

預鑄鋼管混凝土節塊橋柱之耐震行為研究

研究生：陳鈺智

指導教授：周中哲 博士

國立交通大學土木工程學系

摘要

本研究是以位移法設計一全尺單跨橋梁，橋柱型式採用預鑄鋼管混凝土節塊，並藉由縮尺後的橋柱試體進行試驗研究。研究重點著重於此橋柱的力學行為與橋柱系統的耐震性能比較。此種新型式的橋柱與傳統鋼筋混凝土橋柱或鋼管混凝土橋柱最大的不同點在於歷經地震作用下達到非彈性變形階段後，橋柱仍具有可以回復到原點位置能力而減少殘餘變形的產生，且橋柱在施工上是由預鑄場製作鋼管混凝土節塊，在工地現場採用高拉力鋼腱以後拉法的方式將節塊一節一節組裝成橋柱系統，此種施工技術具有提升橋梁工程施工品質，縮短工期的及減少對環境的衝擊。

由於此橋柱的缺點在於較低的遲滯消能能力，及複雜的柱底塑鉸行為，因此還未在高震區的區域使用，本研究規劃二組試體，試體 SP1 由四個節塊組成，試體 SP2 在柱底第一節塊設置消能裝置，增加柱體的消能能力。並比較二組試體在勁度、強度及塑鉸行為的差異。

本研究結果顯示：(1) 此種橋柱的塑鉸發生在第一節塊底部與第二節塊底部，藉由側位移分析，量化二個塑鉸在整個橋柱系統側向位移的貢獻量，(2) 所提出的消能裝置能有效提高試體消釋能量的能力，(3) 藉由單自由度系統的非線性動態分析，發現此種橋柱系統在加設消能裝置後，其最大的位移在某些地震作用下，反而較傳統橋柱低，即使在某些地震作用下有較大的位移反應，但仍未超過韌性 6。

關鍵詞：鋼管混凝土節塊橋柱，耐震行為，削切式鋼板

Seismic Behavior of Precast Concrete-Filled Steel Tube Segmental Bridge Column

Student : Y. C. Chen

Advisor : Dr. C. C. Chou

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

Considering economy and minimal impact on the site, precast segmental bridge superstructure has been widely used. However, the application of precast segmental technology to a bridge column in high seismic regions has been more limited. The aim of this research was to investigate experimentally and analytically the behavior of precast concrete-filled steel tube (CFT) segmental bridge columns under seismic loading. A displacement-based approach was used to design two precast columns, which were composed of a load stub, a footing, and four circular segments posttensioned with internal unbonded high-strength strands. In addition, Reduced Steel Plates (RFPs) were welded to the first segmental tube and anchored at the footing to increase the energy dissipation capacity of one specimen under lateral loading. The test results showed that (1) residual drift of precast CFT segmental columns after experiencing 6% drift cycles was negligible, (2) concrete spalling was limited to the region near the base of the first segment, (3) columns rotated at the base of the first and second segments, respectively, and (4) the proposed RFP was effective in dissipating energy before fracture. An iterative sectional analysis procedure was able to predict the response of the precast CFT segmental column. Inelastic time-history analysis was used to study the dynamic response of a reinforced concrete column, CFT column, and precast CFT segmental column to ground motions. The analysis showed that although the energy dissipation of the precast column was the least among three types of columns the maximum displacement was similar.

Key Words : CFT Segmental Bridge Column, Seismic Behavior, Reduced Steel Plate.

誌 謝

本研究論文承蒙指導教授 周中哲博士於論文上之指導，並且在論文研究的學習過程中提供殷切的教導，讓學生在學習的過程中學習到研究學問的精神，在此獻上最誠摯的感謝。在學習的過程中，特別體驗到老師對於學問的研究所抱持的嚴謹態度與審慎思考的精神，可以做為學生往後學習的模範。同時於論文口試期間，承蒙台灣大學 蔡克銓教授，及交通大學 劉俊秀教授對本論文所提出的寶貴意見，使本論文的內容得以更臻完備，在此致上最由衷的謝意。

特別感謝指導教授 周中哲博士於試驗的過程中，親臨試驗室指導，使試驗得以順遂的完成。感謝學弟俊翰、家慶，及同學沛鈞，於研究的試驗過程中所提供的協助，使研究得以順利的完成試驗。在研究試體組裝的過程中，皆需藉由結構大樓試驗室內的天車進行吊裝作業來組裝試體，學弟們在試體組裝的過程中不畏辛苦的付出，大家一起配合完成試體組裝，並且提供協助完成試驗量測儀器的設置。感謝俊翰學弟在試驗的過程中協助控制試驗的油壓制動器，使得試驗得以順利進行，同時感謝家慶學弟與沛均同學，配合我觀察試體在試驗過程中的變化情況及相關的協助事宜，感謝同學昭剛、凱明在研究所二年的學習過程中，給予彼此相互間學習與鼓勵。

感謝大陸工程青山鎮事業工程處錢明山經理，協助橋柱試體在青山鎮工區製造。並感謝台灣地為達公司周東陽副總經理、廖俊源副總經理與郭仲仁經理於橋柱試體的預力施拉過程中所提供的協助。

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
誌謝	III
目錄	IV
表目錄	VII
圖目錄	VIII
照片目錄	XIII
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 文獻回顧	2
1.3 研究動機	4
1.4 研究目的	5
1.5 研究內容	5
第二章 預力節塊橋柱行為及設計	6
2.1 前言	6
2.2 預力節塊橋柱行為	6
2.2.1 解析模型預測力量-位移關係	8
2.2.2 混凝土應力-應變模型	10
2.2.3 預力鋼絞線應力-應變模型	11
2.3 預力混凝土節塊橋柱設計	11
2.3.1 設計水平側向力	11
2.3.2 試體 SP1 設計	13
2.3.2.1 橋柱強度	13
2.3.2.2 節塊高度	15

2.3.2.3 橋柱剪力強度檢核.....	16
2.3.3 試體 SP2 設計.....	18
2.3.3.1 消能裝置設計.....	18
2.4 材料性質.....	21
2.5 試體試驗構架及載重歷時.....	22
2.5.1 油壓致動器.....	22
2.5.2 資料擷取收集系統.....	23
2.5.3 試驗載重歷時.....	23
2.6 試驗量測儀器.....	24
第三章 試體實驗與結果分析.....	25
3.1 前言.....	25
3.2 試體製作與組裝.....	25
3.2.1 試體製作.....	25
3.2.2 試體組裝.....	26
3.3 試體 SP1 試驗結果.....	29
3.3.1 試驗現象觀察.....	29
3.3.2 整體反應分析.....	33
3.3.2.1 力量-位移關係.....	33
3.3.2.2 勁度變化與殘餘變形.....	34
3.3.2.3 試體遲滯阻尼.....	34
3.3.2.4 鋼腱預力變化量分析.....	35
3.3.2.5 橋柱曲率與混凝土變化關係圖.....	35
3.3.2.6 側向位移分析.....	36
3.3.3 局部反應分析.....	39
3.3.3.1 鋼管應變分析.....	39

3.4 試體 SP2 試驗結果	40
3.4.1 試驗現象觀察	40
3.4.2 整體反應分析	45
3.4.2.1 力量-位移關係	45
3.4.2.2 系統勁度及殘餘變形	46
3.4.2.3 系統遲滯阻尼變化關係	46
3.4.2.4 預力變化量分析	47
3.4.2.5 橋柱曲率變化	47
3.4.2.6 側向位移分析	48
3.4.3 局部反應分析	48
3.4.3.1 削切式消能桿件分析	48
3.4.3.2 鋼管應變分析	49
3.5 修正試體分析模型	50
3.5.1 修正解析流程	51
3.5.2 分析結果	53
第四章 橋柱動態反應	54
4.1 前言	54
4.2 理論分析模型	54
4.3 動態分析結果	55
第五章 結論與建議	59
5.1 結論	59
5.2 建議	62
參考文獻	63
符號說明	65

表目錄

表 2.1 混凝土抗壓強度.....	錯誤! 尚未定義書籤。
表 2.2 鋼材拉力試驗強度.....	錯誤! 尚未定義書籤。
表 3.1 試體 SP1 預力施拉紀錄.....	錯誤! 尚未定義書籤。
表 3.2 試體 SP2 預力施拉紀錄.....	錯誤! 尚未定義書籤。
表 3.3 試體 SP1 與試體 SP2 試驗觀察第 1 點與第 2 點側位移角	錯誤! 尚未定義書籤。
表 4.1 α 值與側位移關係.....	錯誤! 尚未定義書籤。
表 4.2 六組地震紀錄所對應的 η 值.....	錯誤! 尚未定義書籤。
表 4.3 六組調整地震紀錄 (T=2.55 秒).....	錯誤! 尚未定義書籤。
表 4.4 六組調整地震紀錄 (T=1.0 秒).....	錯誤! 尚未定義書籤。



圖目錄

- 圖 2.1 預力混凝土節塊橋柱行為示意圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.2 預力節塊橋柱理想力量-位移關係示意圖錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.3 MANDER 混凝土應力-應變模型..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.4 理想化鋼腱應力-應變關係圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.5 全尺寸橋柱設計案例示意圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.6 ATC 32 設計位移反應譜..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.7 ATC 32 設計加速度反應譜..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.8 第一節塊鋼套管圍束後混凝土應力應變關係圖 .. 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.9 試體 SP1 與試體 SP2 力量-位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.10 試體 SP1 與試體 SP2 彎矩-曲率關係圖錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.11 第一與第二節塊間彎矩強度與彎矩分佈關係圖. 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.12 橋柱試體剪力強度隨側位移變化關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.13 係數 γ 與橋柱韌性關係圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.14 柱軸力提供抗剪強度示意圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.15 消能桿件 ABAQUS 分析模型..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.16 消能桿件軸向變位與軸向力關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.18 試體 SP1 立面圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.19 試體 SP1 鋼管混凝土詳圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.20 試體 SP1 柱頂端錨詳圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.21 試體 SP1 基礎詳圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。

- 圖 2.22 試體 SP2 立面圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.23 試體 SP2 鋼管混凝土詳圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.24 試體 SP2 柱頂端錨詳圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.25 試體 SP2 第 1 節塊詳圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.26 試體 SP2 消能桿詳圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.27 試體 SP2 基礎詳圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.28 預力鋼絞線上應變計之應力-應變關係錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.29 試體 SP1 與 SP2 試驗設備裝置圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.30 反覆載重歷時 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.31 試體 SP1 應變計配置圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.32 試體 SP2 應變計配置圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.33 試體 SP2 第一節塊應變計配置圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 2.34 彎曲曲率示意圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.1 試體 SP1 與試體 SP2 應變計與油壓機施拉的預力比較圖錯誤!
尚未定義書籤。
- 圖 3.2 試體 SP1 力量-位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.3 試體 SP1 正方向力量-位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.4 試體 SP1 與試體 SP2 正方向力量-位移關係包絡線圖 錯誤! 尚
未定義書籤。
- 圖 3.5 試體 SP1 雙線性模擬力量位移關係圖 . 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.6 彈性勁度與非彈性勁度計算示意圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.7 試體 SP1 勁度變化圖與側位移關係圖 .. 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.8 試體 SP1 與試體 SP2 殘餘變形與側位移關係圖 . 錯誤! 尚未定
義書籤。
- 圖 3.9 試體 SP1 與試體 SP2 系統等效阻尼比變化與側位移關係圖 錯

誤! 尚未定義書籤。

圖 3.10 試體 SP1 鋼腱預力量變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.11 SP1 曲率變化關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.12 試體 SP1 與試體 SP2 節塊裂縫與側位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.13 試體 SP1 與試體 SP2 節塊裂縫總合與側位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.14 試體 SP1 正方向混凝土最外纖維壓應變隨柱高變化圖 .. 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.15 試體 SP1 與試體 SP2 柱底混凝土應變與側位移關係圖 . 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.16 試體 SP1 與試體 SP2 柱底中性軸位置與側位移關係圖 . 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.17 試體 SP1 與試體 SP2 撓曲裂縫張開角度與側位移關係圖 .. 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.18 試體 SP1 試驗側位移變形示意圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.19 理想降伏曲率與塑鉸範圍關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.20 試體 SP1 與試體 SP2 塑鉸範圍與側位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.21 試體 SP1 與試體 SP2 各側位移分量比例關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.22 試體 SP1 鋼管北側環向應變隨高度變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.23 試體 SP1 鋼管北側環向應變與側向力歷時 錯誤! 尚未定義書籤。

- 圖 3.24 試體 SP1 鋼管南側環向應變隨柱高度變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.25 試體 SP1 鋼管南側環向應變與側向力歷時 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.26 試體 SP1 鋼管西側環向應變隨柱高度變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.27 試體 SP1 鋼管西側環向應變與側向力歷時 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.28 試體 SP1 鋼管南側縱向應變隨柱高度圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.29 試體 SP1 鋼管南側縱向應變圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.30 試體 SP2 力量-位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.31 試體 SP2 正方向力量-位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.32 試體 SP2 雙線性模擬力量-位移關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.33 試體 SP2 彈性勁度與非彈性勁度隨側位移變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.34 試體 SP2 預力鋼腱預力量變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.35 試體 SP2 量測曲率變化關係圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.36 試體 SP2 正方向混凝土最外纖維壓應變隨柱高變化圖 .. 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.37 試體 SP2 消能桿件上削切斷面處的應變計與力量關係圖 .. 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.38 試體 SP2 北側消能桿應變變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.39 試體 SP2 南側消能桿應變變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。
- 圖 3.40 試體 SP2 消能桿件上力量與側位移變化關係圖 錯誤! 尚未定

義書籤。

圖 3.41 試體 SP2 彎矩包絡線..... 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.42 試體 SP2 鋼管北側環向應變隨柱高變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.43 試體 SP2 鋼管北側環向應變與側向力歷時 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.44 試體 SP2 鋼管南側環向應變隨柱高變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.45 試體 SP2 鋼管南側環向應變與側向力歷時 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.46 試體 SP2 鋼管西側環向應變圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.47 試體 SP2 鋼管南側縱向應變隨柱高度變化圖 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.48 試體 SP2 鋼管南側縱向應變與力量歷時.... 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.49 修正的橋柱分析模型..... 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.50 試體 SP1 試驗與分析模型的側位移量分析比較 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 3.51 試體 SP2 試驗與分析模型的側位移量分析比較 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 4.1 非線性動力分析模型..... 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 4.2 實尺橋柱力量位移關係圖..... 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 4.3 六組地震紀錄加速度歷時..... 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 4.4 六組調整地震加速度歷時 (T=2.55 秒).. 錯誤! 尚未定義書籤。

圖 4.5 六組調整地震加速度歷時彈性反應譜 (T=2.55 秒).. 錯誤! 尚未

定義書籤。

圖 4.6 預力節塊橋柱試體 SP1 與試體 SP2 力量位移關係($T=2.55$ 秒)。**錯誤!**

尚未定義書籤。

圖 4.7 鋼筋混凝土橋柱與預力節塊橋柱力量位移關係($T=2.55$ 秒)。**錯誤!**

尚未定義書籤。

圖 4.8 鋼管混凝土橋柱與預力節塊橋柱力量位移關係($T=2.55$ 秒)。**錯誤!**

尚未定義書籤。

圖 4.9 位移歷時反應($T=2.55$ 秒)..... **錯誤!** 尚未定義書籤。

圖 4.10 最大位移與遲滯能量消釋比較圖($T=2.55$ 秒)。**錯誤!** 尚未定義

書籤。

圖 4.11 六組調整地震加速度歷時 ($T=1.0$ 秒)。**錯誤!** 尚未定義書籤。

圖 4.12 六組調整地震加速度歷時彈性反應譜 ($T=1.0$ 秒)。**錯誤!** 尚未

定義書籤。

圖 4.13 預力節塊橋柱試體 SP1 與試體 SP2 力量位移關係圖($T=1.0$ 秒)

..... **錯誤!** 尚未定義書籤。

圖 4.14 鋼筋混凝土橋柱與預力節塊橋柱比較圖($T=1.0$ 秒)**錯誤!** 尚未

定義書籤。

圖 4.15 鋼管混凝土橋柱與預力節塊橋柱比較圖($T=1.0$ 秒)**錯誤!** 尚未

定義書籤。

圖 4.16 位移歷時反應($T=1.0$ 秒)..... **錯誤!** 尚未定義書籤。

圖 4.17 最大位移與遲滯能量消釋比較圖($T=1.0$ 秒)**錯誤!** 尚未定義書

籤。



照片目錄

- 照片 3.1 鋼套管混凝土節塊 PVC 管定位..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.2 基礎鋼筋籠..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.3 橋柱頂部錨錠節塊鋼筋籠..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.4 基礎混凝土澆置..... 錯誤! 尚未定義書籤。

- 照片 3.5 節塊混凝土澆置..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.6 試體假組立節塊介面間隙..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.7 流動性環氧樹脂施工情形..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.8 基礎底部鋼鉸線定位..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.9 基礎翻轉固定在強力地板..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.10 基礎面上塗抹高稠度環氧樹脂 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.11 第一節塊吊裝 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.12 第二節塊吊裝..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.13 第三節塊吊裝..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.14 第四節塊吊裝..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.15 柱頂錨錠節塊吊裝..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.16 吊裝施拉預力的油壓千斤頂..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.17 試體 SP1 試驗前全景..... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.18 試體 SP1 柱底部裂縫 ($\theta = +0.006$ 弧度).... 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.19 試體 SP1 第一節塊上方撓曲裂縫 ($\theta = +0.006$ 弧度) 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.20 試體 SP1 柱底部撓曲裂縫 ($\theta = +0.015$ 弧度) 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.21 試體 SP1 第一節塊上方撓曲裂縫 ($\theta = +0.015$ 弧度) 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.22 試體 SP1 柱底部撓曲裂縫 ($\theta = +0.02$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。
- 照片 3.23 試體 SP1 柱底部混凝土剝落 ($\theta = +0.02$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.24 試體 SP1 第一節塊上方撓曲裂縫 ($\theta = +0.02$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.25 試體 SP1 柱底部混凝土撓曲裂縫 ($\theta = +0.03$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.26 試體 SP1 柱底部混凝土裂縫長度 ($\theta = +0.03$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.27 試體 SP1 柱底部混凝土剝落 ($\theta = +0.03$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.28 試體 SP1 第一與第二節塊間混凝土裂縫 ($\theta = +0.03$ 弧度). 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.29 試體 SP1 第一、二節塊間混凝土裂縫長度 ($\theta = +0.03$ 弧度)
..... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.30 試體 SP1 第一、二節塊間無收縮水泥剝落($\theta = +0.03$ 弧度)
..... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.31 試體 SP1 柱底部混凝土裂縫 ($\theta = +0.04$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.32 試體 SP1 柱底部混凝土裂縫長度 ($\theta = +0.04$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.33 試體 SP1 柱底部混凝土剝落 ($\theta = +0.04$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.34 試體 SP1 第一、二節塊間混凝土裂縫($\theta = +0.04$ 弧度). 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.35 試體 SP1 第一、二節塊間混凝土剝落 ($\theta = +0.04$ 弧度) 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.36 試體 SP1 柱底撓曲裂縫 ($\theta = +0.05$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書

籤。

照片 3.37 試體 SP1 第一、二節塊介面間撓曲裂縫 ($\theta = +0.05$ 弧度). 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.38 試體 SP1 試體側位移情況 ($\theta = +0.06$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.39 試體 SP1 柱底部撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.40 試體 SP1 柱底部裂縫長度 ($\theta = +0.06$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.41 試體 SP1 第一、二節塊間無收縮水泥剝落 ($\theta = +0.06$ 弧度)
..... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.42 試體 SP1 第一、二節塊間混凝土裂縫長度 ($\theta = +0.06$ 弧度)
..... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.43 試體 SP1 試驗後柱底混凝土情況.... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.44 量測曲率變化的位移計配置圖 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.45 試體 SP2 試驗前全景 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.46 試體 SP2 消能桿件受壓發生挫屈情況 ($\theta = +0.006$ 弧度)錯誤!
尚未定義書籤。

