

國立交通大學  
土木工程學系  
博士論文

預力預鑄自行復位建築構架  
設計與耐震性能

**Seismic Design and Performance of  
Post-tensioned Self-centering Buildings**

研究生：陳俊翰

指導教授：劉俊秀 博士

周中哲 博士

中華民國一百年八月

# 預力預鑄自行復位建築構架設計與耐震性能

## Seismic Design and Performance of Post-tensioned Self-centering Buildings

研究生：陳俊翰

Student : J. H.Chen

指導教授：劉俊秀 博士

Advisor : Dr. G. S. Liou

周中哲 博士

Dr. C. C. Chou



August 2011

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一百年八月

# 預力預鑄自行復位建築構架設計與耐震性能

研究生：陳俊翰 指導教授：劉俊秀博士、周中哲博士

國立交通大學土木工程學系

## 摘要

預力預鑄自行復位構架是利用後拉預力工法提供梁與柱或柱與基礎結合時所需的預力，此種形式的抗彎矩構架已發展成為可替代傳統抗彎構架的新建築結構，在以往的研究中不乏針對預力梁柱接頭的研究。本研究建議梁柱及柱底接頭均採預力接合以避免接頭區產生殘餘變形，且樓板僅與預力構架單跨接合傳遞地震產生的樓層側力，以避免樓板對預力構架產生束制效應，此外針對預力界面開合造成柱對梁產生的束制效應，提出以柱整體變形之撓曲勁度計算柱束制對梁產生的軸向壓力增量，並提出預力預鑄自行復位構架的設計方法及設計流程。

當預力抗彎構架中柱的數量為兩支以上時，梁柱界面因開合效應產生的間隙會受到柱的束制，進而影響梁軸力的變化。本研究提出以預力建築構架中每一樓層開合效應對柱產生的變形，計算柱的撓曲勁度及梁軸向壓力的方法。由三層樓預力建築構架的電腦模型分析中顯示為了符合柱的整體變形，一樓處梁軸向壓力會較鋼腱拉力大，但在二樓與三樓處會較小。由三層樓兩跨建築物中擷取兩跨一樓的構架試體進行試驗，以驗證本方法的準確性；試驗中梁翼加勁板的細節在考慮柱頂無束制與柱頂為鉸接的情形下，發現梁軸力較鋼腱拉力分別增加 2 % 與 60 %，此結果指出若二樓層處柱假設為鉸接時，柱會提供過大的束制行為造成高估預力構架中梁軸

力，因此，假設柱在樓層中為鉸接的方式，並不適用於預測柱在預力建築構架整體側向變形時產生的撓曲勁度及軸力。

本研究建議一種樓板的接合細節，使得樓板在與預力構架接合時可提供滑動行為，並降低樓板限制預力構架伸展時產生的束制效應，並以縮尺兩跨一層樓的預力構架試體進行震動台地震測試。結構體包含一組預力構架(PT Frame)及兩組承重構架(Gravitational Frame)，其中兩承重構架是由鋼梁、鋼柱與鉸支承以鉸接方式接合，僅提供垂直向重力支撐，並分別平行放置預力構架的兩側，樓板與承重構架間以剪力釘固接，但僅與預力構架一跨的鋼梁以剪力釘接合，為使樓板能在預力構架上產生滑動，在樓板梁與預力構架間提供滑動支承，並分別以 1994 年北嶺地震(CNP196)與 1999 年集集地震(TCU074)對縮尺構架試體的耐震性能進行測試。在樓板無損害的情況下，預力構架的側向位移與承重構架的側向位移相似，且都擁有自行復位的能力。構架試體在加載 1999 年最大地表加速度 1830 gal 的集集地震時，構架的最大側位移角為 7.2%，可觀察到梁下翼板靠近柱面承壓處產生挫屈，並造成柱與梁上初始預力分別下降 50%與 21%，但構架試體的殘餘變形量僅約 0.01%。

為驗證依照本研究建議之設計方法設計之預力預鑄構架能符合設計規範要求，分別以 5 個地震共 15 組測站之地表加速度測試預力預鑄構架，同時，比較在相同的梁柱尺寸下，不同柱底及梁柱接頭的構架在地震反應下的結果，並針對各樓層的位移、殘餘變形、加速度及消釋能量進行比較，以判別各式構架的優劣情形。

# **Seismic Design and Performance of Post-tensioned Self-centering Buildings**

Student : Jun-Hen Chen

Advisor : Dr. G. S. Liou

Dr. C. C. Chou

Department of Civil Engineering  
National Chiao Tung University

## **ABSTRACT**

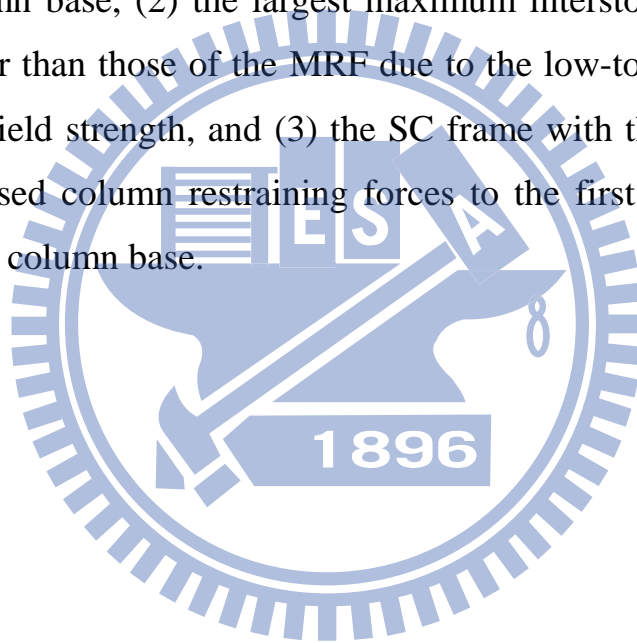
The first generation for the post-tensioned (PT) self-centering (SC) system, which incorporates the PT technology to beam-to-column connections, exhibits good seismic performance with small residual deformations except for the first floor. Instead of using the fixed column base, the column PT to the base affects the seismic performance of frames, especially for residual deformations. A primary design procedure used for SC system was roughly described in this study.

Cyclic tests on post-tensioned (PT) beam-to-column connections have demonstrated self-centering capabilities with gap opening, closing at the beam-to-column interface. Gaps, however, between beam-to-column interfaces in a real PT self-centering frame with more than one column are constrained by the columns, which causes beam compression force different from the applied PT force. This study presents an analytical method for evaluating column bending stiffness and beam compression force by modeling column deformation according to gap-openings at all stories. The predicted compression forces in the beams are validated by a cyclic analysis of a three-story PT frame, which is modeled with numerous axial springs in connections to capture the gap-opening behavior of the frame, and by cyclic tests of a full-scale, two-bay by first-story

PT frame, which represents a substructure of the three-story PT frame. The proposed method shows that compared to the beam strand tensile force, the beam compression force is increased at the 1st story but is decreased at the 2nd and 3rd stories due to column deformation compatibility. The PT frame tests demonstrate that the proposed method reasonably predicts beam compression force and strand force. Test results also show that beam compression force is 2% and 60% larger than the beam strand force with respect to a minor restraint and a pin-supported boundary condition, respectively, at the tops of the columns. This indicates that assuming a pin-supported boundary condition at the upper story column can cause inaccurate estimation of column bending stiffness and beam compression force.

This study proposes slab details, which allow for sliding of the slab and minimize restraints on the expansion of the PT frame. A composite slab is rigidly connected to the beams in only one bay of the PT frame. A sliding device is provided between the floor beams and the PT beams in other bays, where sliding of the slab is allowed. Several shake table tests were conducted on a reduced-scale, two-by-two bay one-story specimen model, which was composed of one PT frame and two gravitational frames. The scaled specimen model was excited by the 1994 Northridge and 1999 Chi-Chi earthquakes to examine its seismic performance. A PT frame and gravitational frames possessed the self-centering capability throughout the tests, responding in phase with minor differences in peak drifts due to the expansion of the PT frame. When the specimen was excited by the 1999 Chi-Chi earthquake with a peak ground acceleration of 1830 gal, the maximum interstory drift was 7.2%. Buckling of the beam bottom flange was observed near the compression toe, and the initial post-tensioning force decreased 50% and 22% in the columns and beams, respectively. However, the specimen remained operable and its residual drift was 0.01%.

A three-dimensional analytical model with rotational springs in the PT connection and PT column base was introduced to capture shake table test results of the frame subassembly. The same modeling approach was adopted to one MRF and three SC frames to study the effects of column base on the seismic response of frames under the design based and maximum considered earthquakes. The monotonic, cyclic pushover, and time-history analyses were conducted for these frames. Analytical results showed that (1) the residual drift of the first floor could be significantly minimized by using the PT column base but the maximum interstory drift in the SC frame increased with decreasing fixity at the column base, (2) the largest maximum interstory drifts of the SC frames were larger than those of the MRF due to the low-to-medium structural period and high yield strength, and (3) the SC frame with the PT column base effectively decreased column restraining forces to the first floor compared to that with the fixed column base.



**Publication :**

**Journal Paper :**

1. Chou C-C, **Chen, J. H.** 2010. Analytical Model and Column Base on Seismic Responses of Steel Post-tensioned Self-centering Moment Frames. *Engineering Structures* (ENGINEERING, CIVIL, SCI, EI). (in review)
2. Chou C-C, **Chen, J. H.** 2010. Development of Floor Slab for Steel Post-tensioned Self-centering buildings. *Journal of Constructional Steel Research* (CONSTRUCTION & BUILDING TECHNOLOGY, SCI, EI). (in review)
3. Chou C-C, **Chen, J. H.** 2010. Tests and analyses of a full-scale post-tensioned RCS frame subassembly. *J. Constructional Steel Research*, 66(11), 1354-1365 (CONSTRUCTION & BUILDING TECHNOLOGY, SCI, EI).
4. Chou C-C, **Chen, J. H.** 2010. Column restraint in post-tensioned self-centering moment frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(7), 751-774 (ENGINEERING, CIVIL, SCI, EI).
5. Chou, C. C., Weng, C. Y., **Chen, J. H.** (2008). Seismic design and behavior of post-tensioned connections including effects of a composite Slab. *Engineering Structures*, 30, pp. 3014-3023 (ENGINEERING, CIVIL, SCI, EI).
6. Chou, C. C., **Chen, J. H.**, Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2006) "Evaluating performance of post-tensioned steel connections with high-strength strands." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2006;35(9): 1167-1185 (ENGINEERING, CIVIL, SCI, EI).
7. Chou C-C, **Chen, J. H.** 2010. Seismic Design and Shake Table Test of A Steel Post-tensioned Self-centering Moment Frame with A Slab Accommodating Frame Expansion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (ENGINEERING, CIVIL, SCI, EI). (re-review)
8. 周中哲, **陳俊翰**(2009)「預力預鑄自行復位建築構架柱束制梁效應分析與實驗評估」, 結構工程, 第二十四卷第四期, pp.105-128, (in Chinese)。
9. 周中哲, **陳俊翰**(2007)「預力鋼梁與鋼筋混凝土柱自行復位接頭之耐震行為」, 中國土木水利工程學刊, 第十九卷, 第三期, 425-437 頁, (EI)(in Chinese)。
10. 周中哲, **陳俊翰**, 陳鈺智, 蔡克銓(2006)「預力鋼梁與鋼管混凝土接合之耐震行為」, 結構工程, 第二十一卷第三期, pp.35-52, (in Chinese)。
11. 周中哲, 張浩然, **陳俊翰**, Joshua Hewes (2009)「預力預鑄混凝土節塊橋柱之雙塑鉸模型及反覆側推行為」, 結構工程(98-015 in review), (in Chinese)。
12. 周中哲, **陳俊翰** (2009)「含滑動樓板之預力預鑄自行復位建築構架耐震設計與震動



台試驗」，結構工程(98-020 in review)，(in Chinese)。

**Conference Paper :**

1. Chou, C. C., **Chen, J. H.** (2009) “Cyclic Tests and Dynamic Responses of a Full-scale Post-tensioned Precast RCS frame.” *11th Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures*, Kyoto, Japan.
2. Chou, C. C., **Chen, J. H.** (2009) “Shake Table Tests of a Steel Post-Tensioned Self-Centering Moment Frame with a Composite Slab Accommodating Frame Expansion.” *Proceedings of 5th International Symposium on Steel Structures*, Seoul, Korea.
3. Chou, C. C., **Chen, J. H.** (2008) “Column Restraining Effects in Post-tensioned Self-Centering Moment Frames.” *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 12-01-0150, Beijing, China.
4. Chou, C. C., **Chen, J. H.** (2008) “Seismic Analyses and Tests of a Post-tensioned Self-Centering Moment Frame.” *21th KKCNN Symposium on Civil Engineering*, Singapore.
5. Chou, C. C., Weng, C., Y., **Chen, J. H.** (2007) “Cyclic Tests of Post-tensioned Connections Including Effects of a Composite Slab.” *9th Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures*, Hsinchu, Taiwan.
6. Chou, C. C. and **Chen, J. H.** (2006). “Experimental Response and Finite Element Analysis of Post-tensioned Connections with Steel Beams and a Reinforced Concrete Column.” *10th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, Bangkok, Thailand. p: 419-424.
7. Chou, C. C. and **Chen, J. H.** (2006). “Cyclic Tests on a Full-scale One-Story Frame With Post-Tensioned Steel Beams and Reinforced Concrete Columns.” *U.S.-Taiwan Workshop on Self-Centering Structural Systems*, Taipei, Taiwan.
8. Chou, C. C., Wang, Y. C., **Chen, J. H.** and Tsai, K. C. (2006). “Composite Slab Effects on Self-Centering Connections with Steel Beams Post-tensioned to a CFT Column.” *8th ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures*, Harbin, China.
9. Chou, C. C., **Chen, J. H.**, Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2006). “Cyclic Performance of Self-Centering Connections with Steel Beams Post-tensioned to a Column,” *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, CA.
10. Chou, C. C., **Chen, J. H.**, Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2005). “Experimental and Analytical Studies of Self-Centering Steel Connections.” *U.S.-Taiwan Workshop on*

*Self-Centering Structural Systems*, Taipei, Taiwan.

11. Chou, C. C., Tsai, K. C., **Chen, J. H.**, Chen, Y. C., and Jhuang, S. C. (2005) "Cyclic Behavior of Post-tensioned Steel Connections with Reduced Flange Plate and Slab." *1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, Nagoya, Japan.
12. 周中哲, **陳俊翰**(2008)「預力建築構架震動台試驗」, 2008 年國科會永續會防災科技研究計畫成果研討會, 台北。
13. 周中哲, **陳俊翰**, 許協隆, 林昌駿, 林克強 (2007)「實尺寸預力建築構架耐震試驗」, 第四屆海峽兩岸結構與大地工程學術研討會, 浙江。
14. 周中哲, **陳俊翰** (2006)「預力鋼梁與鋼筋混凝土柱自行復位接頭之耐震行為」, 中華民國第八屆結構工程研討會, 南投。

#### **Research Report :**

1. 周中哲, **陳俊翰**(2009)「預力建築鋼構架性能設計法研究」, 計畫編號: *NSC 96-2221-E-002-322*, 行政院國家科學委員會。
2. 周中哲, 羅盛威, **陳俊翰** (2008)「鋼骨擴翼梁柱補強接頭柱內橫隔板應力分析」, 分析結果報告, 國立交通大學土木工程學系(東建工程顧問有限公司委託)。
3. 周中哲, **陳俊翰** (2007)「預力鋼梁與鋼管混凝土柱抗彎構架震動台試驗與分析」, 計畫編號: *NSC 95-2625-Z-009-004*, 行政院國家科學委員會。
4. 周中哲, **陳俊翰** (2005)「含削切式消能鋼板之預力鋼梁與鋼筋混凝土內柱接合之耐震試驗研究」, 計畫編號: *NSC 93-2625-Z-009-003*, 行政院國家科學委員會。
5. **陳俊翰** (2005)「預力鋼梁與鋼筋混凝土柱自行復位接頭之耐震行為研究」, 碩士論股指導教授: 周中哲, 國立交通大學土木工程學系。

# 目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	III
作品.....	VI
目錄.....	IX
表目錄.....	XII
圖目錄.....	XIII
照片目錄.....	XVI
第一章 緒論 .....	1
1.1 前言與文獻回顧 .....	1
1.2 研究動機.....	3
1.3 研究方法.....	6
第二章 預力預鑄自復位構架設計 .....	8
2.1 前言 .....	8
2.2 預力接頭行為介紹 .....	9
2.3 樓層側力傳遞機制與梁軸力的變化 .....	11
2.3.1 梁軸力變化 .....	11
2.4 柱束制力的評估 .....	13
2.4.1 考慮柱的整體側向變形求柱的撓曲勁度 .....	13
2.4.2 梁軸力預測 .....	14
2.5 預力自復位構架設計 .....	16
2.5.1 設計層級 .....	16
2.5.2 預力構架設計流程 .....	17
2.5.3 載重與地震側力(步驟 1).....	20
2.5.4 預力梁柱與鋼腱設計(步驟 2、3 與 4).....	22

2.5.5	挫屈束制削切鋼板(步驟 5).....	23
2.5.6	梁軸力與彎矩(步驟 6).....	24
2.5.7	滑動支承與樓板設計(步驟 7).....	24
2.5.8	軸力與彎矩互制下應力檢核(步驟 9).....	25
2.5.9	極限應變檢核(步驟 10).....	26
2.6	建立自復位構架的電腦分析模型與側推分析 .....	27
2.6.1	梁柱接頭與柱底界面之旋轉彈簧 .....	27
2.6.2	預力構架之側推分析 .....	29
2.7	承重構架設計 .....	29
第三章	含樓板之預力接頭試驗及預力自復位構架試驗 .....	31
3.1	前言 .....	31
3.2	含部分連續樓板之梁柱接頭試驗 .....	31
3.3	預力構架試驗 .....	34
3.4	三層樓預力自復位構架模型分析(AS 模型) .....	36
3.5	三層樓預力自復位構架模型分析(旋轉彈簧模型) .....	37
3.5.1	未含束制效應之旋轉彈簧模型 .....	37
3.5.2	考慮最大變形之柱束制力的評估 .....	38
3.5.3	考慮柱的整體側向變形之柱束制力評估 .....	39
3.5.4	含柱束制效應之旋轉彈簧模型 .....	40
3.6	兩跨一層樓預力構架試驗 .....	41
3.6.1	試驗構架 .....	41
3.6.2	試驗加載 .....	42
3.6.3	試驗結果 .....	43
3.6.4	梁軸向壓力 .....	45
3.6.5	電腦模型分析 .....	46

3.7 單跨剛性桁架傳力機制 .....	47
3.8 小結 .....	52
第四章 預力構架試體之震動台試驗 .....	56
4.1 前言 .....	56
4.2 預力構架設計 .....	57
4.3 縮尺試體與實驗規劃 .....	57
4.4 試驗結果.....	59
4.4.1 整體反應 .....	59
4.4.2 預力構架的伸展 .....	61
4.4.3 梁軸力與柱剪力 .....	62
4.5 小結 .....	64
第五章 預力構架試體地震反應模擬與耐震分析 .....	66
5.1 前言 .....	66
5.2 預力構架與縮尺試體構架 .....	66
5.3 地震載重下縮尺預力構架試體模型的行為 .....	70
5.4 四組三層樓抗彎構架之細節 .....	71
5.5 四組構架之反覆側推分析 .....	73
5.6 四組構架的地震反應 .....	75
5.7 結論.....	79
第六章 總結與建議 .....	80
6.1 總結.....	80
6.2 建議.....	83
參考文獻 .....	84
符號說明.....	88

## 表目錄

表 2.1 載重需求.....	94
表 2.2 預力構架設計需求.....	95
表 2.3 $\alpha$ 值關係.....	96
表 2.4 承重構架.....	96
表 2.5 樓板尺寸.....	96
表 3.1 預力接頭設計參數.....	97
表 3.2 預力構架.....	98
表 3.3 預力柱撓曲勁度.....	99
表 3.4 梁軸向壓力增量與鋼腱內力比較 (4% drift).....	99
表 3.5 梁柱試驗前初始預力.....	99
表 4.1 縮尺試體斷面性質.....	100
表 4.2 測試計劃.....	101
表 4.3 剪力分配關係.....	101

## 圖目錄

圖 1.1 焊接型接頭與預力接頭 .....	105
圖 1.2 先前學者建議之樓板接合方式 .....	106
圖 1.3 部分接合之樓板系統.....	107
圖 1.4 含滑動支承之剛性跨系統(剛性桁架).....	108
圖 1.5 含滑動支承之剛性跨系統(複合樓板).....	109
圖 2.1 先前學者建議之設計理念 .....	110
圖 2.2 預力構架接合細節.....	111
圖 2.3 梁與柱及柱與基礎之自復位行為 .....	112
圖 2.4 挫屈束制鋼板力量與彎矩 .....	113
圖 2.5 梁與柱及柱與基礎之自復位行為 .....	114
圖 2.6 預力預鑄構架變形與梁軸力分佈 .....	115
圖 2.7 柱與梁之自由體圖.....	116
圖 2.8 梁彎矩分佈.....	117
圖 2.9 兩跨預力構架之伸展行為 .....	118
圖 2.10 三層樓預力構架與外側柱變形行為 .....	119
圖 2.11 柱自由體圖.....	120
圖 2.12 預力構架設計流程.....	120
圖 2.13 鐵氟龍板的正向力與位移關係 .....	121
圖 2.14 梁斷面軸力與彎矩平衡關係 .....	121
圖 2.15 預力構架電腦模型.....	122
圖 2.16 預力構架非線性側推分析 .....	123
圖 2.17 承重構架有效載重示意圖 .....	123
圖 3.1 試體 1 與試體 2.....	124
圖 3.2 試體 4.....	125

圖 3.3 接頭整體反應.....	126
圖 3.4 試驗現象觀察.....	127
圖 3.5 局部反應.....	128
圖 3.6 原始三層樓預力建築物 .....	129
圖 3.7 構架模擬分析與接頭模擬細節 .....	129
圖 3.8 三層樓預力構架反應.....	130
圖 3.9 梁上鋼腱拉力與軸壓力 .....	131
圖 3.10 旋轉彈簧電腦模型.....	132
圖 3.11 預力接頭彎矩與層間側位移角關係.....	132
圖 3.12 構架內部梁柱接頭彎矩與層間側位移角關係 .....	133
圖 3.13 預力柱細節.....	134
圖 3.14 梁柱接頭細節.....	134
圖 3.15 測試構架(unit : mm) .....	135
圖 3.16 預力構架試驗之遲滯反應 .....	136
圖 3.17 油壓制動器與構架的撐開量 .....	137
圖 3.18 柱變形與層間側位移角關係 .....	138
圖 3.19 挫屈束制削切鋼板之最大拉應變與層間側位移角關係 (第一次試驗) .....	138
圖 3.20 鋼腱預力變化.....	139
圖 3.21 柱 CC 底部界面縫隙.....	140
圖 3.22 預力界面剛體旋轉角(1st Test).....	140
圖 3.23 一層樓預力構架與外柱變形 .....	141
圖 3.24 第一次試驗模擬比較 .....	142
圖 3.25 第三次與第四次試驗比較 .....	143
圖 3.26 含剛性桁架之預力構架試體(單位 : mm).....	144

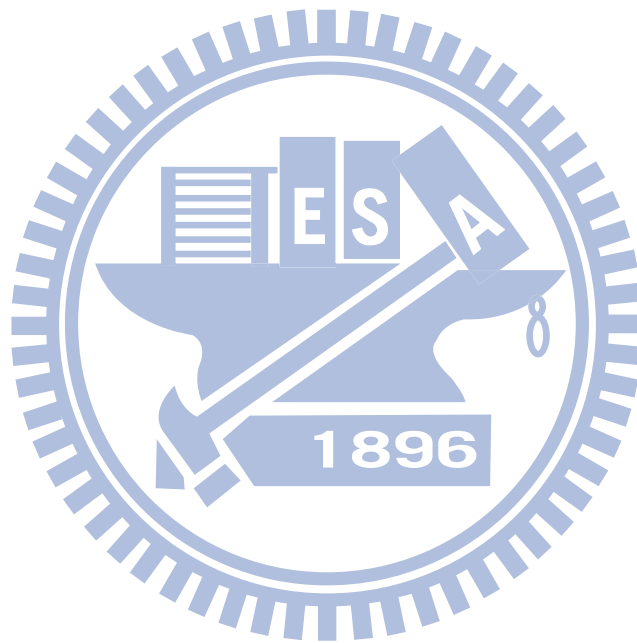


圖 3.27	構架試體細節(單位：mm).....	145
圖 3.28	構架變形關係與自由體圖.....	146
圖 3.29	預力構架試驗反應.....	147
圖 3.30	柱剪力.....	148
圖 3.31	梁軸力比較.....	149
圖 3.32	梁應變圖.....	150
圖 4.1	試體規劃.....	151
圖 4.2	測量儀器規劃.....	152
圖 4.3	反應譜分析.....	153
圖 4.4	試體樓層側位移角反應.....	154
圖 4.5	最大變形反應與最大加速度關係.....	155
圖 4.6	預力變化與相關反應.....	155
圖 4.7	預力構架的位移歷時反應(phase II).....	155
圖 4.8	預力構架試體勁度.....	156
圖 4.9	預力構架與承重構架位移歷時反應.....	156
圖 4.10	預力構架伸展行為之歷時反應.....	157
圖 4.11	震動台試體之柱自由體圖.....	158
圖 4.12	震動台式體之梁自由體圖.....	158
圖 4.13	梁軸力與應變 (TCU074, 6th Test Phase II).....	159
圖 4.14	梁下翼板內側應變比較.....	160
圖 4.15	挫屈束制削切鋼板的消能行為.....	160

## 照片目錄

照片 2.1 鐵氟龍板試驗.....	171
照片 3.1 梁挫屈 (試體 1), 3%側位移角.....	171
照片 3.2 樓板開裂 (試體 2), 3%側位移角.....	172
照片 3.3 梁挫屈 (試體 2), 4%側位移角.....	172
照片 3.4 樓板開裂 (試體 4), 3%側位移角.....	173
照片 3.5 基礎定位.....	173
照片 3.6 柱的組立.....	174
照片 3.7 安裝鋼梁.....	175
照片 3.8 施加預力連接梁柱.....	175
照片 3.9 梁翼撓曲破壞 (第一次試驗).....	175
照片 3.10 垂直加勁板 (第一次試驗).....	176
照片 3.11 包覆鋼板與柱面分離(第一次試驗).....	176
照片 3.12 挫屈束制削切鋼板斷裂(第一次試驗).....	177
照片 3.13 預力構架變形(第一次試驗 4%).....	177
照片 3.14 RFP 局部挫屈(第二次試驗-4%).....	178
照片 3.15 梁柱界面分離 (第三次試驗).....	178
照片 3.16 左梁與右梁高程差.....	179
照片 3.17 柱些許開裂 (第四次試驗).....	179
照片 3.18 梁降伏 (第四次試驗後).....	180
照片 4.1 滑動支承.....	180
照片 4.2 鉸支承.....	181
照片 4.3 柱底滑動.....	181
照片 4.4 梁腹板降伏 (第 1 階段第 7 次試驗).....	182
照片 4.5 試體變形 (第 2 階段第 8 次試驗).....	182

照片 4.6 局部挫屈 (第 2 階段第 8 次試驗後).....183



# 第一章 緒論

## 1.1 前言與文獻回顧

自 1994 年美國北嶺地震及 1999 年台灣集集地震以來，國內外學者致力於改良耐震結構建築或研究新型工法，其中預力預鑄自行復位構架建築已逐漸發展成為傳統焊接型抗彎構架(MRF)的替代方法。以往在中度或強烈地震作用下，焊接型抗彎構架在梁端及柱底處會產生塑性行為，並造成大量的殘餘變形[圖 1.1(a)]，而預力預鑄自行復位皆頭可藉由梁柱界面的開合行為，在產生大量的層間側位移角時梁仍可保持彈性，並以裝置在梁柱接頭處的消能裝置提供地震能量的消釋[圖 1.1(b)]，其中大部分的塑性行為被限制發生在消能裝置上，因此地震過後，結構物的修復或替換消能裝置的費用，均較替換挫屈梁的焊接型抗彎構架低且較易替換，並由施加預力的鋼材提供接頭自行復位的能力。

學者 Ricles 等人 (2001)首先證實在相同地震歷時作用下，構架中使用預力梁柱接頭可達到傳統梁柱焊接接合抗彎構架同樣的抗震能力。許多學者分別使用降伏或摩擦式消能裝置對預力自行復位梁柱接頭進行測試 (Christopoulos et al. 2002, Ricles et al. 2002, Rojas et al. 2005, Chou et al. 2006, Tsai et al. 2008, Chou et al. 2008, Chou and Lai 2009, Chou et al. 2009, 周中哲等人 2006, 周中哲及陳俊翰 2007)，此接頭的旗幟型遲滯行為是結合預力構件與遲滯消能構件，可確保預力構架在達大變形後，可回復至近乎初始位置。

為了瞭解自復位構架的耐震行為，學者 Ricles 等人(2001)分別以焊接型接頭與預力接頭設計六樓六跨的抗彎構架，在相同的地震載重歷時作用下，在最大層間側位移角及殘餘變形量的歷時反應中顯示，含預力接頭之抗彎構架的耐震能力較含焊接型接頭的抗彎構架好。在學者 Kim and Christopoulos (2008b)中，則以三跨六層樓的抗彎構架，分別設計含焊接型

接頭與含預力接頭之抗彎構架，並比較兩構架的耐震行為，分析的結果顯示自復位構架的最大層間側位移角與含焊接型接頭的抗彎構架近似或較小，且自復位構架除一樓處會產生些許殘餘變形，其餘樓層幾乎無殘餘變形。另外，由預力預鑄混凝土柱的試驗與分析研究中，亦證明此種預力柱具有自行復位的能力，並不亞於傳統柱的抗震行為(Chou and Chen 2006，Chou and Hsu 2008，周中哲等人 2006，周中哲及許智堡 2008，周中哲等人 2009)。

儘管近期的研究指出預力梁柱接頭擁有良好的抗震的性能，學者 Christopoulos (2002a)、Garlock (2002,2007)與 Kim 及 Christopoulos(2008)分別指出在預力房屋構架系統中，藉由梁柱界面的開合效應可避免接頭處產生塑性行為，但樓層中柱與樓板會束制預力構架的伸展行為，因此梁的軸壓力會受到柱與樓板束制而限制構架伸展產生的影響。在柱束制方面，學者 Christopoulos 等人(2002a)及 Kim and Christopoulos (2008b)中，指出柱束制效應對梁軸力的影響，並假設柱在上下側樓層處為鉸支承，即某樓層產生高層間側位移角時，其上側與下側樓層幾乎無位移產生，此為柱束制效應的極限行為，用以計算柱束制在最嚴重的情況下產生的反應。

在樓板方面，傳統複合式樓板以剪力釘與梁固接，因此當梁柱界面分離時，樓板會束制梁柱界面的開合行為，若混凝土樓板提供的束制力較強，不產生明顯的破壞則會對預力梁柱接頭產生很大的束制力，並破壞預力接頭自行復位的能力(Chou et al. 2005)；學者 Collins 與 Filiatrault (2003)的研究中，證實當鋼浪板的走向在與預力構架呈垂直時，樓板對預力接頭的影響不明顯，但為減少樓板在鋼浪板與預力構架平行時產生的束制效應，學者 Garlock 等人(2002, 2007)提出利用連接梁傳遞樓板的慣性力至預力構架中[圖 1.2(a)]，且令連接梁產生足夠的撓曲變形，以配合預力構架產生的伸展變形。Garlock 等人(2006)及 Kim (2007) 改採用僅以單一的剛

性跨，取代原本以全跨傳遞樓板慣性力的方式，此傳遞系統改變了以往傳統抗彎構架的傳遞方式，唯對柱剪力的分配、界面開合反應以及梁軸力變化的影響尚需驗證[圖 1.2(b)]。學者 Kim and Christopoulos (2008)則建議以沿著樓板邊界的接合細節配合梁柱界面間的開合效應[圖 1.2(c)]。更近期的研究中，學者 Chou et al. (2008)的實驗研究指出只要連續之複合樓板中的鋼承板沿著柱心線分開，預力接頭仍可自行復位僅產生小的殘餘變位，且在設計考量下負方向的接頭彎矩可由樓板內的鋼筋提供。學者 Chou et al. (2008)亦證實擁有一個可沿著梁柱接頭介面自由分離之不連續樓板的預力接頭，其行為近似於純預力接頭的反覆加載行為。

另外，學者 Garlock (2007)提出預力構架的設計步驟，其設計理念認為預力構架於設計地震層級(DBE)下，預力構架中僅允許消能裝置產生降伏行為以提供地震能量的消釋，在最大地震層級(MCE)中則允許梁產生降伏，但不允許挫屈行為發生且提出在超越最大地震層級時，預力梁柱接頭中破壞的順序，避免結構物倒塌。學者 Kim and Christopoulos (2008b)提出不同的看法，參照抗彎構架的設計方式，建議在設計地震層級中梁產生塑角提供預力梁柱接頭的韌性行為，避免預力梁柱接頭所承受的外力持續增加造成瞬間崩塌的情況。

## 1.2 研究動機

有鑒於國內並無關於預力自復位抗彎構架的設計方法，而國外現行的耐震設計規範已認可學者 Garlock et al. (2007)與 Christopoulos et al. (2008)提出以特殊抗彎構架(SMRF)的設計方式為基礎之預力抗彎構架設計方法，且兩者設計方法均針對梁柱採預力接頭，而柱底為固接之自復位抗彎構架，儘管此種構架已能有效減少焊接型抗彎構架中梁柱接頭產生的塑性變形，構架的一樓處仍會產生永久的殘餘變形。本論文中提出梁柱接頭與

柱底界面均採預力方式接合之自復位構架的設計方式，以消除構架一樓處產生的殘餘變形，並符合耐震設計的需求。

自復位構架建築物在梁柱界面分離時，構架的伸展行為會造成柱產生撓曲變形，同時對梁提供束制的效應，在鋼腱內力隨著梁柱界面分離角度增加的同時，柱對梁提供的束制力亦增加。學者 Christopoulos 等人(2002a)及 Kim and Christopoulos (2008b)指出柱束制效應與梁柱界面開合的關係，並假設柱在上下側樓層處為鉸支承，即某樓層產生高層間側位移角時，其上側與下側樓層幾乎無位移產生，此為柱束制效應的極限行為，用以計算柱束制在最嚴重的情況下產生的反應；另外，進行二跨一層樓縮小尺寸的預力構架試驗，構架中利用剛性桿件連結三個柱，並將上下兩端接合處作成鉸接，以模擬柱在上、下樓層的反曲點，此鉸接的方式並無法反應出柱受每一樓層開合效應產生的整體變形，因此試驗所得柱的撓曲勁度並不適用於真實構架中柱的反應，會超估梁的軸向壓力。因此本研究提出以柱在符合各樓層界面分離量而產生的整體變形，並配合學者 Kim and Christopoulos(2008b)樓層水平向內力平衡的關係，來計算柱撓曲勁度與柱束制產生之梁軸力的分析方法，並利用數個彈簧模擬含柱束制效應下預力梁柱接頭反覆載重行為，進而提出有效模擬預力構架中梁軸力的方法。

針對樓板中鋼浪板走向與構架平行時造成的樓板束制問題，本論文提出三種不同的樓板接合形式，第一種形式採用與傳統抗彎構架相同的樓板，但改用含無握裹段的縱向鋼筋及沿柱中心處不連續的鋼浪板，以減少對預力接頭的束制[圖 1.3(a)]，所有的預力梁與樓板均以剪力釘固接[圖 1.3 (b)與(c)]，與預力梁垂直的樓板梁為簡支梁，並利用剪力釘與樓板固接[圖 1.3 (d)]，但在沿柱中心線處均不使用剪力連接裝置[圖 1.3 (e)]以減少沿柱中心線上梁的影響，此設計細節是期望在小層間側位移角時，能降低樓板的開裂現象，且允許樓板在大層間側位移角下產生分離。第二種及第三種

