., Jeremić, B. and Gajan, S. (2007), “Centrifuge Modeling of Rocking Behavior of Bridges on Shallow Foundations”, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, June 25-28, Paper No. 1484.
- 【 27 】 Espinoza, A. and Mahin S. (2006), “Rocking of Bridge Piers Subjected to Multi-Directional Earthquake Excitation”, Fifth National Seismic Conference on Bridge & Highways, San Francisco, CA, September 18-20.
- 【 28 】 Sakellaraki, D., Watanabe, G. and Kawashima, K. (2005), “Experimental Rocking Response of Direct Foundations of Bridges”, Second International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan, March 7-8, pp497-504.
- 【 29 】 Mergos, P. E. and Kawashima, K. (2005), “Rocking Isolation of a Typical Bridge Pier on Spread Foundation”, Journal of Earthquake Engineering, 9(2), pp395-414.
- 【 30 】 Kawashima, K. and Nagai, T. (2006), “Effectiveness of Rocking Seismic Isolation on Bridges”, 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, October 12-13.
- 【 31 】 鄭錦銅、赫偉業、施明祥 (2003), 搖擺橋柱自由振動行為之試驗研究, 國家地震工程研究中心報告, 報告編號: NCREE-03-024。
- 【 32 】 Cheng, C. T. (2006), “Energy Dissipation in Rocking Bridge Piers under Free Vibration Tests”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36(4), pp503-518.
- 【 33 】 Chen, Y. H., Liao, W. H., Lee, C. L. and Wang, Y. P. (2006), “Seismic Isolation of Viaduct Piers by Means of a Rocking Mechanism”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35, pp713-736.
- 【 34 】 Y. H. Chai, M. J. N. Priestley, and F. Seible (1991), “Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance”, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 5, pp. 572-484.

- 【 35 】 陳威逸 (2007)，含功能性支承縮尺橋梁之試驗與分析，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，張國鎮教授指導。
- 【 36 】 王孔君 (1997)，即時擬動態試驗研究，國立台灣大學土木工程學研究所碩士論文，蔡克銓教授、張順益博士指導。
- 【 37 】 郭苗宜 (2000)，RC 橋柱之剪力與主筋搭接耐震補強，國立台灣科技大學營建工程系碩士學位論文，黃震興教授指導。
- 【 38 】 Mander, J. B., M. J. N. Priestley, and R. Park, “ Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete ”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 114, No.8, August 1988, pp.1827-1849.
- 【 39 】 Mander, J. B., M. J. N. Priestley, and R. Park, “ Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete ”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 114, No.8, August 1988, pp.1804-1826.
- 【 40 】 R.K. Dowell, F. Seible, E.L. Wilson, (1998), “ Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members,” ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 5, pp. 607-617.