照片 3.47 試體 SP2 第一與第二節塊間裂縫發展情況($\theta = +0.009$ 弧度)
..... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.48 試體 SP2 消能桿件受壓發生挫屈情況 ($\theta = +0.009$ 弧度)錯誤!
尚未定義書籤。

照片 3.49 試體 SP2 第一與第二節塊間撓曲裂縫 ($\theta = +0.015$ 弧度)錯誤!
尚未定義書籤。

照片 3.50 試體 SP2 消能桿件挫屈情形 ($\theta = +0.015$ 弧度) 錯誤! 尚未定

義書籤。

照片 3.51 試體 SP2 消能桿件上發現有明顯的降伏線($\theta = +0.02$ 弧度)

..... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.52 試體 SP2 第一節塊底部撓曲裂縫 ($\theta = +0.03$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.53 試體 SP2 第一節塊底部裂縫長度 ($\theta = +0.03$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.54 試體 SP2 第一節塊底部混凝土剝落 ($\theta = +0.03$ 弧度).... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.55 試體 SP2 第一與第二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度). 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.56 試體 SP2 第一與第二節塊間裂縫長度 ($\theta = +0.03$ 弧度) 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.57 試體 SP2 第一與第二節塊間混凝土剝落($\theta = +0.03$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.58 試體 SP2 第二與第三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度). 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.59 試體 SP2 消能桿件挫屈情形 ($\theta = +0.03$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.60 試體 SP2 消能桿件受拉斷裂情況 ($\theta = +0.04$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.61 試體 SP2 第一節塊底部撓曲裂縫 ($\theta = +0.04$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.62 試體 SP2 第一與第二節塊間撓曲裂縫 ($\theta = +0.04$ 弧度) 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.63 試體 SP2 第一節塊底部撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.64 試體 SP2 第一與第二節塊間撓曲裂縫 ($\theta = +0.05$ 弧度)錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.65 試體 SP2 側位移變形情況 ($\theta = +0.06$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.66 試體 SP2 第一節塊底部撓曲裂縫 ($\theta = +0.06$ 弧度).. 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.67 試體 SP2 第一節塊底部裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.68 試體 SP2 第一與第二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度). 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.69 試體 SP2 第一與第二節塊裂縫長度 ($\theta = +0.06$ 弧度).... 錯誤! 尚未定義書籤。

照片 3.70 試體 SP2 試驗後情形..... 錯誤! 尚未定義書籤。



第一章 緒論

1.1 前言

傳統的橋梁橋柱的設計上大多採用鋼筋混凝土橋柱、鋼橋柱及鋼管混凝土橋柱，為符合地震區耐震設計的規定，橋柱需具有足夠的強度與位移韌性，且應確保橋柱在塑鉸區域(柱底部)內能發揮塑性變形能力。在混凝土橋柱的設計上，依據設計規範的重點著重在橋柱的非彈性的行為上，例如橋柱的塑鉸範圍、鋼筋降伏的位置及混凝土的塑性行為，同時在橋柱塑鉸範圍內必須採用較密的橫向箍筋圍束混凝土，以提高橋柱的韌性，但卻造成塑鉸區內橫向鋼筋間距過密，鋼筋綁紮不易及混凝土澆置作業困難，對於高度較高的橋梁系統，橋柱的縱向鋼筋必須採用續接器續接，且在混凝土的澆置作業上，隨著橋柱高度的增加，也增加混凝土澆置作業的困難度，造成橋梁施工工期較長。

在鋼橋柱部分，目前多數的鋼橋柱系統皆採用箱型斷面橋柱設計，以提供橋柱在二方向上柱有相同的強度與勁度，由於鋼結構的橋柱具有韌性佳的優點，但橋柱需採用螺栓及焊接的方式接合，現場焊接與螺栓的接合品質會影響橋柱韌性行為的發揮，橋柱承受力量過大時橋柱鋼板會有挫屈的問題，需增加橋柱斷面勁度或鋼板厚度。

在鋼管混凝土橋柱部分，採用鋼管內填充混凝土橋柱是藉由複合材料的特性，來增加橋柱的強度及韌性，混凝土藉由鋼管的圍束，提昇混凝土的應力應變行為，同時可以延遲鋼管發生挫屈的時機，參閱相關的實驗結果顯示(Usami and Ge 1994, Shams and Saadeghvaziri 1997, Kitada 1998, Susantha et al. 2002)，此種橋柱具有較鋼橋柱更佳的強度與韌性行為，符合地震區耐震設計的要求，但鋼管與基礎接合位置是採

用螺栓接合，在橋柱底部柱基板的接合位置處，螺栓必須事先預埋至基礎內，以提供足夠的拉壓強度與抗剪強度，增加柱底基礎施工困難度。

上述的橋梁橋柱系統均可以符合地震區的耐震設計要求，但隨著在橋梁施工技術上的工法演進，橋梁施工方式應以配合工程現場環境降低施工困難度縮短施工工期，與降低對環境的衝擊為目標。因此應用高拉力鋼腱將橋柱組成預力節塊橋柱系統，成為一種可行的替代方案。

1.2 文獻回顧

目前國內外相關的研究(Hews and Priestley 2002,2003，莫詒隆 1999，張國鎮等人 2003)非常有限，對於此種預力節塊橋柱的行為已有部分的研究成果可供參考，相關的主要研究如下所述：

1、Joshua T. Hewes 和 M.J.N. Priestley (2002, 2003)

Joshua 和 Priestley (2002, 2003)在美國加州大學聖地牙哥分校所從事的研究主要是將圓形斷面的混凝土節塊以鋼腱組立，柱底部塑鉸區域的節塊採用鋼管圍束，其餘節塊採用鋼筋混凝土節塊，藉由環向鋼筋提供混凝土圍束作用，混凝土行為受側向圍束後，可依據 Mander 模型(Mander et al. 1988)來描述其應力應變關係。試驗採用 4 組橋柱試體，且對應 2 種不同的柱高，預力鋼腱均配置在斷面的中心，並在橋柱底部的第一節塊採用 2 種不同的鋼管厚度。在試驗程序上，每組橋柱試體皆進行二次試驗，每組試體第一次試驗皆進行到側位移角 0.03 弧度，橋柱系統沒有明顯的降伏，只有在橋柱底部發生混凝土壓碎剝落現象，再以水泥砂漿修復剝落的混凝土節塊，且提昇第一次試驗的起始預力後進行第二次試驗到側向位移角 0.06 弧度。同時依據

試驗結果提出此類橋柱的設計方法與設計圖表，提供設計上的參考。

其試驗結果可歸納如下：(1) 橋柱具有大變形下回復到原點的功能。(2) 塑鉸區域的節塊的鋼管厚度需增加。(3) 在第二節塊部份採用鋼筋混凝土節塊，由於第一塊間與第二節塊間在試驗過程中側位移角為 0.06 弧度時，此介面上有撓曲裂縫產生的現象，且在第二節塊上有許多明顯的混凝土裂縫與混凝土剝落的情況發生。(4) 依據試驗的分析結果，建議此種橋柱在設計上系統等效阻尼 $\zeta = 10\%$ 。(5) 建議第一節塊高度的設計上，應避免造成第二節塊底部發生混凝土剝落現象，限制第二節塊底部的混凝土最大壓應變 $\varepsilon_c \leq 0.004$ 。同時應考慮在第一與第二節塊位置處，在第二節塊底部的彎矩強度大於此位置的彎矩強度，避免在第二節塊底部發生剛體旋轉。(6) 在試驗研究後建議此類橋柱的塑鉸長度 $L_p = D/2$ ，其中 D 為節塊斷面直徑。(7) 橋柱軸力部份包含靜載重與起始預力量，依據分析建議柱軸向力應小於 $0.3f'_c A_c$ ，避免造成橋柱系統降伏後勁度過低，造成橋柱系統在側位移達到理論降伏點後，發生橋柱強度降低的現象。(8) 依據試驗的力量-位移關係提出此類橋柱的行為模型。

2、張國鎮等人(2003)

學者張國鎮等人(2003)在國家地震工程研究中心所從事的第一期預鑄節塊橋墩結構耐震行為特性之研究中，其主要目的在於研究預鑄節塊橋柱在不同塑鉸區設計下的韌性，其設計方式是藉由橋柱底部節塊間埋置預力鋼棒，來增加橋柱的遲滯消能能力，並探討此鋼棒其握裹與否對橋柱行為的影響。橋柱試體共二組，橋柱試體高度均為 10 m，節塊部份採用中空矩形混凝土節塊設計，混凝土節塊尺寸 1800 mm×1200 mm×1000 mm，柱體部份共採用 10 個混凝土節塊組成，預力鋼腱的設置在中空矩形節塊斷面的四周圍上。

其試驗結果歸納如下：(1) 橋柱試體施加的軸向力(靜載重加鋼腱起始預力)為 $0.316f'_cA_g$ ，橋柱節塊介面間之藉由摩擦力抵抗並依據 ACI 318-97(1997)中第 11.7 節規定設計。(2) 試驗過程中，橋柱底部節塊與基礎面間有明顯的裂縫張開現象，此原因為橋柱開始發生剛體旋轉。試驗在進行到側位移角為 0.04 弧度時停止，裂縫最大寬度為 5 cm，明顯在橋柱底部發生剛體旋轉的現象。(3) 試體一在橋柱底未設置預力鋼棒時，柱底第一節塊與第二節塊間發生裂縫張開的現象。試體二橋柱底部增加預力鋼棒後，橋柱底部彎矩強度增加，第一節塊與第二節塊間撓曲裂縫更為明顯，且撓曲裂縫延伸到第二節塊與第三節塊間。(4) 試體二在底部節塊間增加預力鋼棒設計，橋柱強度、勁度及消能能力均較試體一增加。

1.3 研究動機



比較目前的各類型橋柱，發現鋼管混凝土橋柱比起鋼橋柱具有較佳的強度及韌性，但鋼管混凝土橋柱的缺點在於鋼管受壓時會發生挫曲現象，且鋼套管底部與基礎間是採用螺栓接合，而造成影響橋柱強度及韌性發揮的關鍵。由於鋼套管混凝土橋柱最大的特色在於內填充混凝土在鋼管的圍束下，可提昇混凝土強度，增加橋柱強度與韌性。因此本研究以擷取鋼套管混凝土橋柱的設計，同時為簡化橋柱底部螺栓接合所引致的困難，研擬採用以後拉預力鋼腱的方式，將橋柱系統與基礎接合。如此橋柱具有在大變形後回復到原點的功能，且減少殘餘變形的發生，同時為避免高橋柱在施工現場澆置混凝土的困難度，橋柱體部分以數個預鑄節塊組成，每個節塊均以鋼管圍束，以避免混凝土在大地震作用下受損剝落。

1.4 研究目的

參閱國內外有關後拉式預力節塊橋柱系統的研究成果中發現，此類橋柱系統的遲滯消能能力較差，且塑鉸長度會因混凝土裂縫擴及到第一節塊以外而不易決定，因此本研究重點著重於此種橋柱系統的塑鉸長度決定，並藉由在橋柱底部設置本研究所建議的消能裝置來增加消能能力。研究的目的是如下：

- 1、研究橋柱系統塑性區域的行為，相關的研究結果中顯示，此類橋柱在第一節塊與第二節塊間會有撓曲裂縫的現象，因此本研究將特別探討此部份對橋柱位移的影響，並提出適當的塑鉸長度以供設計之用。
- 2、比較橋柱加裝消能裝置所提昇的撓曲勁度、強度與能量消釋能力。
- 3、依據試驗結果，在非線性電腦程式 NONSPEC(1983)中建立此種橋柱的分析模型，並探討此種柱與傳統鋼筋混凝土橋柱及鋼管混凝土橋柱在不同地震歷時作用下的動態反應。

1.5 研究內容

本研究內容共分五個章節，除本章外，第二章為介紹預力節塊橋柱行為及設計，介紹橋柱的基本行為，並藉由全尺寸的橋柱採用位移法設計後，採用縮尺後的試體進行設計。第三章為試體試驗與結果分析，介紹試體製作、組裝過程及試驗現象觀察，分析橋柱試驗的結果。第四章為橋柱動態反應，分析比較傳統橋柱與預力節塊橋柱，在不同的地震歷時作用下，橋柱系統的最大位移及遲滯消能能力。第五章為結論與建議，討論解析與試驗結果，並提出建議。

第二章 預力節塊橋柱行為及設計

2.1 前言

本章主要是介紹預力橋柱行為並一全尺寸單跨度橋柱，縮尺後進行設計及試驗，試體共有二組，試體 SP1 之橋柱採用高拉力鋼腱以後拉法將橋柱節塊組合，試體 SP2 則比試體 SP1 多加二組消能裝置，希望可提昇橋柱遲滯阻尼。本章 2.2 節介紹預力節塊橋柱的行為，2.3 節為預力混凝土節塊橋柱設計，2.4 節敘述試體材料強度，2.5 節介紹試體試驗構架及載重歷時。

2.2 預力節塊橋柱行為

根據 Hews 和 Priestley (2002, 2003) 在後拉式預力混凝土節塊橋柱的研究，提出此種橋柱在受水平側向力作用下，可以三個主要階段來描述，此三個階段分別以示意圖表示於圖 2.1 及圖 2.2 中，圖 2.1 中之三個變形階段(Step, Step2 及 Step3)分別對應於圖 2.2 中之第 1, 2 及 3 點。

當橋柱在水平側向力作用下，柱底面未發生裂縫前[圖 2.1(a)至圖 2.1(b)]，橋柱底部可以視為固接端，柱底部節塊混凝土全斷面積承受壓應力作用，當側向力 F 持續增加至橋柱底部中性軸位置移至柱邊時如圖 2.1(b)所示，此時拉力裂縫開始要發生(Decompression Point)，即圖 2.2 中之第 1 點，相對應的柱底彎矩為裂縫張開彎矩(Decompression Moment)，此彎矩提供橋柱在非線性變形後重新回復到原點的能力，此階段橋柱的側向變位計算方式如下式：

$$\Delta_1 = \frac{1}{3} \phi_1 H_1^2 \quad (2.1)$$

式中 H_1 為柱高度。

隨著水平側向力的增加，柱底部混凝土承壓區的中性軸位置逐漸往斷面中心移動，造成柱底裂縫逐漸擴大，當中性軸的位置恰好位於斷面中心位置時如圖 2.1(c)所示，此時鋼腱長度並無變化，預力增量 $\Delta F_s = 0$ ，此點對應於圖 2.2 中之第 2 點位置，也是圖上線性與非線性關係的分界點，本研究將此點定義為“第一降伏點”(First Yield Point)。在此階段的側位移 Δ_2 包含柱的彈性側向位移 Δ_{2e} ，及柱相對於柱底產生剛體旋轉所造成的側位移 Δ_{2p} ，計算方式如下式所示：

$$\Delta_2 = \Delta_{2e} + \Delta_{2p} \quad (2.2)$$

$$\Delta_{2e} = \frac{F_2}{F_1} \Delta_1 \quad (2.3)$$

$$\Delta_{2p} = \left\{ \phi_2 - \frac{F_2}{F_1} \phi_1 \right\} L_p H_1 \quad (2.4)$$



式中塑鉸長度 L_p 假設為 $D/2$ ，柱底曲率 ϕ_2 。

如圖 2.2 所示當側向力超過 F_2 後，其力量-位移開始有明顯非線性的關係，隨著側向力持續增加，混凝土承壓區的壓應變增加且中性軸的深度繼續減小，同時預力鋼腱開始伸長，因此橋柱在軸方向開始有預力增量 ΔF_s 產生(如圖 2.1(d)所示)，此階段假設橋柱以柱底做剛體旋轉。側向位移計算方式為：

$$\Delta_3 = \Delta_{3e} + \Delta_{3p} \quad (2.5)$$

$$\Delta_{3e} = \frac{F_3}{F_2} \Delta_2 \quad (2.6)$$

$$\Delta_{3p} = \left\{ \phi_3 - \frac{F_3}{F_2} \phi_2 \right\} L_p H_1 = \theta_g H_1 \quad (2.7)$$

式中 ϕ_3 為柱底曲率。

此力量-位移關係可以採用一雙線性關係近似之，二線段交點定義為“理想降伏點” (Ideal Yield Point)，此點所對應的混凝土受壓側最外緣纖維應變 $\varepsilon_c = 0.004$ 。彈性勁度 K_e 為由原點延伸通過“第一降伏點”及“理想降伏點”的線段斜率。

2.2.1 解析模型預測力量-位移關係

根據前節的敘述，此預力橋柱力量位移關係已寫成電腦程式語言來做預測，此分析之基本假設包括(1) 假設橋柱斷面在受力變形後平面保持平面。(2) 不考慮混凝土及節塊介面填充材的拉力。根據上述假設有關於解析程式之分析步驟如下：

1、假設柱最外纖維壓應變 ε_c

假設在某一個側向力作用下混凝土斷面最外側纖維壓應變 ε_c 。

2、混凝土承壓區合力 C

假設此時斷面所對應的中性軸位置 c ，依據柱斷面彎曲變形後平面維持平面的假設，求取斷面上混凝土應變，藉由混凝土應力-應變關係 (參考 2.2.2 節)，計算混凝土承壓區的合力 C 。

$$C = \int_{D/2-c}^{D/2} f_c dA \quad (2.8)$$

式中 f_c 為圍束後混凝土的應力。

3、計算鋼腱上預力增量

依據所假設的中性軸的位置 c ，判斷是否造成鋼腱預力增加，若中性軸位置未超過斷面中心，鋼腱上預力增量 $\Delta F_s = 0$ 。若中性軸的位置超過斷面中心位置，則藉由斷面彎曲變形後平面維持平面的假設，計算鋼腱上的應變增量 $\Delta \varepsilon_s$ 與力量增量 ΔF_s 。

$$\Delta\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\theta_g(D/2-c)}{L} \quad (2.9)$$

$$\Delta F_s = E_s \times \Delta\varepsilon_s \times N \times A_s \quad (2.10)$$

式中 E_s 為預力鋼腱的彈性模數 (= 196,500 MPa)， A_s 為鋼絞線的截面積， N 為鋼腱數量。

4、檢核斷面軸向合力平衡條件

藉由斷面軸向合力平衡條件確定中性軸位置 c ，此部份的軸向力包含靜載重 P_d 、預力鋼腱起始預力量 F_s 與預力鋼腱上預力增量 ΔF_s 。

$$C = P_d + F_s + \Delta F_s \quad (2.11)$$

若不滿足式(2.11)平衡條件，則需重新假設中性軸位置 c ，並重覆步驟 2 至步驟 4，迭代至滿足斷面軸向力平衡條件為止。

5、計算斷面曲率

藉由步驟 1 至 4 的計算程序，由混凝土的應變 ε_c 所求得的中性軸位置 c ，計算所對應的斷面曲率 ϕ 如下式：

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (2.12)$$

6、計算斷面彎矩容量 M

根據斷面的應變-應力關係(參考 2.2.2 節)與中性軸位置 c ，計算混凝土斷面提供的彎矩。

$$M = \int_{D/2-c}^{D/2} f_c x dA \quad (2.13)$$

式中 c 為斷面中性軸位置， f_c 為混凝土承壓區內距離中性軸 x 處所對應的混凝土應力。

7、計算橋柱系統的側向位移及側向力

橋柱之側向力可以藉由式(2.13)計算所得到的彎矩 M 來計算。

$$F = \frac{M}{H_1} \quad (2.14)$$

式中 H_1 為柱高。側位移之計算方式依 2.2 節中所述的方式計算。

根據以上分析步驟，可以藉由逐漸增加混凝土的壓應變 ε_c ，重複步驟 2 到步驟 4 以反覆迭代的方式求斷面中性軸位置 c 。依據步驟 5 至步驟 6 得到斷面彎矩與曲率關係，依據步驟 7 得到側向力與側向位移關係。