型式均參考學者 Garlock 等人(2006)與 King (2007)的建議採用單一剛性跨，但分別使用桁架結構(圖 1.4)與複合梁(圖 1.5)傳遞樓層慣性力，由於樓板與桁架結構為剛性接合且僅放置在預力梁上[圖 1.4 (b)-(d)]，因此可預期在沿著 A 線上的其他跨上需產生滑動行為，如圖 1.4 (e)與(f)所示，在預力構架兩側與預力構架呈垂直的樓板梁下，設置滑動支承以提供相對的位移，另外在預力構架柱 CL 與柱 CR 外側與其外側跨接合時，在剪力板上使用長槽開孔，以提供預力構架與外跨梁產生的相對位移[圖 1.4 (e)與(g)]；而以複合梁傳遞樓層慣性力的樓板[圖 1.5(a)]，以剪力釘與自復位構架中梁 BL 固接[圖 1.5(b)-(d)]，並僅放置在梁 BR 上[圖 1.5(e)]，與第二種樓板相同，在自復位構架的柱及梁 BR 兩側與樓板梁接合處設置滑動支承[圖 1.5(a)、(c)與(e)]，並在外柱 CL 及 CR 與外側跨連接的剪力板上開長槽孔，以提供自復位構架不受到樓板的束至，並可沿著 A 線產生伸展行為。後兩種樓板為了確保自復位構架與承重構架間平滑地滑動，將鐵氟龍板裝置在允許樓板滑動處之樓板梁下方，此二種樓板不同於先前研究中之樓板，但與傳統抗彎構架的設計方式相似，並不需要沿柱中心線切開，且亦可消除對預力接頭產生的束制行為。

此外學者 Ricles 等人(2001)、Garlock 等人 (2007)與 Kim and Christopoulos (2008)已由數值分析方式模擬自復位構架載在地震下的耐震行為，其中梁與柱採預力鋼腱接合且柱底為固接，經由多個地震紀錄的載重歷時分析，證實預力自行復位抗彎構架能符合特殊抗彎構架(SMRF)的耐震設計需求，最大的層間側位移角與殘餘側位移角反應均較傳統焊接型抗彎構架佳或者近似，但由於柱底採用固接的方式，在大變形下柱底仍會產生殘餘變形。為消除柱底因大變位造成永久的變形，本論文提出柱底亦使用預力接合的自復位預力抗彎構架，同時藉由側推分析、反覆側推分析及動力歷時分析評估焊接型抗彎構架與自復位構架在設計地震層級(DBE)



與最大地層級(MCE)中的耐震需求，並比較使用不同柱底接合方式之自復位構架與焊接型構架，最大樓層側位移角、最大殘餘變形、消能能量、產生的影響。

### 1.3 研究方法

本論文針對目前預力預鑄自復位構架發展中遭遇的問題進行研究，研究主旨分為四個部份：

(a)梁與柱及柱與基礎均採預力接合之自復位構架的設計方法：

參考學者 Garlock 等人(2007)及 Kim and Christopoulos (2008b)中建議之設計方法，建立梁柱接頭及柱與基礎接合均採預力預鑄方式接合之自復位抗彎構架的設計方法與設計細節，其中包含鋼腱、鋼棒、挫屈束制消能鋼板、梁軸力與樓板的設計方式。

(b)建議自復位構架設計中，如何評估柱束制效應對梁產生的影響：

有鑒於學者 Christopoulos 等人 (2002)與 Kim and Christopoulos (2008b)中建議之柱束制效應計算，是考量柱在梁柱界面分離量作用下，假設與上、下側樓層接合處為鉸支承，此為考慮柱束制效應最嚴重之情形，本論文建議考慮柱的整體撓曲的變形行為，評估柱束制效應對梁產生的軸力，研究方式為(1)設計三層樓預力自行復位構架系統，(2)進行預力自行復位構架的反覆側推分析求柱束制對梁軸力的影響，(3)利用預力柱的側向變形估計柱對梁的束制效應與梁軸力，及(4)實尺寸一層二跨的預力構架反覆載重試驗及分析評估。

(c)建議三種樓板的接合型式，以減少樓板對構架產生的束制行為：

傳統樓板以剪力釘與抗彎構架全跨的梁接合，此連續的樓板會限制自復位構架中梁柱界面的分離行為，建議(1)第一種樓板在沿柱中心線處採用不連續的鋼浪板，減少樓板的束制力，並以梁柱接頭試驗測試可

行性(圖 1.3)；(2)第二種樓板形式則利用剛性桁架僅連接自復位構架中一跨梁提供地震力的傳遞，其中樓板僅放置在自復位構架的梁上，可產生相對的位移，並利用含低摩擦係數之鐵氟龍板的滑動支承，做為自復位構架與樓板梁接合的界面，以確保構架伸展時可產生相對位移，文中將利用兩跨一層樓的構架試體，測試僅依靠單一跨梁傳遞地震側力時對自復位構架的變形、柱剪力的分配、各界面的分離轉角及梁中軸力的變化影響(圖 1.4)；(3)第三種樓板含有同樣的滑動支承以提供樓板與自復位構架間的滑動，但取代剛性桁架改以自復位構架中單一跨的複合梁做為傳遞樓層地震側力的媒介，文中建立一個三維兩跨一樓的縮尺自復位構架試體，以 17 次地震加載歷時測試此樓板細節是否有效傳遞由樓板產生的樓層地震力至預力構架中，且預力構架能否不受到樓板的束制自由伸展，其次為自復位構架與承重構架在地震下的反應，以及自復位構架中梁軸力的變化。

(d)柱底採預力方式接合之自復位構架與其他構架的耐震行為比較：

不同於其他學者的建議，本文採用梁與柱及柱與基礎皆採用預力方式接合之自復位構架，以減少一樓處的殘餘變形，為比較不同柱底接合方式之構架的耐震行為，先利用縮尺自復位構架試體的數值分析模型，模擬縮尺試體在地震載重下的行為，以驗證電腦模型的可靠性，再建立四組三層樓包含焊接型與自復位抗彎構架，以側推分析、反覆側推分析以及動力歷時分析，比較不同接合方式的構架，在設計地震層級(DBE)與最大地震層級(MCE)下的耐震性能，並利用 15 組地震進行動力分析。

## 第二章 預力預鑄自復位構架設計

### 2.1 前言

國內目前尚無關於自復位建築構架的相關規範，而國外現行的耐震設計規範已認可學者 Garlock et al. (2007)與 Kim and Christopoulos et al. (2008)提出的設計方法(圖 2.1)，其中學者 Garlock et al. (2007)提出在設計地震層級(DBE Level)地震作用下，自復位構架僅消能裝置進入非線性行為，以提供地震能量消釋，其餘梁、柱及其他構件均保持彈性，以確保結構物的使用性，在最大地震層級(MCE Level)之下，梁、柱構件允許產生降伏以提供更多地震能量消釋，在超過最大地震層級(MCE Level)後，提供回復行為的預力構件仍需保持彈性，梁亦不得發生挫屈行為，以確保結構物不會倒塌[圖 2.1(a)]。而學者 Kim and Christopoulos et al. (2008)則參考特殊抗彎構架(SMRF)的設計方式，在自復位構架達設計地震層級後(DBE Level)，為避免梁柱接頭處強度持續上升，造成結構物產生瞬間崩塌，設計梁在此時產生塑鉸，以增加自復位接頭的韌性能力 [圖 2.1(b)]。

有別於兩位學者提出的預力自復位構架接合形式，本論文建議除梁柱接頭採預力鋼腱接合外[圖 2.2(a)]，柱底與基礎亦採用預力接合[圖 2.2(b)]，且裝置學者 Chou et al. (2006, 2008)中建議的挫屈束制削切鋼板(RFP)，以增加接頭的消能行為，並結合兩位學者建議的設計方式提出建議之預力預鑄自復位構架的設計方法，在本章節中將詳述預力自行復位抗彎構架的相關設計細節，並以三層樓預力自行復位抗彎構架建築物為例配合說明。2.2 節為預力接頭行為介紹，2.3 節為柱束制力的評估，2.4 節為樓層側力傳遞機制與柱剪力的分配，2.5 節為預力自復位構架的設計流程，2.6 節為建立自復位構架的電腦分析模型與側推分析。

## 2.2 預力接頭行為介紹

預力接頭的特性在於利用界面開合的效應取代焊接型接頭產生的塑鉸行為，因此梁與柱間並無焊接，如圖 2.2(a)所示梁與柱是利用高拉力鋼腱(strands)穿過柱心，並提供初始接合梁柱的預力  $T_{in}$ ，並在接頭的上側與下側裝置挫屈束制削切鋼板(RFP)，增加接頭的消能行為，梁柱接頭的自由體圖如圖 2.3(a)所示，梁柱界面分離後會產生分離轉角  $\theta_g$ ，造成預力鋼腱伸長，依據 Chou et al. (2008)可以總鋼腱內力  $T_{ST}$  作用在梁中心線上簡化計算，且假設界面分離後中性軸作用在梁翼板與腹板交界處；梁柱界面分離時，鋼腱內力為初始預力  $T_{in}$ ，此時梁在柱面處的彎矩稱為分離彎矩  $M_{d,b}$ ：

$$M_{d,b} = M_{d,ST} + M_{d,R} = T_{in} d_{cc} + T_R (2d_r) \quad (2.1)$$

其中  $M_{d,ST}$  為初始預力提供的彎矩貢獻， $M_{d,R}$  為消能鋼板提供的彎矩貢獻， $d_{cc}$  為梁中心處與中性軸的距離， $2d_r$  為兩側消能鋼板中心的間距， $T_R$  為受拉側消能鋼板未達降伏的軸力，且假設受拉側與受壓側削能鋼板的軸力相同；如圖 2.4 所示可積分計算長度  $L_R$  範圍內消能鋼板的應變，可得鋼板在達降伏與極限強度時，軸力與位移關係，而消能鋼板提供的彎矩，可假設以承壓點(Compression toe)為支點，乘以力臂求得。當梁柱界面分離後，假設上側與下側消能鋼板同時達降伏，此時梁端降伏彎矩  $M_{y,b}$  為：

$$M_{y,b} = M_{d,ST} + M_{y,R} \cong T_{in} d_{cc} + T_{y,R} (2d_r) \quad (2.2)$$

其中  $M_{y,R}$  為消能鋼板達降伏時提供的彎矩貢獻， $T_{y,R}$  為消能鋼板的軸向降伏強度；此外，由於鋼腱於消能鋼板降伏時產生的增量很小，可近似於鋼腱提供的分離彎矩。在消能鋼板均降伏後，梁端柱面處彎矩  $M_b$  為：

$$M_b = M_{ST} + M_R = T_{ST} d_{cc} + T_R (d_r + d_{cc}) + C_R (d_r - d_{cc}) \quad (2.3)$$

其中  $M_{ST}$  為鋼腱內力  $T_{ST}$  提供的彎矩貢獻，其中包含初始預力  $T_{in}$  及鋼腱內力增量  $\Delta T_{ST}$ ， $C_R$  為受壓側消能鋼板的軸力；此時受壓側與受拉側之消能鋼板提供的軸向力並不相同。而鋼腱內力  $T_{ST}$  可由界面分離轉角  $\theta_g$  造成的鋼

腱伸長量計算：

$$T_{ST} = T_{in} + \Delta T_{ST} = T_{in} + \frac{2N_{sp} \theta_g d_{cc}}{L_{ST}} \left( 1 - \frac{E_{ST} A_{ST}}{E_b A_b + E_{ST} A_{ST}} \right) E_{ST} A_{ST} \quad (2.4)$$

其中  $N_{sp}$  為預力構架的跨數， $A_{ST}$  為鋼腱面積， $L_{ST}$  為鋼腱長度， $E_{ST}$  為鋼腱的彈性模數， $A_b$  為梁面積， $E_b$  為梁的彈性模數。結合鋼腱與消能鋼板產生的自復位接頭行為如圖 2.5(a)所示，為一旗幟型行為。

同理在預力柱中可得相似的情況，圖 2.2(b)為預力柱的接合細節，在基礎內部錨碇可轉動式螺帽，再利用高拉力鋼棒錨碇於柱頂並提供接合的初始預力  $T_{in}$ ，並於平行於自復位抗彎構架兩側裝置挫屈束制削切鋼板提供消能能力，由圖 2.3(b)柱底界面的自由體圖中可計算柱底界面的分離彎矩  $M_{d,c}$  為：

$$M_{d,c} = M_{d,bar} + M_{d,R} = T_{in} \frac{d_c}{2} + T_R (2d_r) \quad (2.5)$$

其中  $M_{d,bar}$  為鋼棒初始預力提供的彎矩貢獻， $d_c$  為柱寬。同理假設兩側消能鋼板同時降伏時，柱底降伏彎矩  $M_{y,c}$  為：

$$M_{y,c} = M_{d,bar} + M_{y,R} = T_{in} \frac{d_c}{2} + T_{y,R} (2d_r) \quad (2.6)$$

在柱底界面分離後，柱底界面分離轉角造成鋼棒伸長產生內力增量  $\Delta T_{bar}$ ，則柱底彎矩  $M_c$  與鋼棒內力  $T_{bar}$  為：

$$M_c = M_{bar} + M_R = T_{bar} \frac{d_c}{2} + T_R \left( d_c + \frac{t_R}{2} \right) + C_R \frac{t_R}{2} \quad (2.7)$$

$$T_{bar} = T_{in} + \Delta T_{bar} = T_{in} + \frac{\theta_g d_c}{2L_{bar}} \left( 1 - \frac{E_{bar} A_{bar}}{E_{col} A_{col} + E_{bar} A_{bar}} \right) E_{bar} A_{bar} \quad (2.8)$$

其中  $M_{bar}$  為鋼棒內力提供的彎矩貢獻， $d_c$  為柱寬， $E_{col}$  為柱的彈性模數， $A_{col}$  為柱斷面積， $A_{bar}$  為鋼棒面積， $L_{bar}$  為鋼棒長度， $E_{bar}$  則為鋼棒的彈性模數。合併兩者後柱底彎矩與轉角關係如圖 2.5(b)所示。

## 2.3 樓層側力傳遞機制與梁軸力的變化

### 2.3.1 梁軸力變化

前一章節提到樓板會對自復位構架的開合行為產生束制效應，因此本論文中提出三種可適用於預力自復位構架中的樓板，包含局部連續且與自復位構架全跨梁固接的樓板(圖 1.3)，以及利用剛性桁架或複合梁與自復位構架單跨接合之樓板(圖 1.4 與圖 1.5)；已知結構設計中樓板與抗彎構架全跨固接時，樓層側力  $F_x$  傳遞至柱中，是以外柱剪力為內柱剪力的 1/2 進行分配，本文假設在以單跨傳遞樓層側力之樓板形式中，樓層側力亦以相同的分配比例傳遞，後續的行為探討均以第三種樓板為例(圖 1.5)。

預力梁柱接頭在大變形下，界面會產生分離量  $\Delta_b [= \theta_g (d_b - t_f)]$ ，圖 2.6(a) 為預力預鑄構架在地震作用下的變形示意圖，當承重構架變形為  $\Delta_d$  時，預力構架受到梁柱界面開合量  $\Delta_b$  的影響產生伸展行為，且梁在受力情況下會產生壓縮量  $\delta_b$ ，則樓層中預力構架的跨距由原本的  $L_c$  增加至  $L_c + \Delta_b - \delta_b$ ，在此開合量下鋼腱會伸長並對梁提供軸力增量  $\Delta T_{ST}$ ，同時在柱底跨距不變的情況下構架伸展會造成柱產生撓曲變形，並對梁產生束制力  $\Delta F_{cc}$ ；此外樓層重量在加速度作用下產生樓層慣性力 ( $F_x$ )，且作用在梁 BL 上，如圖 2.7(a) 預力自復位構架自由體圖所示，並由先前假設樓層側力  $F_x$  傳遞至中間柱 CC 為外側柱 CL 與柱 CR 的兩倍，依外側柱 CL 之水平力平衡關係[圖 2.7 (b)] 可求得梁 BL 左側梁軸力為：

$$\begin{aligned} F_{bl} &= T_{in} + [\Delta T_{ST} + (\Delta F_{cc,u} + \Delta F_{cc,l})] - \left( \frac{V_{x,l}}{4} - \frac{V_{x,u}}{4} \right) + (T_{Rll} - C_{Rll}) \\ &= T_{in} + \Delta F_b - F_x / 4 \end{aligned} \quad (2.9)$$

其中  $\Delta F_b$  為梁軸力增量，包含鋼腱伸長量所造成的軸力增量 ( $\Delta T_{ST}$ )，上面樓層 ( $\Delta F_{cc,u}$ ) 與下面樓層 ( $\Delta F_{cc,l}$ ) 的柱束制力增量； $V_{x,l}$  與  $V_{x,u}$  分別為樓層下側與上側之剪力， $T_{Rll}$  與  $C_{Rll}$  則分別為消能鋼板產生之拉力與壓力，其中假設

消能鋼板產生的拉力與壓力相同方向相反。利用圖 2.7 (c)梁 BL 之自由體圖中水平力平衡關係可得梁 BL 右端之梁軸力  $F_{blr}$  為：

$$\begin{aligned} F_{blr} &= F_{bll} + F_x + (C_{Rll} - T_{Rll}) + (T_{Rlr} - C_{Rlr}) \\ &= T_{in} + \Delta F_b + 3F_x/4 \end{aligned} \quad (2.10)$$

其中  $T_{Rlr}$  與  $C_{Rlr}$  分別為柱 CC 左面上側與下側消能鋼板產生的水平力。由於梁 BR 上與樓板間並未採用任何剪力連結裝置傳遞樓層側力，因此梁 BR 內的軸力分布為常數(即  $F_{brl}=F_{brr}$ )，並可由柱 CC 水平向力平衡計算[圖 2.7 (b)]：

$$\begin{aligned} F_{brl} &= F_{blr} - \left( \frac{V_{x,l}}{2} - \frac{V_{x,u}}{2} \right) + (C_{Rlr} - T_{Rlr}) + (T_{Rrl} - C_{Rrl}) \\ &= T_{in} + \Delta F_b + F_x/4 \end{aligned} \quad (2.11)$$

其中  $T_{Rrl}$  與  $C_{Rrl}$  分別為柱 CC 右面上側與下側消能鋼板產生的水平力；圖 2.6(b)顯示疊加各分力後，梁軸力的分佈情形，在正方向作用下梁 BL 右側會產生最大軸力，梁 BL 左側最小，在反方向作用下則相反[圖 2.6(c)]。此外，利用  $x$  處梁斷面的自由體，取彎矩平衡可計算梁 BL 上，沿  $x$  方向上彎矩  $M_{bl}$  的變化(圖 2.8)，其中梁端彎矩分別為：

$$\begin{aligned} M_{bll} &= F_{bll} d_{cc} + (T_{Rll} + C_{Rll}) d_r \\ M_{blr} &= F_{blr} d_{cc} + (T_{Rlr} + C_{Rlr}) d_r \\ M_{brl} &= F_{brl} d_{cc} + (T_{Rrl} + C_{Rrl}) d_r \\ M_{brr} &= F_{brr} d_{cc} + (T_{Rrr} + C_{Rrr}) d_r \end{aligned} \quad (2.12)$$

其中  $T_{Rrr}$  與  $C_{Rrr}$  分別為柱 CR 左面上側與下側消能鋼板產生的水平力。圖中假設樓層側力為均勻加載，且虛線表示梁可提供的降伏撓曲強度， $M_{ry}$  為含梁翼加勁板降伏時的撓曲強度， $M_{cy}$  為考慮複合梁降伏時的撓曲強度， $M_{ny}$  則為梁的降伏撓曲強度，此變化是依據梁翼加勁板的長度與斷面積決定。

## 2.4 柱束制力的評估

### 2.4.1 考慮柱的整體側向變形求柱的撓曲勁度

在梁柱界面分離前並無柱束制效應產生，柱束制效應是由梁柱界面分離導致預力構架伸展所造成[圖 2.6(a)]，圖 2.9 顯示三層樓的預力構架在側向載重下的變形情形，預力構架系統在受到柱束制效應的情形下，在梁柱接頭介面產生分離時，柱面與梁會產生間隙(各樓層的間隙均稱為 $\Delta_b$ )，造成柱與柱間距增加，鋼腱伸長造成預力增加，也使梁在受軸向力而壓縮，並造成外側柱 CL 與柱 CR 產生撓曲變形。

如圖 2.9 所示梁的軸力沿著跨數對中間柱呈對稱分佈，梁上軸力的增量包含鋼腱與柱束制效應[Christopoulos et al. (2002), Kim and Christopoulos (2009)]，在最外跨的梁軸力增量 $\Delta F_{b,1}$ 為：

$$\Delta F_{b,1} = K_b \delta_{b,1} = K_{ST} 2 \left( n\Delta_b - \sum_{i=1}^n \delta_{b,i} \right) + K_c \left( n\Delta_b - \sum_{i=1}^n \delta_{b,i} \right) \quad (2.13)$$

則第  $m$  跨的梁軸力 $\Delta F_{b,m}$ 包含初始預力 $T_{in}$ 、鋼腱內力增量 $\Delta T_{ST}$ 與外側跨產生的梁軸力為：

$$\Delta F_{b,m} = K_b \delta_{b,m} = \Delta F_{b,m-1} + K_c \left[ (n-m+1)\Delta_b - \sum_{i=m}^n \delta_{b,i} \right] \quad (2.14)$$

其中  $2n$  為構架的跨數， $\Delta_b$  為梁柱界面分離量 $[=\theta_g(d_b-t_f)]$ ， $K_c$  為柱的撓曲勁度， $\delta_{b,i}$  為第  $i$  跨梁的壓縮量， $K_b$  與  $K_{ST}$  分別為梁與鋼腱的軸向勁度：

$$K_b = \frac{E_b A_b}{L_b} \quad (2.15)$$

$$K_{ST} = \frac{E_{ST} A_{ST}}{L_{ST}} \quad (2.16)$$

其中  $E_s$ 、 $A_b$  與  $L_b$  為鋼梁的彈性模數、斷面積(不含梁翼加勁板)與長度， $E_{ST}$ 、 $A_{ST}$  與  $L_{ST}$  為鋼腱的彈性模數、斷面積與長度。

本論文考慮以柱整體的變形替代學者 Christopoulos 等人(2002a)假設的鉸支承計算柱撓曲勁度，為求得柱的整體變形時考慮的因素包含：(1)



各樓層梁柱界面開合效應產生的間隙，(2)各樓層梁柱界面分離後梁端支點沿柱 CL 與柱 CR 的作用位置，(3)柱底與基礎的自行復位行則利用旋轉彈簧勁度為  $K_{c2}$  模擬。因為在梁柱界面分離時梁端受壓的支點作用於外柱 CL 與柱 CR 時由於梁深的關係而不同，兩外柱在不同的層間側位移角因作用力不同產生的勁度亦不相同。圖 2.10 (b)與(c)顯示兩外柱 CL 與 CR 受到各樓層界面開合效應  $\Delta_b = [\theta_g (d_b - t_f)]$  作用下產生的變形情形，在構架受到正方向作用時(右為正)，梁 BL 與柱 CL 的作用點在上翼板的內側，而梁 BR 對柱 CR 的作用點為梁的下翼板內側。柱在此側向變形的作用下同時造成柱 CL 與柱 CR 柱底產生剛體旋轉的增量  $\Delta\theta_{gcl}$  與  $\Delta\theta_{gcr}$ ，由柱 CL 與柱 CR 在此變形行為下可得樓層的反力  $F_{cl}$  與  $F_{cr}$ ，進而計算各樓層因柱撓曲變形產生的側向勁度  $K_{cl}$  與  $K_{cr}$ 。

#### 2.4.2 梁軸力預測

當預力構架在未產生變位時梁的軸力與梁中鋼腱提供的初始預力  $T_{in}$  相同，在預力構架產生變位後，梁軸力則由鋼腱拉力與柱造成的束制力組成，在預力構架的變位中[圖 2.10 (a)]，柱 CL 與柱 CR 分別受到梁 BL 與梁 BR 在不同位置的撐開行為，造成柱在每一樓層提供的撓曲勁度均不相同，則對每一樓層柱 CL 與柱 CR 力量增量的力平衡(圖 2.11)為：

$$\Delta F_{bl} = \Delta F_{cl} + \Delta T_{ST} \quad (2.17)$$

$$\Delta F_{br} = \Delta F_{cr} + \Delta T_{ST} \quad (2.18)$$

其中  $\Delta F_{bl}$  與  $\Delta F_{br}$  為梁軸壓力的增量， $\Delta F_{cl}$  與  $\Delta F_{cr}$  為柱 CL 與柱 CR 因束制行為產生的側向束制力增量， $\Delta T_{ST}$  為鋼腱拉力的增量。須注意柱剪力增量  $\Delta V_c$  在上下樓層中假設為相同，因此在上式中不考慮柱剪力的影響。則梁 BL 與梁 BR 因軸壓力增量產生的變位增量為：

$$\delta_{bl} = \delta_{cl} + \delta_{ST} \quad (2.19)$$

$$\delta_{br} = \delta_{cr} + \delta_{ST} \quad (2.20)$$

其中  $\delta_{cl}$  與  $\delta_{cr}$  分別為左右兩側柱束制力增量  $\Delta F_{cl}$  與  $\Delta F_{cr}$  造成梁 BL 與梁 BR 的壓縮量， $\delta_{ST}$  為鋼腱拉力增量造成梁的縮短量。

則柱 CL 對梁提供束制力的增量為：

$$\Delta F_{cl} = K_b \delta_{cl} = K_{cl} (\Delta_b - \delta_{ST} - \delta_{cl}) \quad (2.21)$$

改寫(2.21)式，可得梁 BL 受柱的束制作用力增量產生的縮短量為：

$$\delta_{cl} = \frac{K_{cl}}{K_{cl} + K_b} (\Delta_b - \delta_{ST}) \quad (2.22)$$

同理可得梁 BR 受柱的束制作用力增量產生的縮短量為：

$$\delta_{cr} = \frac{K_{cr}}{K_{cr} + K_b} (\Delta_b - \delta_{ST}) \quad (2.23)$$

則梁 BL 與梁 BR 的縮短量變形比  $\zeta$  為：

$$\zeta = \frac{\delta_{cr}}{\delta_{cl}} = \frac{K_{cr} (K_{cl} + K_b)}{K_{cl} (K_{cr} + K_b)} \quad (2.24)$$

鋼腱拉力增量與梁軸向變形的關係為：

$$\Delta T_{ST} = K_b \delta_{ST} = K_{ST} [2\Delta_b - 2\delta_{ST} - (1 + \zeta)\delta_{cl}] \quad (2.25)$$

改寫(2.25)式則可得梁 BL 因鋼腱拉力增量產生的縮短分量  $\delta_{ST}$  為：

$$\delta_{ST} = \frac{K_{ST}}{2K_{ST} + K_b} [2\Delta_b - (1 + \zeta)\delta_{cl}] \quad (2.26)$$

將(2.26)式代入(2.22)式與(2.23)式中，則可得梁 BL 與梁 BR 受柱側向力增量產生的壓縮量  $\delta_{cl}$  與  $\delta_{cr}$  為：

$$\delta_{cl} = \frac{K_{cl} K_b}{(K_{cl} + K_b)(2K_{ST} + K_b) + (1 + \zeta)K_{ST} K_{cl}} \Delta_b \quad (2.27)$$

$$\delta_{cr} = \frac{\zeta K_{cl} K_b}{(K_{cl} + K_b)(2K_{ST} + K_b) + (1 + \zeta)K_{ST} K_{cl}} \Delta_b \quad (2.28)$$

在不同開合效應產生的間隙  $\Delta_b$  作用下，均可由(2.26)式-(2.28)式計算梁的軸向壓縮分量，則梁 BL 和梁 BR 中因界面分離產生的軸向力增量 ( $\Delta F_{bl}$  與

$\Delta F_{br}$ )可由下式計算：

$$\Delta F_{bl} = \Delta T_{ST} + F_{cl} = K_b (\delta_{ST} + \delta_{cl}) \quad (2.29)$$

$$\Delta F_{br} = \Delta T_{ST} + F_{cr} = K_b (\delta_{ST} + \delta_{cr}) \quad (2.30)$$

而鋼腱內力的增量 $\Delta T_{ST}$ 可由(2.25)式計算。

## 2.5 預力自復位構架設計

### 2.5.1 設計層級

預力構架耐震設計層級基於下述兩點：

- (1) 輕微損害：預力構架與承重構架在設計地震層級(DBE)中結構物僅受到輕微損害。
- (2) 生命安全：結構物必須確保居住人的安全，並提供修復的便捷，在最大地震層級(MCE)中預力構架必須提供明顯的塑性行為，此塑性行為由消能鋼板(RFP)提供，並避免預力構架中梁產生挫屈及倒塌。

本研究參考學者 Garlock et al. (2007)的建議在設計地震層級與最大地震層級下預力預鑄構架建築物的容許層間側位移角分別為 3%與 5%，且梁柱接頭與柱底接頭的彎矩行為如圖 2.5(a)與(b)所示，其中依照規範規定建築物在彈性設計地震力作用下須保持彈性，因此定義在彈性設計地震力作用下梁端產生之彎矩  $M_{dem}$  須小於梁柱接頭勁度折減時的彎矩強度  $M_y$  且大於梁柱界面的分離彎矩  $M_{d,b}$  [圖 2.5 (a)]；此外在設計地震(DBE)作用下僅允許挫屈束制鋼板(RFP)產生降伏，在最大地震(MCE)作用下鋼梁可產生降伏現象但不允許挫屈行為產生，以避免接合梁柱之鋼腱預力產生大量損失造成結構物崩塌；此外在超越最大地震層級後挫屈束制鋼板可發生破壞，但預力鋼材不得產生降伏行為，以確保在挫屈束制鋼板斷裂後預力梁柱接頭的行為仍可維持自行復位的能力；圖 2.5 (b)為預力柱的行為，在含消能裝置時，除柱底需恆保持在彈性，其與的設計要求與梁柱接頭一致；

若柱底未含消能裝置的情況下，彈性設計地震力作用下柱底產生的需求彎矩  $M_{dem}$  須小於柱底界面的分離彎矩  $M_{d,c}$ ，在最大地震層級下亦保持在彈性範圍以確保結構物自行復位的行為。

## 2.5.2 預力構架設計流程

由於預力抗彎構架中梁除了承受靜載重、活載重及地震載重產生的彎矩外，還必須承受鋼腱內力、柱束制效應及地震側力產生的軸力，因此在設計時必須考慮梁上軸力與彎矩的互制效應，參考傳統抗彎構架及學者 Garlock et al. 2007 的設計步驟，本研究提出含特殊接合方式之樓板的預力抗彎構架設計方法與流程步驟，設計的流程如圖 2.12 所示共有 10 個步驟：

### 1、等效樓層側力：(參考 2.5.3)

根據結構物的工址及設計參數計算結構物在的設計加速度反應譜  $S_a$ 、設計基底剪力  $V_{base}$ 、樓層有效側力  $F_x$ 、以及容許位移。

### 2、假設設計參數：(參考 2.5.4)

假設梁端設計時的需求彎矩  $M_{dem} = 0.4M_{np}$  (學者 Garlock et al. 2007 則建議  $M_{dem} = 0.55M_{np}$ )，以挑選合適的梁斷面尺寸，並假設在達設計地震層級時梁端彎矩  $M_{DBE}$  可提供 0.9~1.0 倍梁的塑性彎矩強度  $M_{np}$ 。

### 3、梁與柱斷面設計：(參考 2.5.4)

柱斷面設計考慮強柱弱梁的關係，即梁柱接頭中柱與梁中心接合處柱可提供的彎矩強度 ( $\Sigma M_{cp}$ ) 需大於梁的彎矩強度 ( $\Sigma M_{bp}$ )，此外，柱與基礎亦為預力接合，在最大地震層級中柱底彎矩  $M_{MCE,c}$  不可超過降伏彎矩強度以確保結構物不會產生傾倒。

### 4、分離彎矩與挫屈束制削切鋼板的消能彎矩設計：(參考 2.5.4)

考慮梁端設計需求彎矩  $M_{dem}$  需小於降伏彎矩  $M_{y,b}$  且大於梁柱接頭的分離彎矩  $M_{d,b}$ ，可決定  $M_{d,b} = 0.25\sim 0.35M_{np}$ ；為確保接頭自行復位能力

則挫屈束制削切鋼板在達 DBE 層級( $\theta_{DBE} = 0.03$  弧度)時，於梁柱接頭處可提供的消能彎矩強度  $M_R (=0.2\sim 0.3M_{np})$  需小於  $M_{d,b}$ ，則挫屈束制削切鋼板在達降伏軸力時，可提供的彎矩強度  $M_{y,R}$  約為  $0.1\sim 0.2M_{np}$ ；柱底在含消能裝置時，柱底設計需求彎矩  $M_{dem}$  需小於降伏彎矩  $M_{y,c}$  且大於柱底的分離彎矩  $M_{d,c}$ ，但若柱底未裝置消能構件，柱底分離彎矩  $M_{d,c}$  需大於柱底設計需求彎矩  $M_{dem}$  以確保在彈性設計地震力作用下柱底界面不會分離。

#### 5、鋼腱、鋼棒及挫屈束制削切鋼板的面積與型式：(參考 2.5.4 及 2.5.5)

已知設計層級下梁端彎矩  $M_{DBE} = 0.9\sim 1.0M_{np}$ ，梁端彎矩包含初始預力、鋼腱內力增量、挫屈束制削切鋼板、樓層側力與柱束制效應提供的彎矩貢獻，其中樓層側力與柱束制效應會因構架形式及樓層不同而變化，設計時不考慮但需檢核在 DBE 層級時，此二效應是否造成梁提早降伏；則鋼腱提供的彎矩增量關係：

$$\Delta M_{ST} = (1.0 - M_R - M_d)M_{np} = \Delta T_{ST}d_{cc} \quad (2.31)$$

由鋼腱拉力增量關係可設計鋼腱軸向面積。在柱底方面，柱軸力  $P_c$  與彎矩  $M_c$  作用下，限制最大地震層級(MCE)下柱底不可達降伏強度，可求得柱鋼棒拉力在最大增量( $\Delta T_{bar}$ )下鋼棒的面積；另外，於梁柱接頭處考慮強柱弱梁關係，亦可求得梁柱接頭處柱軸力的最大增量( $\Delta T_{bar}$ )及鋼棒面積，上述兩個鋼棒面積選擇小者。利用已知挫屈束制削切提供的彎矩貢獻量  $M_R$  設計鋼板最窄處的面積及鋼板細節(Chou et al. 2006)。

#### 6、梁軸力與彎矩：(參考 2.5.6)

已知梁軸力  $F_b$  包含樓層初始預力  $T_{in}$ 、鋼腱內力增量  $\Delta T_{ST}$ 、樓層側力  $F_x$  與柱束制效應  $\Delta F_{cc}$  影響，其中假設樓層側力分配至內柱的柱剪力為外柱的 2 倍，可估算樓層側力對梁軸力的影響[(2.9)式-(2.11)式]；另

外，考慮預力構架中柱因開合效應產生的整體變形行為並計算柱的撓曲勁度，利用樓層水平方向諧和變形關係及力平衡原理求得柱束制效應提供的梁軸力增量 $\Delta F_{cc}$ 及梁彎矩 $M_b$ 。

#### 7、其他細節設計：(參考 2.5.7)

其他細節包含梁翼加勁板、樓板及滑動支承，其中利用梁軸力 $F_b$ 與彎矩 $M_b$ 提供的應力需求設計梁翼加勁板，若設計的梁翼加勁板長度 $L_{rp}$ 大於1/4倍梁長 $L_b$ 且大於2倍梁深 $d_b$ 時，或是厚度 $t_{rp}$ 大於梁翼板厚度 $t_f$ ，則重回步驟5重新挑選鋼腱、鋼棒與挫屈束制削切鋼板的尺寸；混凝土樓板則採傳統樓板設計方式包含縱向鋼筋(#4)、鋼絲網( $\phi 7 \times \phi 7 \times 100 \times 100$ )及鋼承板(890W BQ75-1.2)；滑動支承則須設計在MCE層級下安全的止滑距離 $d_{s,MCE}$ 。

#### 8、預力構架電腦模型非線性側推分析：(參考 2.5.8)

參考學者 Christopoulos et al. (2002)中建議的旋轉彈簧模型並配合已知的梁與柱尺寸建立預力構架的電腦模型，模擬預力構架側推下的反應，其中利用SC彈簧模擬預力鋼腱的雙線性彈性行為(勁度為 $K_{b1}$ 與 $K_{b2}$ )，RFP彈簧模擬挫屈束制削切鋼板的雙線性行為(勁度為 $K_{r1}$ 與 $K_{r2}$ )，RE彈簧模擬柱束制效應(在梁上的勁度為 $K_{re}$ ，在柱底的勁度為 $K_{gcl}$ )，並檢核在彈性設計力作用下的位移是否滿足規範IBC 2000要求的位移限制 $C_d \Delta_e < 0.02h_x$ ，其中 $\Delta_e$ 為彈性設計力作用下構架樓層間位移差， $h_x$ 為樓層高度，若不符合則重回步驟2重新挑選梁柱尺寸。

#### 9、軸力與彎矩互制下應力檢核：(參考 2.5.9)

檢核在DBE層級下梁上各斷面處的梁軸力與彎矩互制作用時的應力比需小於1；同理檢核柱在MCE層級中仍保持彈性行為，其中包含柱底與梁柱接頭處兩部分，考慮軸力與彎矩互制下應力比需小於1；