2.2.2 混凝土應力-應變模型

混凝土受圍束之應力-應變關係，採用 Mander et. al. (1988) 提出的模型理論，其應力-應變關係圖如圖 2.3 所示，Mander 模型公式描述的混凝土應力-應變行為關係為：

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.15)$$

$$\text{式中 } f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_i}{f'_c}} - \frac{2 f'_i}{f'_c} - 1.254 \right] \quad (2.16)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \times \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2.18)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.19)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

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

受鋼套管圍束後的混凝土極限壓應變 ε_{cu} 及側向圍束應力 f'_i 為

(Priestley, Seibe, and Calvi 1995) :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_j f_{yj} \varepsilon_{sj}}{f'_{cc}} \quad (2.20)$$

$$f'_i = 0.95 \times \left(\frac{2f_{yj} t_j}{D - 2t_j} \right) \approx 0.95 \times \left(\frac{2f_{yj} t_j}{D} \right) \quad (2.21)$$

其中 E_c 為混凝土彈性模數， E_{sec} 為割線模數， f'_i 鋼套管對混凝土提供的圍束力， ε_{cu} 為圍束混凝土極限應變， f'_{cc} 為受圍束混凝土的抗壓強度。 ρ_j 為圍束鋼套管體積鋼筋比 ($=4t_j/D$)， D 為鋼套管直徑， t_j 為鋼套管厚度， f_{yj} 為鋼板降伏應力， ε_{sj} 為最大拉應力時之應變。

2.2.3 預力鋼絞線應力-應變模型

圖 2.4 所示為 7 股一束之預力鋼腱理想化的應力-應變模型，可以下列公式 (CSDCV 1999) 表示：

$$\varepsilon_s \leq 0.0086 \quad f_s = 196500\varepsilon_s \quad (2.22)$$

$$\varepsilon_s \geq 0.0086 \quad f_s = 1860 - \frac{0.276}{\varepsilon_s - 0.007} \quad (2.23)$$

2.3 預力混凝土節塊橋柱設計

2.3.1 設計水平側向力

本節以一全尺寸之單一跨度的後拉式預力節塊橋柱如(圖 2.5 所示)為設計案例，假設此橋柱柱高 $H=14.7$ m，圓斷面直徑 $D=3$ m，及靜載重 $P_d=21921$ kN 相當於 $0.1f'_c A_c$ ，座落於土層 C 上 (ATC 32, 1996)，設計地震規模 $M=7.25 \pm 0.25$ ，工址的最大地表加速度 $PGA=0.7g$ ，有

關 ATC 32 (1996) 工址的設計位移反應譜及設計加速度反應譜如圖 2.6 及圖 2.7 所示。橋柱設計側位移 θ_d 為 3.5%，今以位移法 (Priestley et al. 1996) 預估預力橋柱的設計水平側向力，其步驟說明如下：

1、橋柱設計側向位移 Δ_d

橋柱系統設計的側位移角 θ_d 為 0.035 弧度，其中假設剛體旋轉量 θ_g 為 0.03 弧度，所對應的側向位移 Δ_d 如下式：

$$\Delta_d = \theta_d \times H = 0.035 \times 14700 = 515 \text{ mm} \quad (2.24)$$

2、橋柱等效週期 T_{eff}

由於 ATC 32 規範中的設計位移反應譜及設計加速度反應譜，係依據橋柱系統阻尼比 $\zeta = 5\%$ 所建立。依據 Hews 和 Priestley (2002, 2003) 所作的研究中，發現此預力節塊橋柱的系統阻尼比 $\xi = 10\%$ (其中 5% 為彈性阻尼；5% 為遲滯阻尼)。因此在步驟 1 中所求出的側向位移 Δ_d ，為系統阻尼 $\zeta = 10\%$ 所預期達到的側向位移，在應用上需轉換為系統阻尼 $\zeta = 5\%$ 時所對應的側向位移 $\Delta_{5\%}$ ，轉換公式如(2.25)式所示，根據 $\Delta_{5\%}$ 及反應譜(圖 2.6 所示)，查所對應的系統等效週期 T_{eff} (= 2.55 sec)。

$$\Delta_{5\%} = \Delta_d \times \left\{ \frac{2 + \zeta}{7} \right\}^{1/2} = 515 \times \left\{ \frac{2 + 10}{7} \right\}^{1/2} = 674 \text{ mm} \quad (2.25)$$

3、橋柱系統等效彈性勁度 K_{eff}

對單自由度結構系統而言，系統的等效勁度如下式：

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M}{T_{eff}^2} = \frac{4\pi^2 \times 2235}{2.55^2} = 13553 \text{ kN/m} \quad (2.26)$$

4、橋柱系統的設計水平側向力 F_d 與柱底設計彎矩 M_d

橋柱系統的最大設計水平側向力 F_d 及最大設計彎矩 M_d

$$F_d = K_{eff} \times \Delta_d = 13553 \times 0.515 = 6980 \text{ kN} \quad (2.27)$$

$$M_d = F_d \times H_1 = 6980 \times 14.7 = 102606 \text{ kN-m} \quad (2.28)$$

由於實驗室設備的限制，全尺寸橋柱則採用1:6縮尺。縮尺後試體直徑 $D = 500 \text{ mm}$ 、高度 $H_1 = 2450 \text{ mm}$ ，在 $\theta_d = 0.035$ 弧度時的設計水平側向力 $F_{d,sp} = 194 \text{ kN}$ ，設計彎矩 $M_{d,sp} = 475 \text{ kN-m}$ 。根據設計載重來決定試體鋼腱數量及預力量、圍束鋼管厚度、節塊高度、橋柱剪力強度檢核等部份，其他設計參數包含控制混凝土壓應變 ε_c 小於 $1/2\varepsilon_{cu}$ ，鋼腱上拉應變 ε_s 小於 $1/2$ 倍的比例限度 ε_{ip} ，鋼腱設置在橋柱斷面的中心位置，混凝土 28 天抗壓強度 $f'_c = 34.5 \text{ MPa}$ ，鋼套管採用 A36 鋼材。依據 ATC-32 (1996) 建議在橋柱系統的強度分析上，考慮材料強度變異性，所採用混凝土設計抗壓強度 $f'_{ce} = 1.3f'_c$ ，無圍束混凝土的最大壓應變為 $\varepsilon_c = 0.004$ ，鋼材部份採用設計之降伏強度 $f_{ye} = 1.5f_y$ (AISC 2002)。茲就設計細節詳述如下：

2.3.2 試體 SP1 設計

2.3.2.1 橋柱強度

依據設計目標在側位移角為 0.035 弧度時的設計載重及其他參數，並藉由依據 2.2.1 節理論所發展出的分析程式，分析橋柱試體的強度。分析步驟說明如下：

1、估算預力鋼腱所需數量

為避免橋柱在大變形下會因承受過大軸力，而造成降伏後勁度為負的勁度發生，本研究在設計上限制最大柱軸力為 $0.4f'_c A_c$ ($\approx 0.3f'_{ce} A_c$)。

$$P_d + F_s + \Delta F_s = 0.4f'_c A_c \quad (2.29)$$

同時限制鋼腱上的應變小於 $1/2 \varepsilon_{lp}$ ，所對應的鋼腱應力為：

$$F_s + \Delta F_s = E_s \varepsilon_s A_s \leq 0.5 f_{lp} A_s \quad (2.30)$$

由式(2.29)代入(2.30)式則鋼腱所需面積為：

$$A_s = \frac{(0.4 f'_c A_c - P_d)}{0.5 f_{lp}} = 2594 \text{ mm}^2 \quad (2.31)$$

因此鋼腱採用 19- ϕ 16mm ASTM A416 Grade 270 的鋼絞線，截面積
 $A_s = 2660 \text{ mm}^2$

2、圍束強度

依據 AISC 建議鋼管最小厚度需滿足 $t = D \sqrt{F_y / 8E}$ ，所計算的最小厚度 $t = 6.3 \text{ mm}$ 。依據 AIJ 規範(1987)建議最小厚度 $D/t \leq 1.5(240/F)$ ，其中 D 為圓斷面直徑， F 為鋼板強度(為降伏強度與 0.7 倍極限強度取小者)，所計算的厚度 $t = 3.4 \text{ mm}$ 。本研究採用鋼管厚度 $t = 5 \text{ mm}$ 。

由鋼套管厚度 t 與估計的鋼腱數量 A_s ，藉由程式分析檢核側位移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度時，混凝土所對應的最大壓應變 ε_c 是否小於 $1/2 \varepsilon_{cu}$ ，同時在側位移角 $\theta_d = 0.06$ 弧度時，混凝土所對應的最大壓應變 ε_c 為 ε_{cu} ，以決定鋼套管提供的圍束強度是否足夠，若不滿足則須增加鋼套管厚度 t ，並重新分析直到所選取的厚度可滿足要求。本試體採用的鋼套管厚度為 $t = 5 \text{ mm}$ ，提供的圍束體積鋼筋比 $\rho = 4\%$ ，依據 Mander et al. (1988)模型，混凝土應力應變關係如圖 2.8 所示，同時藉由分析得知在側位移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度時，混凝土的最大壓應變 $\varepsilon_c = 0.0146 \leq 1/2 \varepsilon_{cu}$ (O.K.)，同時在側位移角 $\theta_d \approx 0.06$ 弧度時，混凝土所對應的最大壓應變 $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ 。

3、鋼腱應力

檢核在側位移角 θ_d 時，鋼腱上應力是否小於 $0.5 f_{pu}$ ，若不符合則


需要增加鋼腱數量。經檢核橋柱試體在側位移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度時，鋼腱上應力 $f_{s,f} = 0.52f_{pu} \approx 0.5f_{pu}$ (O.K.)，所對應的起始預力 $f_{s,i} = 0.44f_{pu}$ 。

4、橋柱試體強度

橋柱試體分析的力量-位移關係如圖 2.9 所示，彎矩-曲率關係如圖 2.10 所示，在側位移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度時，試體所提供的水平側向力強度 $F_{p,sp} = 202 \text{ kN} > F_{d,sp} (=194 \text{ kN})$ ，及彎矩強度 $M_{p,sp} = 496 \text{ kN-m} > M_{d,sp} (=475 \text{ kN-m})$ 。

綜合上述可以藉由步驟 1 合理的估算出所需要的鋼腱數量 A_s ，並同時合理的假設鋼套管的厚度 t 以迭代方式，重複步驟 2 至步驟 4，直到滿足橋柱設計地震力要求為止。

2.3.2.2 節塊高度



為避免在第一節塊與第二節塊介面間發生撓曲裂縫，控制此介面當中性軸位置在柱面位置時所對應的彎矩強度 $M_{2,1}$ (182 kN-m)，大於在設計側位移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度下介面的彎矩，只要第一節塊高度高於 1549 mm (圖 2.11 中 $M_{2,1}$ 與橋柱彎矩分佈的交點)，即不會有撓曲裂縫發生在此介面上。

為避免在第一節塊與第二節塊介面間發生明顯的剛體旋轉，控制此介面當中性軸位置在橋柱中心的彎矩強度 $M_{2,2}$ (411 kN-m) 大於在設計側位移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度下介面的彎矩，只要第一節塊高度高於 415 mm (圖 2.11 中 $M_{2,2}$ 與橋柱彎矩分佈的交點)，即不會有明顯的剛體旋轉行為發生在此介面上。

為避免二節塊介面間混凝土剝落，控制此介面當混凝土最外緣纖維的應變達到 0.004 時的彎矩強度 ($M_{0.004} = 436 \text{ kN-m}$) 大於在設計側位

移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度下的彎矩，即不會有混凝土剝落現象。依據此條件相對應的節塊高度為 292 mm (圖 2.11 中 $M_{0.004}$ 與柱彎矩分佈的交點)。綜合上述之二個條件，本試體每個節塊高度 $H_{seg} = 500$ mm，試體 SP1 的設計詳細資料則圖示於圖 2.18 至圖 2.21 中。

2.3.2.3 橋柱剪力強度檢核

由試體的側向力與側位移關係圖(如圖 2.9 所示)，可以得到試體在側位移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度時所對應的側向力為 202 kN，由於試體在節塊介面位置上並未設置剪力樺來抵抗剪力，橋柱的剪力檢核包含：(1) 節塊間介面之剪力強度，及(2) 柱體的剪力強度，計算方式如下所述：

1、節塊介面間的剪力強度檢核

藉由橋柱軸向力 $P_a (=P_d + F_s + \Delta F_s)$ ，來計算節塊介面間所提供的摩擦力：

$$V_f = \mu \times P_a \quad (2.32)$$

式中 μ 為混凝土節塊介面間的靜摩擦係數，假設為 0.2。圖 2.12 所示為此試體介面間摩擦力隨側位移的變化，可知側向力 F 均小於介面間的摩擦力 V_f 。

2、橋柱剪力檢核

剪力強度的檢核主要目的在於避免橋柱發生剪力破壞，對橋柱系統而言，除了考慮節塊介面剪力傳遞外，同時應對橋柱系統做剪力強度檢核，檢核方式係根據 Kowalsky and Priestley(2000)提出的橋柱剪力模型，剪力強度 V_n 由(2.33)式的三個部分組成。

$$V_d = V_c + V_s + V_p \quad (2.33)$$

式中 V_c 為混凝土提供的剪力強度， V_s 為橫向鋼筋提供的剪力強度， V_p 為橋柱在軸向力 P_a 作用下提供的剪力強度。

混凝土提供的抗剪強度計算方式如下：

$$V_c = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}(0.8A_g) \quad (2.34)$$

式中係數 α 與橋柱高度比有關，且 $1 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{FD} \leq 1.5$ ，其中 M 為橋柱彎矩、 F 為橋柱剪力，試體設計保守的取 $\alpha = 1$ 。係數 β 與橋柱縱向鋼筋比有關 $\beta = 0.5 + 20\rho_l = 0.5$ ，其中 ρ_l 為鋼筋混凝土柱之縱向鋼筋比，對預力橋柱而言，保守的取 $\rho_l = 0$ 。係數 γ 與橋柱的曲率韌性及位移韌性有關如圖 2.13 所示。

對於採用鋼套管提供側向圍束作用的橋柱，剪力強度為：

$$V_s = \frac{\pi}{2} t_j f_y D \cot(\theta) \quad (2.35)$$

式中 θ 為橋柱斜拉剪力裂縫方向與橋柱縱向所夾的角度， $\theta = 35^\circ$ 。

橋柱軸向力提供的剪力強度模型如圖 2.14 所示，剪力強度 V_p 主要是描述橋柱在彎曲變形後，在橋柱內形成混凝土壓力斜桿 (Diagonal Concrete Strut) 提供橋柱剪力強度。藉由簡單的幾何關係與平衡條件，水平抗剪強度 V_p 與橋柱混凝土內壓力斜桿力量 $\frac{P_a}{\cos\alpha}$ 的關係

式如下：

$$(1) V_p > 0 \quad V_p = \frac{P_a}{\cos\alpha} \times \sin\alpha = P_a \times \tan\alpha \quad (2.36)$$

$$(2) V_p \leq 0 \quad V_p = 0 \quad (2.37)$$

$$\text{雙曲率：} \tan\alpha = \frac{D-c}{H_1} \quad (2.38)$$

$$\text{單曲率：} \tan\alpha = \frac{D-c}{2H_1} \quad (2.39)$$

式中 c 為橋柱斷面中性軸深度， D 為橋柱圓形斷面直徑， H_1 為橋柱高度。由橋柱軸向力提供的剪力強度 V_n 在不同側位移下均大於側向力 F (如圖 2.12 所示)。

2.3.3 試體 SP2 設計

本試體研究的主要目的，是藉由在橋柱底加裝消能裝置，來增加試體的遲滯消能能力。為了與試體 SP1 比較橋柱試體所增加的遲滯能量與橋柱強度，試體 SP2 除了消能裝置外其餘細節均與試體 SP1 相同。試體 SP2 的細部設計結果如圖 2.22 至圖 2.27 所示，茲就消能裝置的設計細節敘述如下。



2.3.3.1 消能裝置設計

在柱底部設置上消能裝置後，除了提供遲滯消能能力，同時增加橋柱系統的彎矩強度，增加抵抗水平側向力的能力。消能裝置是由材質 A36，厚度 5 mm 的鋼板在工廠與第一節塊鋼套管進行焊接，並在削切鋼板的兩端加設加勁板(如圖 2.25 所示)在鋼板中央部位進行削切。視削切鋼板為單純軸力桿件，因此檢核在鋼板的拉力與壓力強度。相關的檢核如下所述：

1、拉力強度

消能裝置設計上採用水平與垂直比為 1:2 的斜桿，設計以橋柱達到側位移角 $\theta_d = 0.035$ 弧度時，可以額外提供橋柱系統 15% 的彎矩強度

$M_{strut} = 0.15M_{p,sp} = 0.15 \times 496 = 74 \text{ kN-m}$ ，消能桿件上的拉力強度為：

$$F_t = \frac{M_{strut}}{(2L_r)} \times \frac{\sqrt{5}}{2} = 109 \text{ kN} \quad (2.40)$$

式中 L_r 為消能桿件底部至橋柱中心之水平距離(見圖 2.25)，相對應的應力控制在 410 MPa ($= F_y \times 1.5 \times 1.1$)，而求得鋼板上削切斷面位置處的最小寬度 $b=50 \text{ mm}$ 、厚度 5 mm (如圖 2.26 所示)。

2、壓力強度

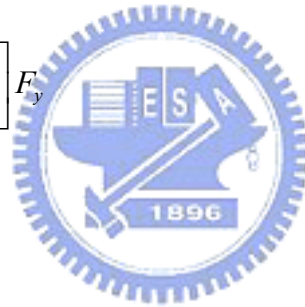
此削切型鋼板的挫曲強度依 AISC (2002) 計算，其設計抗壓強度為：

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (2.41)$$

$$\text{當 } \lambda_c \leq 1.5, F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (2.42)$$

$$\text{當 } \lambda_c > 1.5, F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (2.43)$$

$$\text{其中 } \lambda_c = \frac{kL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (2.44)$$



在公式(2.41)至(2.44)中， $A_g (= 250 \text{ mm}^2)$ 為削切處的最小斷面積， $L (= 70 \text{ mm})$ 為加勁板端部至端部距離(如圖 2.26 所示)，迴轉半徑 $r = \sqrt{I/A} = \sqrt{521/250} = 1.44 \text{ mm}$ ，挫屈強度 $F_{cr} = 0.92 F_y$ 。

3、消能桿件分析模型

為確實瞭解消能桿件在受壓力作用下的行為，因此藉由有限分析程式 ABAQUS 分析消能桿件的拉力與壓力的行為，如圖 2.15(a)所示為消能桿件分析模型，圖 2.15(b)為消切桿件挫屈時之變形圖及桿件上應力分佈。由程式分析結果在桿件上的軸向力與軸向位移的關係(如圖 2.16 所示)，圖中消能桿件拉力降伏強度為 $F_y = 83 \text{ kN}$ ，受壓挫屈強度 $P_{cr} = 62 \text{ kN}$ ，桿件上的軸向力與軸向應變的關係(如圖 2.17 所