#### 10、極限應變檢核：(參考 2.5.10)

分別檢核 MCE 層級中挫屈束制削切鋼板、鋼腱、鋼棒及梁上最大應變，其中挫屈束制削切鋼板在 MCE 層級中不可達極限應變( $\epsilon_R \leq \epsilon_{u,R}$ )以確保鋼板不會破壞；鋼腱與鋼棒的應變( $\epsilon_{ST}$  與  $\epsilon_{bar}$ )不可超過 0.8 倍的降伏應變以避免預力鋼材降伏造成自行復位能力喪失；若不符合則重回步驟 5 重新挑選鋼棒面積。此外，梁上最大應變 $\epsilon_b$ 不得超過 1.4 倍的降伏應變 $\epsilon_y$ 以避免梁產生挫屈行為，若不滿足則重回步驟 2 重新挑選梁與柱斷面尺寸。

### 2.5.3 載重與地震側力(步驟 1)

建築物每層樓設計靜載重為 90 psf，活載重為 50 psf，其中活載重包括辦公隔間的均載 20 psf，將辦公隔間的重量歸類為靜載重，則 1 樓與 2 樓的均佈靜載為 110 psf，3 樓為頂樓不含辦公隔間則均佈靜載為 90 psf，詳細的載重細節如表 2.1 所示，可得結構物的每樓層靜載重量  $W_i$  分別為 2112 kN、2112 kN 與 1728 kN，總載重  $W$  為 5952 kN。由於結構物為辦公大樓，屬於第 I 類地震需求，其重要係數  $I_E$  為 1.0，工址等級為 D 等，位於堅硬的土壤區，根據以上的設計需求，可知該區域地震反應譜之短週期 (0.2 秒) 加速度 ( $S_S$ ) 為 1.5g，且週期為 1 秒時之加速度  $S_1$  為 0.6g，由(2.32) 式可得設計反應譜短週期 ( $S_{DS}$ ) 及 1 秒週期 ( $S_{D1}$ ) 之加速度分別為 1.0g 及 0.6g(IBC 2000)：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} F_a S_s \\ S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \end{aligned} \quad (2.32)$$

其中  $F_a$  及  $F_v$  為工址的反應係數分別為 1.0 與 1.5。結構物強度折減係數  $R$  為 8、超強因子  $\Omega_0$  為 3、位移放大係數  $C_d$  為 5.5[但學者 Garlock (2002) 建議位移放大係數  $C_d = R = 8$ ]。

計算結構物的基底剪力  $V_{base}$  如(2.33)式所示：

$$V_{base} = C_s W \quad (2.33)$$

其中  $C_s$  為地震反應係數：

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_E} = 0.125 g \quad (2.34)$$

其最大及最小的限制如(2.35)式：

$$\begin{aligned} (C_s)_{max} &= \frac{S_{DI}}{(R/I_E)T} = 0.125 g \\ (C_s)_{min} &= 0.044 S_{DS} I_E = 0.044 g \\ (C_s)_{min} &= \frac{0.5 S_I}{R/I_E} = 0.0375 g \end{aligned} \quad (2.35)$$

其中  $T$  為結構物的週期，可由經驗公式(2.36)式求得：

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u T_a = C_u C_T h_n^{3/4} = 0.6 \text{ sec} \\ T &= \min(T_{max}, T_1) = 0.6 \text{ sec} \end{aligned} \quad (2.36)$$

其中  $C_u = 1.2$ ， $C_T$  為 0.035， $h_n$  為抗彎構架的總高度， $T_1$  為結構物第一模態週期  $T_1 = 0.69$  秒，因此用  $T = 0.6$  秒計算結構物基底剪力  $V_{base}$  為 744 kN，圖 1.5(a)顯示結構物在水平方向由三個預力構架共同承受地震側力，則單一預力抗彎構架所承受的基底彈性設計剪力  $V_{des}$  為 248 kN。依照樓層側力分配公式：

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \cdot V_x \quad (2.37)$$

其中樓層分配係數  $k = 1.03(T \text{ 的範圍由 } 0.5 \text{ 秒至 } 2.5 \text{ 秒時 } k \text{ 由 } 1 \text{ 變化至 } 2)$ ， $h_i$  及  $h_x$  為樓層在  $i$  或  $k$  層時的高度， $w_i$  及  $w_x$  為樓層在  $i$  或  $k$  層時的重量， $F_x$  分配所得結果如所示。

規範 IBC(2000)中規定設計的合併載重為：

$$\begin{aligned} W_{GRAV} &= 1.2D + 1.6L \\ EQ1 &= 1.2D \pm E + 0.5L = 1.4D \pm \rho Q_E + 0.5L \\ EQ2 &= 0.9D \pm E = 0.7D \pm \rho Q_E \end{aligned} \quad (2.38)$$

其中  $E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D$  為地震力對水平及垂直方向的合併影響， $Q_E$  為地震力水平向的影響， $D$  為靜載重， $L$  為活載重，由下式可得系統贅餘力的可



靠係數  $\rho_x$  為：

$$\rho_x = 2 - \frac{6.1}{r_{max} \sqrt{A_x}} = 0.26 < 1 \quad (2.39)$$

其中  $r_{max}$  為結構物中柱在設計剪力下承受之最大剪力與結構物總基底剪力的比值(0.167)， $A_i$  為結構物的樓地板面積(=440 m<sup>2</sup>)，計算結果小於 1.0，則系統贅餘力的可靠係數為 1.0。

#### 2.5.4 預力梁柱與鋼腱設計(步驟 2、3 與 4)

梁柱接頭的彎矩梁柱界面與柱底的設計彎矩需求是根據(2.38)式中包含地震設計加載( $E$ )、靜載重( $D$ )與活載重( $L$ )決定[表 2.2(a)]，假設梁端彎矩需求  $M_{dem} = 0.4M_{np}$  以挑選梁尺寸[表 2.2(a)]，其中  $M_{np}$  為梁的塑性彎矩強度，且參考學者 Garlock et al. (2002)建議的設計方法假設在 DBE 層級下梁端彎矩  $M_{DBE} = 0.9-1.0 M_{np}$ ，依上述之建議可挑選初始預力提供接頭的分離彎矩  $M_{d,b}$  為  $0.25-0.35M_{np}$ [(2.1)式]，其中假設梁上承壓處支點位於梁翼板與腹板接合處， $d_{cc}$  為承壓處中性軸與梁中心處距離，且梁柱接合的初始預力  $T_{in}$  如表 2.2(b)所示。為了確保預力接頭能自行復位，鋼腱提供的分離彎矩  $M_{d,b}$  即為自行復位時可提供的彎矩強度，需大於挫屈束制鋼板降伏時可提供的彎矩約為  $0.1-0.2M_{np}$ ，則梁端的降伏彎矩  $M_{y,b}$  為可由(2.2)式計算，其中假設受拉側與受壓側挫屈束制鋼板的力量均達降伏力  $T_{y,R}$ ，且  $M_{y,R}$  為挫屈束制鋼板提供的彎矩貢獻， $d_r$  為挫屈束制鋼板中心與梁中心的距離。

在決定梁尺寸後可根據強柱弱梁的設計準則，挑選柱的尺寸[表 2.2(a)]：

$$M_{cp} = S_c \left( \sigma_y - \frac{P_{u,c}}{A_{col}} \right) \quad (2.40)$$

$$M_{bp} = M_{np} \frac{L_c}{L_b}$$

其中  $M_{cp}$  與  $M_{bp}$  分別為梁中心及柱中心接合處的柱彎矩強度與梁彎矩

強度， $P_{u,c}$  為柱所承受之最大軸向載重， $A_{col}$  為柱的斷面積， $\sigma_y$  為鋼材的降伏強度， $S_c$  為柱的斷面模數， $L_c$  為結構物之跨距， $L_b$  為梁長。

此外由於柱底無消能裝置，因此設計載重下柱底產生的設計彎矩( $M_{dem}$ )需小於柱預力鋼棒提供的分離彎矩  $M_{d,c}$  [(2.5)式]。根據 AISC (2005) Section 9.6 在梁與柱中心線接合處之柱上下側彎矩合力須大於兩側梁上塑性彎矩投影至柱心的彎矩合力。為確保柱保持彈性行為，考慮柱因軸力增量產生的撓曲強度可決定柱的初始預力  $T_{in}$ ：

$$\frac{M_{dem}}{d_c/2} \leq T_{in} < A_{col} \left( \sigma_y - \frac{M_{cp}}{S_c} \right) - \Delta T_{bar} \quad (2.41)$$

其中  $S_c$  為柱的斷面模數， $\sigma_y$  為鋼材的降伏應力， $M_{cp}$  為考慮在 5% 層間側位移角下柱面的梁端彎矩  $M_b$  投影在柱心對柱產生的彎矩， $\Delta T_{bar}$  則為柱在 5% 層間側位移角下所預測的軸力增量。

在預力接合介面分離後，介面產生剛體旋轉角  $\theta_g$ ，造成預力鋼材產生伸長，則柱中預力鋼棒內力  $T_{bar}$  與接合梁柱的鋼腱內力  $T_{ST}$  可由(2.4)式與(2.8)式計算[表 2.2(b)]。

### 2.5.5 挫屈束制削切鋼板(步驟 5)

在已知挫屈束制鋼板材料之應力-應變關係[(a)]，且形狀的示意圖如(b)所示，限制鋼板側向變形達到消能能力，則可利用各斷面應力與應變做積分，求得挫屈束制鋼板軸向力與軸向變形關係如(c)，設計假設在預力接頭剛體旋轉角  $\theta_g = 0.02$  弧度時，此時層間側位移角約為 2.5-3% 弧度，且挫屈束制鋼板提供的彎矩貢獻量( $\beta_R M_{np}$ )為 0.2-0.3 $M_{np}$ ，此時相對應的拉應變( $\epsilon_{R,0.02}$ )為 0.08，其中  $\beta_R$  為決定消能鋼板彎矩貢獻的係數，且挫屈束制鋼板伸長量  $\Delta_R = \theta_g (d_r + d_{cc})$ 。對照 (c) 挫屈束制鋼板的力量-位移關係圖可得挫屈束制鋼板的力量  $T_R$ ，將此力量除以挫屈束制削切鋼板最窄處斷面積 (b)] 可得應力，再對照 (a) 中挫屈束制鋼板材料的應力-應變關係圖即求出挫屈

束制削切鋼板拉應變(Chou et al. 2006)，設計的挫屈束制鋼板尺寸如表 2.2(b)所示。

### 2.5.6 梁軸力與彎矩(步驟 6)

已知梁軸力是由初始預力  $T_{in}$ 、鋼腱內力增量  $\Delta T_{ST}$ 、柱束制力  $\Delta F_{cc}$  及樓層側力  $F_x$  組成，並可由先前章節中計算，其中在梁柱界面分離前並無柱束制效應產生，且柱束制效應的評估已在先前章節中介紹，利用(2.29)式與(2.30)式可計算柱束制效應  $\Delta F_{cc}$  及鋼腱內力增量  $\Delta T_{ST}$  對梁產生的軸向力，表 2.2(d)中列出在達 3% 層間側位移角下梁軸力的增量  $\Delta F_b$  與應力比。

### 2.5.7 滑動支承與樓板設計(步驟 7)

梁翼加勁板設計方式可參考學者 Chou et al. (2006a) 中建議，考慮 DBE 層級中梁軸力  $F_b$  與梁彎矩  $M_b$  產生的合併應力需小於降伏應力的情況下，在梁翼應力大於降伏應力的範圍提供長  $L_{rp}$  且厚  $t_{rp}$  的梁翼加勁板，以分散梁翼應力並保持在彈性範圍。

預力構架系統在界面接合處會產生分離，採用傳統樓板的接合方式(Chou et al. 2008)會破壞預力構架系統中介面的開合效應，並且造成樓板在大地震作用下產生嚴重的開裂行為，若採用分離式樓板在大地震作用下樓板分離處會產生不連續的高程落差(Chou et al. 2008)，本研究建議樓板僅與單跨梁以剪力釘固接，其餘樓板及樓板梁與預力構架間以滑動支承裝置以配合預力構架與樓板間的相對位移，並提供垂直向承載[圖 1.5(a)]，滑動支承在樓板梁與預力構架間以鐵氟龍板減弱因摩擦產生的摩擦力，經測試後證實鐵氟龍板的摩擦係數僅 0.025[圖 2.13]，遠小於梁中的側向力故可忽略，且滑動支承止滑處距離( $d_s$ )需滿足考慮最大地震層級(MCE)時的最大滑動量( $d_{s,MCE}$ )，以避免樓板對預力構架產生束制行為：

$$\phi d_s \geq d_{s,MCE} \equiv N_g \theta_{MCE} d_{cc} \quad (2.42)$$

其中 $\phi$ 為安全系數 0.9， $N_g$ 為固接樓板之預力梁與滑動支承間預力接合界面的數量。此外考慮梁 BL 發展成完全複合梁以設計符合之剪力釘數量及尺寸，假設樓板僅考慮純剪應力影響，則混凝土的剪力開裂強度為 $V_{cr}$ 可由混凝土的軸拉強度(Collins and Mitchell 1991)乘以有效的樓板面積計算：

$$V_{cr} = 0.33\sqrt{f_c} \left( \frac{3}{4} t_s L_{eff} \right) > F_{x,MCE} \quad (2.43)$$

其中 $t_s$ 為樓板厚度， $L_{eff}$ 為預力梁上剪力釘的有效長度範圍，如圖 2.1(e)中所標示的範圍，此混凝土的剪力開裂強度 $V_{cr}$ 必須大於最大地震層級下的樓層最大側力，以確保樓板在地震下不會產因剪力造成的開裂，此外樓板在地震下的行為反應將於第四章中詳述。

### 2.5.8 軸力與彎矩互制下應力檢核(步驟 9)

規範限制在設計地震層級(DBE)時，結構物只能產生輕微破壞，本研究建議僅消能裝置產生降伏行為，梁與柱均保持在彈性，因此檢核預力預鑄構架在設計地震層級(DBE)時，梁上受軸力與彎矩作用下最大應力比為：

$$\frac{F_{DBE,b}}{\phi_b P_{by}} + \frac{M_{DBE,b}}{\phi_b M_{by}} \leq 1.0 \quad (2.44)$$

其中 $P_{by}$ 與 $M_{by}$ 分別為梁斷面之軸向降伏強度與降伏彎矩， $F_{DBE,b}$ 與 $M_{DBE,b}$ 分別為設計地震層級(DBE)時梁上的軸力與彎矩， $\phi_b$ 為 0.9。若梁端柱面處應力比達 1.0，表示梁翼加勁板厚度 $t_{rp}$ 不足，重新挑選梁翼加勁板厚度；若於梁翼加勁板末端產生應力比大於 1.0，表示梁翼加勁板的長度 $L_{rp}$ 不足，則重新挑選梁翼加勁板長度或減少鋼腱面積。

同理檢驗在最大地震層級(MCE)時，柱底在軸力與彎矩作用下的應力比需小於 1.0，則修改(2.44)式為：

$$\frac{F_{MCE,c}}{\phi_b P_{cy}} + \frac{M_{MCE,c}}{\phi_b M_{cy}} \leq 1.0 \quad (2.45)$$

其中  $P_{cy}$  與  $M_{cy}$  分別為柱斷面之軸向降伏強度與降伏彎矩， $F_{MCE,c}$  與  $M_{MCE,c}$  分別為最大地震層級(MCE)時柱底的軸力與彎矩， $\phi_b$  為 0.9。

### 2.5.9 極限應變檢核(步驟 10)

設計中限制預力鋼腱、鋼棒在最大地震層級(MCE)時，仍保持彈性範圍，梁鋼腱及柱鋼棒的最大應變分別為  $\epsilon_{ST}$  與  $\epsilon_{bar}$ ：

$$\epsilon_{ST} = \epsilon_{in} + \Delta\epsilon_{ST} = \frac{T_{in}}{E_{ST} A_{ST}} + \frac{2N_f \theta_g d_{cc}}{L_{ST}} \left( 1 - \frac{E_{ST} A_{ST}}{E_{ST} A_{ST} + E_b A_b} \right) \leq 0.8\epsilon_{y,ST} \quad (2.46)$$

$$\epsilon_{bar} = \epsilon_{in} + \Delta\epsilon_{bar} = \frac{T_{in}}{E_{bar} A_{bar}} + \frac{\theta_g d_c}{2L_{bar}} \left( 1 - \frac{E_{bar} A_{bar}}{E_{bar} A_{bar} + E_{col} A_{col}} \right) \leq 0.8\epsilon_{y,bar} \quad (2.47)$$

其中  $\epsilon_{in}$  為初始預力造成的應變， $\Delta\epsilon_{ST}$  與  $\Delta\epsilon_{bar}$  分別為界面分離後造成鋼腱與鋼棒伸長產生的應變增量， $\epsilon_{y,ST}$  與  $\epsilon_{y,bar}$  分別為鋼腱與鋼棒的降伏應變。

由預力梁柱接頭試驗的結果可知[Chou et al. (2006, 2008a)]，當梁上應變達 1.4 倍降伏應變  $\epsilon_y$  時，鋼梁產生挫屈行為，利用梁在最大地震層級(MCE)中軸力  $F_{b,MCE}$  為已知，令梁翼板外緣最大壓應變為  $1.4\epsilon_y$ ，假設梁斷面達降伏後平面仍保持平面，且梁上纖維應變超過降伏應變  $\epsilon_y$  時，以降伏應力  $\sigma_y$  表示，可由試誤法求水平向力平衡(圖 2.14)：

$$F_{MCE,b} = C_1 + C_2 - T = \int \sigma_{b,cx} dA - \int \sigma_{b,tx} dA \quad (2.48)$$

其中  $C_1$ 、 $C_2$  與  $T$  分別為梁斷面處水平向的壓力與拉力，且  $\sigma_{b,cx}$  與  $\sigma_{b,tx}$  分別為梁斷面上的纖維壓應力與纖維拉應力；將纖維應力對中性軸取彎矩平衡可得斷面的容許彎矩  $M_{all,MCE}$  為：

$$M_{all,MCE} = \iint \sigma_{b,cx} dA y + \iint \sigma_{b,tx} dA y \geq M_{MCE,b} \quad (2.49)$$

若梁在最大地震層級(MCE)下，彎矩大於容許彎矩  $M_{all,MCE}$  時，表示梁上最大應變已超過 1.4 倍的降伏應變，故滿足上式要求時，可確保梁不會產

生挫屈。

## 2.6 建立自復位構架的電腦分析模型與側推分析

本研究採用非線性分析程式 PISA 建立柱底未含消能裝置之預力自復位構架模型，構架的立面圖如圖 1.5 (b)所示，為簡化模擬的預力構架試體需假設梁與柱在中心線處以一維兩個節點且每節點含三個自由度的梁柱元素模擬，其中自由度包含 x 向和 y 向的位移以及 z 向的旋轉，線元素的長度、斷面尺寸及材料性質均與模擬之梁或柱相同，且假設梁柱接合區為剛體行為，即柱心與梁端點間的距離均為  $d_c/2$ [圖 2.15 (a)]。模型中假設樓板僅與單跨梁 BL 固接，因此側推分析時，將側力作用在梁 BL 中心處，並假設每一構架承受的側力相同。

### 2.6.1 梁柱接頭與柱底界面之旋轉彈簧

圖 2.15 (a)顯示預力柱模型的示意圖，其中  $i, j$  與  $k$  三點為模擬柱中心線的梁柱元素，其中以彈性的梁柱元素模擬柱( $ij$ )，以無長度且雙線性彈性的旋轉彈簧(SC Spring)元素連接點  $j$  與點  $k$ ，以模擬預力柱的行為。在柱底界面達分離彎矩  $M_{d,c}$  前，SC Spring 的彈性勁度  $K_{c1}$  近似於完全剛接的柱，以微小的轉角  $0.001$  弧度模擬近似剛接的勁度  $K_{c1}$ [圖 2.15 (b)]，在預力柱達分離彎矩  $M_{d,c}$  後，旋轉勁度  $K_{c2}$  為：

$$K_{c2} = \frac{\Delta T_{bar} d_c}{2\theta_g} = \frac{d_c^2}{4L_{bar}} \left( 1 - \frac{E_{bar} A_{bar}}{E_{col} A_{col} + E_{bar} A_{bar}} \right) E_{bar} A_{bar} \quad (2.50)$$

其中  $\Delta T_{bar}$  為鋼棒內力增量， $d_c$  為柱寬， $E_{col}$  為柱的彈性模數， $A_{col}$  為柱斷面積， $A_{bar}$  為鋼棒面積， $L_{bar}$  為鋼棒長度， $E_{bar}$  則為鋼棒的彈性模數。在梁柱界面與柱底界面均產生分離後，柱束制效應開始限制構架的伸展行為，並造成柱底彎矩產生的變化，在模型中以 RE 旋轉彈簧模擬，其勁度  $K_{gcl}$  為：

$$K_{gcl} = \frac{K_{c2} \Delta\theta_{gc}}{\theta_g} \quad (2.51)$$

其中 $\Delta\theta_{gc}$ 為柱底分離轉角為 $\theta_g$ 時，為符合柱的撓曲變形柱底產生的旋轉角，此束制旋轉彈簧在柱底界面分離後始產生作用，且在一個方向作用時對柱底彎矩提供增量，在另一方向作用下則為減低彎矩。

旋轉彈簧模型亦可模擬預力梁柱接頭的自行復位行為，圖 2.15 (c)顯示預力接頭中梁與柱以數個彈簧連接以模擬自復位行為，其中點  $j, m$  與  $n$  三點為模擬梁柱中心線的接合處，利用梁柱元素模擬梁 ( $lm$  與  $no$ ) 與柱 ( $ij$  與  $jk$ )。利用兩個旋轉彈簧連接點  $j$  與點  $m$ ，其中兩彈簧分別為模擬預力梁柱接頭開合行為的雙線性彈性行為 (SC Spring) 及模擬消能鋼板的雙線性彈塑性行為 (RFP Spring)，另外，第三個旋轉彈簧 (RE Spring) 則是用於模擬梁柱接頭含柱束制力時的反應，此彈簧的勁度  $K_{re}$  為：

$$K_{re} = \frac{K_b \delta_{cl} (d_b / 2 - t_f)}{\theta_g} \quad (2.52)$$

其中 $\delta_{cl}$ 為在柱底分離轉角為 $\theta_g$ 時，柱束制力造成梁 BL 的縮短量， $K_b$ 為梁的軸向勁度， $d_b$ 為梁深， $t_f$ 為梁翼板厚度。圖 2.15 (b)為預力梁柱接頭彎矩與旋轉角的關係，模擬自復位行為之 SC 彈簧在達梁柱界面分離彎矩前有較高的初始勁度  $K_{b1}$  ( $=M_{d,b}/0.001$ )，此彈簧降伏後的旋轉勁度  $K_{b2}$ ，是以梁承壓處為圓心的剛體旋轉關係計算[圖 2.15 (c)]：

$$K_{b2} = \frac{\Delta T_{ST} d_{cc}}{\theta_g} = \frac{2N_{sp} d_{cc}^2}{L_{ST}} \left( 1 - \frac{A_{ST}}{A_b + A_{ST}} \right) E_{ST} A_{ST} \quad (2.53)$$

其中 $\Delta T_{ST}$ 為鋼腱內力增量， $d_{cc}$ 為梁中心至中性軸距離， $N_{sp}$ 為預力構架的跨數， $A_{ST}$ 為鋼腱面積， $L_{ST}$ 為鋼腱長度， $E_{ST}$ 為鋼腱的彈性模數， $A_b$ 為梁面積， $E_b$ 為梁的彈性模數。消能鋼板對梁端提供的彈性及非彈性旋轉勁度分別為  $K_{r1}$  與  $K_{r2}$ ：

$$K_{r1} = K_{ae} [2d_r(d_r + d_{cc})] \quad (2.54)$$

$$K_{r2} = K_{ap} [(d_r + d_{cc})^2 + (d_r - d_{cc})^2] \quad (2.55)$$

其中  $d_r$  為梁中心距消能鋼板中心的距離， $K_{ae}$  為鋼板最窄處彈性的軸向勁度， $K_{ap}$  則為消能鋼板非彈性的軸向勁度。

## 2.6.2 預力構架之側推分析

此側推分析需採用電腦模型進行模擬，模擬的細節將在第五章節中詳細介紹，在梁與柱中心線之梁柱界面及柱底處放置旋轉彈簧，其中包含以雙線性彈性行為模擬鋼腱的自行復位行為與柱束制效應，雙線性彈塑性行為模擬消能鋼板，模型的建立與分析採用電腦程式 PISA (2003)，側推分析的結果如圖 2.16 所示，正規化的基底剪力乃根據分配後的設計基底剪力  $V_{des}=248$  kN，預力構架的降伏行為發生在頂樓側位移角達 0.4 % 時，且強度約為 411 kN(=1.65 $V_{des}$ )，在構架達設計地震層級(DBE)與最大地震層級(MCE)時，最大基底剪力分別約為 3  $V_{des}$  與 4.2  $V_{des}$ ，並將相關的側向推力列於表 2.2(d)中，其中鋼腱內力  $T_{ST}$  可由 SC 圖 2.15 彈簧的彎矩，除以梁中心至中性軸距離計算，柱束制效應  $\Delta F_{cc}$  亦由 RE 彈簧的彎矩以同樣的方式計算，考慮柱面處梁端的軸力與彎矩效應之應力比應小於 1，由表中可注意到梁 BL 的應力比均大於梁 BR，此為樓層側力作用於梁 BL 上所造成的現象。此外在達 5% 層間側位移角時梁上最大壓應變均小於 1.4 倍的降伏應變，表示梁不會產生挫屈(周中哲及陳俊翰 2007)。

## 2.7 承重構架設計

承重構架中柱僅支撐垂直向載重，並不提供側力造成之彎矩效應，故承重構架的柱採同一尺寸，因此承重構架柱的垂直向總載重  $P_{dem,gc}$  [圖 2.17(a)]為：



$$P_{dem,gc} = \sum_{i=1}^{N_f} W_{g,i} L^2 \quad (2.56)$$

其中  $N_f$  為樓層總數， $W_{g,i}$  為各樓層承重系統之合併載重，乘上該柱的有效載重範圍[圖 2.17(a)中範圍 1]即可求得最大垂直向載重，可根據此最大垂直向載重選取柱斷面(表 2.4)。

圖 2.17 (a)中 2 部分(斜線區域)為承重構架中主梁承載的有效面積，由圖 2.17 (b)中顯示主梁與樓板形成完全複合梁，則利用斷面轉換 ( $n=E_c/E_s=8$ ) 性質計算梁的斷面慣性矩，進而選取梁的尺寸。圖 2.17 (c)顯示滑動梁的形式，且圖 2.17 (a)中 3 部分(斜線區域)為滑動梁承受垂直載重的有效範圍，此梁與預力梁接合處允許側向滑動，與承重構架間梁的接合處則提供側向及垂直向的束制，梁中之最大彎矩  $M_{dem,gb}$  可由下式計算：

$$M_{dem,gc} = \frac{1}{8} b_{eff} W_{g,i} L^2 \quad (2.57)$$

其中  $b_{eff}$  為承載有效寬度，同理滑動梁的斷面選擇計算方式可參照承重構架主梁的設計方式，僅承載的有效寬度  $b_{eff}$  不同。

## 第三章 含樓板之預力接頭試驗及預力自復位構架試驗

### 3.1 前言

傳統焊接式構架是利用梁端及柱底產生塑鉸變形以提供構架在地震下產生的變形下，而預力構架則是利用梁柱界面的開合行為提供所需的變形，學者 Chou et al. (2005)的試驗中指出，若樓板與梁緊密接合會造成界面開合能力喪失。本章節中將探討本文提出的二種不同接合方式之樓板，一為採用部分連續之樓板連接承重構架與預力構架，另一為以剛性桁架利用單跨傳遞樓層側力。在 3.2 節中利用梁柱接頭試驗測試以第一種樓板接合並分別以梁柱接頭試驗及兩跨一層樓的預力構架測試樓板的傳力機制；此外，在梁柱界面分離後，構架中柱的間距隨之增加，進而造成柱在每一樓層產生額外的變形，此變形對每一樓層產生的柱撓曲勁度不同，影響著柱變形對梁提供的束制效應，在梁柱界面分開的同時，鋼腱內力隨著界面分離角度增加而遞增，柱對梁提供的束制力亦增加。學者 Christopoulos 等人(2002a)指出柱的束制效應，並假設柱在該樓層的上及下樓層處為鉸接端(圖 2.9)，以預測柱束制效應對該樓層提供的撓曲勁度，並進行二跨一層樓縮小尺寸的預力構架試驗，構架中利用剛性桿件連結三個柱，並將上下兩端接合處作成鉸接，以模擬柱的上下反曲點，此鉸接的方式並無法反映出柱受每一樓層開合效應產生的整體變形，因此試驗所得柱的撓曲勁度並不適用於真實構架中柱的反應，會超估梁的軸向壓力。因此本研究提出令柱符合各樓層開合效應產生的整體變形來計算柱撓曲勁度與梁軸力的分析方法，並利用數個彈簧模擬含柱束制效應下預力梁柱接頭反覆載重行為，進而提出有效模擬預力構架中梁軸力的方法。

### 3.2 含部分連續樓板之梁柱接頭試驗

為探討樓板的束制影響，參考圖 1.3 含部分連續樓板之配置，設計兩

種尺寸共四組的接頭試體，試體 1 由鋼管混凝土柱(CFT 350×350×9)、兩支鋼梁(H450×200×9×14)與 8-mm 厚的消能鋼板組成[圖 3.1(a)與表 3.1]，蓋板(10 mm)則以螺栓鎖於消能鋼板外側以防止消能鋼板因壓力而產生挫屈，鋼梁與柱均採用 ASTM Grade 345 (50 ksi)的鋼材；混凝土 28 天強度為 35MPa；挫屈束制削切鋼板則採用 ASTM A36。試體 2 除含有一個 150 mm 厚的標準樓板外其餘細節均與試體 1 相同[圖 3.1 (b)]，其中樓板包含 1.2 mm 厚的鋼浪板且在間距為 75 mm 的凹槽中放置#3 的縱向鋼筋，以及在梁柱界面處採用連續的鋼絲網(100×100 mm)，每一根縱向鋼筋在靠近梁柱接頭處均含 2000 mm 的無握裹段以限制在層間側位移角達 5%，最大的應變應小於 1%，並使用間距 132 mm，長 120 mm 且直徑為 22 mm 的剪力釘提供梁與樓板完全固接。

試體 3 與 4 使用鋼筋混凝土柱(650×650)、兩根鋼梁(H500×200×10×16)與挫屈束制削切鋼板提供消能，試體 3 上、下側的消能鋼板均使用 8 mm 的鋼板，但試體 4 上側採用 4 mm 厚的消能鋼板且含有樓板(表 3.1 與圖 3.2)，此樓板的鋼浪板在柱中心處為不連續，且縱向鋼筋在靠近梁柱接頭處有 2000 mm 的無握裹段，在上側消能鋼板的面積加上縱向鋼筋的面積(908 mm<sup>2</sup>)與下側消能鋼板的面積相似(960 mm<sup>2</sup>)時，可令接頭產生近似的正彎矩與負彎矩，此外，有別於試體 2 在柱與樓板間提供約 25 mm 的縫隙以避免樓板與柱接觸。

### 試驗結果

圖 3.3 顯示所有試體梁端的變位與彎矩的關係，其中彎矩為柱面處的彎矩並利用標稱塑性彎矩( $M_{np}$ )進行正規化，試體 1 在達 5% 層間側位移角時，可觀察到梁產生挫屈行為並造成彎矩減小且伴隨著大量的殘餘變形以及初始預力的減少[照片 3.1 與圖 3.5(a)]。在負彎矩作用時，由於樓板中的鋼絲網、鋼筋及鋼浪板提供抵抗的彎矩，造成試體 2 產生不對稱的遲滯

行為[圖 3.3 (b)]，樓板裂縫沿著梁翼邊緣與垂直於梁方向發展，並呈現均勻分佈，即使在 4%層間側位移角下，此裂縫仍不大[照片 3.2 與圖 3.4(a)]，在整個試驗結束後，樓板沒有產生分離，且鋼絲網或消能鋼板均無破壞的現象發生，試體 2 中最大的負彎矩為 692 kN-m ( $=1.24M_{np}$ )，約為試體 1 的 1.46 倍，因此造成試體 2 的梁在 4%層間側位移角時，梁下側翼板產生挫屈行為(照片 3. 3)。如圖 3.3 (a)、(b)與圖 3.5 (a)所示，於試體 2 中樓板仍為完整，因此即使梁挫屈的時間較試體 1 早，但預力的損失卻較少，試體 1 與 2 的初始預力均為 940 kN，在 4%層間側位移角時的預力損失分別為 13%與 17%，並觀察到在試體 1 完成試驗後，預力的損失達 68%，另外，試體 1 與 2 的最大正彎矩很相近[圖 3.3 (a)與(b)]。

圖 3.3 (c)與(d)顯示試體 3 與 4 的反應，試體 3 在第一次試驗結束後無任何破壞產生，因此以相同的載重歷時重新測試，消能鋼板在達第二次-4%層間側位移角時斷裂，在斷裂以前兩次試驗的遲滯反應很相似[圖 3.3 (c)]。試體 4 含有一個樓板以及上側較下側小的消能鋼板，其中樓板含有在柱中心處分離的鋼浪板，接頭的負彎矩隨著層間側位移角遞增，直到在樓板南邊的鋼絲網沿“A”裂縫產生斷裂後[圖 3.4(b)]，接頭的負彎矩在 Step A 處開始變小，並造成靠近柱面處的鋼浪板產生分離，照片 3.4 為樓板在柱面處的開裂情形，在層間側位移角由 2%增加到 3%時，裂縫寬度由 2 mm 增加至 12 mm，在達-4%層間側位移角時，接頭的負彎矩因位於樓板南側的鋼絲網斷裂而再次減少(Step B)，在 Step C 時上側消能鋼板產生斷裂，而下側消能鋼板則在達第二圈 4%層間側位移角時斷裂，並造成接頭的正彎矩下降(Step D)。儘管在靠近柱面處的樓板產生嚴重的開裂，預力梁無論在正撓曲或負撓曲作用下，接頭仍可保持自行復位的行為，此外，試體 2 中樓板的開裂是沿著梁翼邊緣與垂直於梁方向呈均勻分佈[圖 3.4 (a)]，但試體 4 則集中在柱面附近的區域[圖 3.4 (b)]，若上側消能鋼板與縱向鋼

筋的總面積與下側消能鋼板的面積相近，可得最大正彎矩與最大負彎矩的值相近[圖 3.3 (d)]。

界面分離轉角與中性軸位置可藉由一系列靠近柱面且沿著梁深分佈的位移計量測，除了在 5% 層間側位移角，圖 3.5 (b) 顯示在正撓曲作用時，試體 2 的分離轉角與試體 1 相似，由於試體 2 在上側梁沒有產生挫屈行為，因此在達 5% 層間側位移角時，試體 2 在正撓曲作用下產生的分離轉角較試體 1 大，然而，在樓板提供束制行為的影響下，試體 1 在負撓曲作用下產生的分離轉角較試體 2 大。由圖 3.5 (c) 可觀察到試體 3 與試體 4 的分離轉角在兩方向作用下均相似，試驗的結果證實試體 4 在使用不連續的鋼浪板後可有效減少樓板對界面分離轉角的影響；試體 4 中樓板的分離亦對樓板內縱向鋼筋的應變產生明顯的增加，在達 4% 層間側位移角時，最大的應變為 1.6%，遠大於試體 2 中縱向鋼筋的應變[圖 3.5 (d)]。

### 3.3 預力構架試驗

預力構架建築物的工址設計參數與第二章相同，圖 3.6(a) 與 (b) 為結構物的平面與立面圖，假設建築物座落於美國洛杉磯堅硬的土壤上，為一雙向 4 跨且南北向跨距為 5.5 m，東西向跨距為 5 m 的建築物，在東西向有三個兩跨的預力抗彎構架，每一個預力抗彎構架均由三個採用預力鋼棒與基礎接合的預鑄鋼筋混凝土(RC)柱，及使用預力鋼腱將預力柱與鋼梁接合，梁柱接頭處均裝置學者 Chou 等人(2006, 2008a)研究的消能鋼板(RFP)，以提供預力接頭的消能行為[圖 2.1(c)]，柱底並未加置任何消能裝置[圖 2.1 (d)]，此外樓板中的鋼浪板走向與東西向垂直，因此樓板對預力構架的束置行為不明顯(Collins and Filiatrault 2003)。因此本試驗針對柱束制效應，設計時僅考慮樓層地震側力的影響進行預力構架設計，可得單一平面預力自行復位構架承受的設計剪力  $V_{des} = 248 \text{ kN}$ ，依照第二章建議的

設計步驟設計三層樓預力構架，要求在設計地震層級(DBE)與最大地震層級(MCE)中構架仍可自行復位。根據先前章節之設計方法設計選擇的梁柱尺寸、消能鋼板厚度( $t_R$ )、最窄寬度( $b_R$ )、鋼棒與鋼腱面積( $A_{ST}$ )與初始預力( $T_{in}$ )均列於表 3.2 (a)中，650×650的鋼筋混凝土柱中鋼筋採用 12-#10 的縱向鋼筋，並預埋四個套管裝置四支直徑為 36 mm 的高拉力鋼棒以提供預力，縱向及橫向鋼筋材質均為 ASTM A706M，28 天混凝土的強度為 28 MPa，鋼梁的材質均為 A572 Grade 345 (50)，採用 ASTM A416 Grade 270 個鋼腱沿梁腹縱向貫穿柱，並錨碇於兩柱 CR 與 CL 的外側(如圖 3.6 所示)。設計彎矩需求  $M_E$  及靜載與活載效應產生的彎矩需求  $M_D$  與  $M_L$  均列於表 3.2 (a)中，經合併彎矩效應後可得梁斷面的設計彎矩需求如表 3.2 (a) 中  $M_{dem}$  所示，其中  $M_{np}$  為梁的塑性彎矩(不考慮梁翼加勁板的部分)。

分離彎矩  $M_{d,b}$  分別由鋼腱提供的彎矩貢獻量  $M_{d,ST}$  與消能鋼板提供的彎矩貢獻量  $M_{d,R}$  組成[表 3.2 (b)]，設計中分離彎矩  $M_{d,b}$  需大於結構物受到靜載重與活載重效應下產生的梁端彎矩，在消能鋼板降伏時預力梁柱接頭的彎矩  $M_y$  需大於  $\alpha_y M_{dem}$ ，其中  $\alpha_y \geq 1.0$ [表 3.2 (c)]，以確保預力構架在彈性設計下保持彈性。依照 Chou 等人 (2008a)中梁柱接頭設計方式在 4%層間側位移角下，梁端彎矩約為  $0.9-1.0M_{np}$ ，其中消能裝置提供的彎矩貢獻量  $M_R \approx 0.2-0.3M_{np}$ ，鋼腱提供的彎矩貢獻量  $M_{ST} \approx 0.6-0.7M_{np}$ [表 3.2 (b)]，此時梁端軸力與彎矩互制效應比值需約為 1.0，表示在 4%層間側位移角下鋼梁仍保持彈性，另一方面預力接頭折減的勁度比  $\alpha$  與能量消釋係數  $\beta$ [表 3.2 (c)]均在學者 Kim and Christopoulos (2007) 建議的範圍 ( $0.1 \leq \alpha \leq 0.15, 0.7 \leq \beta \leq 1.0$ )內。

本研究中柱與基礎間未加置消能裝置，並考慮強柱弱梁的需求，可決定柱的塑性彎矩為  $M_{n,c}$ ，假設柱的初始預力提供的分離彎矩  $M_{d,c}=0.3M_{n,c}$ ，則可依據(2.41)式計算柱的初始預力  $T_{in}$ ，本研究中柱底未加裝消能裝置，

因此在柱提供的初始預力增加的情況下，柱底界面的分離彎矩越大，且柱底界面分離後預力鋼棒產生的拉力越大，可提供預力構架更好的回復性。

### 3.4 三層樓預力自復位構架模型分析(AS 模型)

學者 Ricles 等人(2001)利用纖維元素模擬預力梁柱接頭自行復位行為，為模擬梁柱介面剛體旋轉的行為，接頭處纖維元素的材料應力-應變性質設定為只承受壓應力，不提供拉應力，而消能裝置則利用軸向彈簧以雙線性行為模擬。

學者 Christopoulos 等人(2002a)中提出利用數個軸向彈簧組成的 AS(axial spring)模型模擬預力構架(圖 3.7)，在梁端採用不會變形的桿件(Rigid)模擬梁端斷面，設定撓曲勁度為  $20E_s I_b$ ，其中  $E_s$  及  $I_b$  分別為鋼梁的彈性模數與二次慣性矩。在桿件上下梁翼板與腹板交接處處各裝置模擬開合效應的彈簧(CT)，材料性質在受拉時勁度極低，且在受壓時勁度極高(=  $20 E_s A_b$ )，其中  $A_b$  為梁的面積。並在上下消能鋼板的作用處裝置軸向消能桿件彈簧(RFP)，材料性質與消能鋼板相同且桿件面積為消能鋼板最窄處的斷面積，此外在構架兩側鋼腱錨碇處提供模擬鋼腱行為的軸向桿件彈簧(ST)，ST 彈簧在受拉時提供的軸向勁度為鋼絞線的彈性模數  $E_{ST}$  與面積  $A_{ST}$  乘積，在受壓時則提供極小的勁度。預力柱的模擬方式與梁柱接頭相同，在柱底裝置剛體桿件模擬柱底的寬度，同樣利用 CT 彈簧提供柱底的開合效應。

AS 模型的側推與反覆側推的反應如圖 3.8(a)與(b)中 AS 所示，使用的分析程式為 PISA(Tsai 等人 2003)。對設計剪力  $V_{des}$  (=248 kN)正規化後的結果顯示於圖 3.8 (a)與(b)中的右側座標上，在總側力達 330 kN 時[圖 3.8 (a)中 A]勁度產生些微折減，此時為柱底產生界面分離，陸續在 3 樓梁柱界面之 RFP、1 樓梁柱界面 RFP 與 2 樓梁柱界面 RFP 產生降伏，在總側力

達 490 kN 時( $=2.0V_{des}$ )，預力構架中之 RFP 全達降伏造成構架勁度折減，此時層間側位移角約為 0.5%。在樓頂側位移角達 2% 時(即抗彎構架中的 DBE 層級)，最大的基底剪力為  $3V_{des}$ ，且此時梁端彎矩與設計彎矩  $M_{dem}$  的比值  $\alpha_{2\%}$  為 1.2-1.7[表 3.2(c)]，在層間側位移角達 4% 時，則  $\alpha_{4\%}$  為 2.0-2.4 均小於梁的塑性彎矩  $M_{mp}$ [表 3.2 (b)]。圖 3.8 (c) 為外側柱 CL 與柱 CR 受梁柱開合效應產生的構架側向變形，此分量為外柱的側向變形減柱 CC 的側向變形，因此值愈大代表外柱對梁提供的束制力也愈大，由於柱底與基礎不會產生側向變位，因此一樓的側向變形最大。

由 AS 模型分析結果顯示一樓梁 BL 與 BR[分別以 AS(BL)與 AS(BR) 表示]的軸力約較一樓鋼腱拉力大 10-13%[圖 3.9(a)]，而二樓與三樓梁軸力則分別較鋼腱拉力小 2-4%與 7-8%[圖 3.9 (b)與(c)]，由此可知各樓層柱的變形對梁軸力是不同的情形。

### 3.5 三層樓預力自復位構架模型分析(旋轉彈簧模型)

#### 3.5.1 未含束制效應之旋轉彈簧模型 1896

參考學者 Christopoulos (2002a)提出的旋轉彈簧模型建立預力構架分析模型(圖 3.10)，模型以中心線位置模擬梁與柱，並在梁柱接合界面上設置三個節點  $j$ 、 $m$  與  $n$ [圖 2.15(c)]，其中柱( $ij$  與  $jk$ )與梁( $lm$  與  $no$ )的材料性質為純彈性，並在點  $j$  與點  $m$  中間設置兩個旋轉彈簧，模擬預力梁的雙線性彈性行為(SC spring)和雙線性彈塑性行為的消能鋼板(RFP spring)，同理，在另一側亦有兩個旋轉彈簧模擬此行為，圖 3.11 顯示模型模擬學者周中哲及陳俊翰(2007)中的預力梁柱接頭實驗結果，由於消能裝置的行為模擬是採雙線性彈塑性之性質模擬，因此有較明顯的打折點，以此模型模擬，如圖 3.11 顯示在無柱的束制效應下，此模型能確實模擬預力接頭的行為。本文中採用的旋轉彈簧模型在模擬預力梁柱接頭時，節點與元素的需



求上相較於 AS 模型減少許多，但預力系統中鋼腱的預力與梁的軸力須無法在先前的研究中求得。

同樣利用旋轉彈簧模型模擬預力柱的自行復位行為，圖 2.15(b)顯示柱模型中在柱底有兩個節點  $j$  與  $k$ ，並在節點  $j$  與  $k$  中設置一個旋轉彈簧模擬柱的預力行為(SC spring)，在柱底界面分離前彈性勁度為  $K_{c1}$ ，即柱與基礎為固接時之彈性勁度，預力柱與柱底界面分離時彎矩為  $M_{d,c}$ ，柱底界面分離後的勁度  $K_{c2}$  可由(2.50)式求得。

### 3.5.2 考慮最大變形之柱束制力的評估

學者 Kim and Christopoulos (2008)中提到，可考慮樓層的最大可能變形來估算柱束制力，即考慮上下樓層無變形僅中間樓層產生側向變形。為了解在二樓處柱的撓曲變形對梁產生的軸力，如圖 2.9 所示，學者 Christopoulos 等人(2002a)假設柱在上一樓層與下一樓層處的邊界條件為鉸接，則柱撓曲勁度為：

$$K_C = 48 \frac{E_c I_c}{(h_2 + h_3)^3} \quad (3.1)$$

其中  $E_c$  與  $I_c$  為柱的彈性模數與斷面的慣性矩， $h_2$  與  $h_3$  則為二樓與三樓的樓層高，另外針對一樓，假設預力柱底為鉸接且含有一旋轉彈簧勁度為  $K_{c2}$ ，在二樓處則為鉸接，則此柱的撓曲勁度為：

$$K_C = \frac{36(h_1 + h_2)(E_c I_c)^2 + 12(h_1 + h_2)^2 E_c I_c K_{c2}}{12h_1^2 h_2^2 E_c I_c + h_1^3 h_2^2 K_{c2} \left( 3 + \frac{h_2}{h_1 + h_2} \right)} \quad (3.2)$$

其中  $h_1$  為一樓的高度， $K_{c2}$  可由(2.50)式計算，假設在柱 CC 兩側梁軸力  $F_b$  相同：

$$F_b = T_{in} + K_b \delta_b = T_{in} + 2K_{ST}(\Delta_b - \delta_b) + K_c(\Delta_b - \delta_b) \quad (3.3)$$

其中  $T_{in}$  為鋼腱初始預力， $\Delta_b = [\theta_g (d_b - t_f)]$  為梁柱界面分離產生的間隙， $\delta_b$  為

梁受壓力產生的縮短量， $d_b$  為梁深， $t_f$  為梁翼板厚度， $K_b$  與  $K_{ST}$  分別為梁與鋼腱的軸向勁度。將此預估方法與 AS 模型模擬的三層樓預力構架的結果作比較，發現鋼腱拉力 AS 模型預測相近，但高估一樓與二樓梁的軸力分別約 49 % 與 55 % [圖 3.9(a)與(b)]，此現象是因高估柱的束制效應。

### 3.5.3 考慮柱的整體側向變形之柱束制力評估

本研究考慮柱整體的變形替代學者 Christopoulos 等人(2002a)假設的鉸支承計算柱撓曲勁度，為求得柱的整體變形時考慮的因素包含：(1)各樓層梁柱界面開合效應產生的間隙，(2)各樓層梁柱界面分離後梁端支承點沿柱 CL 與柱 CR 的作用位置，(3)柱底與基礎的自行復位行則利用旋轉彈簧勁度為  $K_{c2}$  模擬。因為在梁柱界面分離時梁端受壓的支點作用於外柱 CL 與柱 CR 時由於梁深的關係而不同，兩外柱在不同的層間側位移角因作用力不同產生的勁度亦不相同。圖 2.10(b)與(c)顯示兩外柱 CL 與 CR 受到各樓層界面開合效應  $\Delta_b = [\theta_g (d_b - t_f)]$  作用下產生的變形情形，假設在柱底與梁柱界面的剛體旋轉角相同，並且假設剛體旋轉角  $\theta_g$  為 0.01 弧度，此時造成各樓層梁柱分離量  $\Delta_b = 4.84$ 、 $4.84$  與  $3.07$ mm [如圖 2.10 所示]。在構架受到正方向作用時(右為正)，梁 BL 與柱 CL 的作用點在上翼板的內側，而梁 BR 對柱 CR 的作用點為梁的下翼板內側。柱在此側向變形的作用下同時造成柱 CL 與柱 CR 柱底產生剛體旋轉的增量  $\Delta\theta_{gcl}$  與  $\Delta\theta_{gcr}$ ，由柱 CL 與柱 CR 在此變形行為下可得樓層的反力  $F_{cl}$  與  $F_{cr}$ ，進而計算各樓層因柱撓曲變形產生的側向勁度  $K_{cl}$  與  $K_{cr}$ 。表 3.3 列出柱的側向勁度( $K_{cl}$  與  $K_{cr}$ )是不相同的，與先前假設上下均為鉸支承時求得的側向勁度  $K_c$  的比值( $K_{cl}/K_c$  與  $K_{cr}/K_c$ )相比，發現先前的柱兩端鉸接假設會高估柱的撓曲勁度。此外在二樓與三樓處柱產生的撓曲勁度均為負值，為滿足柱整體的撓曲變形，在二樓以上有部分的鋼腱力會提供柱撓曲變形時所需的側力，造成鋼腱對鋼

梁提供的軸向力減少，因此梁的軸向力會小於鋼腱提供的拉力。

參考 2.4.2 節中梁軸力的預測方法，可計算在預力構架的變位中[圖 2.10(a)]，柱 CL 與柱 CR 分別受到梁 BL 與梁 BR 在不同位置的撐開行為，造成柱在每一樓層提供的撓曲勁度均不相同(表 3.3)，且左側柱 CL 與右側柱 CR 提供的側向變形勁度  $K_{cl}$  與  $K_{cr}$  亦不對稱(表 3.3)，造成側向變形比  $\zeta$  的範圍為 0.66-1.91(表 3.3)。圖 3.9 顯示利用 2.4.2 節軸力預測方式計算的鋼腱內力及梁軸力與 AS 電腦模型模擬的三層樓預力構架分析得的力量相近，一樓梁預測的軸力較鋼腱拉力大，而二樓與三樓預測的梁軸力因柱變形關係導致較鋼腱拉力小(表 3.4)。學者 Christopoulos 等人(2002a)中提出的建議方法中，因為未考慮柱的整體變形行為(由一樓至三樓)，因此無法估算二樓與三樓中梁軸向壓力較鋼腱拉力小的情形。表 3.4 列出預力構架在達 4% 層間側位移角時，各樓層梁軸力與鋼腱拉力的比較，雖然梁 BL 與梁 BR 在梁柱界面分離時因梁深造成承受軸壓力的支承點不同，造成 CL 與 CR 柱提供的束制力( $K_b \delta_{cl}$  與  $K_b \delta_{cr}$ )不同，但此差異與梁之鋼腱拉力  $T_{ST}$  相比並不明顯。因此假設梁柱界面的支承力作用於梁中心線上，用以計算柱因撓曲變形提供的側向勁度，以本文中的預力構架為例，可得當梁柱界面開合產生的側向變形  $\Delta_b$  均作用在梁中心線上時，[圖 2.10(d)]，柱在各樓層提供的側向變形勁度為  $K_{cc}$ ，則柱束制力為  $F_{cc}$ 。分析結果顯示，在一樓時梁軸力較鋼腱拉力大約 10%，而二樓與三樓則較小約 2-4%(如表 3.4 中最後一行所示)。

### 3.5.4 含柱束制效應之旋轉彈簧模型

當柱底與梁柱界面產生分離時，柱的束制效應會抵抗預力構架伸展的行為，因而改變柱底與梁柱接頭的彎矩，為了利用旋轉彈簧模型模擬含束制效應之預力構架的反覆載重行為，在模擬時須在梁柱節點  $p$  與點  $q$  間增

加一個旋轉彈簧[RE 彈簧如圖 2.15(b)所示]，彈簧使用的勁度可由(2.52)式計算，若假設左右對稱則可令  $\zeta=1$ ，可得  $\delta_{cl} = \delta_{cr}$  [(2.24)式]；柱底彎矩因束制效應產生的彎矩增量同樣可利用在柱底點  $k$  及點  $j$  間加置 RE 彈簧進行分析[圖 2.15(a)]，其勁度  $K_{gcl}$  可由(2.51)式計算，其中  $\Delta\theta_{gc}$  為柱在圖 2.10(d) 整體變形時柱底產生的旋轉角增量。如圖 2.15 (b)與(c)所示，模擬束制行為的旋轉彈簧(RE spring)在柱底介面與梁柱界面未分離前，勁度值為零；圖 3.8(a)與(b)顯示旋轉彈簧模型模擬柱束制效應對預力構架側推與反覆載重的行為，含柱束制效應的模型(Constraint)的行為與 AS 模型模擬的結果相近，且較未含柱束制效應模型的勁度大 6%。此外，圖 3.12 顯示在反覆載重下含與未含柱束制效應，梁 BL 接頭彎矩與層間側位移角的關係。整體而言兩個模型反覆載種下的行為很相似，但束制效應造成一樓梁柱接頭的彎矩增加，二樓彎矩減少，三樓處則無明顯差異。

### 3.6 兩跨一層樓預力構架試驗

#### 3.6.1 試驗構架

本研究為預估柱束制效應對預力構架的伸展行為與構架整體變位的影響，擷取三層樓預力構架中兩跨一層樓的預力構架進行反覆載重試驗[如圖 3.6(b)所示]，柱高 5.66 m，跨距為 5 m，每一鋼筋混凝土柱(650×650 mm)利用四支 36 mm 的高拉力鋼棒[表 3.2(a)]與基礎預埋的螺帽接合[圖 3.13]，如圖 3.14(a)所示在梁柱接頭處以材質 A36 的鋼板包覆梁柱接頭區，替代傳統接頭區使用的橫向箍筋，並將消能鋼板(RFPs)焊接於包覆鋼板上(Chou 等人 2008a)，詳細的試體設計細節請參照附錄(Appendex A)。三支鋼筋混凝土柱及三組基礎均在工廠預鑄製造再運送至實驗室組裝，在豎起柱以前先將基礎錨碇於實驗室(照片 3. 5)，再將柱置於基礎上校對位置且提供暫時性接合所需的預力(照片 3. 6)，鋼梁則利用螺栓與包覆鋼板上的

剪力板接合(照片 3. 7)，鋼腱沿著梁腹板放置在梁的兩側並穿過柱心施加預力後錨碇於外柱外側(照片 3. 8)，上側與下側挫屈束制削切鋼板再以螺栓與梁翼板接合，最後再將柱施加預力至設計要求的力量[表 3.5]，測試的試體尺寸如圖 3.15 所示。梁與柱利用 12 支材質為 ASTM A416 Grade 270 直徑為 15 mm 的鋼腱，沿梁腹縱向穿過三支鋼筋混凝土柱錨碇在兩外柱 CL 與柱 CR 的外側，試驗中提供柱與梁接合時的初始預力列於表 3.5。此外，以往的梁翼加勁板接合方式是在梁翼外側加焊梁翼加勁板[圖 3.14(b)]，在此次試驗則改採擴翼方式，將原本 200 mm 的梁翼板在梁端 1250 mm 的範圍內增加至 420 mm[圖 3.14(c)]，以利於應力傳遞。

### 3.6.2 試驗加載

每支柱的高度僅延伸至二樓的中心處，並裝置兩支 100 噸的油壓制動器(Act 1 與 Act 2)於反力牆與構架間，且在柱與柱間均裝置一支 100 噸的油壓制動器(Act 3 與 Act 4)，試驗採用漸增位移的靜態反覆加載方式試驗，以中間柱 CC 的位移加載處為控制的目標位移，則構架的層間側位移角為控制的位移除以柱高 5.66 m，加載的位移歷時在層間側位移角為 0.375%、0.5% 與 0.75% 時均為六圈，1% 時為四圈，1.5%、2%、3% 與 4% 為兩圈。試驗的加載模式分為兩種，第一種控制模式在 Act 3 與 Act 4 中油壓制動器的力量為被動相依，力量分別只有 Act 1 與 Act 2 合力的 3/4 與 1/4，因此造成外柱 CL 與柱 CR 的剪力僅中間柱 CC 的一半，此模式中柱的束制效應甚小，此加載模式使用於前三次的試驗(表 3.5)，且提供能量消釋的消能鋼板僅在前兩次試驗中有參與作用。第二種加載模式中柱頂與柱頂間不允許產生相對位移，此模式表示梁受到完全的柱束制行為，此控制模式僅用於第四次的試驗。

### 3.6.3 試驗結果

梁柱界面分離及能量消釋發生在 0.005 弧度層間側位移角，在第一次試驗過程中，由於梁柱介面分離後在梁端承壓處翼板產生撓曲變形(照片 3.9)，因此試驗僅進行至層間側位移角 0.02 弧度時即停止進行修復工作。在梁柱界面分離後沿梁縱向分佈的應力流向梁端翼板承壓處，造成較高應力的集中且發現腹板降伏，此行為已由先前梁柱接頭試驗中發現[Chou 等人(2006, 2009)]，但卻未曾發現梁翼板產生撓曲變形並造成預力損失。此破壞情形因是由於先前的梁柱接頭試驗及本研究的預力構架試體中使用不同的梁翼加勁板細節，在先前的試驗中梁翼加勁板焊接於梁翼外側[圖 3.14(b)]，但在構架試體中梁翼加勁板則是沿梁翼板焊接形成擴翼[圖 3.14(c)]，雖然梁翼板承壓處抵抗軸向力的梁翼斷面積相同，但構架試體中補強的梁翼撓曲勁度較先前梁柱接頭試體中補強梁翼的撓曲勁度低，而造成破壞。為了使構架試體梁翼板在後續試驗中不再持續破壞，在梁翼板及腹板內側承壓處提供垂直向的加勁板(照片 3.10)。當試驗繼續進行至層間側位移角 0.03 弧度時，受拉的挫屈束制削切鋼板因受拉迫使包覆鋼板在梁翼上側及下側處拉離柱面造成混凝土保護層剝落(照片 3.11)，但無強度折減的情況發生。在試驗進行至 0.04 弧度層間側位移角時，兩片位於外柱的挫屈束制削切鋼板產生斷裂(照片 3.12)，試驗達最大的層間側位移角 4%之構架變形如照片 3.13。第一次試驗於 0.04 弧度測試完後，隨即將預力構架試體重複相同的載重進行第二次試驗，試驗中僅挫屈束制削切鋼板(照片 3.14)梁翼板無破壞且無挫屈束制削切鋼板斷裂情形發生。

圖 3.16(a)為前兩次試驗中間柱 CC 的側向變位與構架基底總剪力的關係，兩次試驗的差異僅在於第一次試驗提供的能量較第二次稍多。為了瞭解預力構架未含消能裝置時的行為，將其餘六個消能鋼板拆除後以進行第三次及第四次試驗。由第三次試驗與第一次試驗的結果比較，可觀察到在

未裝置消能裝置時，預力構架系統的遲滯行為為雙線性彈性[圖 3.16 (b)]。在達 0.04 弧度層間側位移角時，柱底因開合效應產生之最大間隙為 24 mm，而梁柱界面產生的間隙約為 20 mm(照片 3. 15)，同時在此變形下可清楚觀察到柱 CC 兩側的梁產生高程差異(照片 3. 16)。在第四次試驗時，預力構架柱頂不允許產生相對位移，造成油壓制動器 Act 3 與 Act 4 均無變位產生[圖 3.17(a)]，反之第三次試驗中油壓制動器隨著梁柱介面的開合效應而伸長，由於第四次試驗中柱的束制效應較第三次試驗大，造成構架非彈性勁度較第三次試驗所得非彈性勁度高約 20 %[圖 3.16 (c)]，第四次試驗在完成 3%的層間側位移角後，因 Act 3 已達容許拉力(100 噸)的極限因而停止實驗，在柱 CL 處可觀察到柱因撓曲產生的裂縫(照片 3. 17)，照片 3. 18 顯示在梁翼加勁板端部之梁腹板產生些許降伏現象，但在四次試驗完成後梁仍無挫屈行為發生。

當梁柱界面產生分離時，預力構架為了符合變形梁會將外柱向外推，圖 3.18(a)為預力構架試體在第一種控制模式下的變形示意圖，構架中梁跨距由原本的長度  $L_c$  分別伸展至  $L_c+\Delta_1$  及  $L_c+\Delta_3$ ，梁 BL 及梁 BR 承壓處分別撐開柱 CL 及柱 CR 不同的位置，因此造成伸展後的梁跨距不相同；圖 3.18 (b)顯示利用架設於靠近梁柱界面及柱底界面開合處位移計所量測到界面剛體旋轉角，可觀察到在正方向作用下柱 CR 的剛體旋轉角 $\theta_{gR}$ 及側向變形均較其他柱大[圖 3.18 (b)及(c)]，位於外柱的梁柱界面剛體旋轉角(BLCL)亦較位於內柱處的梁柱接頭剛體旋轉角(BLCC 或 BRCC)大，進行負方向作用下，柱 CR 處的剛體旋轉角及側向變形則較小於其他柱[圖 3.18 (d)]。

圖 3.19 為梁柱接頭中挫屈束制削切鋼板的最大拉應變，其中應變是利用各接頭所量測的剛體旋轉角、中性軸位置及挫屈束制削切鋼板軸力與變形關係求取，在正方向加載下，由於構架伸展因素造成外柱(CR)接頭挫屈束制削切鋼板的應變最大，此趨勢與柱底剛體旋轉角變化近似[圖 3.18

(b)]，在達 0.04 弧度層間側位移角時，外柱(CR)接頭挫屈束制削切鋼板的應變超過材料的破壞應變[圖 3.19 (a)]，造成挫屈束制削切鋼板最窄處產生拉裂破壞照片 3.12；在負方向加載達-0.04 弧度層間側位移角時，外柱(CL)接頭挫屈束制削切鋼板應變亦達材料的破壞應變[圖 3.19 (b)]，造成挫屈束制削切鋼板產生破壞。

比較四次試驗鋼腱內力的變化(圖 3.20)，第一次與第二次的試驗中鋼腱內力的變化相似，最大的鋼腱內力為 1693 kN [圖 3.20(a)]，第三次試驗在無柱束制下梁柱接頭處的分離量較第四次試驗大，因此鋼腱增加的內力亦較多[圖 3.20(b)]。圖 3.21(a)為柱 CC 中鋼棒的內力變化關係，其中第一次試驗的初始預力較高，但在層間側位移角逐漸增加下，柱產生撓曲裂縫並造成柱預力產生些許下降，此外柱 CC 在組裝後柱底部並未平整，可由圖 3.21(b)發現架設於柱底部的位移計 L4 在負方向作用下產生壓縮現象，表示在不加載時柱 CC 底部左側有些許試體製做與組裝上誤差產生的縫細，圖 3.21(a)可看到柱 CC 的鋼棒內力並不對稱。另外由圖 3.22 第一次試驗中各預力接頭處鋼體旋轉角的比較圖發現在正方向作用下柱底剛體旋轉角由大到小依序為柱 CR、柱 CC 及柱 CL，且梁柱接頭的剛體旋轉角與柱底接近。

### 3.6.4 梁軸向壓力

圖 3.23(a)為預力構架試體在柱與基礎及梁與柱的界面分離後的變形圖，圖中  $T_{cl}$ 、 $T_{cc}$  與  $T_{cr}$  表示預力鋼棒在試驗過程中由柱 CL、柱 CC 與柱 CR 中荷重計測得的軸力， $A_l$  與  $A_r$  表示油壓制動器 Act 3 與 Act 4 產生的力量， $P$  表示油壓制動器 Act 1 與 Act 2 產生的總推力， $V_{bl}$  與  $V_{br}$  為左右兩側梁 BL 與梁 BR 在梁端接合處產生的垂直向剪力，此外圖中代號  $R_{vl}$ 、 $R_{vc}$ 、 $R_{vr}$  與  $R_{hl}$ 、 $R_{hc}$ 、 $R_{hr}$  的部分分別表示三支柱柱底承壓處所承受的垂直向反力與水



平向反力，分別考慮每一支柱的水平向與垂直向的力平衡關係，並對點  $O_{bl}$  與  $O_{br}$  考慮彎矩平衡關係，則左右兩側梁 BL 與梁 BR 的軸力  $F_{bl}$  與  $F_{br}$  為：

$$F_{bl} = \frac{1}{H_b + d_{cc}} \left[ (P - A_l)H + T_{ST}H_b - T_{cl} \frac{d_c}{2} \right] \quad (3.4)$$

$$F_{br} = \frac{H_b - d_{cc} - 2d_{cc}d_c/L_b}{H_b + d_{cc}} F_{bl} + \frac{H(A_l - A_r)}{H_b + d_{cc}} - \frac{d_c T_{cc}}{2(H_b + d_{cc})} \quad (3.5)$$

其中  $L_b$  為梁的淨長， $H_b$  為柱底至梁中心線的距離， $H$  為柱高， $d_{cc} (= d_b/2 - t_f)$  為梁中心位置至梁端剛體旋轉的支承處距離。

### 3.6.5 電腦模型分析

利用文章中建議之旋轉彈簧機制模擬預力構架試體在反覆載重下的行為及梁中預力變化的結果與試驗相近[圖 3.24 (a)與(b)]，可注意到模型分析中未考慮挫屈束制削切鋼板在達 0.03 弧度後產生的破壞行為，因此模型分析的基底剪力較試驗值大，積分遲滯迴圈下的面積可得累積能量  $E_h$ ，圖 3.24(c)為模型中模擬接頭處挫屈束制削切鋼板提供的彎矩與樓層側位移角關係，由圖 3.24 (d)可發現模型分析與試驗結果所得的能量在達 0.04 弧度層間側位移角前相似，之後由於有兩片消能鋼板斷裂，因此分析所得能量較實驗為高；此外，可由梁柱接頭的剛體旋轉角計算挫屈束制鋼板的伸長量，在由圖 2.4(c)找到相對應的軸向力，除以最窄處面積可得最大應力，對應圖 2.4 (a)可求得各接頭處挫屈束制削切鋼板產生的最大應變[圖 3.19 (a)與(b)]，試驗中斷裂的挫屈束制削切鋼板其應變已超過最大破壞應變。

圖 3.25(a)顯示第三次及第四次試驗中分析模型及試驗反應的基底剪力與側向變形的關係，其中挫屈束制削切鋼板均以移除故無能量消釋行為，由於第四次試驗中柱的束制效應較大，因此造成預力構架因開合效應產生的伸展變形較第三次試驗小[圖 3.17(b)]。雖然已在柱底使用 RE spring

模擬構架伸展產生的柱束制效應，但柱底界面的剛體旋轉角在分析模型中所以仍會相同，柱中預力變化在正負兩方向作用下亦為對稱，與試驗結果稍有不同，在第四次試驗時，分析模型所得預力與實驗的誤差約為 16% [圖 3.25 (b)]。在第三次試驗中構架在微小的柱束制影響下，構架較易伸展，所以梁軸力近似於鋼腱內力[圖 3.25 (c)]。此外，預力構架在第四次試驗中，油壓制動器處的柱受到控制並無相對位移產生，因此柱束制效應造成梁產生大於鋼腱拉力的軸力[圖 3.25 (d)]，此現象同樣可利用旋轉彈簧方式模擬而得不同的梁軸力與鋼腱拉力。比較分析模型與試驗結果的反應可知，旋轉彈簧模型的分析方式能有效模擬預力構架試體反覆載重的行為，但不同柱底的界面剛體旋轉角仍無法模擬。

### 3.7 單跨剛性桁架傳力機制

圖 1.4(a)與(b)為預力建築物的平面圖及立面圖，每一個預力構架均由三支鋼筋混凝土柱與六支鋼梁所組成，在每一梁柱接頭處均裝置挫屈束制消切鋼板增加接頭可消釋的能量，並利用 T 型的加勁板保護消切鋼板受壓時不會產生挫屈，但預力柱與基礎界面則未提供消能裝置。表 3.2 列出預力構架中構件的尺寸、初始預力  $T_{in}$ 、鋼腱與鋼棒面積  $A_{ST}$  及挫屈束制鋼板的形式。此預力構架的設計細節與反覆載重試驗已在先前章節介紹，先前的試驗中只針對構架的反應，並無模擬樓層側力由樓板傳遞至構架中以及相關的反應結果，在本章節中的側向加載是利用剛性桁架系統，模擬地震力由樓板傳遞至預力構架中，並由此試驗探討樓板藉單一跨傳遞地震力的影響。

在圖 1.4 (a)與(b)的構架中，假設鋼筋混凝土樓板與梁 BL 間，是以剛性桁架接合，並放置在梁 BL 與梁 BR 上，並無剪力連接裝置，其餘樓板梁上均以剪力釘與樓板接合形成複合樓板[圖 1.4 (c)]，沿著預力構架的樓

板梁利用滑動支承提供垂直向的載重及水平向的滑動，且與外側的梁以含長槽孔的剪力板接合，亦可提供水平向的滑動[圖 1.4 (f)與(g)]，因此預力構架的開合效應不會受到束制，由於桁架構件在設計時需承受由樓板傳遞至預力構架的全部側力，因此在構架試體中不使用樓板，並將油壓制動器 Act 1 與 Act 2 接於桁架構件上以模擬地震力加載(圖 3.26)。

### 構架試體

為測試使用剛性桁架傳遞樓層側力至單跨預力梁的行為，利用先前測試預力構架行為的試體進行測試，試體構架如圖 3.26 (a)與(b)所示，柱高 5.66 m，跨距 5 m，每一支鋼筋混凝土柱(650×650 mm)利用 4 支直徑 36-mm 的高拉力鋼棒連接，梁與柱則利用 12 支直徑 15 mm ASTM A416 Grade 270 的高拉力鋼腱沿著腹板兩側穿過柱，且錨碇於柱 CL 與駐 CR 外側，每次試驗中柱與梁上的初始預力均列於表三中。兩支可承受 1000 kN 的油壓制動器(Act 1 與 Act 2)設置於反力牆與桁架構件之間，另於兩跨間的柱頂各放置一支 1000 kN 的油壓制動器。

桁架的尺寸為 H300×200×8×12，且與預力構架以焊接方式接合[圖 3.27(a)與(b)]。圖 3.28 為構架在正方向作用下的變形關係，在考慮梁軸力的影響下，梁 BL 的下翼板應較上翼板易產生挫屈[圖 3.28 (b)]，其中梁軸力結合了側力與鋼腱內力的效應，在正方向作用下梁 BL 下翼板與柱 CC 接觸時，側力對梁 BL 的右側產生壓力，造成除鋼腱內力提供的梁軸力額外的壓力；反之，在反方向作用時梁 BL 上翼板與柱 CC 接觸時，側力對梁 BL 右側提供拉力，由鋼腱內力提供的梁軸力因此減少，因此在梁 BL 的下翼板外側以填角焊方式增加一片 12 mm 厚的加勁板以抵抗側力。

### 試驗載重

試驗由位移控制進行靜態反覆載重，並以柱 CC 頂部的位移做為控制目標，層間側位移角可由柱頂的側位移除以柱高 5.66 m 求得，測試的位

移歷時以漸增方式至 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%及 4.0%等側位移角。在第一次試驗時，油壓制動器 Act 3 與 Act 4 之千斤頂力為零，可讓構架自由伸展，使得外柱柱頂的位移隨著柱 CC 產生伸展行為，柱對梁僅產生微小的束制行為；第二次試驗時，限制柱頂的相對位移，油壓制動器 Act 3 與 Act 4 的兩端均為鉸支承(無相對位移)，對此試驗構架的梁產生完全的束制效應。

### 試驗結果

圖 3.29(a)顯示構架試體基底剪力與柱 CC 柱頂側向變形的關係，可觀察到預力構架在無消能裝時呈現雙線彈性行為，在梁 BR 翼板加勁板末端的腹板產生微小的降伏行為，且在第二次試驗時降伏情形變的更明顯，因此提供些許能量。由於第二次試驗時柱束制效應大於第一次試驗，因此第二次試驗降伏後的勁度較第一次試驗大 26%，由於油壓制動器 Act 1 與 Act 2 在負方向的容許位移量不足而停止測試，負方向最大的層間側位移角為-3.3%；圖 3.29 (b)為構架試體在達 4%層間側位移角時構架的變形，試驗過程中並無觀察到構架或是桁架發生破壞。

### 梁軸力

圖 3.28 (a)為預力構架在柱底及梁柱界面分離後的變形圖，圖中  $T_{cl}$ 、 $T_{cc}$ 、 $T_{cr}$  與  $T_{ST}$  等分別表示在試驗過程中由荷重計量測到的柱預力及梁預力， $A_l$  與  $A_r$  分別表示油壓制動器 Act 3 與 Act 4 的內力， $P$  則為油壓制動器 Act 1 與 Act 2 的合力載重。圖中顯示在界面分離後柱 CL、CC 及 CR 的自由體圖，取柱 CL 底部點  $O_{cl}$  的彎矩平衡關係，可計算梁 BL 左側承壓處的軸力為：

$$F_{bl} = \frac{1}{H_b + d_{cc}} \left( T_{ST} H_b - A_l H - T_{cl} \frac{d_c}{2} \right) \quad (3.6)$$