示)，同時將此軸力與軸向位移關係及軸力與軸向應變關係，建立在 2.2.1 節之解析模型中，以預測試體 SP2 的力量位移與彎矩曲率關係，有關修正項目說明如下：

(1) 藉由解析模型分析之步驟 1 由混凝土應變 ε_c 及假設的中性軸位置 c ，依據斷面彎曲變形後平面保持平面的假設，可以得到消能桿件上所對應的拉應變 ε_{st} 及壓應變 ε_{sc} ，並於分析程式中建立消能桿件應變所對應的軸力強度與軸向伸長量所對應的軸力強度，如圖 2.16 及圖 2.17 之關係行為即可對應在消能桿件上的拉力 F_{st} 及壓力 F_{sc} 。

(2) 修正解析模型中步驟 4 之軸力平衡條件，平衡條件式表示為：

$$C = P_d + F_s + \Delta F_s + \frac{(F_{st} - F_{sc})}{\cos \beta} \quad (2.45)$$

式中 β 為消能桿件與水平面夾角。

藉由在程式中修正上述二項步驟後，可以由此程式分析橋柱在加裝消能裝置後的力量-位移關係如圖 2.9 所示，彎曲-曲率關係如圖 2.10 所示。在側位移角 $\theta = 0.035$ 弧度時，橋柱側向力強度 $F_{p,sp2} = 218$ kN，彎矩強度 $M_{p,sp2} = 534$ kN-m，較試體 SP1 增加 7%。

削切式消能桿件與鋼套管以焊接的方式接合，為避免消能桿件將力量傳遞到鋼套管後，造成鋼管接合區域應力過大，所以在鋼套管內部設計剪力釘(12支 $\phi 16$ mm \times 75 mm)，藉由剪力釘將消能桿件傳遞到鋼套管上的力量傳遞到混凝土。相關剪力釘設計步驟如下所述。

依據 AISC- LRFD (2002) 規範中規定，埋設於混凝土內剪力釘之標稱剪力強度 Q_n 計算方式如下：

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \times n \leq A_{sc} f_u \times n \quad (2.46)$$

式中 A_{sc} 為剪力釘斷面積(= 200 mm²)， f'_c 為混凝土之標稱抗壓強度

(= 45 Mpa)， f_u 為剪力釘之極限拉力強度 (= 414 Mpa)， E_c 為混凝土之彈性模數 (= 33541 Mpa)，剪力釘數量 $n=12$ ，依據(2.46)式計算 $Q_n = 998$ kN。剪力釘拉力強度 T_n 的計算方式，乃假設埋置在混凝土內部的剪力釘，在拉力作用下可以在混凝土內部形成應力錐(NEHRP 1997)，混凝土應力錐抗拉力強度為：

$$T_n = \phi \lambda \sqrt{f'_c} (2.8A_p + 4A_t) = 182 \text{ kN} \quad (2.47)$$

式中 $\phi=0.65$ 為強度折減係數， λ 係數對常重混凝土 ($\lambda=1$)， f'_c (psi) 為混凝土抗壓強度， A_t 為 12 支剪力釘之釘頭所圍面積 (= 52800 mm²)， A_p 為 12 支剪力釘所形成之應力錐側面積 (= 130062 mm²)，依據(2.47)式計算 $T_n = 182$ kN。

考慮剪力釘在拉力與剪力聯合作用下時，剪力釘所需數量計算：

$$\left(\frac{T_u}{T_n}\right)^2 + \left(\frac{Q_u}{Q_n}\right)^2 = \left(\frac{49}{182}\right)^2 + \left(\frac{98}{998}\right)^2 = 0.3 \leq 1.0 \quad (2.48)$$

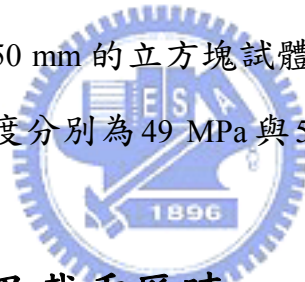
2.4 材料性質

基礎、鋼管混凝土節塊、及柱頂端部錨錠節塊，均採用 28 天抗壓強度 $f'_c = 35$ MPa 的混凝土。在混凝土澆置的同時，共製作 9 個混凝土圓柱抗壓試體，待混凝土齡期達 28 天後，先試驗 3 個混凝土圓柱試體強度，每次試驗當日取 3 個混凝土圓柱試體進行抗壓試驗。試驗強度如表 2.1 所示，混凝土 28 天的抗壓強度 $f'_c = 46$ MPa 超過其標稱強度的 1.3 倍。

本試體所採用的鋼材均為 A36 低碳鋼，分別製作 5 mm 與 3 mm 的拉力試片各 1 組，試驗結果詳表 2.2 所示。

本試驗所採用的預力鋼腱為7股一束的預力鋼絞線，材料規格為ASTM A416 Grad 270，斷面直徑16 mm，極限強度 $f_{pu}=1860$ MPa。在試體預力施拉過程中與試驗過程中，需藉由在鋼腱上所貼黏的應變計，來量測鋼腱上的預力變化量。因此在單支鋼腱上貼黏應變計，量測應變計上的應變值與鋼腱軸向力關係如圖 2.28 所示，藉由此關係圖上線性部份的比例常數 k_s ，可以推算應變計在彈性範圍內時鋼腱上的力量變化量。

環氧樹脂主要應用在鋼管混凝土節塊整平，與試體組裝時鋼管混凝土節塊介面間填縫，此二部份所使用的環氧樹脂工作性不相同，整平部分採用流動性高的環氧樹脂，而在節塊介面的填縫部份，則加入不會影響強度的輕粉，來增加環氧樹脂的黏稠度。材料強度試驗部份採用2個50 mm×50 mm×50 mm的立方塊試體，待試體製作7天後進行抗壓強度試驗，抗壓強度分別為49 MPa與56 MPa。



2.5 試體試驗構架及載重歷時

本試驗於國立交通大學土木系結構實驗室進行，試驗構架如圖 2.29 所示，試驗所採用的施力系統與資料擷取系統敘述如下。

2.5.1 油壓致動器

本試驗橋柱試體採用4支 $\phi 36$ mm的鋼棒將試體固定於實驗室強力地板上，試驗時的水平側向力由1支MTS油壓致動器提供，其最大輸出力量為500 kN，衝程限制為 ± 200 mm，在試驗過程中所採用的加載速率為0.5 mm/sec，同時將油壓致動器的輸出資料連接至資料擷取系統，由擷取系統收取油壓致動器上輸出的力量與位移。

2.5.2 資料擷取收集系統

試驗所有量測數據均藉由資料擷取系統收集，本試驗所採用的資料擷取系統為 InstruNet 100 資料擷取盒，系統共有 64 個頻道可以提供資料收集，同時配合 InstruNet World 軟體操作，可以適用於多種不同型式之量測儀器，此系統每個頻道收集一筆資料所需要的最快速度為 10^{-6} sec。同時在資料收集的過程中，為使同一個頻道上的資料減少系統雜訊所造成的影響可以設定積分常數，此積分常數會影響到每一筆資料的收集時間，本試驗所採用的積分常數皆為 0.016，此係數同時表示每個頻道收集一筆資料的時間為 0.016 sec，若採用 60 個頻道收集資料，擷取系統完成一次收集所有資料的時間為 0.96 sec。在擷取系統資料記錄的設定部份，由於本試驗記錄資料設定每 1 秒收集一筆資料，所以在擷取系統資料記錄設定上取樣數 (Sample Rate) 設定為 1 (1/sec)，則系統可以在試驗過程中以時間間隔每 1 (sec) 紀錄 60 個頻道上的量測數據。其他有關在量測儀器上所需要的設定方式，皆依據 InstruNet World 軟體操作手冊設定。

2.5.3 試驗載重歷時

載重加載程序如圖 2.30 所示，試體載重試驗程序的決定是依據橋柱試體力量位移關係的預測如圖 2.8 所示，當橋柱底部開始要發生裂縫時的水平側向力 $F_1 = 62$ kN，所對應的側位移角為 $\theta_d = 0.0013$ 弧度，“第一降伏點”所對應的水平側向力 $F_2 = 138$ kN，所對應的側位移角為 $\theta_d = 0.004$ 弧度。因此對試體在試驗程序上側位移角 $\theta_d = 0.0013$ 弧度至 $\theta_d = 0.003$ 弧度反覆施載 1 次，側位移角 $\theta_d = 0.004$ 弧度至 $\theta_d = 0.06$ 弧度反覆施載 3 次。

2.6 試驗量測儀器

試體 SP1 應變計與位移計的設置如圖 2.31 所示，試體 SP2 應變計與位移計的設置如圖 2.32 與圖 2.33 所示。橋柱系統在鋼套管混凝土節塊設計上，主要是藉由鋼套管提供混凝土側向圍束，增加混凝土的抗壓強度，故在鋼套管上設置應變計來量測鋼套管的應變，實驗所採用的應變計包括：(1) 單軸應變計(以 S 為標示)，量測鋼套管環向應變與鋼絞線應變，(2) 雙軸應變計(以 C 為標示)，量測鋼套管上的環向與縱向應變，(3) 三軸應變計(以 R 為標示)，量測鋼套管上的剪應變。

橋柱的曲率 ϕ 量測方式是藉由在第一與第二節塊設置的位移計來推得，並同時預估混凝土的壓應變。橋柱曲率 ϕ 及混凝土應變 ϵ_c 的計算下：

$$\phi = \frac{(\Delta_2 - \Delta_1) / l_g}{l_w} \quad (2.49)$$

$$\epsilon_c = \frac{\Delta_2}{l_g} - x\phi \quad (2.50)$$

式中 Δ_1, Δ_2 (如圖 2.34 所示) 為位移計所量測的位移變化量， l_g 為位移計量測範圍之長度， l_w 為位移計水平距離， x 為位移計至柱表面距離。



第三章 試體實驗與結果分析

3.1 前言

本研究共製作二組橋柱試體分別為試體 SP1 與 SP2，試體由基礎、柱體及柱頂錨錠節塊所組成，其中柱體部份是由四個鋼管混凝土節塊組成，整個橋柱、基礎及柱頂端錨以後拉預力鋼腱的方式組裝而成。本章 3.2 節介紹試體製作與組裝程序，3.3 節為試體 SP1 試驗結果與分析，3.4 節為試體 SP2 試驗結果與分析。

3.2 試體製作與組裝

3.2.1 試體製作

試體部份分為基礎、鋼管混凝土節塊、柱頂端錨節塊共三部份，由大陸工程青山鎮事業工程處負責施作，所有的鋼筋綁紮、模板工程及混凝土澆置都在新店工區現場完成。

鋼管是由鴻舜鋼鐵廠製造，所有鋼管均採用 A36 鋼板冷彎成圓形後再焊接而成，柱體的第一節塊採用厚度 5 mm 鋼板，第二節塊至第四節塊採用厚度 3 mm 鋼板。

為避免節塊在組裝的過程中，節塊介面位置不平整造成柱體傾斜或節塊介面間有縫隙，每個節塊介面的位置必須保持良好的平整度，在試體施做過程中也特別著重於每個節塊單元介面平整。有關試體節塊施作方式說明如下：

1、底部模板

由於預鑄的每一個節塊介面上必須有良好的平整性，所以在施工前先將底部模板整平，並採用水平尺量測底部模板的水平，確保試體

底部水平。

2、節塊定位

為確保節塊的施做精度與介面平整度，先在每個節塊底模上放樣，定出每個節塊的中心位置，並在節塊中心部位放置PVC套管(如照片 3.1 所示)，此部份主要是要預留鋼腱的空間，在節塊組裝時提供做為每一節塊間互相連接的部份，以提高試體組裝精度。每一個節塊的鋼管底部比節塊混凝土底面高 2 cm，主要目的是避免每個節塊鋼管互相接觸。

3、柱頂與基礎節塊施作

在基礎與柱頂部節塊內埋設端錨，同時為確保鋼腱的預力可以作用在橋柱系統的中心，因此在施工上要確保端錨在這二個單元的中心位置上。照片 3.2 及照片 3.3 所示為基礎及柱頂節塊鋼筋綁紮完成的情形，其中主筋採用 #8 鋼筋，防爆鋼筋採用 #6 鋼筋，橫向繫筋採用 #4 鋼筋，詳細鋼筋細部詳圖參考圖 2.20 與圖 2.26。照片 3.4 與照片 3.5 為基礎、及鋼管混凝土節塊在工區澆置混凝土的情況。

4、節塊介面置平

待節塊混凝土澆置完成後三日，在每個節塊的混凝土面上，採用流動性的無收縮水泥置平，此無收縮水泥澆置完成 7 日後標稱抗壓強度可達 $f'_c=490 \text{ kg/cm}^2$ ，置平厚度為 5 mm。

3.2.2 試體組裝

試體在工區養護 28 天後，運回交通大學土木系結構實驗大樓實驗室，首先進行假組立，發現節塊間介面縫隙仍過大如照片 3.6 所示，且節塊介面的平整度依舊不佳，因此採用流動性高的環氧樹脂進行第二次節塊介面置平如照片 3.7 所示。同時為提供介面具有良好的接合

性，在每個節塊組裝時，在介面位置上塗上一層高稠度的環氧樹脂，以填介面間的空隙。組裝作業步驟如下：

1、基礎預力鋼腱錨錠

先將基礎翻轉，清除錨錠端錨上的模板，檢核端錨附近混凝土的完整性，確保混凝土沒有蜂窩或裂縫等現象發生，依序將每支鋼絞線 (ASTM A416 Grade 270) 從基礎底部貫穿如照片 3.8 所示，並以夾片固定在基礎底部的端錨上，待依序完成錨定後，再鎖上端錨夾片端部固定片，並將基礎翻轉放置到實驗室強力地板上如照片 3.9 所示。

2、節塊吊裝

節塊吊裝前，在基礎南北向架設施工鷹架，以利吊裝作業的進行。為避免節塊與基礎面間有空隙而導致介面無法完全接觸，所以在組裝第一節塊前，在基礎面上塗抹高稠度的環氧樹脂，如照片 3.10 所示。接著將第一節塊吊起穿過鋼腱端部，下滑定位至基礎面上如照片 3.11 所示，待放置一天後再吊裝第二節塊如照片 3.12 所示，依序以每天吊裝一個節塊的方式吊裝第三、四節塊與端部錨錠節塊，如照片 3.13、照片 3.14、照片 3.15 所示。

3、施拉預力

預力施拉是藉由在柱頂端錨放置的油壓千斤頂對 19 支預力鋼絞線同時施加預力，如照片 3.16 所示。為量測鋼腱在施拉過程中力量的變化量，事先在 4 支鋼絞線分別貼上應變計，共貼上 4 個應變計，希望藉由應變計的量測來估計鋼腱上的力量。在施拉預力的過程中，端錨上的油壓設備可以設定施拉的壓力大小，藉由油壓機施加的壓力大小 P_j (MPa)、油壓機的油壓缸面積 A_j (895 mm^2) 與油壓機的施力效率 E (95%)，可以計算油壓設備所輸出的力量 T_j 如下式所示：

$$T_j = P_j \times A_j \times E \quad (3.1)$$

可由(3.1)式計算油壓設備所輸出的施拉力量，與鋼腱上應變計讀數所求得鋼腱力量 T_j ，比較兩者間的差異。

本試驗在預力施拉過程中主要考慮端錨錨錠滑動的過程中所造成的預力損失，鋼腱錨錠端長度為3850 mm，估計在錨錠過程中預力鋼絞線的滑動量約3 mm，因此可以計算出端錨錨錠造成的鋼腱滑動的預力損失約494 kN。試體設計上所需要的預力量為2494 kN，因此在施拉預力時鋼腱上的力量需施拉到2988 kN再錨錠，此力量對應於33.9 MPa的油壓機壓力讀數。

預力的施拉程序共分為八個階段施拉，第一階段油壓機施加2.0 MPa的拉應力達到初期預壓狀態，此時鋼腱上四個應變計皆顯示鋼絞線已受拉力，應變計之平均值則顯示在表 3.1 與表 3.2 中，第二階段油壓機施加4.9 MPa的拉應力，第三階段到第七階段每階段油壓機均增加4.9 MPa的拉應力，第八階段油壓機施加至33.9 MPa的拉應力後，油壓機不再對鋼腱施加拉力，並開始錨錠鋼絞線。表 3.1、表 3.2 及圖 3.1 中顯示油壓機所施加拉力與應變計量測到預力值都隨著施拉的力量增加而增大。試體 SP1 預力施拉過程中鋼腱上預力的紀錄如表 3.1 及圖 3.1 所示，錨錠前兩者的預力估計為2780 kN與3035 kN，錨錠後的鋼腱拉力依據應變計讀數預估為2365 kN，錨錠損失約為15%，此預力值比起預力目標值2494 kN約低6.0%。

試體 SP2 預力施拉過程中鋼腱上預力量的變化如表 3.2 及圖 3.1 所示，其錨錠前的預力預估為3000 kN與3035 kN，錨錠後的鋼腱拉力依據應變計讀數預估為2462 kN，錨錠損失約為9.0%，此預力值比起預力目標值2494 kN約低1.0%。

3.3 試體 SP1 試驗結果

3.3.1 試驗現象觀察

照片 3.17 為試驗前之全景，試驗過程中油壓致動器推出(向北)之方向定義為正方向，試體柱頂端的位移除以柱高定義為正側位移角 θ ，油壓致動器拉回(向南)之方向定義為負方向，對應負側位移角。本試驗是以柱頂端位移控制油壓致動器的運動，在試驗進行的過程中，對於在不同側位移角下進行反覆載重(見圖 2.29 為施載歷時)，當達到每個新階段的側位移角下的最大位移時都將實驗暫停以進行觀察及記錄，主要觀察重點在於柱底第一節塊底面及第一與第二節塊介面混凝土裂縫情況，有關試驗過程中的現象描述如下：

- (1) 側位移角 $\theta = \pm 0.001$ 弧度 ($P_{max} = 19$ kN, $P_{min} = -26$ kN) 到 $\theta = \pm 0.003$ 弧度 ($P_{max} = 91$ kN, $P_{min} = -93$ kN)

鋼管混凝土節塊介面沒有裂縫產生，鋼管無降伏現象發生。

- (2) 側位移角 $\theta = \pm 0.004$ 弧度 ($P_{max} = 91$ kN, $P_{min} = -93$ kN)

側位移角 $\theta = +0.004$ 弧度柱底部第一節塊底部無鋼管圍束的混凝土部份有一微小撓曲裂縫發生。

- (3) 側位移角 $\theta = \pm 0.006$ 弧度 ($P_{max} = 126$ kN, $P_{min} = -116$ kN)

在油壓致動器往正方向推達側位移角 $\theta = +0.006$ 弧度時，第一節塊底部無鋼管圍束的混凝土裂縫延伸到 60 mm 長(如照片 3.18 所示)，同時裂縫終止的位置觀察約距受壓側最外緣纖維 350 mm，裂縫寬度約為 1 mm。在第一節塊頂部無收縮水泥砂漿部份的裂縫長度增加，有細微撓曲裂縫產生(如照片 3.19 所示)。

- (4) 側位移角 $\theta = \pm 0.009$ 弧度 ($P_{max} = 149$ kN, $P_{min} = -137$ kN)

第一節塊底部撓曲裂縫的現象更為明顯，裂縫長度增加，在側位

移角 $\theta = +0.009$ 弧度時南側的撓曲裂縫寬度為 2 mm，裂縫終止位置距離壓力側最外緣 230 mm 處，第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿撓曲裂縫寬度為 0.5 mm。在側位移角 $\theta = -0.009$ 弧度時第一節塊北側底部混凝土的撓曲裂縫寬度為 1 mm，第一節塊頂部北側無收縮水泥砂漿撓曲裂縫寬度為 0.2 mm。