其中  $H$  為柱高， $H_b$  為梁中心處至柱底的距離， $d_c$  為柱寬， $d_{cc}$  則為梁中心處至梁翼板與腹板交界處的距離。梁 BL 左側承壓處剪力  $V_{bl}$  的計算可由

對梁 BL 中承壓處點  $O_{bl}$  取彎矩平衡關係求得：

$$V_{bll} = \frac{1}{L_b} [F_{bll} \times 2d_{cc} + P(d_f + d_{cc})] \quad (3.7)$$

其中  $L_b$  為梁長， $d_f$  為側推力  $P$  與梁中心處的距離。同時利用梁 BL 水平向及垂直向之力平衡可得梁 BL 右側之軸力  $F_{blr}$ ：

$$F_{blr} = F_{bll} + P \quad (3.8)$$

利用中間柱 CC 的自由體圖取柱底承壓處點  $O_c$  之彎矩平衡關係，可求得柱 CC 右側之梁軸力  $F_{brl}$  為：

$$F_{brl} = \frac{1}{H_b + d_{cc}} \left[ F_{blr}(H_b - d_{cc}) + (A_l - A_r)H - T_{cc} \frac{d_c}{2} \right] \quad (3.9)$$

則梁 BR 左側承壓處之剪力  $V_{brl}$ ，可由梁 BR 自由體圖中取點  $O_{br}$  的彎矩平衡求得：

$$V_{brl} = \frac{1}{L_b} F_{brl} \times 2d_{cc} \quad (3.10)$$

由梁 BR 中水平向與垂直向力平衡關係，可求得梁 BR 右側承壓處之剪力  $V_{brr}$  與梁軸力  $F_{brr}$ ；另外由每一根柱水平向力平衡關係可求得柱底剪力  $V_l$ 、 $V_c$  與  $V_r$ 。

圖 3.30(a)與(b)為構架中柱剪力與總剪力的比例關係，在第一次試驗時，外柱的剪力約為內柱的 1/2，而第二次試驗時，為模擬預力構架受柱完全束制的伸展行為，柱間的油壓制動器不提供變形，有別於第一次試驗中各層間側位移角下柱剪力的比值約為 1/2 的現象，造成內柱與外柱在不同載重方向時產生不同的抗剪能力[圖 3.30 (b)]，在正方向作用時，柱 CL 的剪力隨側位移角增加而減少，而柱 CR 的反應則相反，圖中的數字顯示在每一層間側位移角下試驗反應的柱剪力，另外，柱剪力亦可藉由下述的假設條件預測。

圖 3.28(a)顯示構架試體受正方向作用下的變形示意圖，可由因剛體旋轉造成的變形[圖 3.28 (b)]與柱束制效應產生的變形疊加[圖 3.28 (c)]，其中

柱 CL 在柱頂受到束制時，構架除產生剛體旋轉並伴隨著撓曲變形，假設構架的剛體旋轉變形是由側力  $P$  所造成，且外柱的剪力為內柱的  $1/2$ ，且假設由柱束制行為產生的柱底剪力為  $V_{re,l}$ ，此剪力可視為簡支柱在受到柱束制力( $F_{cl}$ )作用時產生的反力，其中梁 BL 與柱 CL 界面處柱束制力( $F_{cl}$ )可由(3.11)式求得：

$$F_{cl} = F_{bl} - \left( T_{ST} - \frac{1}{4}P \right) \quad (3.11)$$

其中  $F_{bl}$  可由(3.6)式計算。圖 12 (c)顯示第一次試驗中，因(3.11)式中的柱束制力產生的柱底剪力( $V_{re,l}$ 與  $V_{re,r}$ )，可觀察到在第一次試驗時因柱頂可自由伸展，在低束制行為下僅對柱底產生微小的柱剪力，結合因側推力產生的柱底剪力，可得預測之柱底剪力如圖 3.30(a)所示，在正方向作用下，柱 CL 的柱底剪力為側推力產生的柱底剪力  $1/4P$ [圖 3.28(b)]與  $V_{re,l}$ [圖 3.28 (c)]的差值，柱 CR 處則為此二剪力相加，在反方向作用下則相反；此外，假設柱 CC 的水平力平衡中，柱束制力  $F_{cl}$ 與  $F_{cr}$ 會抵銷[圖 3.28 (c)]，因此柱 CC 的柱底剪力僅考慮由側推力產生的柱底剪力。在第二次試驗中，因限制柱頂間的位移，造成柱底因柱束制力產生的柱底剪力明顯增加[圖 3.30 (d)]，結合側推力產生的柱底剪力可得預測的結果如圖 3.30 (b)所示，由此二項假設預測的柱底剪力與第 1 次及第 2 次試驗的結果相符。

梁 BL 及梁 BR 的軸力分佈如圖 3.31(a)與(b)所示，當構架往正方向變形時，梁 BL 右端的梁軸力( $F_{blr}$ )在受到側向力  $P$  作用，加上鋼腱內力提供的軸向力  $T_{ST}$ ，會產生最大梁軸力，但梁 BL 左側的軸向力( $F_{bl}$ )所承受的軸力會低於鋼腱內力  $T_{ST}$ ，在反方向作用時則觀察到相反的行為。在第二次試驗中在柱頂受到油壓制動器限制位移時，柱束制效應變大，因此梁 BL 與梁 BR 的軸力均較第一次試驗時，產生明顯的增加，而在柱束制構架伸展行為下，由荷重計量測的鋼腱內力  $T_{ST}$  變小比第 1 次試驗時量測到的鋼腱內力小。柱底界面與梁柱界面的分離轉角是藉由一系列的位移計量

測而得，構架在正方向作用時，因梁軸力( $F_{blr}$ )在正方向作用下，較負方向大，導致梁柱界面的分離轉角[圖 3.31(c)]在正方向作用時，較負方向小，且第二次試驗中的分離轉角，均較第一次試驗的結果小，而對柱底界面的分離轉角則無明顯的影響[圖 3.31(d)]。

由梁 BL 軸力及彎矩計算的應變與試驗中應變計量測到的應變值比較如圖 3.32 所示，斷面力包含的軸力( $F_{bll}$ 與 $F_{blr}$ )與剪力( $V_{bll}$ 與 $V_{blr}$ )可利用(3)-(5)式計算，而斷面 1 處及 2 處的彎矩( $M_{b1}$ 與 $M_{b2}$ )可由圖 3.32 (a)中的自由體圖計算，其中由軸力與彎矩計算沿梁深的應變縱面圖與試驗中應變計讀到的結果相近[圖 3.32 (b)與(c)]，同時由圖 10 中的軸力關係亦說明了在正方向作用下，斷面 2 處的最大應變(梁下翼板)較斷面 1 處(梁上翼板)的應變大。

### 3.8 小結

本章針對兩組不同的樓板系統進行研究，利用靜態的反覆側推試驗及分析探討樓板束制及柱束制行為對預力接頭的影響、柱剪力的分配以及梁軸力的變化情形。第一種形式是採用現行抗彎構架中常用的樓板，但鋼浪板在柱面處為不連續的構件，且縱向鋼筋在靠近梁柱接頭處與混凝土無握裹，預力構架與樓板間利用剪力釘接合以傳遞樓板慣性力至構架中(圖 1.3)。利用兩組空接頭與兩組含建議之樓板細節的預力接頭進行反覆載重試驗，以研究樓板的束制行為與影響。第二種形式則利用單一的剛性跨傳遞地震力至構架中(圖 1.4)，樓板固接於剛性構架(桁架構件)上但與預力梁間無剪力連接裝置，預力梁僅提供垂直向的載重，樓板與預力梁間無複合的行為產生，在會產生滑動的樓板梁與預力梁間提供滑動支承。利用模擬桁架側力的預力構架進行反覆載重試驗，以探討柱剪力的分配、以及梁軸力與分離轉角的影響。另外，在測試含鋼桁架之預力構架前，先利用空構架測試預力構架中柱束制梁的行為，在先前的章節中已提出接頭開合效應

對梁軸力的評估方法，此方法的步驟為：(1)對柱加載各樓層因梁柱界面開合效應產生的變位 $\Delta_b$ ，(2)計算柱在此變形下對各樓層梁產生的側向變形勁度，(3)計算在各樓層側向變位 $\Delta_b$ 影響下，柱束制力對梁產生的壓縮量[(2.27)式-(2.28)式]，軸向壓力增量[(2.29)式-(2.30)式]及鋼腱拉力增量[(2.25)式]，由於柱的側向變形勁度是依據柱的變形條件求得，比假設柱的變界條件為鉸接更符合構架的變形，此方法能準確地預測在預力梁柱接頭中使用數個軸向彈簧模擬反覆載重下三層樓預力構架中梁的軸力。由於樓板僅與剛性桁架接合未與預力構架相接，僅放置在預力構架梁上，以配合預力構架的伸展行為，由於樓板的配置方式均不與梁接合，因此試驗時可簡化樓板的效應。根據本研究實驗的結果與分析，可歸納出下列幾點結論：

1. 當鋼浪板沿柱中心處為不連續，且接頭上側消能鋼板加縱向鋼筋的面積與下側的消能鋼板面積接近時，可得接頭在正、負方向的彎矩接近，接頭仍保有自復位的能力[圖 3.3(d)]
2. 由三層樓預力構架電腦模型分析中，發現一樓處梁軸力較鋼腱拉力大約 11%，而二樓與三樓處梁軸力卻較鋼腱拉力小，此梁軸力可由本文所建議的方法合理預測。而利用柱在樓層處假設的邊界條件(鉸接)所估算的梁軸力均為增加，無法求得梁軸力因柱變形而減少的情形，且 Christopoulos 等人(2002a)提出的估算方法對此三層樓構架一樓與二樓的梁軸力超估約 50 %。
3. 圖 3.6(b)虛線的範圍為本研究測試的兩跨一層樓預力構架，試驗中採用兩種加載模式測試柱束制效應對預力構架中梁的影響。第一個模式令加載於外側柱 CL 與柱 CR 的剪力為中間柱 CC 的一半，此為模擬柱對梁有微小的束制效應下的行為。第二個模式則限制每一柱頂間無相對變形，以模擬柱頂邊界條件為鉸接的情形，此行為柱對梁產生大的束制行為。此兩種模式對梁軸力產生不同的影響，得到的梁軸力分別較鋼腱拉力大



2%與60%，此結果證明若二樓以上樓層柱的邊界條件假設為鉸接，會高估柱提供的撓曲勁度與梁的軸力。

4. 本研究建議在梁柱接頭可利用三個旋轉彈簧分別模擬接頭自行復位行為、雙線性彈塑性行為與柱束制效應行為，此模型相較於軸向彈簧模型的優點不僅可以預測相近似的結果，同時可降低模型中軸向彈簧模型使用大量節點與元素的缺點。
5. 本研究旨在探討預力建築構架系統中有別於一般抗彎構架的柱束制梁效應，希望藉由本理論研究預測此效應對梁產生的束制力，並經由實驗及電腦模型證實此方法的可信度，提供工程師在設計預力建築系統時，檢核柱束制梁效應的梁軸力變化。
6. 在先前梁柱接頭試驗中，由於梁翼加勁板加置於梁翼外側時，未曾在梁端承壓處發生翼板彎曲行為，比較預力接頭試體與預力構架試體中梁翼加勁板的接合細節，可觀察到在構架試體中將加勁板焊接於梁翼兩側會減少補強梁翼的撓曲勁度，造成試驗中梁翼板處產生破壞的情形並造成預力損失。
7. 由實驗證實預力構架中遲滯消能行為均由梁柱接頭中挫屈束制削切鋼板(RFP)提供，且梁在 0.04 弧度層間側位移角下仍保持彈性。由於構架伸展行為影響，挫屈束制削切鋼板於外柱上的變形較內柱上的挫屈束制削切鋼板大，因此只造成外柱上挫屈束制削切鋼板的破壞。
8. 利用旋轉彈簧元素可模擬預力構架試體的遲滯反應與能量消釋行為，但由實驗所得外柱與內柱柱底的剛體旋轉角並不相同，因此造成電腦模型在預測柱預力大小時有 5-16% 的誤差。
9. 第二種形式利用剛性桁架傳遞樓板產生的樓層側力至梁 BL 中，會造成較高的軸力與較小的梁柱界面分離轉角於梁 BL，因為側向力對梁 BL 提供軸壓力，加上鋼腱預力產生的軸力，所以最大的軸壓力發生在梁 BL

的下翼板處。此種樓板傳遞地震力至預力構架的方式亦可確保預力構架保有自復位的能力。

10. 構架試體利用兩種載重方式估算預力梁中柱束制的效應，第一種載重方式是模擬柱對構架的伸展行為僅產生微小的束制，第二種載重方式令柱頂間無相對位移產生，以模擬柱頂為鉸支承且為完全束制，在達最大的變形時，第一次與第二次試驗中梁的最大軸力分別較鋼腱內力大 62% 與 132 %。
11. 預力構架在受柱束制時，側力會造成構架產生剛體旋轉變形，且伴隨著由柱束制效應產生的撓曲變形，本文假設(1)側力造成外柱 CL 的剪力為內柱 CC 的 1/2，(2)因柱束制造成柱 CL 的剪力  $V_{re,l}$ ，可視為柱束制力  $F_{cl}$  對簡支柱作用下的反力。因此在正方向作用下，柱 CL 的剪力為 1/4 的側力與  $V_{re,l}$  的差，在負方向作用下則為兩者的合，此預測的柱剪力與試驗的結果相近，表示柱剪力可藉由此二項效應估算。

## 第四章 預力構架試體之震動台試驗

### 4.1 前言

學者 Garlock et al. (2002, 2007)與 Kim and Christopoulos (2008)指出柱與樓板會對預力構架的伸展產生束制行為，當梁柱界面分離時若混凝土樓板不沿著柱心線分離亦會對預力梁柱接頭產生很大的束制力，並破壞預力接頭自行復位的能力(Chou et al. 2005)，儘管需要更多的實驗研究來解釋束制效應，學者們已建議許多理想地方式去排除此束制效應，學者 Garlock et al. (2002, 2007)建議以連結梁將樓層慣性力傳遞至預力構架並允許連接梁產生撓曲變形以配合預力構架伸展，學者 Kim and Christopoulos (2008)則建議以沿著樓板邊界的接合細節配合梁柱界面間的開合效應；更近期的研究中，學者 Chou et al. (2008)的實驗研究指出只要連續之複合樓板中的鋼承板沿著柱心線分開，預力接頭仍可自行復位僅產生小的殘餘變位，且在設計考量下負方向的接頭彎矩可由樓板內的鋼筋提供，學者 Chou et al. (2008)亦證實純預力接頭的反覆加載行為近似於擁有一個可沿著梁柱接頭介面自由分離之不連續樓板的預力接頭。

本章節建議一種可替代的複合樓板，僅剛接於預力構架中的一跨且使得其他跨能配合預力構架的伸展行為，為了使預力構架與承重構架間平滑地滑動行為，將鐵氟龍板裝置在允許樓板滑動處之樓板梁下方，此建議之樓板不同於先前研究中建議之樓板，其設計依照 SMRF 一般的設計方式並不需要沿柱中心線切開，且亦可消除對預力接頭產生的束制行為。在本研究中首先將敘述使用此建議複合樓板細節之預力自行復位構架的力學行為，並以多次的震動台試驗測試一個縮尺後兩跨一層樓之預力構架試體的耐震性能。

## 4.2 預力構架設計

圖 1.5 (a)與(b)為結構物的平面與立面圖，為了排除樓板對預力構架開合產生的束制效應，本研究建議利用剪力釘與樓板形成完全複合梁並與預力構架單側梁 BL 固接，在梁 BR 處僅提供支撐行為(無剪力釘)[圖 1.5 (b)與(e)]，此外樓板在承重構架(Gravity Frame)與樓板梁(Floor Beam)上均利用剪力釘形成完全複合梁(Full Composite) [圖 1.5 (d)]。在預力柱及非複合梁兩側均設置滑動支承(sliding device)，如圖 1.5 (a)中黑色區域所示，其中滑動是由鐵氟龍板與鋼性底座組成[圖 1.4 (f)]，且樓板梁的一端僅置於滑動支承的上側以允許預力構架與承重構架間的相對位移關係，在此樓板的接合方式下，既使樓板的鋼承板與縱向鋼筋均為連續亦不影響預力構架的開合行為。圖 2.6(a)為構架在地震作用下的變形示意圖，當承重構架變形為 $\Delta_d$ 時，預力構架受到梁柱介面開合量 $\Delta$ 的影響產生伸展行為，預力構架的跨距由原本的 $L_c$ 增加至 $L_c+\Delta_b-\delta_b$ 。

設計參數與細節均與第二章設計之預力構架相同，並可得單一平面預力構架承受的彈性設計剪力 $V_{des}=248\text{ kN}$ ，根據設計挑選的梁柱尺寸、消能鋼板厚度 $t_R$ 、最窄處寬度 $b_R$ 、鋼腱與鋼棒面積 $A_{ST}$ 、及初始預力大小 $T_{in}$ 均顯示於表 2.2(a)與(b)中，其中柱為 $500\times 500\text{ mm}$ 且以 $9\text{ mm}$ 鋼管包覆之鋼管混凝土，並以直徑 $36\text{ mm}$ 之高拉力鋼棒穿過柱中心以提供錨碇於基礎所需的初始預力，其中高拉力鋼棒採用地韋達(DSI)提供，且混凝土 28 天強度 $f_{cn}'$ 為 $28\text{ MPa}$ ，此外鋼梁採用 A572 Grade 345 (50)之鋼材性質，並利用 ASTM A416 Grade 270 之鋼腱沿梁腹板穿過柱錨碇於兩外柱外側。

## 4.3 縮尺試體與實驗規劃

### 無因次分析

為配合試驗場地的要求，將前一章節中跨距 $5\text{ m}$ 且兩跨三層樓的預力

構架縮小尺寸，其長度縮尺比例關係  $S_L = 0.4$ ，將雙向跨距均為 5m 的建築物縮為 2m，樓高 10.88 公尺亦縮為 4.352 m，同時質量也縮小長度縮尺比力的平方倍，在加速度不變的情況下，力量與質量成正比亦縮小 0.16 倍，假設縮尺梁柱斷面的應力縮尺比例不變 ( $S_\sigma = 1$ )，彎矩 ( $[M] = [F][L] = S_L^3$ ) 與斷面模數成正比，則梁柱斷面模數 ( $S$ ) 的縮尺關係為  $S_L^3 = 0.064$ ，縮尺後的梁柱尺寸與原構架的比例關係如表 5.1(b) 所示，預力鋼棒與鋼腱的面積與初始預力的縮尺關係為  $S_L^2 = 0.16$  如表 5.1 (c) 所示，此外消能鋼板亦依照面積比例縮小最窄處之斷面積 ( $S_A = S_L^2 = 0.16$ )，樓板的厚度由原本的 150 mm 縮為 80 mm，鋼筋與鋼絲網採用的縮尺比例亦顯示於表 5.1 (c) 中。

### 縮尺試體

縮尺試體的平面圖與試驗規劃如圖 4.1 所示，其中包含一組預力構架與二組承重構架。為配合震動台尺寸 (5m×5m)，將原建築物縮小成雙向四跨每跨 2m 的建築物，則縮尺比例關係為 1：2.5，因此長度與重量的縮尺比例關係分別為  $S_L = 0.4$  與  $S_L^2 = 0.16$ 。表 4.1 中列出縮尺試體中構件斷面模數  $S$  的縮尺比例，其中因台灣制式尺寸的限制，挑選出樓板梁尺寸與樓板厚度的縮尺比例均較需求的大，但此兩部份在構架設計達 5% 層間側位移時仍保持彈性故使用較大尺寸並不影響試驗的結果。如圖 1.4(f) 所示滑動支承利用 5 mm 厚的鐵氟龍板支撐樓板梁，經測試後可得鐵氟龍板的摩擦係數僅 0.025，可得每一滑動支承產生的摩擦力約為 0.2 kN，遠小於梁中的側向力故可忽略，且樓板梁與止滑處的間距為 20 mm，大於試體在達 5% 層間側位移角時預估的滑動量大 (16 mm)。此外梁 BL 為發展成完全複合梁，採用 24 根直徑 13 mm 的剪力釘，假設樓板僅考慮純剪應力影響，則混凝土的剪力開裂強度為  $V_{cr}$  可由 (2.43) 式計算，其中  $t_s$  為樓板厚度 (80 mm)， $L_{eff}$  為剪力釘的有效長度 (950 mm) 範圍，如圖 1.5 (c) 中所標示的範圍，且標準混凝土強度  $f'_c$  為 28 MPa，可以算單邊混凝土容許之剪力開裂強度為 132 kN，則樓

板能傳遞至梁 BL 的最大總側力為 264 kN，亦大於 6 倍的設計側力( $S_L^2 V_{des}=40$  kN)，這表示樓板在試驗時不會產因剪力造成的開裂。

如圖 4.2 所示本研究在樓板上裝置量測位移、加速度以及梁與柱內預力大小的測量儀器，其中位移計(以 LL 代號表示)與加速度規(以 SX 與 CX 代號表示)僅量測震動台作用的方向，荷重計裝置於柱的上方及兩側邊梁柱接頭的外側以量測預力大小，並於震動台外側架設的外部參考架用以測量試體在地震載重下的側向位移反應，此外在梁柱接頭處(以 BG 代號表示)及柱底(以 CG 代號表示)界面處架設位移計以量測開合效應產生的位移量，亦以位移計量測樓板梁與預力構架間的相對位移(以 SL 代號表示)，以應變計量測鋼梁上應變大小。

本研究之地震模擬試驗採用國家地震工程研究中心之震動台，其大小為 4m×4m 且擁有六個方向之自由度，試驗中規劃模擬的地震資料如表 4.2 所示，實驗中採用的地震加速度歷時記錄為 1994 年的北嶺地震與 1999 年的集集地震，在第一階段中試體包含自重的總重量為 93 kN，原始構架與縮尺試體週期分別為 0.65 秒與 0.16 秒，因此地震加載歷時依照此比例 0.25 ( $=0.16/0.65$ )進行壓縮；在第一階段完成後為了加大試體的位移反應，在第二階段中對試體進行兩方面的調整，一是將試體的重量由 93 kN 增加至 124 kN，另外將地震加載歷時的壓縮比例調整至 0.62 ( $=0.4/0.65$ )，此比例中試體的週期為 0.4 秒，是依據試體在達 5%層間側位移角時的有效切線勁度計算而得。圖 4.3 顯示測站 CNP196 與 TCU074 兩測站記錄及反應譜分析。

## 4.4 試驗結果

### 4.4.1 整體反應

預力構架試體在第一階段與第二階段中分別進行了 9 次與 8 次試驗(表 4.2)，每階段不同地震及大小的反應如圖 4.4 所示，可觀察到第二階段中測

站 TCU074 的地震反應在 8 秒到 18 秒較為顯著，後續的分析比較僅擷取此區段進行比較，而測站 CNP196 則擷取 0 秒-10 秒間的反應。圖 4.5 為最大反應與加載之最大地表加速度間的關係，最大位移與最大加速度關係在第一階段中約為線性關係，此表現反應試體約保持在彈性範圍，在地表加速度  $PGA=2g$  時，第二階段發生最大的位移反應，此時反應已跳脫第一階段的線性關係進入非線性行為，此圖的關係表示在調整試體重量與載重歷時壓縮比例後可成功的增加試體的變位進入非線性反應。

在第一階段第 7 次試驗後，發現初始預力產生下降[圖 4.6(a)]，此現象是因為柱 CC 底部產生滑動行為造成，由柱 CC 底座上側可量測到柱 CC 底部產生約 5 mm 的滑動量[圖 4.6(b)]；柱底部位移計量測到柱底在試驗結束後產生約 0.5 mm 的縮短量[圖 4.6(c)]，此現象造成柱預力產生 17 kN 的損失，此損失量與圖 4.6 (a)中下降的量相符，同時梁上預力的損失為梁翼承壓處發生些微降伏並產生縮短所造成[圖 4.6 (d)]，此現象是由梁柱接頭界面處的位移計產生 0.2 mm 的縮短量觀察到[圖 4.6 (c)]，並造成梁預力產生 8 kN 的下降。在第二階段中預力構架最大位移反應隨著最大加速度關係遞增[圖 4.7(a)]，預力構架在第 6 次試驗中地表加速度為 1930 gal 時的最大層間側位移角為 3.9%[圖 4.7 (b)]，同時柱 CR 上有一片消能鋼板產生破壞且梁 BL 下側翼板在靠近柱面承壓處產生些許局部挫屈，此現象並未於先前的預力梁柱接頭試驗中觀察到；試體在  $PGA=1830$  gal 的相同的地震加載下，最大的側位移角增為 7.2%大於先前的 3.9%[圖 4.7 (b)]，此表示預力柱與梁在減少消能鋼板與初始預力的情況下，樓層的側位移角反應會變大；此外預力構架試體之梁中鋼腱與柱中鋼棒在試驗過程中均保持彈性行為，因此預力構架在每一次試驗完成後仍擁有良好的自行復位能力。

圖 4.8 (a)-(c)為不同試驗下基底剪力與樓層側位移關係，其中基底剪力的計算方式為樓層的總質量乘以樓板上加速度規量測到的樓層加速

度，而勁度則是由初始載重時造成的斜率[圖 4.8 (d)]，第一階段試驗中試體未改變任何參數，但試體的初始勁度由 374 kN/rad 下降至 224 kN/rad，此現象為柱 CC 底部產生滑動以及梁翼板與腹板交界處因承壓產生些微降伏所造成的，在第二階段第 8 次試驗後，試體初始勁度因梁翼承壓處產生挫屈行為造成明顯的下降，照片 4.5 顯示構架試體在最後一次試驗樓層側位移角達 7.2% 時的變形情況，在所有的試驗結束後預力構架試體仍可擁有預力的行為，且構架試體不會產生傾倒符合需求。但是在試驗完成後梁翼板於柱面承壓處產生挫屈現象，並造成梁柱界面處產生明顯的縫隙[照片 4.6]，而梁上側翼板受到樓板的保護並未發生挫屈行為。

#### 4.4.2 預力構架的伸展

試驗中樓板最大剪力可由樓層加速度  $PGA(=1970 \text{ gal})$  計算，而單邊混凝土重量於縮尺試體中產生的剪力為 135 kN，小於樓板可提供的開裂剪力強度  $V_{cr}$  [(2.43)式]，因此試驗過程中並未發現樓板產生剪力開裂情形，圖 4.9 為預力構架與承重構架的位移歷時反應，在此僅提出第六次及第七次試驗結果為代表進行探討，預力構架的位移反應隨著承重構架的位移變化，其中微小的位移差代表梁柱界面開合效應造成預力構架產生延伸。圖 4.5(b) 為預力構架最大伸展變形與最大樓層側位移角間的關係，預力構架伸展的行為與最大側位移角在每一次試驗中約呈線性關係，這表示預力構架可自由的伸展而不受到樓板的束制行為。針對一次試驗的反應探討，柱 CL 的延伸量可藉由架設於梁柱界面處的位移計(BG1 與 BG2)量測[圖 4.10(a)]，此量測結果與架設於樓板梁 A 與柱 CL 間的位移計 SL1 量測的結果相符[圖 4.10 (b)]，由於複合樓板等同固接於梁 BL 上，因此預力構架與樓板梁 B[圖 4.10 (a)]間的伸展關係為柱 CC 上開合效應產生的間隙：

$$\Delta_2 + \Delta_3 = (BG3 + BG4)/2 + (BG5 + BG6)/2 \quad (4.1)$$

其中 BG3、BG4、BG5 及 BG6 均為量測兩側梁與中間柱 CC 間界面開合



量，且 $\Delta_2+\Delta_3$ 的位移近似架設於樓板梁 B 與梁 BR 間量測預力構架伸展行為的位移計 SL3，其近似的反應行為如圖 4.10 (c)所示，此表示預力梁 BR 能自由的伸展而不受到樓板的束制。

#### 4.4.3 梁軸力與柱剪力

由於梁因超載發生挫屈行為，進而造成初始預力與自行復位能力下降，因此梁的不穩定行為的檢核須考慮軸向壓力與彎矩的混合效應，圖 4.11 為預力構架中柱 CL、柱 CC 與柱 CR 在梁柱界面與柱基礎界面分離後的自由體圖，取柱 CL 底部點  $O_{cl}$  的彎矩平衡關係，可計算梁 BL 左側承壓處的軸力為：

$$F_{bll} = \frac{1}{H_b + d_{cc}} [T_{ST} H_b + T_{bll} (H_b - d_r) - C_{bll} (H_b + d_r) - T_{cl} d_c / 2] \quad (4.2)$$

其中  $H_b$  為梁中心處至柱底的距離， $d_r$  為梁中心處至消能鋼板中心處的距離， $d_c$  為柱寬， $d_{cc}$  則為梁中心處至梁翼板與腹板交界處(= $d_b/2-t_f$ )， $T_{ST}$  與  $T_{cl}$  分別為柱 CL 梁上預力與柱預力， $T_{bll}$  與  $C_{bll}$  分別為消能鋼板產生的拉力與壓力，可由消能鋼板量測的伸長量對應消切鋼板的力量與位移關係求得；梁 BL 左側承壓處剪力  $V_{bll}$  的計算可由對梁 BL 中承壓處點  $O_{bl}$  取彎矩平衡關係[圖 4.12(a)]求得：

$$V_{bll} = \frac{1}{L_b} [2(F_{bll} + F_x) d_{cc} + d_r (C_{bll} + T_{blr} + C_{blr} + T_{bll}) + d_{cc} (C_{bll} + T_{blr} - C_{blr} - T_{bll}) - wL_b^2 / 2] \quad (4.3)$$

其中  $L_b$  為梁長，同時利用水平向及垂直向之力平衡可得梁 BL 右側之剪力  $V_{blr}$  與軸力  $F_{blr}$ ，在求得梁 BL 右側的軸力  $F_{blr}$  與剪力，利用中間柱 CC 的自由體圖取柱底承壓處點  $O_c$  之彎矩平衡關係，可求得柱 CC 右側之梁軸力  $F_{brl}$  為：

$$F_{brl} = \frac{1}{H_b + d_{cc}} [F_{blr} (H_b - d_{cc}) - V_{blr} d_c - T_{cl} d_c / 2 + (C_{rlr} + T_{rrl}) (H_b - d_r) - (T_{rlr} + C_{rrl}) (H_b + d_r)] \quad (4.4)$$

則梁 BR 左側承壓處之剪力  $V_{brl}$ ，可由梁 BR 自由體圖中取點  $O_{br}$  的彎矩平

衡關係定義：

$$V_{brl} = \frac{1}{L_b} [2F_{brl}d_{cc} + d_r(C_{brl} + T_{brl} + C_{brl} + T_{brl}) + d_{cc}(C_{brl} + T_{brl} - C_{brl} - T_{brl}) - wL_b^2/2] \quad (4.5)$$

由梁 BR 中水平向與垂直向力平衡關係[圖 4.12(b)]，可定義梁 BR 右側承壓處之剪力  $V_{brl}$  與梁軸力  $F_{brl}$ ；另外由每一根柱水平向力平衡關係可求得柱底剪力  $V_l$ 、 $V_c$  與  $V_r$ 。

圖 4.13(a)為測站 TCU074 在 PGA = 1970 gal 測試中位移歷時反應，並針對最大位移的瞬時反應進行探討，最大反應發生在構架試體負方向作用時[圖 4.13(b)]，試驗在 10.13 秒的瞬時軸力可由(4.2)式計算，則梁 BL 與梁 BR 軸力的分布分別如圖 4.13 (c)與(d)所示，假設慣性力藉由剪力釘沿梁 BL 呈均勻分布，可觀察到梁 BL 軸力由左至右遞減，圖中虛線為鋼腱的瞬時內力，梁 BR 內在無額外側向外力作用，故左側及右側軸力相同為定值；已知各斷面處梁軸力配合圖 4.12 中梁的自由體圖取彎矩平衡可得梁 BL 與梁 BR 上彎矩分布[圖 4.13 (e)與(f)]，可觀察到在軸力變化影響下梁 BL 的反曲點並不在梁中心處，而梁 BR 軸力無變化下則反曲點仍在梁 BR 的中心，考慮軸力與彎矩互制效應下之應力比關係[圖 4.13 (g)與(h)]，可觀察到梁在預力構架達 4%層間側位移角時仍保持彈性。

試驗前已在梁下翼板內側沿梁身裝置應變計[圖 4.14(a)]，應變計 S1 及 S6 的應變反應如圖 4.14(b)及(c)所示，擷取試驗歷時中位移最大的點比較，可獲得瞬時應變沿梁身的反應[圖 4.14(d)與(e)]，在與考慮軸力及彎矩造成的梁應變比較[圖 4.14(d)與(e)]，梁下翼板且由軸力與彎矩效應計算之梁翼應變與應變計量測之應變相符，僅 S4 與 S5 應變計的反應差距較大。

表 4.3 列出第二階段中每次試驗之最大位移反應下柱的瞬時剪力，其中樓層總剪力  $V_b$  是由樓層量測到的加速度乘以樓層總質量而得，可觀察到預力構架載梁柱界面與柱底界面分離後外柱提供的剪力約為內柱的 1/2，誤差的原因為消能鋼板斷裂所造成。

圖 4.15(a)為先前預力梁柱接頭研究中的遲滯行為，由於預力行為不提供能量消釋，因此積分圖中的遲滯面積，可得原設計之消能鋼板每單位體積提供的能量為  $251 \text{ MN/m}^3$ ，並將每次地震試驗後產生之能量疊加可得圖 4.15 (b)，在達消能鋼板單位體積的能量時，消能鋼板始產生斷裂情形，與原設計符合。

#### 4.5 小結

本研究中建議一種複合樓板的接合細節以減小束制預力構架伸展的影響，此複合樓板僅固接於一跨的預力梁以傳遞樓層地震力，且放置於其餘梁的上側隨著預力構架的伸展現象而滑動，並在樓板梁與非複合梁間設置滑動支承以提供預力構架與承中構架間的相對位移，為測試此二跨一層樓預力構架的耐震性能，其中包含一個預力構架及兩個承重構架，利用多次的地震反應進行震動台試驗，可得到以下幾點結論：

1. 儘管樓層的地震側力僅由一側的梁傳遞至預力柱中，梁軸力與柱剪力仍可符合建議的方法計算，且中間柱提供的剪力抵抗為外側柱的兩倍。
2. 只要樓板中混凝土的剪力開裂強度能提供樓層側力的傳遞，預力構架的位移反應就會跟隨著承重構架的位移而變化，同時可由因預力柱底開合造成構架伸展下後產生的相對變位與樓板及樓板梁間變位的一致性來驗證，此現象亦表示使用鐵氟龍板可有效減少樓板梁與預力構架間的摩擦力，使得樓板對預力構架的束制效應大幅減少。
3. 構架試驗中最大的慣性力約為總重的三倍，在試驗過程中造成梁在柱面承壓處發生挫屈，柱底產生滑動現象，且消能鋼板斷裂，在相同測站地震且近似的地表加速度下，這些現象造成樓層側位移角由 3.9% 增至 7.2%，由此證明消能鋼板與高預力可有效減少預力構架的樓層側位移角，此外梁下翼板在柱面承壓處的局部挫屈造成梁初始預力下降；在完

成 17 次地震加載試驗後預力構架仍保有自行復位的能力且殘餘的層間側位移角僅 0.01%，符合設計的性能。



## 第五章 預力構架試體地震反應模擬與耐震分析

### 5.1 前言

在先前的章節中為了評估以單一剛性跨傳遞樓層慣性力的影響，學者 Chou and Chen (2010)設計並試驗一個三維兩跨一層樓的自復位子構架，其中樓板僅與自復位構架中一跨預力梁結合，且樓板僅放置在其餘梁上以允許側向的相對位移，為了讓自復位構架與承重構架間滑動行為更順暢，在可允許滑動處之樓板梁下方放置鐵氟龍板，此子構架在 17 次的震動台載重試驗中，證實自復位構架可提供大變形且擁有自復位的能力，僅梁端產生輕微的破壞。

本章節將利用一個三維的分析模型模擬縮尺的自復位子構架試體在震動台試驗下的耐震行為，研究目的旨在驗證以旋轉彈簧模擬預力接頭，在接頭處的自復位行為之方法的可靠性，並同時探討柱束制力對預力構架的影響。為了減少柱底產生的殘餘變形，將預力技術運用在柱底與基礎的接合上可提供柱自復位的行為，本研究以焊接型抗彎構架(MRF)與自復位(SC)抗彎構架探討預力柱在最大層間側位移角、殘餘側位移角、承受的地震能量與梁中因柱束制效應產生之梁軸力的影響，本研究進行構架反覆載重的側推分析時，側推方式採用 IBC (2000)的側力分配關係作為在低矮樓層中的載重方式；動力歷時分析則以 15 組的地震歷時紀錄，評估焊接型抗彎構架與自復位構架在設計地震層級(DBE)與最大地層級(MCE)中的耐震需求。