(5) 側位移角 $\theta = \pm 0.015$ 弧度 ($P_{max} = 173$ kN, $P_{min} = -161$ kN)

在側位移角 $\theta = +0.015$ 弧度時第一節塊南側底部混凝土的裂縫張開量為 2 mm (如照片 3.20 所示)，且裂縫終止位置距離受壓側外緣纖維 220 mm，第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿與第一節塊鋼套管間，裂縫寬度 1 mm，裂縫終止位置在斷面中心位置，在第一及第二節塊介面間，用於填縫的環氧樹脂亦有裂縫發生 (如照片 3.21 所示)。在側位移角 $\theta = -0.015$ 弧度時第一節塊北側底部混凝土的裂縫寬度為 1 mm，第一節塊頂部北側無收縮水泥砂漿與第一節塊鋼套管間的裂縫寬度 0.5 mm。

(6) 側位移角 $\theta = \pm 0.02$ 弧度 ($P_{max} = 178$ kN, $P_{min} = -164$ kN)

在側位移角 $\theta = +0.02$ 弧度時第一節塊南側底部混凝土裂縫寬度為 3 mm (如照片 3.22 所示)，裂縫終止位置距受壓側外緣纖維為 210 mm，且北側的混凝土開始剝落 (如照片 3.23 所示)，第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿的裂縫長度增加，裂縫寬度為 1.5 mm，如照片 3.24 所示。在側位移角 $\theta = -0.02$ 弧度時第一節塊北側底部的混凝土裂縫寬度為 3 mm，裂縫終止位置距受壓側外緣纖維為 220 mm，第一節塊頂部北側無收縮水泥砂漿的裂縫長度增加，裂縫寬度為 1.5 mm。

(7) 側位移角 $\theta = \pm 0.03$ 弧度 ($P_{max} = 191$ kN, $P_{min} = -182$ kN)

在 $\theta = +0.03$ 弧度時第一節塊南側底部混凝土的裂縫寬度為

8 mm (如照片 3.25 所示)，裂縫終止的位置距離受壓側最外緣纖維 170 mm (如照片 3.26 所示)，同時北側混凝土壓碎剝落的現象更為嚴重 (如照片 3.27 所示)，第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿的裂縫寬度 2 mm (如照片 3.28 所示)，裂縫終止位置距離受壓側最外緣纖維 220 mm，如照片 3.29 所示，且無收縮水泥剝落情況 (如照片 3.30 所示)。在 $\theta = -0.03$ 弧度時第一節塊北側底部混凝土的裂縫寬度 3 mm，裂縫終止位置約距離受壓側最外緣纖維 170 mm，第一節塊頂部北側無收縮水泥砂漿的裂縫寬度 1.5 mm。

(8) 側位移角 $\theta = \pm 0.04$ ($P_{max} = 197$ kN, $P_{min} = -185$ kN)

在 $\theta = +0.04$ 弧度時第一節塊南側底部混凝土裂縫寬度 13 mm (如照片 3.31 所示)，裂縫終止的位置距離受壓側最外緣纖維 170 mm (如照片 3.32 所示)，混凝土剝落情況 (如照片 3.33 所示)，第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿的裂縫寬度 3 mm，裂縫終止位置距離受壓側最外緣纖維 220 mm，同時第一節塊與第二節塊間填縫的環氧樹脂上裂縫寬度為 2 mm (如照片 3.34 所示)，另一側的無收縮水泥因受壓發生剝落 (如照片 3.35 所示)。在 $\theta = -0.04$ 弧度時第一節塊北側底部混凝土裂縫寬度 3 mm，此裂縫寬度小於另一側的裂縫寬度是由於基礎面上的環氧樹脂，在受拉時被拉起，第一節塊頂部北側的裂縫寬度 2 mm，且第一節塊與第二節塊間，用於填縫的環氧樹脂介面上裂縫寬度為 2 mm。

(9) 側位移角 $\theta = \pm 0.05$ 弧度 ($P_{max} = 196$ kN, $P_{min} = -184$ kN)

在 $\theta = +0.05$ 弧度時第一節塊南側底部的混凝土裂縫寬度 20 mm，裂縫終止處 (如照片 3.36 所示)，距離受壓側最外緣纖維 160 mm，第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿與第一節塊鋼管間的裂縫寬度為

3 mm，裂縫寬度並無明顯增加的現象(如照片 3.37 所示)，裂縫終止位置距離受壓側最外纖維180 mm，在第一節塊與第二節塊介面上填縫的環氧樹脂介面上裂縫寬度3 mm。在 $\theta = -0.05$ 弧度時第一節底部北側的混凝土裂縫寬度2 mm，第一節塊頂部北側的裂縫寬度2 mm，且第一節塊與第二節塊介面間用於填縫的環氧樹脂上裂縫寬度2 mm。

(10) 側位移角 $\theta = \pm 0.06$ ($P_{max} = 194$ kN, $P_{min} = -182$ kN)

試驗達到 $\theta = +0.06$ 弧度時橋柱試體側向變形(如照片 3.38 所示)，底部混凝土壓碎剝落的現象更為嚴重。在第一節塊底部南側混凝土的裂縫最大寬度35 mm(如照片 3.39 所示)，裂縫明顯越過斷面中心，裂縫終點距受壓側最外緣纖維110 mm(如照片 3.40 所示)，第一節塊頂部無收縮水泥砂漿的裂縫並無明顯增加的現象，南側的裂縫寬度3 mm(如照片 3.41 所示)，在第一節塊與第二節塊介面上填縫的環氧樹脂介面上裂縫寬度2 mm，裂縫終止位置距離受壓側外緣150 mm(如照片 3.42 所示)。在 $\theta = -0.06$ 弧度時第一節塊底部北側的裂縫寬度25 mm，在第一節塊頂部北側的裂縫最大寬度為2 mm，且第一節塊與第二節塊介面上，用於填縫的環氧樹脂介面上的裂縫寬度2 mm，同時在第二與第三節塊間開始有細微裂縫發生。在試驗進行完成一完整 $\theta = \pm 0.06$ 弧度之後，油壓致動器因油壓溫度過高而中斷試驗，試驗因此停止。

(11) 試驗後觀察

觀察試驗後試體現象發現，在第一節塊底部混凝土橫斷面上有一明顯的水平裂縫(如照片 3.43 所示)，裂縫寬度較大處為3 mm，除在第一節塊與第二節塊介面混凝土有些許剝落現象外，其他節塊介面位置上，並無明顯的混凝土壓碎剝落或破壞現象發生。整個橋柱在試驗停止後，橋柱的殘餘變形為2 mm。

3.3.2 整體反應分析

此節主要是藉由分析試驗數據以瞭解後拉式預力鋼管混凝土節塊橋柱系統的行為，茲針對試體力量-位移關係、彈性勁度、鋼腱上的力量變化、橋柱曲率變化、側向位移及塑鉸長度，分別說明如下。

3.3.2.1 力量-位移關係

橋柱試體的力量-位移關係如圖 3.2 所示，虛線為解析的力量-位移關係，實線為試驗的力量-位移關係。力量-位移圖中第一象限部份如圖 3.3 所示，圖上標示為當橋柱試體達到設計的側位移角 $\theta = +0.035$ 弧度時受壓側混凝土應變 $\epsilon_c = 0.0124$ (混凝土應變計算方式如 2.6 節所述) 及鋼套管上的環向應變 $\epsilon_s = 0.0005$ ，在試驗過程中達到最大的側位移角 $\theta = +0.06$ 弧度時混凝土壓應變 $\epsilon_c = 0.0285$ 及在鋼套管上的應變為 $\epsilon_s = 0.00118$ 。

橋柱試體在正側位移方向上的側力與側位移的包絡線關係如圖 3.4 所示，在側位移角 $\theta = +0.04$ 弧度之第一迴圈時試體所對應的最大側向力為 197 kN，在側位移角 $\theta = +0.06$ 弧度時所對應的側向力為 194 kN。依據 2.2 節理想降伏點定義方式，試體 SP1 用雙線性模擬試驗後的力量-位移關係如圖 3.5 所示，圖中理想降伏點所對應的降伏側向力 $F_y = 167$ kN、降伏側位移 $\Delta_y = 17.9$ mm、彈性勁度 $K_e = 9.3$ kN/mm、降伏後勁度 $K_y = 0.4$ kN/mm ($\cong 0.4K_e$)。若以等斷面的鋼筋混凝土橋柱，並將預力鋼腱面積轉換為等量縱向鋼筋比則所對應的鋼筋比 $\rho = 0.015$ ，依據 (Priestley 1996) 建議所對應的有效慣性矩 $I_e = 0.46I_g$ ，並假設柱底為固接則所對應的彈性勁度為 $K_e = 3E_c I_e / H^3 = 9.6$ kN/mm。由上述的比較可以發現二者的彈性勁度約相同。

3.3.2.2 勁度變化與殘餘變形

在反覆載重試驗過程中，每個迴圈中的彈性勁度與非彈性勁度的變化在此節作一分析探討，圖 3.6 所示為一典型的力量位移迴圈示意圖，採用“第一降伏點”所對應的位移做為此力量-位移迴圈中的降伏位移，來區分迴圈中彈性階段與非彈性階段，並採用線性回歸的方式，分析迴圈中的彈性勁度與非彈性勁度，圖中 K_{ce} 為此迴圈的彈性勁度，計算方式為此迴圈位移為零的試驗值至第一降伏點的位移所對應的試驗值，以線性回歸方式計算之， K_{cp} 為此迴圈的非彈性勁度，計算方式為此迴圈第一降伏點的位移所對應的試驗值至此迴圈最大位移所對應的試驗值，同樣以線性回歸方式計算之。同時由力量-位移迴圈可以得到橋柱系統的殘餘變形，如圖 3.6 中 Δ_p 為此迴圈正方向的殘餘變形、 Δ_m 為此迴圈負方向的殘餘變形。

依據上述之方式，橋柱試體在試驗過程中，在不同側位移下系統勁度衰減情況與側向位移的變化關係如圖 3.7 所示，由圖中可以觀察隨著側向位移的增加，彈性勁度與非彈性勁度有明顯的衰減情況。在殘餘變形部份，橋柱試體的殘餘變形與側位移的關係如圖 3.8 所示，圖中可以觀察到隨著側位移的增加殘留變形也增加，在側位移角 $\theta = +0.06$ 弧度時橋柱最大側位移為 146 mm，所產生的殘餘變形量為 10 mm (= 6.8% 的最大側位移量)。

3.3.2.3 試體遲滯阻尼

橋柱系統等效阻尼比 ξ_{eq} (Priestley et al. 1996) 的計算如(3.2)式所示：

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi V_m \Delta_m} \quad (3.2)$$

式中 V_m 為力量-位移迴圈中正方向與負方向最大側向力絕對值和的平均值， Δ_m 為力量-位移迴圈中正方向與負方向最大側向位移絕對值和的平均值， A_h 為力量-位移迴圈中所消釋的能量。

在反覆載重作用下，分別計算不同側位移所對應的第一個力量-位移迴圈的等效遲滯阻尼比(如圖 3.9 所示)，橋柱試體在試驗過程中所對應的等效遲滯阻尼比平均值 $\xi_{eq} = 6.5\%$ 。

3.3.2.4 鋼腱預力變化量分析

在試驗的過程中，鋼腱上力量的量測方式，是藉由黏貼在預力鋼絞線上的應變計來計算，試驗過程中有一個應變計損壞，因此只能藉由其餘三個應變計所得到的平均應變值乘上 19 支鋼腱面積與 k_s (應變計應變讀數與力量比值如 2.27 所示)，來計算鋼腱上的預力變化量。鋼腱上的預力變化與側位移的關係如圖 3.10 所示，其中實線部分為解析分析所得之平均預力變化量與側位移的關係。

3.3.2.5 橋柱曲率與混凝土變化關係圖

橋柱曲率的變化，是藉由設置在橋柱上的位移計來計算，位移計設置在柱底部與油壓致動器施力平行的南北方向上，由柱底部起以每 200 mm 的間距設置一個位移計如照片 3.44 所示，距離柱底部同一高度的前後二個位移計為一組，沿橋柱高度方向共架設四組，曲率計算方式依(2.49)式計算，並依(2.50)式計算混凝土最外纖維壓應變 ε_c ，依據混凝土斷面彎曲變形後平面維持平面的假設，可以由斷面曲率 ϕ 與

混凝土應變 ε_c ，計算所對應的斷面混凝土中性軸位置為 $c = \varepsilon_c / \phi$ 。

在反覆載重作用下橋柱曲率變化與側位移的關係如圖 3.11 所示，由圖上可以觀察到當側位移角 $\theta = 0.009$ 弧度後，第一節塊底部位置斷面曲率開始明顯大於在第一與第二節塊間的斷面曲率，此情況是由於大部份的柱體旋轉發生在第一節塊底部。在圖 3.11 中第一與第二節塊間曲率會突然的增加，原因為節塊介面位置因受拉力而產生裂縫，最大撓曲裂縫寬度則圖示於圖 3.12，在側位移角 $\theta = +0.06$ 弧度時，第一節塊底部的裂縫張開量為第二節塊底部裂縫張開量的 4 倍。圖 3.13 中所示為第一節塊底部及第二節塊底部的裂縫寬度總和。

隨著斷面曲率的增加，橋柱混凝土的壓應變增加，最外纖維混凝土應變沿柱高的變化如圖 3.14 所示，側位移角 $\theta = +0.06$ 弧度時，第一節塊底部混凝土最大壓應變 $\varepsilon_c = 0.029$ ，第二節塊底部混凝土的最大壓應變 $\varepsilon_c = 0.002$ ，可以確定在第一與第二節塊間的混凝土並沒有可能發生剝落，此與試驗觀察的現象相同。第一節塊底部與第二節塊底部最外纖維混凝土的壓應變與側位移的關係如圖 3.15 所示，隨著側位移角增加混凝土的壓應變明顯增加，且第一節塊底部的混凝土應變皆大於第二節塊底部的混凝土應變。第一節塊底部混凝土中性軸位置與側位移的關係如圖 3.16 所示。第一節塊底部與第二節塊底部撓曲裂縫張開角度與側位移的關係如圖 3.17 所示。

3.3.2.6 側向位移分析

藉由 3.3.2.5 節橋柱曲率的分析結果，觀察到柱底與第二節塊底部的曲率較大且皆大於斷面的降伏曲率，因而發生非彈性變形行為，同時由實驗的過程中觀察發現，在柱底部及第二節塊底部均有撓曲裂縫產生，而造成橋柱試體在此二個位置上均有剛體旋轉的現象發生。

綜合實驗觀察現象與實驗數據分析，建議橋柱在受側力下的變形示意圖如圖 3.18 所示，圖 3.18(a)表示橋柱在彈性變形階段，(b)表示橋柱底部進入非彈性變形階段，(c)表示橋柱底部與第二節塊底部均達到非彈性變形階段。

側位移的計算方式是依據橋柱的曲率來計算，在橋柱斷面上的曲率超過降伏曲率時，則橋柱進入非彈性變形階段，有關橋柱彈性與非彈性側向位移的計算方式如下列所述：

當側位移 Δ_f 小於降伏位移 Δ_y 時，橋柱在彈性階段的撓曲變形為

$$\Delta_f = \frac{1}{3} \phi H_1^2 \quad (3.3)$$

當橋柱側位移 Δ_f 大於降伏位移 Δ_y 時，橋柱的撓曲變形可以下式估計：

$$\Delta_f = \Delta_e + \Delta_{p1} + \Delta_{p2} \quad (3.4)$$

橋柱系統彈性撓曲變形所造成的彈性側向位移 Δ_e 計算方式如下：

$$\Delta_e = \frac{1}{3} \phi'_{y1} \times \frac{M}{M'_{y1}} \times H_1^2 \quad (3.5)$$

式中 M'_{y1} 及 ϕ'_{y1} 為橋柱底部彎矩曲率關係圖上“第一降伏點”相對應的彎矩及曲率。

第一節塊底部發生剛體旋轉造成的側向位移 Δ_{p1} 計算方式如下：

$$\Delta_{p1} = \left(\phi_b - \phi'_{y1} \times \frac{M}{M'_{y1}} \right) \times L_{p1} \times H_1 \quad (3.6)$$

式中 ϕ_b 為柱底部的彎曲曲率， L_{p1} 為第一節塊底部塑鉸長度， H_1 為第一節塊底部距柱頂部高度。第二節塊底部發生剛體旋轉造成的側向位移 Δ_{p2} 計算方式如下：

$$\Delta_{p2} = \left(\phi_2 - \phi'_{y2} \times \frac{M}{M'_{y2}} \right) \times L_{p2} \times H_2 \quad (3.7)$$

式中 M'_{y2} 及 ϕ'_{y2} 為第二節塊底部達到“第一降伏點”對應的彎矩及曲率。 ϕ_2 為水平側向力作用下第二節塊底的曲率， L_{p2} 為第二節塊底部塑鉸長度， H_2 為第二節塊底部距柱頂部高度。

圖 3.19 中塑鉸範圍定義為橋柱斷面曲率超過理論降伏曲率的範圍 (Hines et al. 2004)，依據橋柱底部的曲率變化，塑鉸區域分為三部份，分別為柱底第一節塊底部、第一節塊頂部與第二節塊底部。如圖 3.20 所示為橋柱第一節塊底部與第二節塊底部的塑鉸範圍，圖中 L_{pr1b} 為第一節塊底部的塑鉸範圍長度， L_{pr1t} 為第一節塊頂部形成的塑鉸範圍，此範圍為柱體在第二節塊底部發生剛體旋轉，造成第一節塊頂部混凝土應變增大。 L_{pr2b} 為第二節塊底部的塑鉸範圍。在塑鉸長度的決定上，由於在試驗所量測的曲率變化為每一個位移計架設量測範圍內的平均曲率，以線性外插的方式來求柱底曲率 ϕ_b (圖 3.19 所示)，考慮曲率為線性變化，第一節塊及第二節塊塑鉸長度 L_{p1} 及 L_{p2} 以下式計算：

$$L_{p1} = \frac{1}{2} (L_{pr1b} + L_{pr1t}) \quad (3.8)$$

$$L_{p2} = \frac{1}{2} L_{pr2b} \quad (3.9)$$

依據(3.4)式定義的各撓曲側位移量 ($\Delta_e, \Delta_{p1}, \Delta_{p2}$) 分別除以實驗量測到的側向位移 Δ_{exp} ，來分析各項位移量所佔的比例。正方向上的側位移分析如圖 3.21 (a) 所示，圖中每個側位移角均有二組長條圖，第一組為試體 SP1 的結果，第二組為試體 SP2 的結果，在側位移角 $\theta = +0.015$ 弧度時第二節塊底部開始發生非彈性變形且變形量為

$0.01\Delta_{exp}$ ，在側位移角 $\theta = +0.03$ 弧度時第二節塊底部的非彈性變形量為 $0.05\Delta_{exp}$ ，負方向上的側位移分析如圖 3.21(b)所示，在側位移角 $\theta = -0.015$ 弧度時第二節塊底部開始發生非彈性變形且變形量為 $0.01\Delta_{exp}$ ，在側位移角 $\theta = -0.03$ 弧度時第二節塊底部的非彈性變形佔側向位移的 $0.05\Delta_{exp}$ 。由此二圖的分析可以發現第二節塊底部所造成的非彈性變形在側位移中所佔的比例，隨著側位移的增加而增大，在側位移角 $\theta = \pm 0.03$ 弧度後此變形量約為實驗量測變形量 Δ_{exp} 的5%。

3.3.3 局部反應分析

3.3.3.1 鋼管應變分析

藉由鋼套管上設置的應變計，來量測鋼套管的環向與縱向應變變化，判斷鋼套管提供的圍束是否足夠。應變計設置在油壓致動器運動的南北方向與側邊西側位置上。在北側與西側設置單軸應變計，量測鋼套管環向應變，在南側設計雙軸應變計，量測鋼套管環向應變與縱向應變。有關應變計的分析結果如下：

1、節塊環向應變

鋼管北側應變在不同側位移角達到時沿高度變化如圖 3.22 所示，所對應的應變計應變與側向力關係如圖 3.23 所示。鋼管南側上應變在不同側位移角達到時沿高度變化如圖 3.24 所示，所對應的應變計應變與側向力關係如圖 3.25 所示。當油壓致動器向正方向(北側)推時，節塊鋼套管北側底部區域要提供受壓的混凝土圍束作用，所以應變比較高如圖 3.22(a)所示，在節塊南側底部的混凝土發生裂縫張開，降低鋼套管的圍束效應，應變較北側的應變為低如圖 3.24(a)所示，當油壓致動器反向推時，節塊北側底部的混凝土發生裂縫張開，

降低鋼套管的圍束應變如圖 3.22(b)所示，節塊鋼套管南側底部區域要提供受壓的混凝土圍束作用，所以應變比較高如圖 3.24(b)所示。可由圖中觀察發現，北側與南側的應變計在側位移角 $\theta=0.03$ 弧度時，受壓側鋼套管底部的應變已超過鋼材的降伏強度。在鋼套管頂部的應變由於第一節塊底部必須提供第二節塊底部承壓強度，因此造成第一節塊頂部的應變較中央區域為大。西側鋼套管上應變在不同側位移角達到時沿高度變化如圖 3.26 所示，所對應在每個應變計的應變與側向力關係情況如圖 3.27 所示。由於此位置與由壓致動器作用力方向垂直，所量得之應變值較南側與北側之應變計讀數低。

2、節塊縱向應變

節塊垂直向應變計上的應變在不同側位移角達到時沿高度變化如圖 3.28 所示，所對應在每個應變計的變化情況如圖 3.29 所示，在節塊底部的垂直向，均為受壓時承受壓應變，當側位移角 $\theta=0.02$ 弧度時，在第一節塊鋼套管底部有受壓的現象，由於油壓致動器往南時，在鋼管南側底部受橋柱撓曲作用造成受壓應力增加，在側位移角 $\theta=0.06$ 弧度時達到鋼材降伏應變，而在第二節塊上的垂直向應變均未超過鋼材降伏強度。

3.4 試體 SP2 試驗結果

3.4.1 試驗現象觀察

照片 3.45 為試驗前之全景，在試驗進行的過程中，主要觀察重點在於試體加上消能桿件後，對柱底第一節塊底面及第一與第二節塊介面間，混凝土裂縫張開情況與中性軸位置的影響，同時觀察消能桿件在受拉壓力量作用下的情形，有關試驗過程中的現象描述如下：

- (1) 側位移角 $\theta = \pm 0.001$ 弧度 ($P_{max} = 22.4 \text{ kN}$, $P_{min} = -23.4 \text{ kN}$) 到側位移角 $\theta = \pm 0.003$ 弧度 ($P_{max} = 80.5 \text{ kN}$, $P_{min} = -80.7 \text{ kN}$)

鋼套管混凝土節塊間沒有裂縫發生，消能桿件沒有降伏現象發生。

- (2) 側位移角 $\theta = \pm 0.004$ 弧度 ($P_{max} = 112.7 \text{ kN}$, $P_{min} = -109.2 \text{ kN}$)

第一節塊底部混凝土沒有發現裂縫。在第一節塊頂部無收縮水泥砂漿有一微小裂縫，裂縫寬度為 0.1 mm 。

- (3) 側位移角 $\theta = \pm 0.006$ 弧度 ($P_{max} = 140.4 \text{ kN}$, $P_{min} = -140.0 \text{ kN}$)

在油壓致動器往前推達側位移角 $\theta = +0.006$ 弧度時，柱底部有一微細裂縫，裂縫終止的位置距離受壓側最外緣纖維 420 mm 。第一節塊頂部無收縮水泥砂漿與鋼管間裂縫長度增加，裂縫寬度 0.5 mm 。北側受壓側的削切式鋼板發生挫屈現象(如照片 3.46 所示)，在反向側力作用下北側挫屈的鋼板被拉平，南側受壓側的削切式鋼板則發生挫屈，側向變形約 3 mm 。

- (4) 側位移角 $\theta = \pm 0.009$ 弧度 ($P_{max} = 165.8 \text{ kN}$, $P_{min} = -160.3 \text{ kN}$)

第一節塊底部裂縫長度增加，在側位移角 $\theta = +0.009$ 弧度時裂縫終止位置距受壓側最外緣纖維 370 mm ，第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿與第一節塊鋼管間，在受拉側上有裂縫開始張開現象，裂縫寬度為 1 mm 且裂縫長度增加(如照片 3.47 所示)，消能桿件挫屈變形的情况(如照片 3.48 所示)，挫屈後側向變形約 4 mm 。在側位移角 $\theta = -0.009$ 弧度時第一節塊底部北側混凝土裂縫終止位置距受壓側最外緣纖維 385 mm ，且發現基礎表面置平的環氧樹脂被第一節塊拉起，第一節塊頂北側部無收所水泥的裂縫寬度 1 mm ，同時在第二節塊與第三節塊間細微裂縫發生。

(5) 側位移角 $\theta = \pm 0.015$ 弧度 ($P_{max} = 191.9$ kN, $P_{min} = -192.7$ kN)

在 $\theta = +0.015$ 弧度時第一節塊底部南側混凝土的裂縫寬度 1 mm，裂縫終止位置約距受壓側最外緣纖維 340 mm，第一節塊頂部採用無收縮水泥砂漿南側與第一節塊鋼管間，裂縫寬度 1.5 mm (如照片 3.49 所示)，消能桿件挫屈後側向變形 7 mm (如照片 3.50 所示)。在側位移角 $\theta = -0.015$ 弧度時側的裂縫寬度 1.5 mm，且基礎面上置平的環氧樹脂明顯有被拉起的現象，裂縫終止位置約距受壓側最外纖維 310 mm，第一節塊頂部無收縮水泥砂漿北側的裂縫寬度 2.5 mm，裂縫終止位置距離受壓側最外緣纖維 200 mm，同時在第二與第三節塊間，有裂縫打開的現象發生且裂縫寬度為 0.5 mm。

(6) 側位移角 $\theta = \pm 0.02$ 弧度 ($P_{max} = 198.7$ kN, $P_{min} = -192.7$ kN)

裂縫寬度增加，在側位移角 $\theta = +0.02$ 弧度時第一節塊底部南側的混凝土裂縫寬度 1.5 mm，裂縫終止處距離受壓側最外緣纖維 320 mm，第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿與第一節塊鋼套管間，裂縫寬度為 2.0 mm，裂縫終止處距受壓側最外纖維 190 mm，在第二與第三節塊南側介面上，裂縫寬度為 0.3 mm，在削切式鋼板部份，由於受壓挫屈後側向變形 15 mm，同時在削切範圍內明顯有一條降伏線發生 (如照片 3.51 所示)，且削切板上的加勁板在降伏線附近的焊接有微小裂縫發生。在側位移角 $\theta = -0.02$ 弧度時第一節塊底部北側的混凝土裂縫寬度 2.0 mm，裂縫終止處距離受壓側最外緣纖維 320 mm，第一節塊頂部無收縮水泥砂漿北側的裂縫寬度 3.0 mm，裂縫終止處距離受壓側最外纖維 195 mm，在第二與第三節塊北側介面上，裂縫寬度 0.5 mm。

(7) 側位移角 $\theta = \pm 0.03$ 弧度 ($P_{max} = 212.5$ kN, $P_{min} = -207.6$ kN)

發生壓碎剝落的現象，在側位移角 $\theta = +0.03$ 弧度時第一節塊底部南側裂縫寬度為3 mm(如照片 3.52 所示)，裂縫終止處距離受壓側最外纖維320 mm(如照片 3.53 所示)，且北側的混凝土受壓開始發生剝落現象(如照片 3.54 所示)。在第一節塊頂部南側無收縮水泥砂漿與第一節塊鋼管間撓曲裂縫，最大裂縫寬度為3 mm(如照片 3.55 所示)，裂縫終止處距離受壓側最外纖維185 mm(如照片 3.56 所示)，北側無收縮水泥被壓碎剝落(如照片 3.57 所示)，在第二與第三節介面南側的裂縫寬度0.3 mm(如照片 3.58 所示)，削切式鋼板受壓挫屈後在削切處發現明顯的裂痕(如照片 3.59 所示)，側向變形量約16 mm。在側位移角 $\theta = -0.03$ 弧度時第一節塊底部北側的混凝土裂縫寬度4 mm，裂縫終止位置距離受壓側最外緣纖維310 mm，在第一節塊頂部無收縮水泥砂漿與第一節塊鋼套管間北側的裂縫寬度3 mm，裂縫終止位置距離受壓側最外纖維180 mm，第二與第三節塊介面北側的裂縫寬度0.3 mm。

(8) 側位移角 $\theta = \pm 0.04$ 弧度($P_{max} = 206.8$ kN, $P_{min} = -191.8$ kN)

在側位移角達 $\theta = +0.04$ 弧度的過程中南側受拉側的削切式鋼板被拉斷(如照片 3.60 所示)。在第一節塊底部南側的混凝土壓碎剝落的現象明顯擴大，且底部裂縫寬度明顯增加，裂縫寬度為8 mm(如照片 3.61 所示)，裂縫終止位置約距離受壓側最外纖維190 mm，在第一節塊頂部無收縮水泥砂漿南側與鋼管間撓曲裂縫張開情況(如照片 3.62 所示)，裂縫寬度為5 mm，裂縫終止位置距離受壓側最外緣纖維約180 mm，在第二與第三塊的介面南側上，裂縫寬度1 mm。在側位移角達 $\theta = -0.04$ 弧度的過程中北側受拉側的削切式鋼板被拉斷，第一節塊底部北側的混凝土裂縫寬度9 mm，裂縫終止位置約距離受壓側最外纖維170 mm，在第一節塊頂部無收縮水泥砂漿北側的裂縫寬度5 mm，裂縫終止位置距離受壓側最外緣纖維約180 mm，在第二與第

三節塊介面北側的裂縫打開1 mm。

(9) 側位移角 $\theta = \pm 0.05$ 弧度 ($P_{max} = 200.8$ kN, $P_{min} = -193.6$ kN)

在側位移角 $\theta = +0.05$ 弧度時第一節塊底部南側的混凝土裂縫寬度繼續增加至13 mm(如照片 3.63 所示)，裂縫終止位置距離受壓側最外纖維190 mm。在第一節塊與第二節塊間南側，裂縫寬度維持5 mm(如照片 3.64 所示)，裂縫終止位置距受壓側最外纖維190 mm。在側位移角 $\theta = -0.05$ 弧度時北側的裂縫最大寬度為14 mm，裂縫終止位置約距離受壓側最外纖維180 mm，在第一與第二節塊間北側的裂縫寬度為5 mm，裂縫終止處距受壓側最外纖維190 mm。

(10) 側位移角 $\theta = \pm 0.06$ 弧度 ($P_{max} = 195.6$ kN, $P_{min} = -185.4$ kN)

側位移角 $\theta = +0.06$ 弧度時橋柱整體側位移變形(如照片 3.65 所示)，混凝土壓碎剝落的現象更為嚴重。在第一節塊底部南側的混凝土裂縫最大寬度為25 mm(如照片 3.66 所示)，裂縫終止位置距離受壓側最外纖維145 mm(如照片 3.67 所示)，在第一節塊與第二節塊間南側的裂縫並無明顯增加的現象，裂縫寬度為5 mm(如照片 3.68 所示)，裂縫終止位置約距離受壓側最外纖維145 mm(如照片 3.69 所示)。在側位移角 $\theta = -0.06$ 弧度時第一節塊底部北側的裂縫寬度為21 mm，裂縫終止位置距離受壓側最外纖維145 mm，在第一與第二節塊間北側的裂縫寬度為5 mm，裂縫終止位置距離受壓側最外纖維140 mm。

(11) 試驗後觀察

試驗後觀察試體發現，第一節塊底部混凝土因壓碎剝落，形成一道明顯的水平裂縫，裂縫最大寬度為3 mm(如照片 3.70 所示)，同時在第一與第二節塊介面混凝土有些許剝落現象，而在橋柱其他節塊介面位置上，並無明顯的混凝土壓碎或破壞現象發生。橋柱試體在試驗結束後，橋柱系統的殘留變形約2 mm。

3.4.2 整體反應分析

試體在配置消能桿件後，橋柱彎矩強度及遲滯消能的能力均增加，茲針對試體力量-位移關係、彈性勁度、系統等效遲滯阻尼、鋼腱上的力量變化、橋柱曲率變化、側向位移及塑鉸長度，分別說明如下。

3.4.2.1 力量-位移關係

在反覆載重試驗過程中，橋柱系統的力量-位移關係如圖 3.30 所示，在側位移角 $\theta = \pm 0.001$ 弧度至 $\theta = \pm 0.004$ 弧度的階段，橋柱系統保持在彈性的範圍內，當側位移角 $\theta = \pm 0.006$ 弧度時削切式消能桿件開始達到降伏，在側位移角達到 $\theta = \pm 0.009$ 弧度時，彈性勁度開始遞減。當試體在完成側位移角 $\theta = \pm 0.03$ 弧度的反覆載重試驗後，在第一次達到側位移角 $\theta = \pm 0.04$ 弧度之前消能桿件發生斷裂，可以在力量-位移關係圖中發現橋柱的強度在標示處降低。圖 3.31 為力量-位移圖中第一象限部份，圖上標示為橋柱達到設計的側位移角 $\theta = +0.035$ 弧度所對應的混凝土應變 $\varepsilon_c = 0.011$ 與鋼管上的應變 $\varepsilon_s = 0.00045$ ，及試驗過程中側位移角 $\theta = +0.06$ 弧度所對應的混凝土壓應變 $\varepsilon_c = 0.0261$ 與鋼套管上的應變為 $\varepsilon_s = 0.00102$ 。

橋柱試體的側力與側位移角的包絡線關係圖如圖 3.4 所示，在側位移角 $\theta = +0.03$ 弧度之第一迴圈達到極限強度，其所對應的側向力為 212.5 kN，此部份因為消能桿件在試體達到側位移角 $\theta = +0.04$ 弧度之前斷裂造成試體的強度有顯著的下降，並且趨近於試體 SP1 的強度。依據理想降伏點定義方式同 2.2 節所述，以雙線性模擬試驗後的力量-位移關係如圖 3.32 所示，圖中理想降伏點所對應的降伏側向力

$F_y=171$ kN、降伏側位移 $\Delta_y=16$ mm、彈性勁度 $K_e=10.5$ kN/mm、降伏後勁度 $K_p=0.6$ kN/mm $\doteq 0.05 K_e$ 。由 3.3.2.1 節若採用等斷面的鋼筋混凝土橋柱所對應的彈性勁度為 $K_e=3E_cI_e/H^3=9.6$ kN/mm，由比較可以發現，在柱底部加裝消能裝置後，可以提昇橋柱的勁度。

3.4.2.2 系統勁度及殘餘變形

依據 3.3.2.2 節的方式計算每一個新迴圈的彈性勁度及非彈性勁度，在不同側位移下系統勁度衰減情況與側向位移的變化關係如圖 3.33 所示，由圖中可以觀察到隨著側向位移的增加，彈性勁度與非彈性勁度有明顯的衰減情況。在殘餘變形部份，橋柱試體的殘餘變形與側位移的關係如圖 3.8 所示，圖中可以觀察到隨著側位移的增加殘留變形也增加，在側位移角 $\theta=+0.03$ 弧度時橋柱最大側位移為 73 mm，所產生的殘餘變形量為 7 mm，在側位移角 $\theta=+0.06$ 弧度時橋柱最大側位移為 145 mm，所產生的殘餘變形量為 15 mm (=10% 的最大位移)。

3.4.2.3 系統遲滯阻尼變化關係

橋柱系統遲滯阻尼比的計算方式同 3.3.2.3 節所述，並採用 3.2 式計算反覆載重作用下，每個側位移的力量-位移迴圈中所對應的系統等效遲滯阻尼比 ξ_{eq} ，由圖 3.9 中可以明顯的觀察到在側位移角 $\theta=\pm 0.04$ 弧度時，系統遲滯阻尼比明顯降低，並趨近於試體 SP1 在側位移角 $\theta=\pm 0.05$ 弧度所對應的遲滯阻尼比。比較試體 SP1 與試體 SP2 在側位移角 $\theta=\pm 0.04$ 弧度之前的等效遲滯阻尼平均值，試體 SP1 的平均值為 $\xi_{eq}=6.5\%$ ，試體 SP2 的平均值為 $\xi_{eq}=8.8\%$ 。橋柱系統因增加消能桿件增加約 2.3% 之等效遲滯阻尼比。

3.4.2.4 預力變化量分析

在試驗的過程中，鋼腱上預力增量的量測方式，是藉由黏貼在預力鋼絞線上的四個單軸應變計來量測，由於試驗過程中有二個應變計損壞，因此只能藉由其餘二個應變計所得到的應變平均值，來計算鋼腱上的預力變化量，鋼腱上的預力變化與側位移的關係如圖 3.34 所示，由圖中可看出預測值比由應變計讀數推估而得的大。

3.4.2.5 橋柱曲率變化

在反覆載重作用下橋柱曲率隨側位移的變化如圖 3.35 所示，由圖上可以觀察到在側位移角 $\theta = \pm 0.006$ 弧度至 $\theta = \pm 0.03$ 弧度過程中，第一節塊底部與第二節底部的曲率接近，在側位移角 $\theta = +0.03$ 弧度時第一節塊底部的曲率為 $5.29 \times 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$ ，第二節塊底部的曲率為 $6.21 \times 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$ ，此情況說明第一節塊及第二節塊底部均發生剛體旋轉的現象。同時比較在第一與第二節塊底部的最大撓曲裂縫寬度如圖 3.12 所示，由圖中試體 SP1 與試體 SP2 在側位移角 $\theta = \pm 0.03$ 弧度前的試驗結果可以發現，第一節塊底部的最大撓曲裂縫寬度比試體 SP1 小，但試體 SP2 在第二節塊底部的最大撓曲裂縫寬度比試體 SP1 大，由圖中可以發現當消能桿件斷裂後，試體 SP2 第二節塊底部的裂縫反而縮小，並接近試體 SP1 第二節塊底部的裂縫，且二試體在第一節塊底部裂縫則接近，圖 3.13 所示為第一節塊及第二節塊底部的裂縫寬度的總和，可發現二試體裂縫寬度總和約略相同。

混凝土壓應變沿柱高度隨側位移的變化如圖 3.36 所示，圖中在側位移角 $\theta = +0.03$ 弧度時第一節塊底部混凝土最大壓應變 $\varepsilon_c = 0.009$ ，第二節塊底部混凝土的最大壓應變 $\varepsilon_c = 0.006$ ，可以確定在第二節底部