### 5.2 預力構架與縮尺試體構架

結構物的平面與立面圖如圖 1.5 所示，假設建築物座落於美國洛杉磯堅硬的土壤上，為一雙向 4 跨且跨距均為 5 m 的建築物，本研究中針對東西向三個兩跨的預力抗彎構架(SCPB)進行探討，每一圖 1.5 個預力抗彎構

架均由三支採用預力鋼棒與基礎接合的鋼管混凝土(CFT)柱，及 6 支預力鋼梁，梁柱接頭處均裝置學者 Chou 等人(2006)研究之挫屈束制削切鋼板的消能裝置(RFP)，提供預力接頭的消能行為，柱底並未加置任何消能裝置，表 5.1(a)中顯示各桿件的斷面性質[Chou et al. (2009a), 周中哲與陳俊翰(2009c)]。

縮尺試體構架的平面與立面圖如圖 4.1 與圖 4.2 所示，試體包含一組位於中間處兩跨一層樓的預力子構架(SCPB)與位於上下兩側的兩組承重構架(gravitational frame)，在梁柱接頭處均裝置 ASTM A36 4 mm 厚的消能鋼板，以提供預力構架的能量消釋。承重構架中梁柱接頭與柱底接合處均以鉸接方式連接(照片 4.2)，為了避免預力構架的伸展行為受到樓板的限制，樓板利用剪力釘與預力構架中的一跨梁 BL 固接，藉以傳遞由樓層重量產生的地震側力。在預力構架(SCPB)與承重構架允許相對位移處的樓板梁一端，放置含 5 mm 厚鐵氟龍板與鋼座的滑動支承(照片 4.1)作為與預力構架間的界面，其中製造商提供鐵氟龍板的摩擦係數為 0.025，由樓板梁反力造成的摩擦力約為 0.2 kN，遠小於梁中的側力。

### 構架試體模擬

本研究參考先前研究[Chou and Chen (2010)]以含旋轉彈簧的電腦模型模擬梁柱接頭與柱底接合處的遲滯行為。使用的電腦分析程式為 PISA3D。圖 5.1 (a)為三維縮尺試體構架的模型，為求圖示清楚僅以一半的構架進行說明，梁與柱在中心線處以一維兩個節點且每節點含三個自由度的梁柱元素模擬，其中自由度包含 x 向和 y 向的位移以及 z 向的旋轉。圖 5.1 (b)為預力柱模型的示意圖，其中  $i, j$  與  $k$  三點為模擬柱中心線的梁柱元素，其中以彈性的梁柱元素模擬柱( $ij$ )，以無長度且雙線性彈性的旋轉彈簧(SC Spring)元素連接點  $j$  與點  $k$ ，以模擬預力柱的行為。在柱底界

面達分離彎矩  $M_{d,c}$  前，SC Spring 的彈性勁度  $K_{c1}$  近似於完全剛接的柱，以微小的轉角  $0.001$  弧度模擬近似剛接的勁度  $K_{c1}$ [圖 2.15(b)]，在預力柱達分離彎矩  $M_{d,c}$  後，旋轉勁度  $K_{c2}$  為：

$$K_{c2} = \frac{\Delta T_{bar} d_c}{2\theta_g} = \frac{d_c^2}{4L_{bar}} \left( 1 - \frac{E_{bar} A_{bar}}{E_{col} A_{col} + E_{bar} A_{bar}} \right) E_{bar} A_{bar} \quad (1)$$

其中  $\Delta T_{bar}$  為鋼棒內力增量， $d_c$  為柱寬， $E_{col}$  為柱的彈性模數， $A_{col}$  為柱斷面積， $A_{bar}$  為鋼棒面積， $L_{bar}$  為鋼棒長度， $E_{bar}$  則為鋼棒的彈性模數。在梁柱界面與柱底界面均產生分離後，柱束制效應開始限制構架的伸展行為，並造成柱底彎矩產生的變化，在模型中以 RE 旋轉彈簧模擬，其勁度  $K_{gcl}$  為：

$$K_{gcl} = \frac{K_{c2} \Delta \theta_{gc}}{\theta_g} \quad (2)$$

其中  $\Delta \theta_{gc}$  為柱底分離轉角為  $\theta_g$  時，為符合柱的撓曲變形柱底產生的旋轉角，此束制旋轉彈簧在柱底界面分離後始產生作用，且在一個方向作用時對柱底彎矩提供增量，在另一方向作用下則為減低彎矩。

旋轉彈簧模型亦可模擬預力梁柱接頭的自行復位行為，圖 5.1 (c)顯示預力接頭中梁與柱以數個彈簧連接以模擬自復位行為，其中點  $j, m$  與  $n$  三點為模擬梁柱中心線的接合處，利用梁柱元素模擬梁 ( $lm$  與  $no$ ) 與柱 ( $ij$  與  $jk$ )。利用兩個旋轉彈簧連接點  $j$  與點  $m$ ，其中兩彈簧分別為模擬預力梁柱接頭開合行為的雙線性彈性行為 (SC Spring) 及模擬消能鋼板的雙線性彈塑性行為 (RFP Spring)，另外，第三個旋轉彈簧 (RE Spring) 則是用於模擬梁柱接頭含柱束制力時的反應，此彈簧的勁度  $K_{re}$  為：

$$K_{re} = \frac{K_b \delta_{cl} (d_b / 2 - t_f)}{\theta_g} \quad (3)$$

其中  $\delta_{cl}$  為在柱底分離轉角為  $\theta_g$  時，柱束制力造成梁 BL 的縮短量， $K_b$  為梁

的軸向勁度， $d_b$  為梁深， $t_f$  為梁翼板厚度。圖 2.15 (c) 為預力梁柱接頭彎矩與旋轉角的關係，模擬自復位行為之 SC 彈簧在達梁柱界面分離彎矩前有較高的初始勁度  $K_{b1}$  ( $=M_{d,b}/0.001$ )，此彈簧降伏後的旋轉勁度  $K_{b2}$ ，是以梁承壓處為圓心的剛體旋轉關係計算[圖 2.15 (c)]：

$$K_{b2} = \frac{\Delta T_{ST} d_{cc}}{\theta_g} = \frac{2N_{sp} d_{cc}^2}{L_{ST}} \left( 1 - \frac{A_{ST}}{A_b + A_{ST}} \right) E_{ST} A_{ST} \quad (4)$$

其中  $\Delta T_{ST}$  為鋼腱內力增量， $d_{cc}$  為梁中心至中性軸距離， $N_{sp}$  為預力構架的跨數， $A_{ST}$  為鋼腱面積， $L_{ST}$  為鋼腱長度， $E_{ST}$  為鋼腱的彈性模數， $A_b$  為梁面積， $E_b$  為梁的彈性模數。消能鋼板對梁端提供的彈性及非彈性旋轉勁度分別為  $K_{r1}$  與  $K_{r2}$ ：

$$K_{r1} = K_{ae} [2d_r (d_r + d_{cc})] \quad (5)$$

$$K_{r2} = K_{ap} [(d_r + d_{cc})^2 + (d_r - d_{cc})^2] \quad (6)$$

其中  $d_r$  為梁中心距消能鋼板中心的距離， $K_{ae}$  為鋼板最窄處彈性的軸向勁度， $K_{ap}$  則為消能鋼板非彈性的軸向勁度。

承重構架在設計中假設為僅傳遞垂直載重且不提供抗彎矩能力，因此柱與基礎及柱與梁的接合處均為鉸支承及鉸接頭，梁 BL(a 點) 與樓板梁 (b 點) 的梁柱接頭模擬為鉸接，以模擬地震側力由樓板傳遞至預力構架 (SCPB) 中[圖 5.1 (a)]。梁 BR 及預力柱與樓板梁間是以點 c 與點 d 連結[圖 5.1 (a)]，其中兩點間的  $y$  與  $z$  方向上位移是一致，但允許  $x$  方向產生相對位移。樓板則是利用 4 個節點的彈性板元素模擬，其中樓板的有效厚度為 60 mm，混凝土的彈性模數計算則考慮測試時混凝土的抗壓強度( $=31$  MPa)，縱向鋼筋與鋼浪板的影響則未考慮在此模型中。如圖 5.1 (a) 所示，利用 16 個質量點模擬縮尺構架試體中的載重( $m_s$  與  $m_p$ )，包含 34 kN 的靜載重與 59 kN 的額外加載，其中靜載重  $m_s$  作用在樓板梁的中心處，額外加載  $m_p$  則來自架設於樓板上方的鉛塊，其質量中心處距梁中心上方 210 mm 處，質量點與樓板梁間使用剛性連結，此試體模型的結構週期為 0.16



秒。

### 5.3 地震載重下縮尺預力構架試體模型的行為

本試驗計畫包含兩階段，兩階段額外加載的重量分別為 59 kN 與 90 kN，第二階段中將用較大的重量是為了增加構架在地震下的反應。本研究採用 1994 年北嶺地震與 1999 年集集地震的地震加速度歷時紀錄，進行縮尺試體構架的震動台試驗。

#### 第一階段試驗

第一階段中共有 9 次試驗，最大的樓層位移角範圍界於 0.1 至 2.1%，圖 5.2 (a)與(b)為第 1 階段試驗中第 2 次與第 8 次試驗及分析的位移歷時反應，模型中的位移歷時反應與試驗的反應相似，最大位移歷時反應的誤差為 12 至 5%之間。圖 5.2 (c)與(d)為分析與試驗反應中基底剪力與層間側位移角的關係，在第 2 次試驗中構架試體的彈性勁度為 356 kN/rad，與模型的彈性勁度 390 kN/rad 相近，值得注意的是在第 8 次試驗中，第 2 至 2.35 秒最大側位移角達 -1.6%後，產生殘餘變形，此乃由於架設於柱 CC 底部的位移計觀察到柱底產生永久的變形，但模型中未考慮此現象。

在使用旋轉彈簧模型模擬預力接頭的自復位行為時，梁柱界面處並不會產生界面開合行為，梁柱界面的分離量是由梁端的旋轉彈簧(SC Spring)之角度乘以梁中心至中性軸的距離( $d_{cc}$ )求得[圖 5.2 (c)]。柱 CC 及柱 CR 三個梁柱界面分離量的總合即為預力構架(SCPB)與樓板間的滑動量或稱為構架的伸展量[圖 5.2 (e)]，其中負的滑動量是由於梁與柱接合處之梁端，因擠壓所造成。圖 5.2 (f)為梁上鋼腱內力的歷時變化，其中模型的反應是由模擬自復位行為 SC 彈簧的彎矩，除以梁中心至中性軸間的距離( $d_{cc}$ )求得，在此模型模擬的試驗中，鋼腱內力僅產生較少的變化，特別是在 2.3 秒以後。

## 第二階段試驗

第二階段共有 8 次試驗，依據先前試驗的文獻 Chou and Chen (2009) 顯示，構架試體因柱底界面及梁柱界面產生殘餘旋轉角 $\theta_{res}$ ，造成彈性勁度由 356 kN/rad 降至 224 kN/rad，這些殘餘旋轉角發生在柱 CC 底部以及所有的梁柱界面處，造成預力構架試體的初始勁度減少。圖 5.3 (a)顯示試體在集集地震最大地表加速度為 1.52g 時的位移歷時反應，此次試驗中構架試體的初始勁度為 251 kN/rad 小於模型的 390 kN/rad，因此由此原始勁度模型獲得的層間側位移角歷時無法預測試驗的結果。依據第一階段試驗後的結果顯示，梁柱界面與柱 CC 底部界面的殘餘旋轉角造成預力構架在靜止狀態下，接合界面已產生分離，因此將已分離界面的旋轉彈簧勁度修改成界面分離後的勁度  $K_{b2}$  及  $K_{c2}$ ，圖 5.3 (b)顯示在合理的折減勁度後，模型能有效預測樓層的側位移反應，同時亦能反應試驗的遲滯行為[圖 5.4 (a)]。圖 5.3 (c)與圖 5.4 (b)顯示第 6 次試驗與模型分析的結果，其中在第 10.7 秒時，柱 CC 與梁 BL 接合處下側消能鋼板產生斷裂，其後造成試驗與試體模型的位移反應誤差擴大。在勁度折減的模型中，自復位構架與樓板間的滑動量增加且最大位移反應接近試驗值[圖 5.5(a)]，兩模型反應的最大鋼腱內力相似，但折減勁度的模型中，梁柱界面達分離的頻率較高[圖 5.5(b)]，表示在小振幅範圍有較多的非線性反應。

### 5.4 四組三層樓抗彎構架之細節

先前的學者[Ricles et al. (2001), Kim et al. (2008b), Rojas et al. (2005)] 研究顯示自復位構架可以提供與焊接型抗彎構架相似或更佳的耐震性能，在焊接型抗彎構架產生明顯的殘餘變形時，自復位構架除一樓處產生殘餘變形外，可減少其餘樓層接頭的殘餘變形；為了減少一樓處的殘餘變形，將預力技術運用在預力構架試體中柱與基礎的接合，並以多次震動台

試驗證實預力系統的可用性[Chou and Chen (2009)]。試驗模擬的結果顯示在層間側位移角、構架伸展與鋼腱內力的比較均顯示良好的準確性。本節利用電腦程式建立三層樓預力抗彎構架實尺寸模型(圖 1.5)，探討在 DBE 與 MCE 層級時的耐震需求。本研究並同時設計一個焊接式抗彎構架(MRF)與另外兩個自復位抗彎構架，四種構架梁柱尺寸均相同，但柱底的接合方式不同，藉此評估構架因柱底接合方式不同的耐震反應。

SCRB 構架與 SCPB 構架梁柱尺寸一致，但在構架中每一預力柱底加置消能鋼板，以增加能量消釋的能力，表 5.2 中顯示所有的消能鋼板(RFP)均採用 ASTM A36 之鋼材，柱底消能鋼板在 3% 層間側位移角時，提供的彎矩貢獻量為 0.23 倍柱的容許彎矩( $\beta_R=0.23$ )，且柱底界面接合處の後降伏勁度比  $\alpha$  與消能係數比  $\beta$  分別為 0.07 與 1.0。SCFB 構架除柱底採固接外，其餘均與 SCPB 構架相同，SCFB 與 SCRБ 構架的材料性質、鋼腱面積與初始預力值均與 SCPB 相同。

MRF 構架採用傳統焊接型接頭，靠近柱面的梁採用削切的梁斷面(RBS)以符合耐震設計 FEMA 的需求，表 5.2 (b) 中列出了 RBS 削切段的性質，包含梁斷面最窄處的面積  $A_{RBS}$ 、強軸上最小的二次慣性矩  $I_{RBS}$  以及 RBS 中心處梁的標稱彎矩  $M_{RBS}$ 。

### 建立四組構架模型

四組構架利用電腦程式 PISA 進行分析，樓層垂直向的重力載重平均加載在每一個柱的節點上，第一模態與第三模態均採用 5% 的阻尼比，梁與柱桿件均以兩個節點一維的梁柱桿件模擬，每個節點均包含三個自由度，x、y 向的位移與 z 向的旋轉，每一個梁柱接頭模型均採用模擬自復位行為的 SC 彈簧、模擬能量消釋的 RFP 彈簧與模擬柱束制行為的 RE 彈簧等三種，以模擬接頭的遲滯行為。在 SCPB 構架模型中，柱底僅使用模擬自復位行為及柱束制行為的彈簧(SC Spring 與 RE Spring)模擬雙線性彈性

的行為，由於自復位構架與樓板間僅以梁 BL 跨連結，因此將樓板的質量均勻放置在梁 BL 上三個節點[圖 5.6 (a)]，在梁 BR 上則無放置質量。在 MRF 構架中，以應變硬化係數為 4% 的雙線性彈塑性材料性質模擬梁端削切處中心及柱底產生塑鉸時的行為，其中塑鉸撓曲產生的強度與勁度的衰減未考慮於模型中，梁在靠近柱面處是以三個桿件模擬[圖 5.6 (b)]，桿件斷面性質分別為模擬剛性段斷面( $jp$  段)、梁原始斷面( $pq$  段)與梁翼削切後最窄處的斷面( $qr$  段)，在考慮樓板的效應下，同一樓層中所有節點的水平方向運動均一致。所有模型中均採用鋼材的標稱降伏強度，且均未考慮梁柱接頭區產生的變形與重力載重產生的軸力效應。

#### 5.5 四組構架之反覆側推分析

在進行非線性地震歷時分析前，利用四組模型的側推與反覆側推的分析結果獲得力量與變形的關係，以規範 IBC (2000) 建議之載重分配比例對構架進行靜態分析，圖 5.7(a) 顯示構架基底剪力與樓頂側位移角的關係，將基底剪力除以設計基底剪力 ( $V_{des} = 248 \text{ kN}$ ) 即為正規化的基底剪力，由於構架的梁、柱均採相同的尺寸，因此構架的初始勁度幾相同。MRF 構架在達 0.7% 的樓頂側位移角時，一樓處梁產生降伏是為構架的第一降伏點，剪力降伏強度  $V_{y1}$  為  $664 \text{ kN} (=2.7V_{des})$ ；在基底剪力為  $935 \text{ kN} (=3.8 V_{des})$  時，柱底產生降伏。而自復位構架則擁有較 MRF 構架小的第一降伏強度 [表 5.2 (c)]，其中 SCPB 構架的第一降伏強度最小，SCPB 構架在達 3% 樓頂側位移角時 (DBE 層級)，基底剪力約為  $3 V_{des}$ ，在達 5% 樓頂側位移角時 (MCE 層級)，基底剪力約為  $4.2 V_{des}$ 。雖然 SCFB 構架擁有較 MRF 構架小的第一降伏強度，但 SCFB 構架擁有較高的後降伏勁度，因此在樓頂側位移角達 2.7% 時，SCFB 構架的基底剪力已超過 MRF 構架。此外，MRF 在達 1% 樓頂側位移角時，構架中所有的梁均已產生降伏，而自復位構架中

一樓的梁在達 3%樓頂側位移角時才發生降伏。系統的強度係數  $\Omega$  可由構架的理想降伏強度  $V_y$  除以設計基底剪力  $V_{des}$  求得，其中理想降伏點為彈性勁度與 3 至 5%樓頂側位移角間非彈性勁度延伸線的交點，表 5.2 (c)顯示 MRF 構架與 SCFB 構架的強度係數  $\Omega$  大於 AISC 規範建議的數值( $\Omega=3$ )，另外兩個自復位構架的強度係數則較小，與先前研究[Ricles et al. (2001), Rojas et al. (2005)]中設計的 6 樓 SCFB 構架相似[表 5.2 (d)]。

圖 5.7(b)-(f)為四組構架反覆側推分析的結果，SCFB 構架在樓頂位移小於 1%時可保持良好的自復位行為[圖 5.7 (b)]，但之後柱底因固接產生的非彈性反應[圖 5.7 (c)]影響構架的整體遲滯行為，造成構架在達 5%樓頂側位移角後，產生 2%的殘餘側位移角。比較 MRF 構架與 SCFB 構架的整體行為，在梁柱接頭使用預力接合後，接頭處的殘餘變形有明顯的改善。不同於其他構架，SCRFB 構架除了在柱底提供雙線性彈性行為外，還擁有遲滯消能的能力，並提升柱底接合處降伏後的反應[圖 5.7 (c)]；SCRFB 構架與 SCPB 構架在達 3%樓頂側位移角時，因一樓處梁開始產生些許降伏，因此構架中顯示出微小的殘餘變形[圖 5.7 (d)]，同樣在構架達 4%樓頂側位移角後，三樓處的梁開始產生降伏並造成些許的殘餘變形[圖 5.7 (e)]。圖 5.7 (f)顯示四組構架在達 3%與 5%樓頂側位移角後卸載，可得各樓層梁柱接頭產生的殘餘變形，發現在柱底採用預力之後，可減少 SCFB 構架柱底因固接產生的殘餘變形，由原本的 3% (SCFB 構架)降至 0.3% (SCRFB 構架)。

圖 5.8(a)為比較四組模型的在單迴圈中提供消釋的能量大小，MRF 構架在四組構架中可提供的能量消釋為最大，而自復位構架提供能量消釋的大小隨著柱底接合的剛度增加而增加，圖 5.8 (b)為柱底或各樓層提供的消釋能量與構架總消能能量的比值，可觀察到除 SCPB 柱底不提供消能外，在 3 至 5 %層間側位移角時，柱底提供的消能約佔總消能能量 30-45%；

SCPB 構架中以一樓處的梁柱接頭提供最大的消能能量。

梁軸力的變化是受到鋼腱伸長量、柱束制效應與樓層地震側力  $F_x$  的影響，在先前的研究中已提出利用構架的諧和變形關係估算柱的撓曲勁度以及柱束制對梁產生的束制力[Chou and Chen (2010a)]。由於梁、柱均以中心線處模擬，則梁因柱束制力產生的縮短量為[Chou and Chen (2010a)]：

$$\delta_{cl} = \frac{K_{cl}K_b}{(K_{cl} + K_b)(2K_{ST} + K_b) + 2K_{ST}K_{cl}}(\Delta_b - \delta_f) \quad (5.1)$$

其中  $\Delta_b$  為梁柱界面的分離量[ $=\theta_g(d_b - t_f)$ ]， $K_{ST}$  為鋼腱的軸向勁度， $K_{cl}$  為柱的撓曲勁度。而梁的束制力  $F_{re}$  可由梁的軸向勁度  $K_b$  乘以梁因柱束制效應產生的縮短量  $\delta_{cl}$  求得，在梁與高拉力鋼材均保持彈性時，梁中束制力  $F_{re}$  與梁柱界面分離轉角  $\theta_g$  的關係為一線性斜率：

$$K_r = \frac{F_{re}}{\theta_g} = \frac{K_b \delta_{cl}}{\theta_g} = \frac{K_{cl}K_b^2(d_b - t_f)}{(K_{cl} + K_b)(2K_{ST} + K_b) + 2K_{ST}K_{cl}} \quad (5.2)$$

圖 5.8 (c)與(d)為一樓與二樓處梁軸力分力在各層間側位移角佔梁軸力的分配比例，分力包含初始預力( $T_{in}$ )、鋼腱增力( $\Delta T_{ST}$ )、柱束制力( $F_{re}$ )與地震有效側力( $F_x$ )，其中鋼腱力包含初始預力與鋼腱增量共佔梁總軸力約 80-85%。柱束制力在 SCRB 與 SCPB 構架中，僅佔梁總軸力低於 10%，在 SCFB 構架中則佔約 18%，其中柱束制力的值可由(5.1)式計算，計算所需的勁度均列於表 5.2(e)中，由此可知柱底為固接的構架產生的柱束制力會較柱底為預力接合的構架大。地震側力在 SCFB 構架中是藉由剛性跨傳遞至自復位構架，其中在一樓處的地震側力相較於梁總軸力並不顯著，在二樓以上，柱束制力  $F_{re}$  對梁軸力的影響已經非常微小[圖 5.8 (d)]。

## 5.6 四組構架的地震反應

四組構架是利用電腦程式 PISA 進行非線性歷時分析，分析步驟的時間間距為 0.001 秒，以避免數值分析時產生發散的問題。15 組地震選自發

生於美國加州或台灣的歷時記錄，地震紀錄並不考慮方向性的影響(即近斷層影響)，土壤種類歸類為 C 或 D，地震的最大規模為 6.7 至 7.3。IBC 的地震反應譜採用 5% 的阻尼係數且建物座落於 D 類的堅硬土壤上，將每一地震紀錄利用 8 個週期點(包含 0.1、0.25、0.5、1.0、1.5、2.0、2.5 及 3.0 等)取最小均方差正規化至阻尼係數 5% 的反應譜，即 DBE 層級的設計反應譜。表 5.3 列出每一地震紀錄的地表加速度資料與正規化後的資料，圖 5.9 顯示 15 組地震紀錄比例化後的反應譜與設計反應譜關係，儘管由圖中可觀察到在週期 1-1.7 秒的範圍處有誤差發生，但反應譜的平均值與設計反應譜近似。此外，將比例化的地震歷時乘 1.5 倍可得 MCE 層級的地震歷時。

### 側位移角反應

首先先針對四組構架在集集地震測站 TCU074 地震作用下的反應作說明，此地震歷時在 DBE 與 MCE 層級下的最大地表加速度分別為 0.38g 與 0.57g，圖 5.10(a)比較 MRF 構架與自復位構架的最大層間側位移角；SCFB 構架的最大層間側位移角較 MRF 構架大一些，此結果與 DBE 及 MCE 層級中，構架平均最大層間側位移角的關係相似[圖 5.11]，SCRB 與 SCPB 構架因柱底會產生界面開合量，增加一樓處的層間側位移角；柱底採用預力技術接合的 SCRБ 與 SCPB 構架，在一樓處的殘餘側位移角與 SCFB 比較有明顯的減少[圖 5.10 (b)]。另外，殘餘側位移角在自復位構架的上面樓層均很小且小於 MRF 構架，四組模型的頂樓、柱底及梁柱接頭的反應如圖 5.10 (c)與(d)所示，與反覆載重側推分析的反應相似。

圖 5.11 顯示四個構架在 15 組 DBE 及 MCE 層級的地震歷時分析，層間側位移角沿樓高的分佈情形，反應包含平均值( $m$ )與平均值含一倍標準差( $m+\sigma$ )的結果。在 DBE 及 MCE 地震層級中，SCPB 構架含一倍標準差( $m+\sigma$ )的最大側位移角分別為 2.8% 及 4.1%，符合自復位構架的設計需求

[Garlock et al. (2007)]，SCRB 與 SCPB 構架最大層間側位移角均發生在一樓處，而 MRF 與 SCFB 構架則發生在三樓處，此現象顯示柱底固接會減小一樓的反應。MRF 構架的最大層間側位移角略小於 SCFB 構架，此結果是由於三層樓構架與其他構架有著不同的結構特性，表 5.2(c)中列出四組構架在側推分析中構架的週期  $T$ 、理想的降伏剪力  $V_y$ 、強度相關係數  $\eta (= V_y/W$ ，其中  $W$  為構架的重量 1984 kN)，與降伏時樓頂的側位移角  $\theta_y$  [圖 5.7(a)]。參考學者 Christopoulos 等人(2002)先前的研究，MRF 與自復位構架的遲滯行為可以兩個獨立的特徵反應係數表示，其中  $\alpha$  為後降伏勁度係數， $\beta$  為消能係數，利用先前研究中的定義可計算每個構架在單自由度系統中的平均韌性位移需求為  $\mu_{\Delta}$  [表 5.2(c)]，表中顯示 MRF 的韌性位移最小，同時反應出 MRF 構架產生的最大層間側位移角為最小。比較六樓構架的反應[Ricles et al. (2001), Rojas et al. (2005)]，六樓構架的週期  $T$  較三樓構架大，且相關強度係數  $\eta$  較小 [表 5.2 (d)]，造成 SCFB 構架的層間側位移角較佳或相似於 MRF 構架的情形。圖 5.12 顯示殘餘側位移角在 SCRБ 與 SCPB 構架中均較 SCFB 與 MRF 構架小，特別是在一樓處的反應。

### 地震能量

圖 5.13(a)為四組構架各樓層在集集地震(TCU074-MCE)中提供消釋的能量，除了 SCPB 構架中無柱底消能能量，MRF 構架因柱底的側位移角較小，因此提供的消能能量亦較小，由於 SCRБ 構架柱底的分離轉角較大 [圖 5.7(c)]可吸收較多的能量，因此在 SCFB 構架與 SCRБ 構架中柱底提供的消能能量相似。此現象與圖 5.13 (b)中兩構架柱底消能能量在 MCE 層級的平均消能能量有相同的趨勢，SCRБ 與 SCFB 構架柱底吸收的能量與總輸入的地震能量比分別為 30 與 13%，然而，在 DBE 與 MCE 層級中地震輸入四組構架最大能量的平均值均相似 [圖 5.13 (c)與(d)]。



## 柱束制效應

構架伸展行為的趨勢是由梁柱界面分離轉角所控制，梁中柱束制力與界面分離轉角為一線性的斜率  $K_r$ [(5.2)式]，其中在 MCE 層級下柱束制力在自復位構架梁 BL 中可由下式計算：

$$F_{re} = \frac{M_{re}}{(d_b / 2 - t_f)} \quad (5.3)$$

其中  $M_{re}$  為接頭中模擬束制效應之束制彈簧(RE Spring)的彎矩。圖 5.14 顯示分析的結果與預測值相近，其中正規化的柱束制力為柱束制力除以梁的軸向強度，梁軸力在一樓處會大於鋼腱內力，在二樓處因柱的撓曲勁度  $K_{cl}$  為負值[圖 5.14 (e)]，因此梁軸力小於鋼腱內力。由於柱底提供梁的束制效應大於柱頂所提供的，因此在三樓處梁的束制力與梁軸向強度的比例很小，比較一樓處的柱束制力可觀察到，當梁柱界面分離轉角達 3%時，柱束制力在 SCFB 構架中，幾乎為 SCRB 與 SCPB 構架的三倍。

## 挫屈束制削切鋼板

挫屈束制削切鋼板是用來增加梁柱接頭與柱底界面遲滯消能的能力，圖 5.15 (a)為鋼板單位體積可消釋的能量，可由吸收的能量除以鋼板削切段的體積計算[圖 2.4 (c)]，此消能能量的正規化可由先前預力梁柱接頭試驗結果獲得[Chou et al (2008)]，消能鋼板吸收的能量隨層間側位移角增加遞增，且不超過預力接頭試驗產生的極限值。

圖 5.15 (b)為挫屈束制削切鋼板的最大應變與層間側位移角的關係，其中應變的計算是利用消能彈簧(RFP Spring)產生的最大彎矩、上下兩側消能鋼板的距離、鋼板最窄處的面積以及消能鋼板的應力-應變關係求得，在 MCE 層級下一樓處消能鋼板產生的最大應變約為 0.2，接近鋼材的破壞應變，設計自復位構架的消能鋼板時，可假設在 3%側位移角下(DBE 層級)，消能鋼板可產生的最大應變需小於或等於 0.1。

## 5.7 結論

利用預力梁柱接頭與預力柱設計之三層樓自復位構架，可減少一樓處殘餘變形產生，僅依靠單跨傳遞樓層側力至抗彎構架中的自復位子構架，其耐震行為經由多次震動台試驗的結果探討[Chou et al. (2009a)]。本研究利用一個梁柱接頭及柱底界面均含旋轉彈簧的三維分析模型，預測自復位子構架試驗的結果，可發現側向位移、遲滯反應以及自復位構架的伸展行為均可藉由此模型模擬近似的反應，鋼腱內力則可由梁端旋轉彈簧的彎矩除以梁中心至中性軸的距離求得。

此模擬的方法亦應用在四組三層樓的構架中，探討使用預力柱在 DBE 及 MCE 的地震層級中的影響，比較側推分析、反覆側推分析與動力歷時分析在四組構架中的行為，可得以下結論：

1. 由四組構架模型可得相似的初始勁度與輸入的最大地震能量。
2. 由於四組構架在中、低週期且高降伏強度，所以自復位構架的最大層間側位移角較 MRF 構架大。
3. 含預力柱之自復位構架較柱底固接的構架產生較大的層間側位移角，但可減少在一樓處產生的殘餘變形。
4. 柱底為固接形式的自復位構架，對一樓處梁提供的柱束制力比柱底為預力接合之自復位構架大約三倍。
5. 在 MCE 層級中消能鋼板的最大應變均小於 0.2。

## 第六章 總結與建議

### 6.1 總結

預力房屋構架系統行為是利用高拉力鋼腱或鋼棒，提供構架中柱與基礎或柱與梁之間接合的預力，接合的界面均不使用焊接，僅以螺栓提供假固定，並利用消能裝置提供地震能量的消釋，在受到地震作用產生大變形時，梁柱接合界面會產生分離，以提供結構物在大變位下接頭所需的變形量，界面分離亦造成鋼棒及鋼腱的內力增加，提供接頭回復時所需的力，此為自復位行為。有鑑於預力房屋構架系統的自復位行為已逐漸受到學者專家以及業界工程師的重視，其可容許大變形的能力以及變形後的自復位能力已成為房屋結構對抗地震力的另一種選擇。

目前此系統仍有部分問題等待更多的研究來解決，本論文是針對以下三個主題進行研究：(1)樓板與預力構架間的傳力機制，不同的樓板系統是否會影響梁柱界面的分離行為？且對梁軸力的影響為何？(2)界面開合行為會造成構架伸展，同時造成柱產生變形，此變形是否會影響梁柱界面的分離量以及梁軸力的變化？(3)比較預力構架在動力分析下，基底剪力、樓層側位角、消能能力以及梁軸力的變化，與其他抗彎構架的差異。

#### 樓板的傳力機制與行為：

為更進一步瞭解此系統的行為，本文章供提出三種不同的樓板接合機制，一為部分複合樓板，在沿柱中心處的小梁不提供剪力釘接合，並採用不連續的鋼浪板，以減少樓板對接頭的束制行為；第二種則以單跨之剛性桁架連接樓板與預力梁，其中樓板與預力梁間均無剪力接合裝置，樓板僅放置在預力梁上，其餘小梁與預力構架均藉由滑動支承接合；最後一種與第二種相似，利用單跨之複合梁傳遞樓板的地震側力，其餘小梁與預力構架間亦以滑動支承連接。

本文中分別利用預力梁柱接頭試驗、實尺寸預力構架試驗及縮尺預力

構架之震動台試驗等測試上述的三種樓板機制，並比較三者之間的結果可得下述之結論：

1. 不連續的浪板可降低樓板對梁柱界面開合效應的影響，使得含此樓板的預力接頭擁有自行復位的能力，但樓板會產生較集中的開裂行為，造成樓板產生較大的裂縫。
2. 以單跨剛性桁架連接樓板與預力梁，可減少樓板的複雜性，同時可擁有預力構架的自復位行為，但非對稱的傳力行為會造成梁下翼板處產生較大的梁軸力，且剛性桁架的鋼材用量及現場焊接，花費較為龐大。
3. 以單跨複合梁連接樓板與預力構架，不僅樓板不會產生大的開裂，且施工便利，無複雜的接合細節或大量的現場焊接，但受到非對稱的傳力方式造成梁下翼產生較大的軸力。

#### 柱束制效應影響：

學者 Christopoulos et al. (2002a)中，提出梁柱界面分離時會造成柱產生變形，此柱束制效應進而造成梁產生額外的梁軸力，並建議考慮樓層在最大變形下產生的梁軸力，即上下樓層為鉸支承時的變形估算額外增加的梁軸力。本論文則認為此估算方式高估柱束制效應的影響，並建議改考慮柱的整體變形估算柱束制產生的效應。

在本論文中利用實尺寸不含消能裝置之預力構架進行測試，並建立兩跨一層樓及三層樓的旋轉彈簧模型進行分析。測試方式分為兩種加載方式與兩種束制方式，第一種側向加載方式是考慮柱的反曲點位於樓層中心處，並考慮外柱分配的剪力為內柱的  $1/2$ ，柱頂無束制行為，另一個束制方式為固定柱頂的位移不變；另一種加載方式為考慮側向力經由剛性桁架傳遞至單跨預力梁中，柱頂的束制方式亦分為完全束制與自由端。試驗與分析的結果顯示：

1. 由三層樓預力構架電腦模型分析中，發現一樓處梁軸力較鋼腱拉力大約 11%，而二樓與三樓處梁軸力卻較鋼腱拉力小，此梁軸力可由本文所建議的方法合理預測。而利用柱在樓層處假設的邊界條件(鉸接)所估算的梁軸力均為增加，無法求得梁軸力因柱變形而減少的情形，且 Christopoulos 等人(2002a)提出的估算方法對此三層樓構架一樓與二樓的梁軸力超估約 50%。
2. 第一個模式令加載於外側柱 CL 與柱 CR 的剪力為中間柱 CC 的一半，此為模擬柱對梁有微小的束制效應下的行為。第二個模式則限制每一柱頂間無相對變形，以模擬柱頂邊界條件為鉸接的情形，此行為柱對梁產生大的束制行為。此兩種模式對梁軸力產生不同的影響，得到的梁軸力分別較鋼腱拉力大 2% 與 60%，此結果證明若二樓以上樓層柱的邊界條件假設為鉸接，會高估柱提供的撓曲勁度與梁的軸力。
3. 構架試體利用兩種載重方式估算預力梁中柱束制的效應，第一種載重方式是模擬柱對構架的伸展行為僅產生微小的束制，第二種載重方式令柱頂間無相對位移產生，以模擬柱頂為鉸支承且為完全束制，在達最大的變形時，第一次與第二次試驗中梁的最大軸力分別較鋼腱內力大 62% 與 132%。
4. 預力構架在受柱束制時，側力會造成構架產生剛體旋轉變形，且伴隨著由柱束制效應產生的撓曲變形，本文假設(1)側力造成外柱 CL 的剪力為內柱 CC 的 1/2，(2)因柱束制造成柱 CL 的剪力  $V_{re,l}$ ，可視為柱束制力  $F_{cl}$  對簡支柱作用下的反力。因此在正方向作用下，柱 CL 的剪力為 1/4 的側力與  $V_{re,l}$  的差，在負方向作用下則為兩者的合，此預測的柱剪力與試驗的結果相近，表示柱剪力可藉由此二項效應估算。