的混凝土發生剝落，此與試驗的觀察相同。

3.4.2.6 側向位移分析

依據 Hines et al. (2004) 的定義，塑鉸範圍為曲率大於理想降伏曲率的柱範圍如圖 3.19 所示，橋柱試體在第一節塊的理想降伏曲率為 $\phi_{y1} = 7.9 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$ ，第二節塊的理想降伏曲率為 $\phi_{y2} = 7.6 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$ 。圖中塑鉸區域可以分為三部份，分別為柱底第一節塊底部、第一節塊頂部與第二節塊底部。圖 3.20 所示為橋柱節塊的塑鉸範圍，圖中 L_{pr1b} 為塑鉸範圍的長度， L_{pr1t} 為第一節塊頂部的塑鉸範圍， L_{pr2b} 為第二節塊底部的塑鉸範圍。

在側位移的計算上，柱底部的彎曲曲率採用線性的方式求得柱底部的彎曲曲率 ϕ_b ，再依據式 3.3 節所定義的計算方式計算各項側位移量 ($\Delta_e, \Delta_{p1}, \Delta_{p2}$)，如圖 3.21(a) 所示為各項側位移量除以實驗量測的側位移量 Δ_{exp} ，再不同側位移角下的分佈。在側位移角 $\theta = +0.015$ 弧度時第一及第二節塊底部同時發生非彈性變形，且變形量佔側向位移的 27% 和 6%，在側位移角 $\theta = +0.03$ 弧度時第一及第二節塊底部的非彈性變形佔側向位移的 50% 和 13%。在消能桿件斷裂後第二節塊非彈性變形量的比例則開始減小，相同的現象也發生在橋柱試體受拉力作用的情況如圖 3.21(b)。

3.4.3 局部反應分析

3.4.3.1 削切式消能桿件分析

消能桿件上削切斷面處的應變與桿件軸向力的關係如圖 3.37 所

示，由圖 3.38 和圖 3.39 可以發現桿件上端部的應變計皆保持在彈性範圍，因此可以藉由這些應變計讀數乘以相對應的截面積及彈性模數，計算消能桿件所承受的拉力及壓力。依據試驗數據分析，受壓側的桿件在側位移角 $\theta = \pm 0.004$ 弧度時桿件發生挫屈，挫屈強度為 $P_{cr} = 98$ kN 及 $P_{cr} = 95$ kN (見圖 3.40)，圖 3.37 中因為應變計 S25 及 S30 黏貼位置位在斷面挫屈變形後的受拉側，因此造成挫屈後應變讀數為由負轉為正且逐漸變大。由應變計的變化情形可以觀察到，桿件挫屈後在反向加載的過程中，可以將挫屈後的桿件拉平並達到應變硬化階段，在側位移角 $\theta = \pm 0.015$ 弧度時消能桿件上的拉力為 104 kN 及 108 kN (見圖 3.40) 理論降伏強度為 $P_y = 81$ kN。消能桿件所提供的彎矩圖 3.41 所示，計算方式是依 3.4.2.5 節中所試驗得到的中性軸位置與桿件上的力量來計算，在側位移角 $\theta = +0.03$ 弧度時消能桿件提供的彎矩強度為 61 kN-m，橋柱系統的彎矩強度為 509 kN-m，消能桿件提供的彎矩強度約佔橋柱整體彎矩強度的 12%。

3.4.3.2 鋼管應變分析

應變計設置在油壓致動器提供側向力的鋼套管南北方向上，與側邊西側位置上。在北側與西側設置單軸應變計，量測鋼管環向應變，在南側設計雙軸應變計，量測鋼管環向應變與垂直向應變。有關應變計的分析結果如下：

1、節塊環向應變

鋼管北側上應變變化情況如圖 3.42 所示，所對應的應變計應變與側向力關係如圖 3.43 所示。南側鋼管上應變變化情況如圖 3.44 所示，所對應的應變計應變與側向力關係如圖 3.45 所示。當油壓致動器向正方向(北側)運動，節塊鋼管北側底部區域要提供受壓的混凝土

圍束作用，所以應變比較高如圖 3.42(a)所示，節塊南側底部的混凝土未承受壓力，造成鋼管的應變較低如圖 3.44(a)所示，當油壓致動器反向推時，節塊北側底部的混凝土產生裂縫，鋼管的應變如圖 3.42(b)較南側底部的應變低如圖 3.44(b)。由圖中觀察發現，北側與南側的應變計在側位移角 $\theta = +0.03$ 弧度時，受壓側鋼管底部的局部應變已超過鋼材的降伏強度。鋼管西側的應變計讀數變化如圖 3.46 所示。由於此位置與油壓致動器作用力運動方向垂直，造成所量得之應變值較南側與北側之應變計讀數低，且應變皆小於降伏應變。

2、節塊垂直向應變

鋼套管南側應變計縱向的應變變化如圖 3.47 所示，所對應的應變計應變與側向力的關係如圖 3.48 所示，當油壓致動器往北時，鋼管底部北側的縱向上應變均很小，往南時由於鋼管南側底部受撓曲作用而造成應變較大，在側位移角 $\theta = -0.03$ 弧度時應變計上讀數超過降伏應變。



3.5 修正試體分析模型

依據 2.2 節的分析模型，為假設橋柱試體在水平側向力作用下以第一節塊底部做剛體旋轉(如圖 2.1 所示)。由試驗後試體 SP1 與試體 SP2 的側向位移分析(如圖 3.18 與圖 3.21 所示)，發現橋柱試體以第一節塊底部與第二節塊底部做剛體旋轉，因此修正 2.2.1 節的解析模型如圖 3.49 所示，修正的分析模型解析步驟如下：

1、修正鋼腱上力量

如圖 3.49(a)所示為在第一節塊底部斷面彎曲變形後造成鋼腱伸長量 ΔL_1 與所對應的鋼腱預力增量 ΔF_s ，圖 3.49(b)為在第一節塊底部與第二節塊底部發生非彈性彎曲變形後，造成的鋼腱伸長量 ΔL_1 與

ΔL_2 ，造成鋼腱上預力增量 ΔF_s ，橋柱上任一斷面上鋼腱的預力量均為 $F_s + \Delta F_s$ 。

2、修正彎矩平衡條件

當橋柱水平側向力作用下，橋柱斷面皆在起始預力 F_s 情況下抵抗水平側向力所造成的彎矩。同時在第一節塊底部及第二節塊底部軸向力 C_1 及 C_2 可以表示為：

$$C_1 = \int_{D/2-c_1}^{D/2} f_c dA = P + F_s + \Delta F_s \quad (3.10)$$

$$C_2 = \int_{D/2-c_2}^{D/2} f_c dA = P + F_s + \Delta F_s \quad (3.11)$$

3、斷面彎矩強度計算

在相同的水平側向力作用下，橋柱斷面所承受的彎矩表示為水平側向力 F 乘上斷面距柱頂的高度，斷面的彎矩強度可以藉由積分承壓區混凝土的應力與距中性軸位置的距離，來計算斷面所提供的彎矩強度 M_1 與 M_2 如式 3.12 與式 3.13 所示。

$$M_1 = F \times H_1 = \int_{D/2-c_1}^{D/2} f_c x dA \quad (3.12)$$

$$M_2 = F \times H_2 = \int_{D/2-c_2}^{D/2} f_c x dA = \frac{H_2}{H_1} \times M_1 \quad (3.13)$$

4、側向位移分析

側向位移的分析方式，藉由斷面分析的第一降伏點所對應的降伏曲率，依據此降伏曲率判斷橋柱斷面是否發生塑性變形，來計算橋柱側向位移，計算方式如 3.3.2.6 節所述。

3.5.1 修正解析流程

解析流程的基本觀念是由已知的混凝土壓應變 ε_c ，藉由軸向力平

衡條件，以反覆迭代的方式求解中性軸位置 c ，再計算斷面彎矩強度與側位移。修正後的求解流程說明如下：

(1) 第一節塊底部軸力平衡條件

由第一節塊底部的混凝土壓應變 ε_{c1} ，假設中性軸深度 c_1 ，並依據斷面彎曲變形後平面維持平面的假設求鋼腱上的預力增量 ΔF_{s1} 。以軸向力平衡條件求得所對應的中性軸位置 c_1 。同時計算第一節塊底部彎矩強度 M_1 、側向位移 Δ_1 及所對應的側向力 F 。

(2) 第二節塊底部軸向力平衡條件

在分析第二節塊底部彎曲行為的過程中，首先假設混凝土壓應變 ε_{c2} ，與中性軸深度 c_2 ，並假設此斷面以三個步驟達到所需的斷面彎矩，鋼腱的預力量由起始預力 F_s 開始分析，分析的過程說明如下：

第一階段：假設斷面的鋼腱起始預力 F_s 開始，同時達斷面彎矩 $0.8M_2$ ，並計算所造成的非彈性變形增量 $\Delta_{p2,1}$ 。軸向力的平衡條件如下式所示：

$$\int_{D/2-c_2}^{D/2} f_c dA = P + F_s + \Delta F_{s2,1} \quad (3.14)$$

第二階段：考慮第一節塊因鋼腱伸長所造成鋼腱預力量增加為 $0.5\Delta F_{s1}$ ，並考慮達 $0.9M_2$ ，計算所造成的非彈性變形增量 $\Delta_{p2,2}$ 。軸向力的平衡條件如下式所示：

$$\int_{D/2-c_2}^{D/2} f_c dA = P + F_s + 0.5\Delta F_{s1} + \Delta F_{s2,2} \quad (3.15)$$

第三階段：考慮第一節塊因鋼腱伸長所造成鋼腱預力量增加 $0.9\Delta F_{s1}$ ，並考慮達 M_2 ，計算所造成的非彈性變形增量 $\Delta_{p2,3}$ 。軸向力的平衡條件如下式所示：

$$\int_{D/2-c_2}^{D/2} f_c dA = P + F_s + \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2,3} \quad (3.16)$$

依據上述三個階段，在計算機分析的過程中是由混凝土壓應變 ε_{c2} ，採用反覆迭代的方式，藉由斷面軸向力與彎矩的平衡條件，求得斷面所對應的中性軸位置 c_2 ，同時鋼腱所造成的預力增量為 $\Delta F_s = \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2,1} + \Delta F_{s2,2} + \Delta F_{s2,3}$ ，並計算第二節塊所造成的非彈性變形 $\Delta_{p2} = \Delta_{p2,1} + \Delta_{p2,2} + \Delta_{p2,3}$ 。

(3) 檢核鋼腱預力增量

重複步驟(1)至步驟(2)，直到第一與第二節塊底部鋼腱上的預力量相同 ($\Delta F_{s1} = \Delta F_s$)，以符合軸向力 [(3.10) 式及 (3.11) 式] 及斷面彎矩 [(3.12) 式及 (3.13) 式] 的平衡條件為止。

3.5.2 分析結果

依據試體 SP1 與 SP2 試驗後的側向位移分析，同時藉由修正的分析模型如圖 3.49 所示，其中第一節塊所對應的塑鉸長度為 0.5D，第二節塊所對應的塑鉸長度為 0.2D，依據 3.5.1 節修正 2.2.1 的分析程序，試體 SP1 分析的力量-位移關係圖如圖 3.2 所示，所得到的彈性與非彈性的側位移量，分析結果如圖 3.50 所示。試體 SP2 分析的力量-位移關係圖如圖 3.30 所示，所得到的彈性與非彈性的側位移量，分析結果如圖 3.51 所示，圖中第一組資料為試驗得到的結果，第二組為依據修正後的分析模型所分析得到的結果。

第四章 橋柱動態反應

4.1 前言

本章主要針對不同橋柱系統(預力節塊橋柱、鋼筋混凝土橋柱、鋼套管混凝土橋柱)在地震作用下的動態反應作一比較，分析上是將橋柱視為單自由度系統並採用非線性動力分析程式 NONSPEC 分析橋柱反應。本章 4.2 節為分析模型介紹，4.3 節為動態分析反應結果。

4.2 理論分析模型

動態分析採用加州大學柏克萊分校於 1980 年代發展的非線性動力分析程式 NONSPEC (Mahin and Lin 1983)，程式中將分析的結構系統視為單自由度震動系統，計算地震歷時對結構物所造成的力量位移反應及結構系統所消釋的能量，程式中已有勁度衰減模型 (Stiffness Degrading Model) 及雙線性模型 (Bilinear Elastoplastic Model) 來模擬系統的非線性行為。勁度衰減模型[如圖 4.1(a)所示]考慮當力量位移關係達到非彈性階段後，彈性勁度會發生衰減，反應傳統的鋼筋混凝土結構在反覆載重試驗下的力量位移關係，雙線性模型模擬[如圖 4.1(b)所示]鋼管混凝土橋柱系統的力量位移關係。

為分析預力節塊橋柱之動態反應，本研究在此程式中建立可分析預力節塊橋柱行為的旗幟模型 (Flag-Shaped Model)，此模型是根據第三章橋柱試體試驗所得到的力量-位移迴圈，及參考相關的研究成果 (Constantin et al. 2002) 所發展的模型[如圖 4.1 (c)所示]，圖中的 α 值為影響橋柱系統能量消釋的係數， α 值愈大則系統提供的遲滯消能較大，若 α 值愈小則系統提供的遲滯消能較少。模型中 α 值的決定是依

據橋柱試體 SP1 及試體 SP2 的等效組尼比 ξ_{eq} 所推估而得(見表 4.1)，由表中試體 SP1 的平均值為 $\alpha=0.33$ ，試體 SP2 的平均值為 $\alpha=0.45$ 。

4.3 動態分析結果

將單跨實尺橋柱系統模擬為單自由度震動系統，藉由 NONSPEC 程式分析在水平地震紀錄資料下橋柱的動態反應，有關動態分析的重要參數為：系統的阻尼係數 $C (= 2M\omega\xi)$ 、週期 $T (= 2\pi\sqrt{M/K})$ 、降伏強度係數 C_y ，及對應的降伏強度 $F_y = C_y \times W = C_y \times M \times g$ 。係數 η 為降伏強度 F_y 與地震力作用下的最大慣性力 $M\ddot{u}_{g_{max}}$ 的比值，表示為：

$$\eta = \frac{F_y}{M\ddot{u}_{g_{max}}} = \frac{C_y}{(\ddot{u}_{g_{max}}/g)} \quad (4.1)$$

根據第 3.3.2.1 節橋柱試體 SP1 與第 3.4.2.1 節試體 SP2 的雙線性力量位移圖，將圖中降伏強度調整為全尺橋柱的降伏強度(放大 36 倍)，將圖中降伏位移調整為全尺橋柱的降伏位移(放大 6 倍)，圖 4.2 為模擬試體 SP1 與試體 SP2 之實尺橋柱系統的側力與側向位移關係圖，其中試體 SP1 的降伏強度 $F_y (= 6012 \text{ kN})$ 、降伏位移 $\Delta_y (= 108 \text{ mm})$ ，彈性勁度 $K_e (= 55.7 \text{ kN/mm})$ ，及橋柱週期為 $T_0 = 1.26 \text{ sec}$ 。試體 SP2 的降伏強度 $F_y (= 6156 \text{ kN})$ 、降伏位移 $\Delta_y (= 96 \text{ mm})$ ，彈性勁度 $K_e (= 64.1 \text{ kN/mm})$ ，及橋柱週期為 $T_0 = 1.18 \text{ sec}$ 。根據第 2.3.1 節橋柱系統所承載的重量 $W = 21920 \text{ kN}$ 、質量 $M = 2235 \text{ kN-sec}^2/\text{m}$ 及週期，設計加速度反應譜(如圖 2.7 所示)所對應的彈性加速度為 $S_a = 1.44g$ ，彈性設計地震力 $V_e = M \times S_a = 31573 \text{ kN}$ ，試體 SP1 所對應此橋柱的降伏強度折減係數為 5.3，試體 SP2 所對應此橋柱的降伏強度折減係數為 5.1。計算在不同的地震紀錄所對應的 η 值(如表 4.2 所示)，為比較不同分

析模型遲滯迴圈在地震作用下的反應。試體 SP2、鋼筋混凝土橋柱及鋼管混凝土橋柱三種模型均具相同的彈性勁度 K_e 、降伏後勁度 $K_p (= 0.05K_e)$ 、降伏強度 F_y 及系統組尼 $\xi = 0.05$ 。

動態分析採用六組不同的地震紀錄(如圖 4.3 所示)，依據 ATC 32 (1996) 的地盤分類皆屬地盤 C 的地震紀錄，由於橋柱設計所採用的設計反應譜係根據 ATC 32 (1996) 規範中地盤 C，地震規模 $M = 7.25 \pm 0.25$ ，最大地表加速度 $PGA = 0.7 g$ 所對應的反應譜。因此分析前將此六組地震，依據規範上的反應譜值為參考，藉由係數調整後以接近反應譜的值。

1、依據週期 2.55 秒設計位移反應譜值調整地震紀錄

為使橋柱在地震紀錄的非線性行為反應下，可達到符合位移法在週期 $T = 2.55 \text{ sec}$ 下的側向位移，因此特別調整地震紀錄在週期 $T = 2.55 \text{ sec}$ 時，所對應的彈性位移反應譜值與 ATC 32(1996) 規範值相同，調整係數與調整後的最大地表加速度如表 4.3 所示，調整後的加速度歷時如圖 4.4 所示。係數調整後的彈性加速度及位移反應譜如圖 4.5 所示，圖中六組地震的位移反應譜平均值與規範值相同。

依據上述係數調整後的地震紀錄，分析每一個地震紀錄對橋柱所產生的動態反應，並將分析得到的力量位移關係分別做比較，圖 4.6 為預力節塊橋柱試體 SP1 與試體 SP2，採用旗幟模型分析的力量位移關係，由圖 4.6(a),(e),(f) 中試體 SP1 的最大位移較試體 SP2 大，其中圖 4.6(a) 中試體 SP1 的最大位移較試體 SP2 增加 6.0%，在圖 4.6(b) 中試體 SP1 的最大位移較試體 SP2 減少 6.0%。圖 4.7 所示為勁度衰減模型與試體 SP2 採用棋幟模型分析的力量-位移關係，由圖 4.7(a),(b),(d) 的比較可以發現鋼筋混凝土橋柱的非彈性變形明顯發生在單一方向上，且遲滯迴圈明顯較大，而預力節塊橋柱的非彈性變形較對稱，而

其他圖中所產生的力量位移約相同。圖 4.8 所示為雙線性模型與試體 SP2 採用旗幟模型分析的力量-位移關係，與上述情況相同在鋼橋柱的遲滯迴圈明顯較大，由圖 4.8(a),(b),(d)的比較可以發現鋼管混凝土橋柱的非彈性變形明顯發生在單一方向上，而預力節塊橋柱的非彈性變形較對稱。綜合上述，可以由力量位移的分析結果比較中發現，試體 SP2、鋼筋混凝土橋柱及鋼管混凝土橋柱三種橋柱系統具有相同的彈性勁度及相同的降伏強度，且由於預力混凝土橋柱所採用的模型因為在減載時具有回復到原點的能力，造成橋柱的位移反應較對稱的在二個方向上產生。

四種橋柱系統的地震位移歷時反應比較如圖 4.9 所示，由圖 4.9(c)及(d)可以發現預力節塊橋柱在正負二方向上的位移較大，同時可以明顯的比較發現鋼筋混凝土橋柱及鋼橋柱，在經歷地震非彈性後會產生殘留變形。此四種橋柱最大位移及能量消釋的比較如圖 4.10 所示，可發現預力節塊橋柱有最低的能量消釋能力，但其最大側向位移與另二種不同模型所得反應相距不遠，且其最大韌性均未超過 6。

2、依據週期 1 秒設計加速度反應譜值調整地震紀錄

調整地震紀錄在 $T=1.0$ sec 時，所對應彈性加速度反應譜值與 ATC 32 (1996) 規範值相同，調整係數與調整後的最大地表加速度如表 4.3 所示，係數調整後的加速度歷時如圖 4.11 所示。調整後的彈性加速度及位移反應譜如圖 4.12 所示，圖 4.12(a)中每一個地震紀錄在 1 秒週期的加速度反應譜值均與規範值相同。

依據上述係數調整後的地震紀錄，分析每一個地震紀錄對橋柱所產生的動態反應，並將分析的到的力量位移關係分別做比較，圖 4.13 所示為試體 SP1 與試體 SP2，採用旗幟模型分析的力量位移關係，在圖 4.13(a),(b),(c),(d),(e)中試體 SP1 的最大位移較試體 SP2 大，其中圖

4.13(a)試體 SP1 的最大位移較試體 SP2 增加 21%，在圖 4.13(f)中試體 SP1 的最大位移較試體 SP2 減少 21%。圖 4.14 所示為勁度衰減模型與試體 SP2 採用旗幟模型分析的力量-位移關係，由圖 4.14(d)的比較可以發現鋼筋混凝土橋柱的非彈性變形明顯發生在單一方向上，而預力節塊橋柱的非彈性變形較對稱，而在其他的地震反應所造成的力量位移約相同。圖 4.15 所示為雙線性模型與試體 SP2 採用旗幟模型的力量-位移關係，與上述情況相同，由圖 4.15(a),(d)的比較可以發現鋼管混凝土橋柱的非彈性變形明顯發生在單一方向上，且遲滯迴圈明顯較大，而預力節塊橋柱的非彈性變形較對稱。綜合上述，比較試體 SP2、鋼筋混凝土橋柱及鋼管混凝土橋柱，此三種橋柱雖具有相同的彈性勁度與降伏強度，由於預力混凝土橋柱所採用的模型在減載時具有回復到原點的能力，造成橋柱側向位移較對稱的在二方向上產生。

四種橋柱系統的位移歷時反應比較如圖 4.16 所示，由圖中可以明顯的比較發現鋼筋混凝土橋柱與鋼橋柱在經歷地震非彈性變形後會產生殘留變形。此四種橋柱的最大位移與能量消釋的比較如圖 4.17 所示，可發現預力節塊橋柱的能量消釋最低，但最大位移與另二種不同模型所得反應相距不遠，最大的韌性均未超過 4。

第五章 結論與建議

5.1 結論

根據本研究之理論分析與試驗結果，可以歸納出以下幾點結論：

- 1、由試體 SP1 與試體 SP2 試驗的力量-位移關係圖中可以明顯發現，由於預力節塊橋柱系統在側向變形後鋼腱提供橋柱彈性恢復行為，因此橋柱在經歷非彈性階段變形後所造成系統的殘餘變形很小。在試驗側位移角 $\theta_d = 0.06$ 弧度時，試體 SP1 的殘餘變形為 0.4%，試體 SP2 的殘餘變形為 0.6%。
- 2、藉由試驗結果的力量位移關係，將預力節塊橋柱的彈性勁度與傳統鋼筋混凝土橋柱的彈性勁度比較，橋柱試體的彈性勁度在試體 SP1 為 $K_e = 9292$ kN/m、試體 SP2 為 $K_e = 10490$ kN/m，若以等斷面的鋼筋混凝土橋柱，所對應的彈性勁度為 $K_e = 9628$ kN/m。由上述的比較可以發現預力節塊橋柱與鋼筋混凝土橋柱的彈性勁度約相同，同時由試體 SP1 與試體 SP2 的比較分析可以發現，橋柱試體在設置消能裝置後，可以提昇橋柱試體的彈性勁度。
- 3、橋柱試體塑鉸範圍的行為依據 2.2.1 節分析，假設柱體的四個鋼管混凝土節塊在施拉預力後，視為完整的橋柱桿件，在水平側向力作用下，以柱底部做剛體旋轉，塑鉸只發生在柱底部。但由試體 SP1 試驗後發現在第二節塊底部由於彎曲裂縫造成此部份發生非彈性的撓曲變形，由於柱底產生第二個塑鉸，造成橋柱系統的側向位移較大，在側位移 3.0% 時橋柱系統的彈性側位移佔橋柱試驗側位移量的 30%，第一節塊底部的塑鉸長度 250 mm (= 0.5D)，非彈性變形佔試驗橋柱側位移量的 59%，第二節塊底部的塑鉸長度

86 mm($\cong 0.2D$)，非彈性變形佔整體側位移量的5%。在側位移6.0%時橋柱系統的彈性側位移佔橋柱試驗側位移量的15%，第一節塊底部的塑鉸長度250 mm($= 0.5D$)，非彈性變形佔試驗橋柱側位移量的83%，第二節塊底部的塑鉸長度94 mm($\cong 0.2D$)，非彈性變形佔整體側位移量的5%。

4、由試驗觀察發現，橋柱試體 SP2 在柱底加裝消能裝置後，可以提昇柱底部的彎矩強度15%，且等效遲滯阻尼比 ξ_{eq} 由6.5%提高至8.8%，減少柱底部的裂縫張開量，但卻造成第二節塊底部的裂縫張開量增加，造成第二節塊底部發生非彈性的彎曲變形。依據試驗數據分析在側位移3.0%時，橋柱的彈性變形佔試驗橋柱側位移量的30%，第一節塊底部的塑鉸長度為235 mm($\cong 0.5D$)，非彈性變形佔試驗橋柱側位移量的51%，第二節塊底部塑鉸長度為92 mm($\cong 0.2D$)，非彈性變形佔整體側位移量的13%，與上述試體 SP1 比較在第二節塊底部的非彈性側位移量明顯增加8%。在側位移6.0%時橋柱的彈性變形佔試驗橋柱側位移量的16%，第一節塊底部的塑鉸長度為237 mm($\cong 0.5D$)，非彈性變形佔試驗橋柱側位移量的78%，第二節塊底部塑鉸長度為91 mm($\cong 0.2D$)，非彈性變形佔整體側位移量的6%，與上述試體 SP1 比較在第二節塊底部的非彈性側位移量明顯只增加1%。

5、藉由試體 SP1 與試體 SP2 的側位移分析後，修正橋柱的分析模型(如3.5節所述)，在達到發彈性變形階段時，橋柱在第一節塊底部與第二節塊底部皆會發生塑性鉸，所對應的塑鉸長度分別為 $0.5D (= 250 \text{ mm})$ 與 $0.2D (= 100 \text{ mm})$ 。藉由修正後的分析模型分析試體 SP1，在側位移3.0%時橋柱的彈性變形佔整體側位移的19%，第一節塊底部的非彈性變形佔整體側位移的76%，第二節塊底部的

非彈性變形量佔橋柱整體側向位移的5%，其中第二節塊造成的非彈性變形量與實驗所得到的比例相同，在側位移6.0%時橋柱的彈性變形佔整體側位移的11%，第一節塊底部的非彈性變形佔整體側位移的82%，第二節塊底部的非彈性變形量佔橋柱整體側向位移的7%，其中第二節塊造成的非彈性變形量較實驗所得到的比例高2%。試體 SP2 在側位移3.0%時橋柱的彈性變形佔整體側位移的21%，第一節塊底部的非彈性變形佔整體側位移的64%，第二節塊底部的非彈性變形量佔橋柱整體側向位移的15%，其中第二節塊造成的非彈性變形量較實驗所得到的比例高2%，在側位移6.0%時橋柱的彈性變形佔整體側位移的11%，第一節塊底部的非彈性變形佔整體側位移的75%，第二節塊底部的非彈性變形量佔橋柱整體側向位移的14%，其中第二節塊造成的非彈性變形量較實驗所得到的比例高8%，主要原因為試驗進行至側位移 $\pm 4\%$ 的過程中，受拉側的削切式鋼板斷裂，造成削切式鋼板無法提供強度，而在分析的過程中並沒有考慮削切式鋼板斷裂的因素，仍可以提供橋柱系統在第一節塊底部的彎矩強度，因此造成在第二節塊會產生較大的非彈性變形。

- 6、本研究的設計參數之一為混凝土應變，混凝土節塊藉由鋼套管提供圍束後，混凝土的應力應變關係採用 Mander 模型公式，依據橋柱試體底部節塊鋼套管的厚度為5 mm，混凝土的極限應變為 $\varepsilon_{cu} = 0.025$ ，藉由解析得到此時所對應的側位移約為6.0%，經由試驗在試體 SP1 側位移達6.0%時所對應的混凝土最大壓應變為 $\varepsilon_c = 0.0285$ ，試體 SP2 在側位移6.0%時所對應的混凝土最大壓應變為 $\varepsilon_c = 0.0261$ ，與混凝土的極限應變 ε_{cu} 接近。經由試驗數據分析可以說明 Mander 模型，可以合理分析此種橋柱系統的行為。

7、藉由動態分析比較傳統鋼筋混凝土橋柱、鋼管混凝土橋柱與預力節塊橋柱，在相同地震記錄作用下，藉由六組不同地震記錄，以週期 $T=1.0$ 秒彈性設計加速度反應譜值為調整依據，由分析得到的位移歷時，比較結果除了 1 組地震預力節塊橋柱的最大位移比鋼筋混凝土及鋼管混凝土橋柱大，其餘 5 組的最大位移量約相同，但預力節塊橋柱所產生的側向位移較對稱，且其韌性需求均小於 4。同時在橋柱系統的遲滯能量消釋上，比較結果發現預力節塊橋柱遲滯消能能力小很多。

5.2 建議

對於日後在後拉式預力節鋼管混凝土塊橋柱之耐震行為研究，提出下列二點建議：

- 1、本試驗試體 SP2 因消能桿件挫屈，影響其消能行為，因此建議應以非挫屈的桿件取代，增加橋柱消能能力。
- 2、本試驗試體鋼腱配置在實心圓柱斷面的中心位置處，進一步的研究可嘗試以中空鋼管混凝土柱搭配，鋼腱配置在斷面的四周來檢驗橋柱的行為。

參考文獻

1. 張國鎮、羅俊雄、丘惠生、黃震興、鄭橙標、王瑞禎 (2002), 「預鑄節塊橋墩結構耐震行為特性及在國內應用時相關設計之研究(第一期)」, 交通部台灣區國道新建工程局。
2. 莫詒隆 (1999), 「預鑄混凝土橋墩之耐震行為 (一)」, 財團法人中興工程顧問社。
3. AISC, “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2002.
4. Constantin Christopoulos (2002) “Seismic Response of Self-Centering Hysteretic SDOF Systems”, *Earthquake Engineering and Structure Dynamic*, Vol.31, pp.1131-1150.
5. Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations. Report ATC-32. Applied Technology Council. Redwood City, California, 1996.
6. Joshua T. Hewes, M.J.N. Priestley, “Seismic Response of Unbound Post-Tensioned Precast Concrete Segmental Bridge Column”. *M.S. Thesis, University of California San Diego*, 2000.
7. Joshua T. Hewes, M.J.N. Priestley, “Seismic Response of Unbound Post-Tensioned Precast Concrete Segmental Bridge Column.” *P.H.D. Thesis, University of California San Diego*, 2000.
8. K.A.S. Susantha, Hanbin Ge and Tsutomu Usami, (2002) “Cyclic Analysis and Capacity Prediction of Concrete Steel Box Columns”, *Earthquake Engineering and Structure Dynamic*, Vol.31, pp. 195-216.
9. Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park P (1988), “Theoretical Stress-Strain Model for Reinforced Concrete”, *Journal of the Structure Division ASCE*, Vol.114, No.8, pp.1804-1823.
10. Mervyn J. Kowalsky and M.J.N. Priestley, (2000) “Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Column in Seismic Regions”, *ACI Structure Journal*, Vol.97, No.3, pp.388-396.
11. Mervyn J. Kowalsky, M.J.N. Priestley, and Frieder Seible, (1999) “Shear and Flexural Behavior of Light Concrete Bridge Column in Seismic Regions”, *ACI Structure Journal*, Vol. 96, No.1, pp.136-148.
12. Mohammad Shams, and M. Ala Saadeghvaziri, (1997) “State of the Art of Concrete-Filled Steel Tubular Columns”, *ACI Structure Journal*, Vol. 94, No.5, pp.558-571.
13. M.J.N. Priestley, F. Seible and G.M. Calvi, “*Seismic Design and Retrofit of Bridges*”, 1996.

14. Mohsen Issa, Robert L. Yuan (1989) “Prestressed Concrete Column Behavior”, *PCI Journal* , November-December, pp.51-67.
15. S.A. Mahin and J. Lin ,”Construction of Inelastic Response for Single Degree of Freedom Systems”, Report on UCB/EERC-83-17, *Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California Berkeley, California* , June 1983.
16. Sarah L. Billington, Robert W. Barnes, and John E. Breen, (1999) “A Precast Segmental Substructure System for Standard Bridges”, *PCI Journal*, July-August, pp.56-63.
17. T. Kitada, (1998) “Ultimate Strength and Ductility of State-of-the-Art Concrete-Filled Steel Bridge Piers in Japan”, *Journal of Structure Engineering* , Vol 20, pp. 347-354.
18. Tsutomu Usami, and Hanbin Ge, (1994) “Ductility of Concrete-Filled Steel Box Columns under Cyclic Loading”, *Journal of Structure Engineering.*, Vol.120, No. 7, pp. 2021-2040.0
19. Y. H. Chai, M. J. N. Priestley, and F.Seible, (1994) “Analytical Model For Steel-Jacketed RC Circular Columns”, *Journal of Structure Engineering*, Vol.120, No.8, pp.2358-2375.
20. Yi Zheng, Tsutomu Usami, Hanbin Ge, (2001) “Ductility of Thin-Walled Steel Box Stub-Columns”, *Journal of Structure Engineering*, Vol.126, No.11, pp.1304-1311.
21. Yu-Yuan Lin, Kua-Chun Chang and Yu-Yuan Lin, Kua-Chun Chang and Yuan-Li Wang (2004), “Compareison of Displacement Coefficient Method and Capacity Spectrum Method with Experimental Results of RC Columns” *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, Vol.33,pp.35-48.

符號說明

A_s	鋼腱斷面積
A_g	混凝土斷面積
A_{sc}	剪力釘斷面積
C	斷面混凝土承壓區合力
c	斷面中性軸位置
D	橋柱斷面直徑
E_c	混凝土彈性模數
E_s	預力鋼腱彈性模數 (=196,500 MPa)
E_{sec}	割線模數
F_1	橋柱底部開始要發生裂縫打開現象所對應的側向力
F_2	橋柱底部中性軸位置位於斷面中心位置時所對應的側向力
F_3	橋柱系統達非彈性階段所對應的側向力
F_d	橋柱系統的最大設計水平側向力
F_{cr}	削切式消能桿件之挫屈強度
$F_{d,sp}$	橋柱試體的設計側向力
$F_{p,sp}$	橋柱試體所提供的水平側向力強度
F_s	鋼腱的起始預力量
F_{st}	削切式消能桿件的拉力強度

F_{sc}	削切式消能桿件的壓力強度
f'_{cc}	受圍束混凝土的抗壓強度
f_c	圍束後混凝土應力
f'_c	混凝土 28 天抗壓強度
f'_{ce}	混凝土設計抗壓強度
f'_l	鋼套管對混凝土提供的圍束力
f_{pu}	鋼腱極限應力
f_s	鋼腱拉應力
$f_{s,f}$	鋼腱達設計側位移所對應的拉應變
$f_{s,i}$	鋼腱起始拉應力
f_u	剪力釘之極限拉力強度
f_y	鋼材降伏強度
f_{ye}	鋼材設計降伏強度
f_{yj}	鋼板降伏應力
H_1	第一節塊底部至柱頂高度
H_2	第二節塊底部至柱頂高度
H_{seg}	橋柱試體節塊高度
K_e	彈性勁度
K_{eff}	橋柱系統的等效勁度



- L_p 預力節塊橋柱之塑鉸長度
- L_{p1} 橋柱第一節塊底部的塑鉸長度
- L_{p2} 橋柱第二節塊底部的塑鉸長度
- L_{pr1b} 第一節塊底部的塑鉸範圍長度
- L_{pr1t} 第一節塊頂部的塑鉸範圍長度
- L_{pr2b} 第二節塊底部的塑鉸範圍長度
- M 橋柱斷面彎矩
- $M_{0.004}$ 第二節塊底部承壓區混凝土最大壓應變達到 0.004 時，所對應的斷面彎矩強度。
- $M_{2,1}$ 第二節塊底部恰發生拉力裂縫所對應的斷面彎矩強度
- $M_{2,2}$ 第二節塊底部中性軸在斷面中心時所對應的斷面彎矩強度
- M_d 橋柱系統的最大設計彎矩
- $M_{d,sp}$ 橋柱試體的設計彎矩
- $M_{p,sp}$ 橋柱試體所提供的彎矩強度
- M_{strut} 削切式消能鋼板提供的彎矩強度
- M'_{y1} 第一節塊底部達第一降伏點所對應的斷面彎矩
- M'_{y2} 第二節塊底部達第一降伏點對應的斷面彎矩
- P_a 橋柱軸向力 ($= P_d + F_s + \Delta F_s$)
- P_d 橋柱軸向靜載重

Q_n	剪力釘之標稱抗剪強度
T_{eff}	橋柱系統的等效週期
T_n	混凝土應力錐抗拉強度
V_f	節塊介面間的摩擦力
V_d	橋柱系統的設計剪力強度
V_c	混凝土提供的剪力強度
V_s	橫向鋼筋提供的剪力強度
V_p	橋柱在軸向力作用下提供的剪力強度
t_j	鋼套管厚度
β	削切式消能桿件與水平面夾角
ϕ	斷面曲率
ϕ_1	橋柱底部開始要發生裂縫打開現象所對應的斷面彎曲曲率
ϕ_2	橋柱底部中性軸位置位於斷面中心位置時所對應的斷面曲率
ϕ_3	橋柱達到非彈性變形階段的斷面曲率
ϕ_b	橋柱底部的斷面彎曲曲率
ϕ'_{y1}	第一節塊底部達第一降伏點所對應的斷面曲率
ϕ'_{y2}	第二節塊底部達第一降伏點所對應的斷面曲率
θ_d	橋柱設計的側位移角
ζ	橋柱系統組尼比



ε_c	斷面混凝土承壓區最外纖維壓應變
ε_{cu}	圍束混凝土極限應變
ε_{lp}	鋼腱的比例限度
ε_{pu}	鋼腱極限應變
ε_{st}	削切式鋼板的拉應變
ε_{sc}	削切式鋼板的壓應變
ε_s	預力鋼腱拉應變
ε_{sj}	最大壓應力時之應變
ρ_j	圍束鋼套管體積鋼筋比
μ	混凝土節塊介面間的靜摩擦係數
Δ_1	橋柱底部開始要發生裂縫打開現象所對應的側向位移
Δ_2	橋柱底部中性軸位置位於斷面中心位置時所對應的側向位移
Δ_{2e}	橋柱底部中性軸位於斷面中心位置時的彈性側向位移
Δ_{2p}	橋柱底部中性軸位於斷面中心位置時的非彈性側向位移
Δ_3	橋柱達到非彈性階段的側向位移
Δ_{3e}	橋柱達到非彈性階段所造成的彈性側位移量
Δ_{3p}	橋柱達到非彈性階段所造成的非彈性側位移量
$\Delta_{5\%}$	橋柱系統組尼比 $\zeta = 5\%$ 所對應的設計側位移
Δ_d	橋柱設計側位移角所對應的側向位移

Δ_e 橋柱彈性側向位移

Δ_f 橋柱撓曲側向位移

Δ_{p1} 第一節塊造成的非彈性位移

Δ_{p2} 第二節塊造成的非彈性位移

ΔF_s 鋼腱上預力增量

ΔL 鋼腱伸長量

$\Delta \varepsilon_s$ 鋼腱拉應變增量