## 動力分析比較：

在經由電腦模型分析與試驗結果比較，可確認旋轉彈簧模型在反覆側推分析中能有效模擬預力構架的行為，為比較預力構架與焊接式抗彎構架間的差異，建立四組相同梁柱尺寸但不同接合方式的構架，四組模型分別為焊接式抗彎構架(MRF)，及三組自復位抗彎構架(SCRB、SCPB 及 SCFB)，其中 SCRB 與 SCPB 之柱與基礎及梁與柱均採用預力接合，但 SCRB 的柱底含有消能裝置，SCPB 則無，SCFB 的柱底為固接形式。以 15 組地震測站資料進行動力分析，並比較分析的結果可得以下之結論：

1. 由四組構架模型可得相似的初始勁度與輸入的最大地震能量。
2. 由於四組構架在中、低週期且高降伏強度，所以自復位構架的最大層間側位移角較 MRF 構架大。
3. 含預力柱之自復位構架較柱底固接的構架產生較大的層間側位移角，但可減少在一樓處產生的殘餘變形。
4. 柱底為固接形式的自復位構架，對一樓處梁提供的柱束制力比柱底為預力接合之自復位構架大約三倍。
5. 在 MCE 層級中消能鋼板的最大應變均小於 0.2。

## 6.2 建議

預力建築構架的特性在於梁柱界面藉由分離提供構架的變形，其自行復位的能力值得工程師們採用，但梁柱界面分離後樓層勁度會產生變化，包含鋼腱內力變化、柱束制效應與樓板束制的影響，梁柱界面的開合量與梁軸力不易計算，目前本論文提供的分析方式與應用範圍僅限於低矮樓層的預力建築結構，中高樓層的適用性仍有待驗證。

## 參考文獻

- (1) American Concrete Institute (ACI) 318 (2002), *Building code requirements for structural concrete and commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- (2) American Institute of Steel Construction (AISC). 2005. *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago, IL.
- (3) ASTM (American Society for Testing and Materials), Standard methods for tension testing of metallic materials, Designation No. E8-19, Philadelphia, 1997.
- (4) Cheok G, Lew H. 1993. Model precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading. *PCI J.*, 38 (4), 80-92.
- (5) Collins JH and Filiatrault A. 2003. Application of post-tensioned energy dissipating (PTED) connections in steel moment-resisting frames. *Report No. SSRP-2003/05*, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, CA
- (6) Collins MP and Mitchell D. 1991. *Prestressed concrete structures*. Prentice-Hall, New Jersey.
- (7) Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Uang, C. M. (2002a). Self-centering post-tensioned energy dissipating (PTED) steel frames for seismic regions. *Report No. SSRP-2002/06*, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, CA.
- (8) Christopoulos C, Filiatrault A, Uang CM, and Folz B. (2002b). Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1111-1120.
- (9) Chen, S. J., Yeh, C. H., and Chu, J. M. (1996) "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance." *J. Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 11, pp. 1292-1299.
- (10) Chou C-C, Chen J-H, Chen C-Y. (2004). Performance evaluation of post-tensioned steel connections for moment-resisting frames. *6th Korea-Japan-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures*, Taiwan.
- (11) Chou CC, Chen JH. Seismic behavior of steel beams post-tensioned to a reinforced concrete column with reduced flange plates. Report No. NSC 93-2625-Z-009-003, National Science Council, Taiwan, (2005a).
- (12) Chou C-C, Tsai K-C, Chen J-H, Chen Y-C, and Chuang S-C. (2005b). Cyclic behavior of post-tensioned steel connections with reduced flange plate and slab. *1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, Nagoya, Japan.
- (13) Chou, C. C., Yang, W. C., and Tsai, K. C. (2005c). "Experimental Evaluation of Post-tensioned Steel Connections with Steel Bars and a Discontinuous Slab." *7th Japan-Taiwan-Korea Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures*, Korea.
- (14) Chou C-C, Chen J-H, Chen Y-C, and Tsai K-C. (2006a). Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), 1167-1185.
- (15) Chou C-C, Chen, Y. C. (2006b). Cyclic tests of post-tensioned precast CFT segmental bridge columns with unbonded strands. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 159-175.
- (16) Chou C-C and Wu C-C. (2007). Performance evaluation of steel reduced flange plate moment connections. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(14), pp. 2083-2097.
- (17) Chou, C. C., Chen, J. H. (2008a). Column restraining effects in post-tensioned self-centering moment frames. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 12-01-0150, Beijing, China.
- (18) Chou C-C, Hsu, C. P. (2008b). Hysteretic model development and seismic response of unbonded post-tensioned precast CFT segmental bridge columns. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 919-934.
- (19) Chou C-C, Wang Y-C, Chen J-H. (2008c). Seismic design and behavior of post-tensioned

- steel connections including effects of a composite slab. *Engineering Structures*, 30, 3014-3023.
- (20) Chou, C. C., Chen, J. H. (2009a). Shake Table Tests of a Steel Post-Tensioned Self-Centering Moment Frame with a Composite Slab Accommodating Frame Expansion. Proceedings of 5th International Symposium on Steel Structures, Seoul, Korea.
  - (21) Chou, C. C., Tsai, K. C., Yang, W. C. (2009b). "Self-centering Steel Connections with Steel Bars and a Discontinuous Composite Slab." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(4): 403-422.
  - (22) Chou C-C, Lai Y-J. (2009c). Post-tensioned self-centering moment connections with beam bottom flange energy dissipators. *J. Constructional Steel Research*, 65(10), 1931-1941.
  - (23) Chou C-C, Tsai K-C, Yang W-C. (2009d). Self-centering steel connections with steel bars and a discontinuous composite slab. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(4), 403-422.
  - (24) Chou C-C and Chen J-H. (2010a). Column restraint in post-tensioned self-centering moment frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(7), 751-774.
  - (25) Chou, C.C. and Chen, J.H. (2010b). Tests and Analyses of a Full-scale Post-tensioned RCS Frame subassembly. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(11): 1354-1365.
  - (26) Chou C-C, Tsai K-C, Wang Y-Y, Tao C-K. (2010c). Seismic rehabilitation performance of steel side plate moment connections. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39, pp. 23-44.
  - (27) Englekirk R. 1994. *Steel Structures*. John Wiley & Sons, Inc. New York.
  - (28) Engelhardt M. D., Winneberger T., Zekany A. J., and Potyraj T. (1996) "The dogbone connection: Part II." *Modern Steel Construction*, AISC.
  - (29) Engelhardt MD. Design of reduced beam section moment connections. Proc., North American Steel Construction Conference, AISC, Chicago, 1998, 1-29.
  - (30) FEMA (Federal Emergency Management Agency), Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, Washington, DC. 2000.
  - (31) Garlock, M. (2002). "Full-scale testing, seismic analysis, and design of post-tensioned seismic resistant connections for steel frames." Ph.D. dissertation, Civil and Environmental Engineering Dept., Lehigh Univ., Bethlehem, PA.
  - (32) Garlock MM, Ricles JM, Sause R. Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections. *J. Struct. Engrg.*, ASCE (2005a);131(3): 438-448.
  - (33) Garlock, M. M., Ricles, J. M. and Sause, R. (2005b) "Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 12, pp. 1615-1625.
  - (34) Garlock M., Liu J., and King A. 2006. Construction details for self-centering moment resisting frame floor diaphragms. U.S. Taiwan Workshop on Self-Centering Structural Systems, Taipei.
  - (35) Garlock MM, Sause R, and Ricles MJ. (2007). Behavior and design of posttensioned steel frame systems. *Journal of Structural Engineering*, 133(3), 389-399.
  - (36) HKS. ABAQUS User's Manual Version 6.3. 2003. Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, RI.
  - (37) IBC 2000. International Building Code. International Code Council, Falls Church, Virginia.
  - (38) Kim T, Whittaker AS, Gilani ASJ, Bertero VV, Takhirov SM. Experimental evaluation of plate-reinforced steel moment-resisting connections. *J. Struct. Engrg.*, ASCE (2002);128(4): 483-491.
  - (39) Kim, H.-J., (2007). "Self-centering Steel Moment Resisting Frames with Energy Dissipating Systems" Ph.D. Thesis, University of Toronto, Canada.
  - (40) Kim HJ. and Christopoulos C. (2008a). Numerical models and ductile ultimate deformation response of post-tensioned self-centering moment connections. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(1), 1-21.



- (41) Kim HJ. and Christopoulos C. (2008b). Seismic design procedure and seismic response of post-tensioned self-centering steel frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 38 (3), 355-376.
- (42) King AJ.(2007) Design of collector elements for steel self-centering moment resisting frames. Thesis advisor: Liu J., Purdue University, West Lafayette, IN.
- (43) Lin Y-C, Ricles JM, and Sause R. 2008. Earthquake simulations on a self-centering steel moment resisting frame with web friction devices, 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- (44) Prestley MJN, MacRae G. 1994. Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons. *PCI J.*, 41 (1), 64-81.
- (45) Pampanin S, Priestley MJN, Sritharan S. 2000. Press phase 3: the five-story precast test building-frame direction response. *Rep. No. SSRP 2000/08*, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
- (46) Ricles JM., Sause R., Garlock MM. and Zhao C. (2001). Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 127(2), 113–121.
- (47) Ricles JM, Sause R, Peng SW, and Lu LW. (2002). Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 850-859.
- (48) Rojas P, Ricles MJ, and Sause R. (2005). Seismic performance of posttensioned steel moment resisting frames with friction devices. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 529-540.
- (49) Timoshenko SP, Gere JM. Theory of elastic stability. McGraw-Hill, New York, 1963.
- (50) Tsai K-C, Chou C-C, Lin C-L, Chen P-C, Jhang S-J. 2008. Seismic self-centering steel beam-to-column moment connections using bolted friction devices. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 627-645.
- (51) Tsai K-C and Lin B-Z. 2003. Development of an object-oriented nonlinear static and dynamic 3D structural analysis program. *CEER/R92-04*, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University.
- (52) Uang, C. M., Yu, Q. S., Noel, S., and Gross, J. (2000). "Cyclic testing of steel moment connections rehabilitated with RBS or welded haunch." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 57-68.
- (53) Vecchio, F. J. and Collins, M. P. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal*; March-April, 3-22.
- (54) Wang YC. Effects of concrete slab on cyclic behavior of post-tensioned moment connections. Master thesis, advisor: Chou CC, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan, 2006.
- (55) Whittaker A. S., Gilani A. S. J., Takhirov S. M., and Ostertag C. (2002). "Forensic studies of a large cover-plate steel moment-resisting connection." *The Structural Design of Tall Buildings*. 7, pp. 265-283.
- (56) 周中哲, 吳家慶(2004)「削切蓋板梁柱接頭之耐震性能」, 鋼管混凝土複合構造設計講習會, *NCREE-04-016*, 國家地震工程研究中心, 台北。
- (57) 周中哲, 陳俊翰(2005)「含削切式消能鋼板之預力鋼梁與鋼筋混凝土內柱接合之耐震試驗研究」, 計畫編號: *NSC 93-2625-Z-009-003*, 行政院國家科學委員會。
- (58) 周中哲, 陳鈺智, 錢明山 (2006a)「預力預鑄鋼管混凝土節塊橋柱之耐震行為」, 結構工程, 第二十一卷, 第一期, 87-106 頁。
- (59) 周中哲, 吳家慶(2006b)「削切蓋板鋼骨梁柱接頭之耐震性能」, 中國土木工程學刊, 第十八卷, 第四期, 535-546 頁。
- (60) 周中哲, 陳俊翰, 陳鈺智, 蔡克銓 (2006c)「預力鋼梁與鋼管混凝土柱接合之抗震行為」, 結構工程, 第二十一卷, 第三期, 37-54 頁。
- (61) 周中哲, 陳俊翰(2007a)「預力鋼梁與鋼筋混凝土柱自行復位接頭之耐震行為」, 中國土木工程學刊, 第十九卷, 第三期, 425-437 頁。

- (62) 周中哲，陳俊翰(2007b)「預力鋼梁與鋼管混凝土柱抗彎構架震動台試驗與分析」，計畫編號: NSC 95-2625-Z-009-004，行政院國家科學委員會
- (63) 周中哲，楊文嘉，蔡克銓(2007c)「含消能鋼棒之預力鋼造梁柱接頭遲滯行為」，中國土木水利工程學刊，第十九卷，第一期，45-55 頁。
- (64) 周中哲，許智堡(2008)「預力預鑄節塊橋柱勁度衰減旗幟模型發展及耐震行為」，結構工程，第二十三卷，第二期，67-89 頁。
- (65) 周中哲，陳俊翰(2009)「預力預鑄自行復位建築構架柱束制梁效應分析與實驗評估」，結構工程(97-021，接受)。
- (66) 周中哲，張浩然，陳俊翰，Joshua Hewes (2009b)「預力預鑄混凝土節塊橋柱之雙塑鉸模型及反覆側推行為」結構工程(98-015 in review)。
- (67) 周中哲、陳俊翰 (2009c)「含滑動樓板之預力預鑄自行復位建築構架耐震設計與震動台試驗」，結構工程(98-20 in review)。



## 符號說明

$\alpha$	預力接頭折減的勁度比
$\alpha_{2\%}$	2%側位移角下梁端彎矩與設計彎矩的比例係數
$\alpha_{4\%}$	4%側位移角下梁端彎矩與設計彎矩的比例係數
$\alpha_y$	降伏彎矩與設計彎矩的比例係數
$\beta$	能量消釋係數
$\beta_R$	消能鋼版提供的消能係數
$\Delta_b$	梁柱界面的分離量
$\delta_b$	梁因軸力產生的壓縮量
$\delta_{b,i}$	第 i 跨梁的壓縮量
$\delta_{b,m}$	第 m 跨梁的壓縮量
$\delta_{bl}$	BL 梁的縮短量
$\delta_{br}$	BR 梁的縮短量
$\delta_{cl}$	BL 梁因柱束制效應產生的縮短量
$\delta_{cr}$	BR 梁因柱束制效應產生的縮短量
$\Delta_d$	承重構架變形
$\Delta_e$	彈性設計力作用下構架樓層間位移差
$\Delta\theta_{gc}$	柱底分離轉角為 $\theta_g$ 時，為符合柱的撓曲變形柱底產生的旋轉角
$\Delta\theta_{gcl}$	CL 柱底產生之剛體旋轉角增量
$\Delta\theta_{gcr}$	CR 柱底產生之剛體旋轉角增量
$\Delta F_b$	梁軸力增量
$\Delta F_{bl}$	BL 梁的軸力增量
$\Delta F_{br}$	BR 梁的軸力增量
$\Delta F_{b,l}$	最外跨梁軸力增量
$\Delta F_{b,m}$	距最外跨第 m 跨的梁軸力增量
$\Delta F_{b,m-1}$	距最外跨第(m-1)跨的梁軸力增量
$\Delta F_{cc}$	柱因束制效應對梁產生的束制力
$\Delta F_{cc,l}$	下一樓層對該樓層梁產生的束制力增量
$\Delta F_{cc,u}$	上一樓層對該樓層梁產生的束制力增量
$\Delta F_{cl}$	柱 CL 因側向撓曲變形對梁產生的軸向力增量
$\Delta F_{cr}$	柱 CR 因側向撓曲變形對梁產生的軸向力增量
$\phi_b$	0.9
$\Delta M_{ST}$	鋼腱提供的彎矩增量
$\delta_{ST}$	梁因鋼腱內力產生的縮短量
$\Delta T_{bar}$	柱底界面分離後，鋼棒因伸長產生的內力增量
$\Delta T_{ST}$	梁柱界面分離後，鋼腱因伸長產生的內力增量。
$\Delta V_c$	柱剪力增量
$\rho_x$	系統贅餘力的可靠係數
$\epsilon_b$	梁翼應變
$\epsilon_{bar}$	鋼棒應變
$\epsilon_R$	RFP 的應變

$\epsilon_{u,R}$	RFP 的極限應變
$\epsilon_{ST}$	鋼腱應變
$\epsilon_y$	降伏應變
$\sigma_y$	鋼材的降伏強度
$\Omega_0$	超強因子
$\theta_{DBE}$	達設計地震層級時之層間側位移角
$\theta_{MCE}$	達最大地震層級時之層間側位移角
$\theta_g$	梁柱界面分離轉角。
$\theta_y$	降伏時樓頂的側位移角
$\zeta$	梁 BL 與梁 BR 的縮短量變形比
$\eta$	強度相關係數
$\mu_\Delta$	平均韌性位移需求
$A_b$	梁的斷面積
$A_{bar}$	鋼棒的總斷面積
$A_{col}$	柱的斷面積
$A_i$	結構物的樓地板面積
$A_l$	油壓制動器 Act 3 產生的力量
$A_r$	油壓制動器 Act 4 產生的力量
$A_{RBS}$	削切中心處斷面積
$A_{ST}$	鋼腱總面積
$b_{eff}$	承載有效寬度
$b_R$	消能鋼板最窄寬度
$C_d$	位移放大係數
$C_R$	受壓側消能鋼板的軸力
$C_{Rll}$	左跨梁(BL)左端消能鋼板產生之壓力
$C_{Rlr}$	左跨梁(BL)右端消能鋼板產生之壓力
$C_{Rrl}$	右跨梁(BR)左端消能鋼板產生之壓力
$C_{Rrr}$	右跨梁(BR)右端消能鋼板產生之壓力
$C_s$	地震反應係數
$C_T$	0.035
$C_u$	1.2
$d_b$	梁深
$d_c$	柱寬
$d_{cc}$	梁柱界面分離後，中性軸與梁中心處的距離。
$d_f$	側推力 $P$ 與梁中心處的距離
$d_r$	梁中心與消能鋼板中心處的距離。
$d_{s,MCE}$	最大地震層級下安全的止滑距離
$E_b$	梁的彈性模數
$E_{bar}$	鋼棒的彈性模數
$E_c$	柱的彈性模數
$E_{col}$	柱的彈性模數
$E_s$	鋼梁的彈性模數
$E_{ST}$	鋼腱的彈性模數

$F_a$	工址水平反應係數
$F_v$	工址垂直反應係數
$F_{bl}$	梁 BL 的軸力
$F_{br}$	梁 BR 的軸力
$F_{bll}$	左跨梁(BL)左端之梁軸力
$F_{blr}$	左跨梁(BL)右端之梁軸力
$F_{brl}$	右跨梁(BR)左端之梁軸力
$F_{brr}$	右跨梁(BR)右端之梁軸力
$F_{cl}$	柱 CL 因側向撓曲變形對梁產生的軸向力
$F_{cr}$	柱 CR 因側向撓曲變形對梁產生的軸向力
$f_{cn}'$	混凝土 28 天強度
$F_{DBE, b}$	設計地震層級(DBE)時梁上的軸力
$F_x$	靜力分析時，基底剪力分配至各樓層之側力
$F_x'$	樓層側力
$h_2$	二樓樓層高
$h_3$	三樓樓層高
$H$	柱高
$H_b$	柱底至梁中心線的距離
$h_x$	樓層高度
$h_n$	構架總高
$I_b$	梁的二次慣性矩
$I_c$	柱的二次慣性矩
$I_E$	結構物重要係數
$I_{RBS}$	削切處強軸上最小的二次慣性矩
$k$	樓層分配係數
$K_{ae}$	鋼板最窄處彈性的軸向勁度
$K_{ap}$	消能鋼板非彈性的軸向勁度
$K_b$	梁的軸向勁度
$K_{b1}$	SC 彈簧的初始勁度
$K_{b2}$	SC 彈簧降伏後的勁度
$K_{bar}$	鋼棒的軸向勁度
$K_c$	柱在梁中心處的撓曲勁度
$K_{c1}$	柱底界面分離前彈性勁度
$K_{c2}$	柱底界面分離後的勁度
$K_{cl}$	柱 CL 側向的撓曲勁度
$K_{cr}$	柱 CR 側向的撓曲勁度
$K_{gcl}$	RE 彈簧模擬柱底束制效應之彈性勁度
$K_r$	梁中柱束制力與界面分離轉角為一線性的斜率
$K_{r1}$	RFP 彈簧之彈性勁度
$K_{r2}$	SC 彈簧降伏後的勁度
$K_{re}$	RE 彈簧模擬梁端柱束制效應之彈性勁度

$K_{ST}$	鋼腱的軸向勁度
$L_b$	梁長
$L_{bar}$	鋼棒長度
$L_c$	跨距
$L_{eff}$	預力梁上剪力釘的有效長度範圍
$L_R$	消能鋼板有效降伏範圍。
$L_{rp}$	梁翼加勁板長度
$L_{ST}$	鋼腱長
$L_{ST}$	鋼腱長度
$M_{all,MCE}$	斷面的容許彎矩
$M_b$	消能鋼板降伏後梁柱界面處的彎矩。
$M_{b1}$	斷面 1 處之彎矩
$M_{b2}$	斷面 2 處之彎矩
$M_{bar}$	鋼棒內力對柱底界面產生的彎矩貢獻量
$M_{bl}$	左跨梁(BL)上彎矩
$M_{bll}$	左跨梁(BL)左端之彎矩
$M_{blr}$	左跨梁(BL)右端之彎矩
$M_{bp}$	梁柱接頭中梁的彎矩強度
$M_{by}$	梁斷面之降伏彎矩
$M_{brl}$	右跨梁(BR)左端之彎矩
$M_{brr}$	右跨梁(BR)右端之彎矩
$M_c$	柱底界面分離後，柱底的彎矩
$M_{cp}$	梁柱接頭中柱與梁中心接合處柱可提供的彎矩強度
$M_{cy}$	複合梁降伏時的撓曲強度
$M_D$	靜載效應產生之彎矩需求
$M_{DBE}$	達設計地震層級時梁端彎矩
$M_{DBE,b}$	為設計地震層級(DBE)時梁上的彎矩
$M_{d,b}$	梁柱界面分離彎矩。
$M_{d,bar}$	鋼棒初始預力對柱底界面產生的彎矩貢獻量
$M_{d,c}$	柱底界面的分離彎矩
$M_{dem}$	在彈性設計地震力作用下梁端產生之彎矩
$M_{dem,gb}$	承重構架間梁的最大彎矩
$M_{d,ST}$	初始預力提供梁柱界面分離的彎矩貢獻量。
$M_{d,R}$	消能鋼板提供梁柱界面分離的彎矩貢獻量。
$M_E$	靜力設計彎矩需求
$M_L$	活載效應產生之彎矩需求
$M_{MCE,c}$	最大地震層級中柱底彎矩
$M_{n,c}$	柱的塑性彎矩
$M_{np}$	梁的塑性撓曲強度
$M_{ny}$	梁的降伏撓曲強度
$M_R$	梁柱接頭處可提供的消能彎矩強度
$M_{RBS}$	削切中心處梁的標稱彎矩
$M_{ry}$	含梁翼加勁板之梁降伏時的撓曲強度

$M_{ST}$	鋼腱內力提供的彎矩貢獻量。
$M_y$	梁柱接頭勁度折減時的彎矩強度
$M_{y,b}$	消能鋼板達降伏時之梁端彎矩。
$M_{y,c}$	柱兩側消能鋼板產生降伏時，柱底界面彎矩
$M_{y,R}$	消能鋼板達降伏時，對梁端產生的彎矩貢獻量。
$n$	1/2 的跨數
$N_f$	樓層總數
$N_{sp}$	預力構架的跨數
$O_{bl}$	梁 BL 支承轉點
$O_{br}$	梁 BR 支承轉點
$O_c$	柱 CC 支承轉點
$P$	油壓制動器 Act 1 與 Act 2 產生的總推力
$P_{by}$	梁斷面之軸向降伏強度
$P_c$	柱軸力
$P_{dem,gc}$	承重構架柱的垂直向總載重
$P_{u,c}$	柱所承受之最大軸向載重
$Q_E$	水平向的地震力
$R$	結構物強度折減係數
$R_{hl}$	柱 CL 柱底承壓處所承受的水平向反力
$R_{hc}$	柱 CC 柱底承壓處所承受的水平向反力
$R_{hr}$	柱 CR 柱底承壓處所承受的水平向反力
$r_{max}$	結構物中柱在設計剪力下承受之最大剪力與結構物總基底剪力的比值
$R_{vl}$	柱 CL 柱底承壓處所承受的垂直向反力
$R_{vc}$	柱 CC 柱底承壓處所承受的垂直向反力
$R_{vr}$	柱 CR 柱底承壓處所承受的垂直向反力
$S_a$	加速度反應譜係數
$S_L$	長度縮尺比例
$S_A$	面積縮尺比例
$S_M$	質量縮尺比例
$S_c$	柱的斷面模數
$S_S$	地震反應譜之短週期加速度係數
$S_1$	第一模態下加速度反應譜係數
$S_{DS}$	設計反應譜短週期
$S_{D1}$	第一模態下設計加速度反應譜係數
$T$	結構物的週期
$T_1$	結構物第一模態週期
$T_{bar}$	柱底界面分離後鋼棒的內力
$T_{cl}$	預力鋼棒在試驗過程，柱 CL 中荷重計測得的軸力
$T_{cc}$	預力鋼棒在試驗過程，柱 CC 中荷重計測得的軸力
$T_{cr}$	預力鋼棒在試驗過程，柱 CR 中荷重計測得的軸力
$t_f$	梁翼板厚度

$T_{in}$	初始預力。
$T_R$	受拉側鋼板未達降伏前的拉力。
$t_R$	消能鋼板厚度
$T_{Rll}$	左跨梁(BL)左端消能鋼板產生之拉力
$T_{Rlr}$	左跨梁(BL)右端消能鋼板產生之拉力
$T_{Rrl}$	右跨梁(BR)左端消能鋼板產生之拉力
$T_{Rrr}$	右跨梁(BR)右端消能鋼板產生之拉力
$t_{rp}$	梁翼加勁板厚度
$t_s$	樓板厚度
$T_{ST}$	鋼腱內力。
$T_{y,R}$	消能鋼板的軸向降伏強度。
$V_{base}$	設計基底剪力
$V_{bl}$	梁 BL 在梁端接合處產生的垂直向剪力
$V_{br}$	梁 BR 在梁端接合處產生的垂直向剪力
$V_{bll}$	梁 BL 左側承壓處剪力
$V_{blr}$	梁 BL 右側承壓處剪力
$V_{brl}$	梁 BR 左側承壓處剪力
$V_{brr}$	梁 BR 右側承壓處剪力
$V_{des}$	設計剪力
$V_{cr}$	混凝土的剪力開裂強度
$V_l$	柱 CL 柱底剪力
$V_c$	柱 CC 柱底剪力
$V_r$	柱 CR 柱底剪力
$V_{re,l}$	由柱束制行為產生的柱 CL 柱底剪力
$V_{re,r}$	由柱束制行為產生的柱 CR 柱底剪力
$V_{x,l}$	下一樓層的層剪力
$V_{x,u}$	上一樓層的層剪力
$V_y$	理想的降伏剪力
$V_{y1}$	剪力降伏強度
$W$	結構物總重
$W_{g,i}$	各樓層承重系統之合併載重



表 2.1 載重需求

(a) Dead Load

	Description	Equivalent Uniform Load (psf)
slab	3 1/2" on, lightweight concrete	43
metal deck	18 gage metal deck	3
ceiling		5
finish	carpet	2
mechanical/electrical		10
fireproofing		2
curtain wall	25 psf on vertical projection	10
steel structure	beams, girders, columns, etc.	15
<b>TOTAL</b>		<b>90</b>

(b) Live Load

description	psf
office	50
partitions(*)	20
<b>TOTAL</b>	<b>70</b>

(\*) Included for estimating the effective seismic weight.

註：參考自 Garlock (2002)

表 2.2 預力構架設計需求

(a) Demand

Floor	Beam/Column size	$F_x$ (kN)	$V_x$ (kN)	$\frac{F_{blr}}{P_{ny}}$	$\frac{F_{bri}}{P_{ny}}$	$\frac{M_E}{M_{ny}}$	$\frac{M_D}{M_{ny}}$	$\frac{M_L}{M_{ny}}$	$\frac{M_{dem}}{M_{ny}}$	$\frac{F_{blr} + M_{dem}}{P_{ny} M_{ny}}$	$\frac{F_{bri} + M_{dem}}{P_{ny} M_{ny}}$
3rd	H400×200×7×11	109	109	0.23	0.20	0.14	0.13	0.07	0.36	0.59	0.56
2nd	H500×200×10×16	91	200	0.18	0.17	0.20	0.09	0.04	0.35	0.53	0.52
1st	H500×200×11×19	48	248	0.21	0.20	0.27	0.08	0.03	0.40	0.61	0.60
Column	CFT 500×500×9	-	-	-	-	0.24	-	-	-	0.24	0.24

註：其中 1-3 樓梁與柱的降伏彎矩強度  $M_{ny}$  依序為 770、660、349 及 1050 kN-m，且軸向強度  $P_{ny}$  分別為 4530、3941、2490 及 kN， $M_{ry}$  依序為 1218、1049 及 392 kN-m，且軸向強度  $P_{ry}$  分別為 6388、5593、3522 及 kN。

(b) Strand and RFP Sizes

Floor	PT Element			RFP			Flange reinforcing Plate	
	Number & Size	$A_{ST}$ (mm <sup>2</sup> )	$T_{in}$ (kN)	$t_R$ (mm)	$b_R$ (mm)	$\beta_R$	$t_P$ (mm)	$L_P$ (mm)
3rd	6-15 mm Dia.	790	500	6	120	0.30	5	800
2nd	12-15 mm Dia.	1579	650	8	120	0.25	8	1000
1st	12-15 mm Dia.	1579	900	10	120	0.28	9	1000
Column	4-36 mm Dia.	4072	1100	-	-	-	-	-

(c) Connection Moment

Floor	$\frac{M_d}{M_{np}}$	$\frac{M_{dem}}{M_{np}}$	$\frac{M_y}{M_{np}}$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha_y$
3rd	0.30	0.36	0.46	0.10	1.0	1.29
2nd	0.24	0.35	0.44	0.14	1.0	1.22
1st	0.26	0.40	0.44	0.14	1.0	1.32
Column	0.25	0.24	0.25	0.07	0	1.06

(d) Axial Force in the Beam (3%)

Floor	$T_{in}$ (kN)	$\Delta F_b$		$F_x$ (kN)	Beam BL			Beam BR		
		$\Delta T_{ST}$ (kN)	$\Delta F_{cc}$ (kN)		$\frac{F_{blr}}{\phi_b P_{ry}}$	$\frac{M_{blr}}{\phi_b M_{ry}}$	$\Sigma$	$\frac{F_{bri}}{\phi_b P_{ry}}$	$\frac{M_{bri}}{\phi_b M_{ry}}$	$\Sigma$
3rd	500	132	-1	360	0.27	0.67	0.94	0.22	0.45	0.67
2nd	650	384	-41	300	0.23	0.46	0.69	0.20	0.42	0.62
1st	900	670	80	156	0.29	0.54	0.83	0.28	0.35	0.63

註：其中  $\phi_b = 0.9$ 。

表 2.3  $\alpha$  值關係

Floor	$\alpha_y$	$\alpha_{2\%}$	$\alpha_{4\%}$	$\alpha$	$\beta$
3rd	1.00	1.21	1.66	0.10	0.8
2nd	1.24	1.71	2.39	0.14	1.0
1st	1.10	1.57	2.23	0.14	1.0

表 2.4 承重構架

	Section	$S(\text{cm}^3)$	$I(\text{cm}^4)$	$Z(\text{cm}^3)$	$A(\text{cm}^2)$
Column	H500×300×15×24	3883	97083	4367	172.3
Beam	H350×350×18×28	3429	63090	3879	258.95
Moving Beam	H250×125×6×9	324	4052	366	37.66

表 2.5 樓板尺寸

	Span (mm)	Thickness (mm)	Bar Area ( $\text{mm}^2$ )	Mesh Area ( $\text{mm}^2$ )
Prototype	5000	150	127	71

表 3.1 預力接頭設計參數

Specimen No.		1	2	3	4
Column Size		CFT350×350×9	CFT350×350×9	RC650×650	RC650×650
Beam Size		H450×200×9×14	H450×200×9×14	H500×200×10×16	H500×200×10×16
Area of Energy Dissipation (mm <sup>2</sup> )	Top	800	800	960	908 (RFP+6-#3 bars)
	Bottom	800	800	960	960
Flange Reinforcing Plate Length		1.5 $d_b$	1.5 $d_b$	2 $d_b$	2 $d_b$
Number of Strands		16	16	16	16
RFP	$b_R$ (mm)	100	100	120	120
	Top $t_R$ (mm)	8	8	8	4
	Bottom $t_R$ (mm)	8	8	8	8
Metal Deck		No	Continuous	No	Discontinuous
$T_{in}$ (kN)		968	944	957	940



表 3.2 預力構架

(a) Dimension and moment demands

Story	Size	PT Element Number & Size	$A_{ST}$ (mm <sup>2</sup> )	$T_{in}$ (kN)	$t_R$ (mm)	$b_R$ (mm)	$\frac{M_E}{M_{np}}$	$\frac{M_D}{M_{np}}$	$\frac{M_L}{M_{np}}$	$\frac{M_{dem}}{M_{np}}$
3rd	H320×160×7.5×13	12-13 mm Dia.	1184	500	4	120	0.22	0.15	0.09	0.48
2nd	H500×200×10×16	12-13 mm Dia.	1184	900	8	120	0.29	0.05	0.03	0.37
1st	H500×200×10×16	12-15 mm Dia.	1579	900	8	120	0.34	0.05	0.03	0.42
Column	RC 650×650	4-36 mm Dia.	4072	1100	-	-	0.24	-	-	0.24

(b) Connection Response

Story	Decompression		Yield	4% Drift			End of Flange Reinforcing Plate			
	$\frac{M_{d,ST}}{M_{np}}$	$\frac{M_{d,R}}{M_{np}}$	$\frac{M_d}{M_{np}}$	$\frac{M_y}{M_{np}}$	$\frac{M_{ST}}{M_{np}}$	$\frac{M_R}{M_{np}}$	$\frac{M_{4\%}}{M_{np}}$	$\frac{P_u}{\phi_b P_y}$	$\frac{M_u}{\phi_b M_y}$	$\frac{P_u}{\phi_b P_y} + \frac{M_u}{\phi_b M_y}$
3rd	0.30	0.070	0.37	0.48	0.65	0.29	0.94	0.34	0.66	1.0
2nd	0.28	0.072	0.35	0.46	0.56	0.30	0.86	0.41	0.49	0.9
1st	0.28	0.072	0.35	0.46	0.64	0.29	0.91	0.46	0.54	1.0
Column	0.2	-	0.2	0.3	-	-	-	-	-	-

註： $M_{ny}$  為梁的降伏彎矩， $P_{ny}$  為梁的軸向降伏強度， $P_u$  為軸向載重， $M_u$  為梁翼加勁板末端處彎矩， $\phi_b$  為 0.9。

(c) Moment ratio, post-yielding stiffness ratio, and energy dissipation ratio

Floor	$\alpha_y$	$\alpha_{2\%}$	$\alpha_{4\%}$	$\alpha$	$\beta$
3rd	1.0	1.2	2.0	0.10	0.8
2nd	1.2	1.7	2.4	0.14	1.0
1st	1.1	1.6	2.2	0.14	1.0

表 3.3 預力柱撓曲勁度

Story	$K_b$ (kN/m)	$K_{ST}$ (kN/m)	CL	CR		Eqs. (3) or (4)	$\frac{K_{cl}}{K_c}$	$\frac{K_{cr}}{K_c}$	$\zeta$
			$K_{cl}$ (kN/m)	$K_{cr}$ (kN/m)	$K_{cc}$ (kN/m)	$K_c$ (kN/m)			
3rd	305517	18400	-2969	-1986	-2474	0	-	-	1.38
2nd	525195	19643	-2928	-5568	-4193	36849	-0.08	-0.15	1.91
1st	525195	25400	10857	15097	12805	63190	0.17	0.24	0.66

表 3.4 梁軸向壓力增量與鋼腱內力比較 (4% drift)

Story	$F_{bl}$ (kN)	$F_{br}$ (kN)	$T_{ST}$ (kN)	$K_b \delta_{cl}$ (kN)	$K_b \delta_{cr}$ (kN)	$K_b \delta_{cc}$ (kN)	$\frac{T_{ST} + K_b \delta_{cl}}{T_{ST}}$ (%)	$\frac{T_{ST} + K_b \delta_{cr}}{T_{ST}}$ (%)	$\frac{T_{ST} + K_b \delta_{cc}}{T_{ST}}$ (%)
3rd	819	826	843	-16	-24	-20	98	97	98
2nd	1474	1485	1489	-76	-40	-58	95	97	96
1st	1866	2008	1666	194	141	167	112	108	110

表 3.5 梁柱試驗前初始預力

Test No.	Column Restraint	RFP	CL (kN)	CC (kN)	CR (kN)	Beam (kN)
1st	Minor	Yes	1075	1133	1130	916
2nd	Minor	Yes	947	1010	1036	868
3rd	Minor	No	933	996	1014	840
4th	Full	No	915	963	1035	793
5th	Minor	No	1100	1088	1151	820
6th	Full	No	1020	1012	1054	785

表 4.1 縮尺試體斷面性質

(a) Member Size

Member		Prototype	S (cm <sup>3</sup> )	Scaled Member	S (cm <sup>3</sup> )	Scale Ratio ( $S_L^3=0.064$ )
PT Frame	Column	CFT 500×500×9	3255	CFT 250×250×4	289	0.089
	Beam	H500×200×11×19	2234	H200×100×5.5×8	139	0.062
Gravity Frame	Column	H500×300×15×24	3883	H250×150×6×9	277	0.071
	Beam	H350×350×18×28	3429	H150×150×7×10	219	0.064
	Floor Beam	H250×150×6×9	324	H150×75×5×7	89	0.275

(b) Strands and Initial Force

Member		Prototype		Scaled Member		Scale Ratio ( $S_L^2=0.16$ )	
		$A_{rea}$ (mm <sup>2</sup> )	$T_{in}$ (kN)	$A_{rea}$ (mm <sup>2</sup> )	$T_{in}$ (kN)	$A_{rea}$	$T_{in}$
PT Frame	PT Bar	4072	1100	652	176	0.13	0.16
	Strands	1579	900	253	144	0.17	0.16

(c) RFP and Slab Dimension

	RFP Dimension				Slab Dimension		
	Prototype	Scaled Member	Scale Ratio		Prototype	Scaled Member	Scale Ratio
Length (mm)	540	317	0.59	Span (mm)	5000	2000	0.4
Width (mm)	120	40	0.33	Thickness (mm)	150	80	0.53
Thickness (mm)	8	4	0.5	Bar Area (mm <sup>2</sup> )	127	71	0.59
Reduced Section Area (mm <sup>2</sup> )	960	200	0.21	Mesh Area (mm <sup>2</sup> )	71	12.6	0.18

表 4.2 測試計劃

Earthquake	Station	Phase I			Phase II			
		PGA (gal)	Sequence	Maximum Drift (%)	PGA (gal)	Sequence	Maximum Drift (%)	Failure mode
1994 Northridge	CNP196 Canoga Park	50	1	0.1	640	3	0.5	-
		370	2	0.3	1090	4	1.6	-
		910	7	0.8	1130	5	1.8	-
		1550	8	1.6	1970	7	4.2	Two RFP Fracture
		2300	9	2.1	-	-	-	-
1999 Chi-Chi	TCU074	50	3	0.1	490	1	0.5	-
		200	4	0.1	1490	2	2.1	-
		490	5	0.2	1930	6	3.9	One RFP Fracture
		520	6	0.3	1830	8	7.2	Beam buckling

表 4.3 剪力分配關係

Test No.	1	2	3	4	5	6	7	8	
Phase II	$V_b$ (kN)	105	182	114	113	124	214	218	264
	$\frac{V_l}{V_b/4}$	1.01	1.07	1.03	1.02	1.00	0.88	1.15	1.07
	$\frac{V_c}{V_b/4}$	1.95	1.91	1.96	1.96	1.94	1.76	1.60	1.73
	$\frac{V_r}{V_b/4}$	0.93	0.91	0.93	0.94	1.06	1.36	1.35	1.20



表 5.1 原構架與縮尺試體之斷面尺寸

(a) 原始構架

Floor	Section	$\alpha$	$\beta$	Strands		RFP				
				$A_{ST}$ (mm <sup>2</sup> )	$T_{in}$ (kN)	$\beta_R$	$t_R$ (mm)	$L_c$ (mm)	$L_R$ (mm)	$R$ (°)
3rd	H400×200×7×11	0.1	1.0	1184	500	0.29	4	164	380	127
2nd	H500×200×10×16	0.14	1.0	1184	900	0.29	8	246	450	127
1st	H500×200×11×19	0.14	1.0	1579	900	0.25	8	246	450	127
Column	CFT500×500×9	0.07	-	4072	1100	-	-	-	-	-

(b) 縮尺構架

Member		Prototype	S (cm <sup>3</sup> )	Scaled Specimen	S (cm <sup>3</sup> )	Scaling Ratio ( $S_L^3=0.064$ )	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)
PT Frame	Column	CFT 500×500×9	3255	CFT 250×250×4	289	0.088	284	337
	Beam	H500×200×11×19	2234	H200×100×5.5×8	139	0.064	360	410
Gravity Frame	Column	H500×300×15×24	3883	H250×150×6×9	277	0.071	327	430
	Beam	H350×350×18×28	3429	H150×150×7×10	219	0.064	313	434
	Floor Beam	H250×150×6×9	324	H150×75×5×7	89	0.27	300	407

(c) 初始預力

Member		Prototype		Scaled Specimen		Scaling Ratio	
		$A_{ST}$ (mm <sup>2</sup> )	$T_{in}$ (kN)	$A_{ST}$ (mm <sup>2</sup> )	$T_{in}$ (kN)	$A_{ST}$ ( $S_L^2=0.16$ )	$T_{in}$ ( $S_L^2=0.16$ )
PT Frame	PT Bar	4072	1100	530	176	0.13	0.16
	Strands	1579	900	263	144	0.17	0.16

表 5.2 模型性質

(a) SCRB 構架中柱的性質

Floor	Section	$\alpha$	$\beta$	Strands		RFP				
				$A_{ST}$ (mm <sup>2</sup> )	$T_{in}$ (kN)	$\beta_R$	$t_R$ (mm)	$L_c$ (mm)	$L_R$ (mm)	$R$ (°)
Column	CFT500×500×9	0.07	1.0	4072	1100	0.23	10	246	450	127

(b) MRF 構架的性質

Floor	Section	a (mm)	b (mm)	c (mm)	$\frac{A_{RBS}}{A_b}$	$\frac{I_{RBS}}{I_b}$	$\frac{M_{RBS}}{M_{bp}^c}$	$\frac{M_{n,CF}^a}{M_{bp}}$
3rd	H400×200×7×11	80	208	80	0.70	0.61	0.55	0.66
2nd	H500×200×10×16	100	325	100	0.73	0.63	0.57	0.71
1st	H500×200×11×19	100	325	100	0.73	0.63	0.63	0.78

<sup>a</sup> = 最窄削切處的標稱彎矩投影至柱面之彎矩

<sup>b</sup> = 梁的標稱塑性彎矩

(c) 四組構架之結構特性

Frame	$T$ (sec)	$V_{y1}$ (kN)	$V_y$ (kN)	$\Omega$	$\theta_y$ (%)	$\eta$	$\alpha$	$\beta$	$\mu_\Delta$	$\theta_y \times \mu_\Delta$ (%)	$\theta_{roof}$
MRF	0.712	747	958	3.9	0.66	0.48	0.06	-	1.8	1.19	1.13
SCFB	0.675	519	838	3.4	0.54	0.42	0.09	0.67	2.5	1.35	1.31
SCRB	0.689	498	602	2.4	0.44	0.30	0.11	0.99	3.0	1.32	1.36
SCPB	0.697	332	496	2.0	0.35	0.25	0.10	0.81	4.4	1.54	1.56

(d) 先前研究中構架特性 [Ricles et al. (2001), Rojas et al. (2005)]

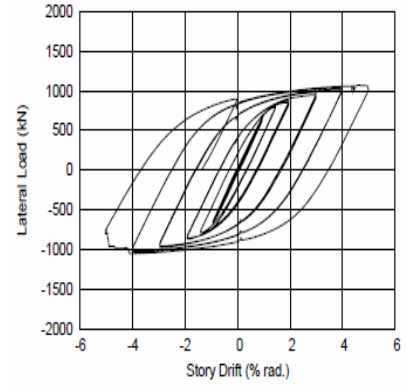
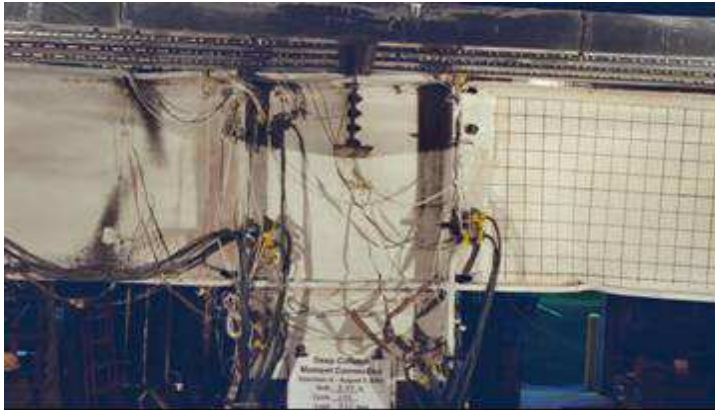
Reference	Frame	$T$ (sec)	$V_y$ (kN)	$\Omega$	$\theta_y$ (%)	$\eta$	$\alpha$	$\beta$	$\mu_\Delta$	$\theta_y \times \mu_\Delta$ (%)
Rojas et al. (2005)	MRF	2.03	2140	3.0	1.3	0.20	-	-	1.5	1.95
	SCFB	1.74	1231	2.1	0.6	0.12	0.24	0.8	2.7	1.62
Ricles et al. (2001)	MRF	1.2	4400	3.3	1.0	0.28	-	-	1.9	1.90
	SCFB	1.2	2933	2.2	0.75	0.18	0.2	0.8	2.5	1.88

(e) 柱束制造成的勁度

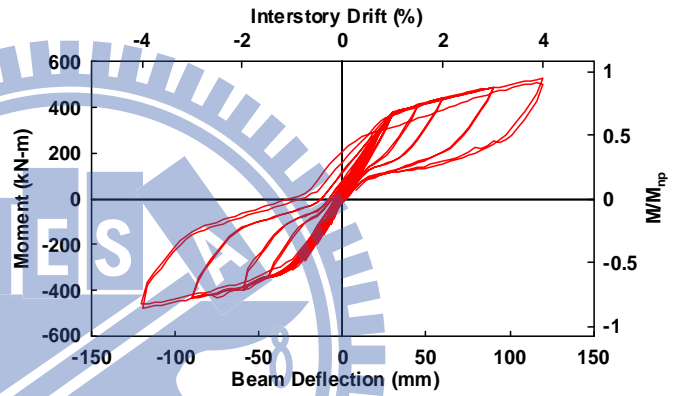
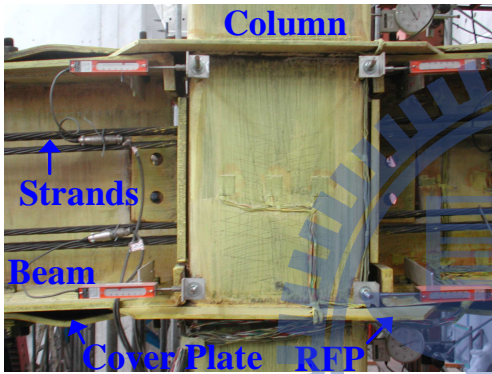
Model	SCFB			SCPF			SCRB		
	1F	2F	3F	1F	2F	3F	1F	2F	3F
$K_{c1}$ (kN-m)	22588	-5897	263	8134	-3107	-127	8792	-3616	42
$K_{ST}$ (kN-m)	28911	28911	14456	28911	28911	14456	28911	28911	14456
$K_b$ (kN-m)	577099	502110	317187	577099	502110	317187	577099	502110	317187
$K_{c2}$ (kN-m)	$\infty$			4126			4536		

表 5.3 地震紀錄

Earthquake	Record	PGA (g)	Scale Factor	Scaled PGA	Site Conditions	Distance (km)	Station
Chi-Chi	TCU034	0.25	1.45	0.36	C	33	Zaociao elementary school
	TCU039	0.21	1.94	0.40	D	17	Tunglo elementary school
	TCU074	0.60	0.64	0.38	D	18	Nanguang elementary school
Landers	IND090	0.11	3.60	0.39	D	56	12026 Indio-Coachella Canal
	JOSHUA90	0.28	1.48	0.41	C	11	22170 Joshua Tree
	PSA090	0.09	3.91	0.35	D	38	12025 Palm Springs Airport
Loma Prieta	AND360	0.24	2.08	0.50	C	21	1652 Anderson Dam(Downstream)
	CAP090	0.38	1.30	0.49	D	15	47125 Capitola
	STG090	0.32	1.76	0.57	C	13	58065 Saratoga - Aloha Ave
Northridge	CAST360	0.51	0.78	0.40	C	21	24278 Castaic-Old Ridge Route
	CNP196	0.42	1.13	0.47	D	16	90053 Canoga Park-Topanga Can
	LOS270	0.48	0.90	0.43	D	13	90057 Canyon Country-W Lost Cany
	WST270	0.36	1.29	0.47	C	29	90021 LA - N Westmoreland
Superstition Hills	ICC090	0.25	1.83	0.46	D	14	01335 El Centro Imp. Co. Cent
	WSM180	0.21	1.83	0.38	D	13	11369 Westnorland Fire Station

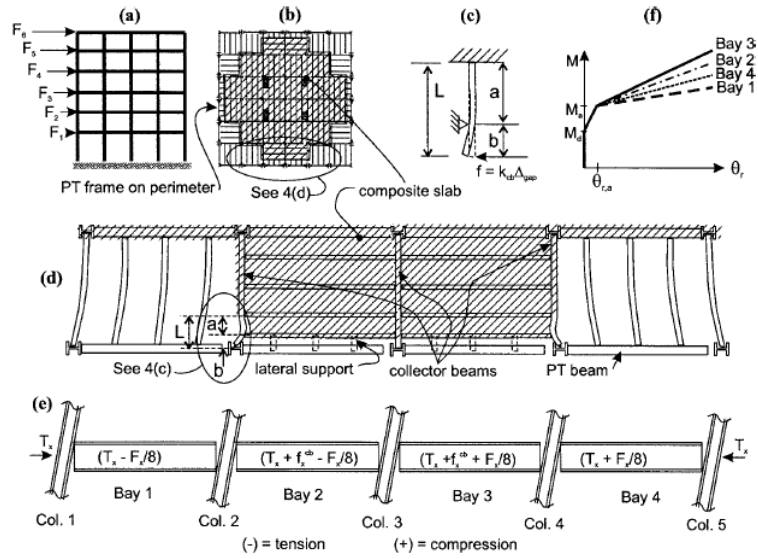


(a) Welded Connection (Zhang and Ricles 2006)



(b) PT Connection (Chou et al. 2006)

圖 1.1 焊接型接頭與預力接頭



(a) 以連接梁傳遞樓層側力之樓板(Garlock et al. 2007)

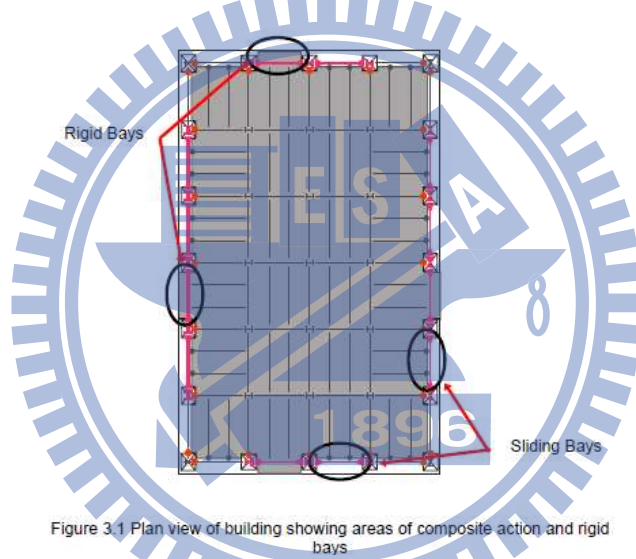


Figure 3.1 Plan view of building showing areas of composite action and rigid bays

(b) 以單跨傳遞樓層側力之樓板(Garlock et al. 2006 and King 2007)

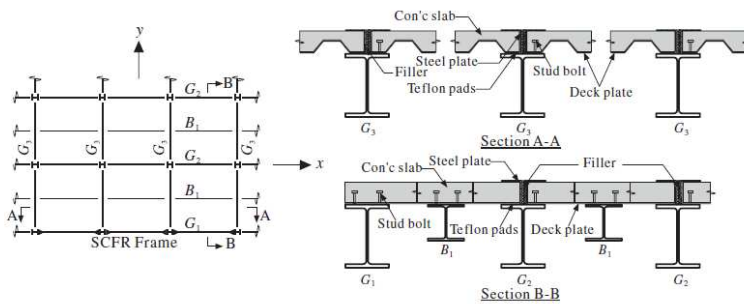
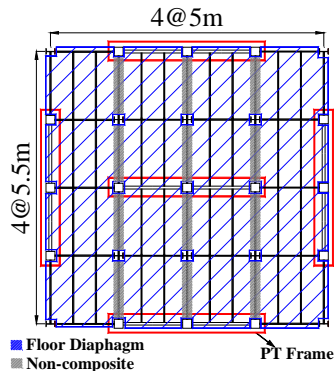


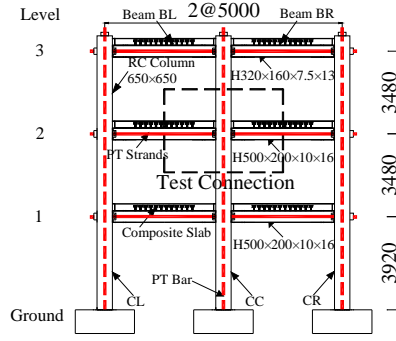
Figure 3. Detailing between concrete slab and post-tensioned self-centering frame to eliminate the restraining effect of slabs.

(c) 特殊邊界細節且不連續之樓板(Kim and Christopoulos 2008)

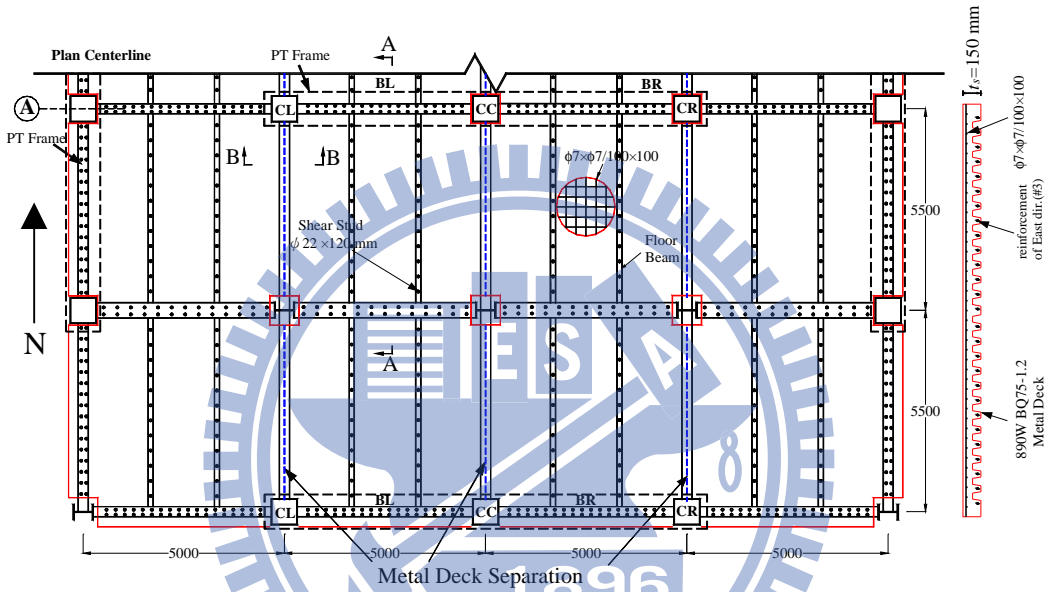
圖 1.2 先前學者建議之樓板接合方式



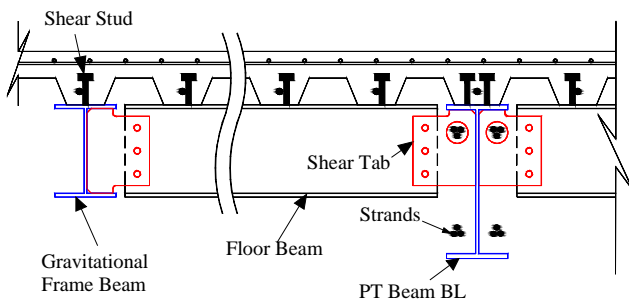
(a) 平面圖



(b) 立面圖

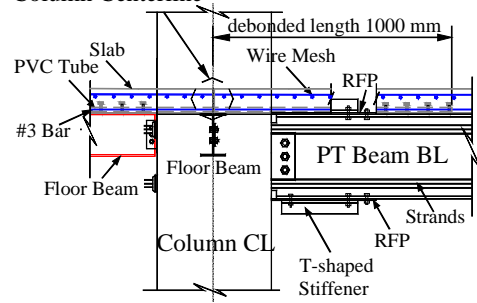


(c) 樓板細節



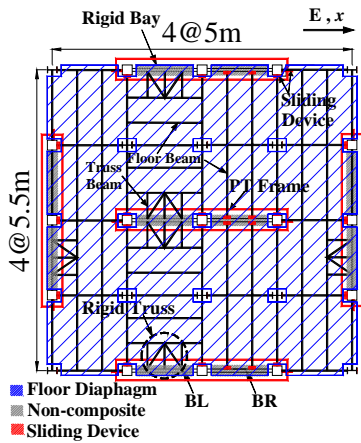
(d) View A-A

Deck Discontinuous at Column Centerline

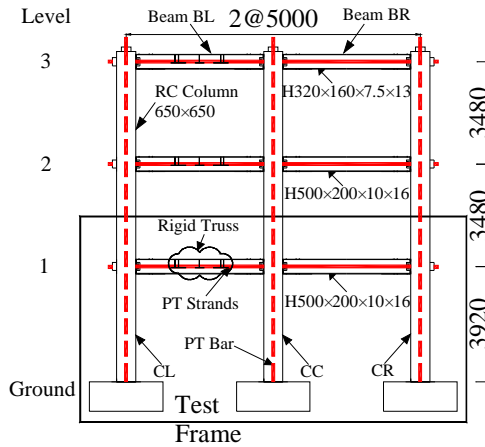


(e) View B-B

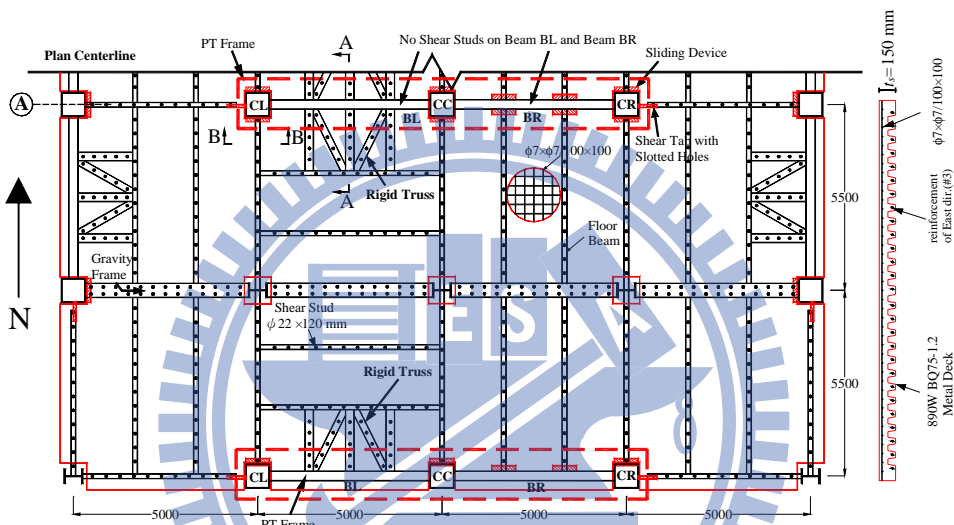
圖 1.3 部分接合之樓板系統



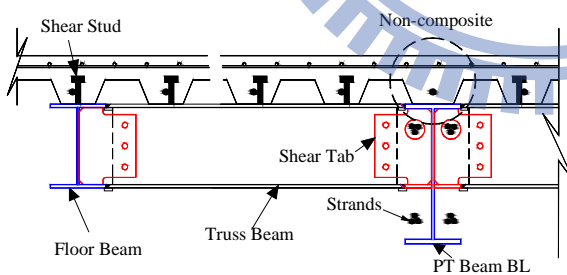
(a) 平面圖



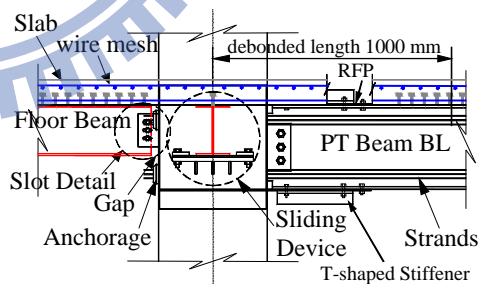
(b) 立面圖



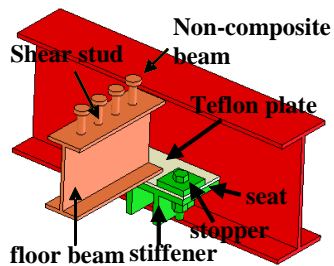
(c) 樓板細節(剛性桁架系統)



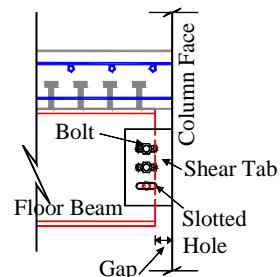
(d) View A-A



(e) View B-B

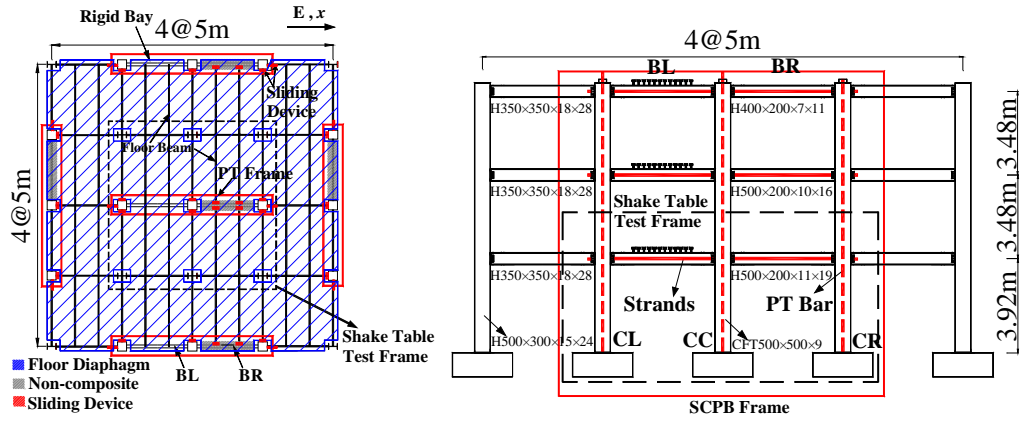


(f) 滑動支承



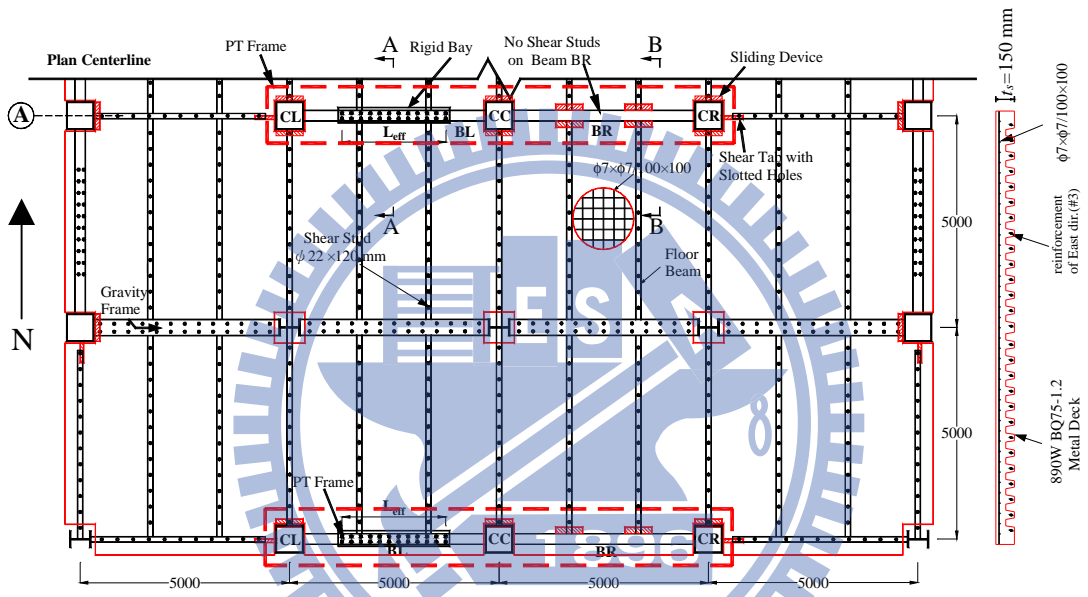
(g) 長槽孔細節

圖 1.4 含滑動支承之剛性跨系統(剛性桁架)

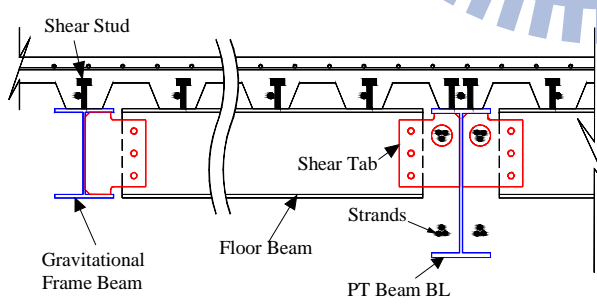


(a) 平面圖

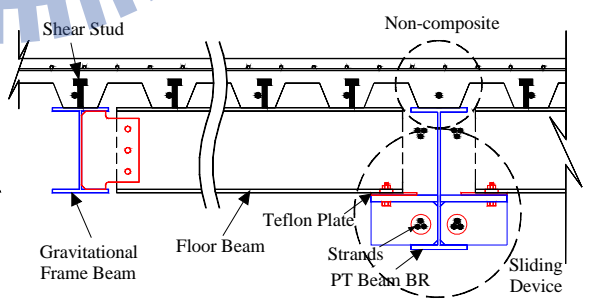
(b) 立面圖



(c) 樓板細節



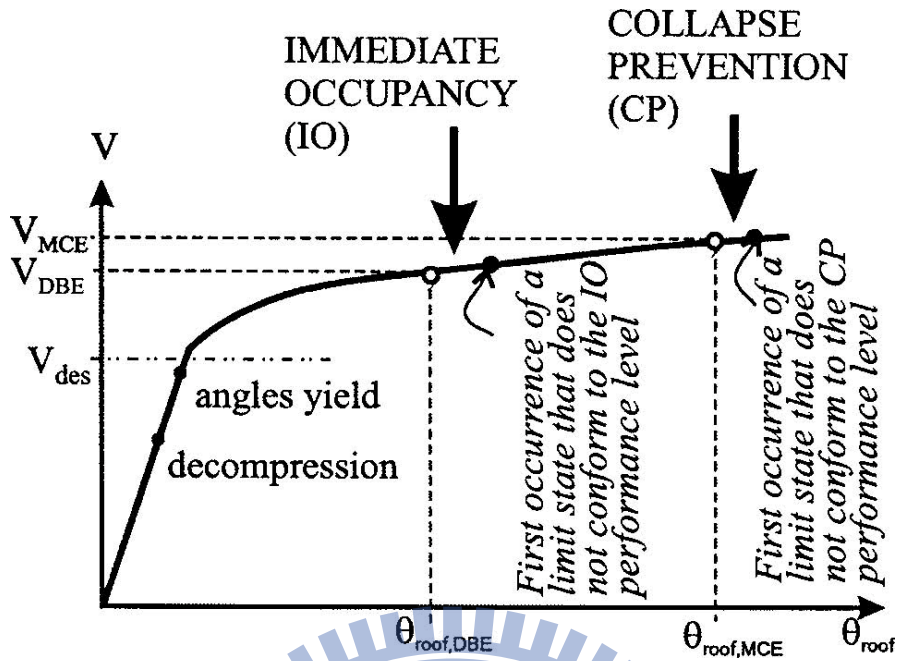
(d) View A-A



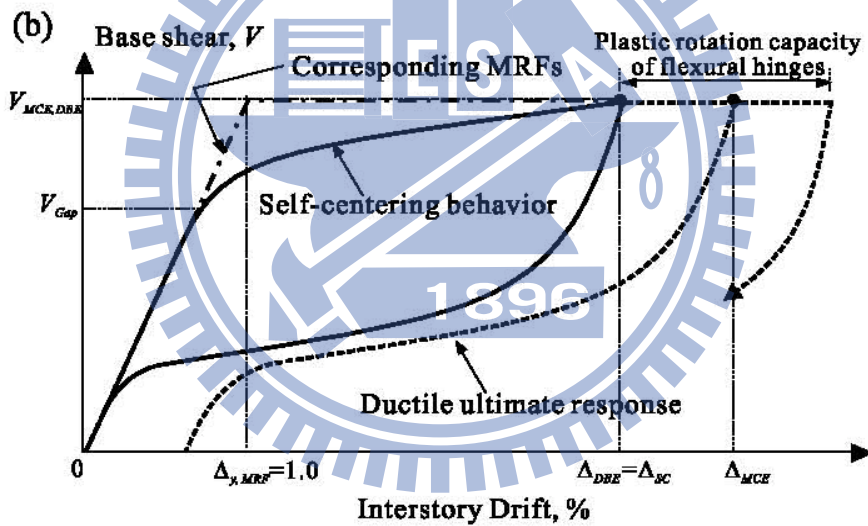
(e) View B-B

圖 1.5 含滑動支承之刚性跨系統(複合樓板)



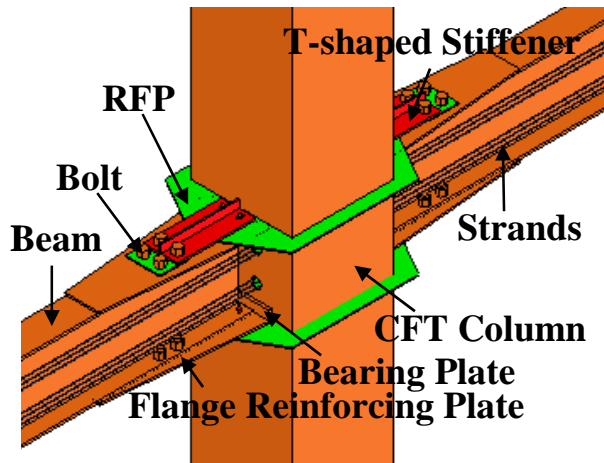


(a) Garlock (2007)

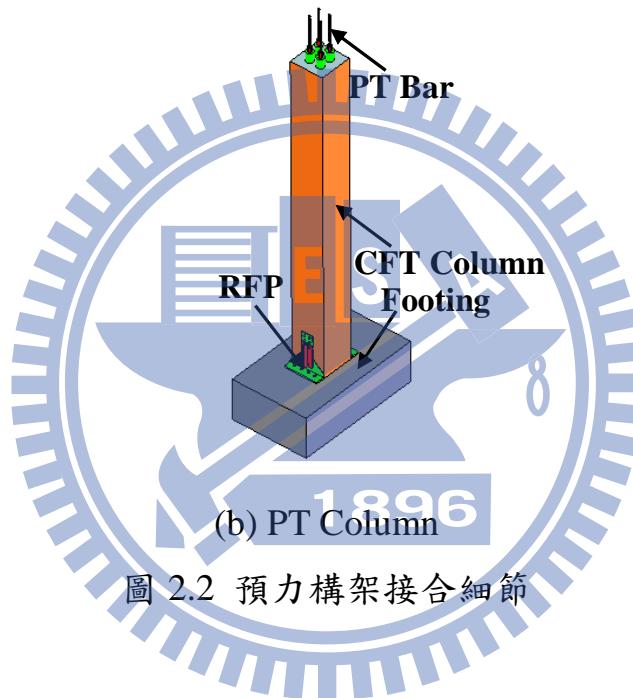


(b) Christopoulos et al. (2008)

圖 2.1 先前學者建議之設計理念

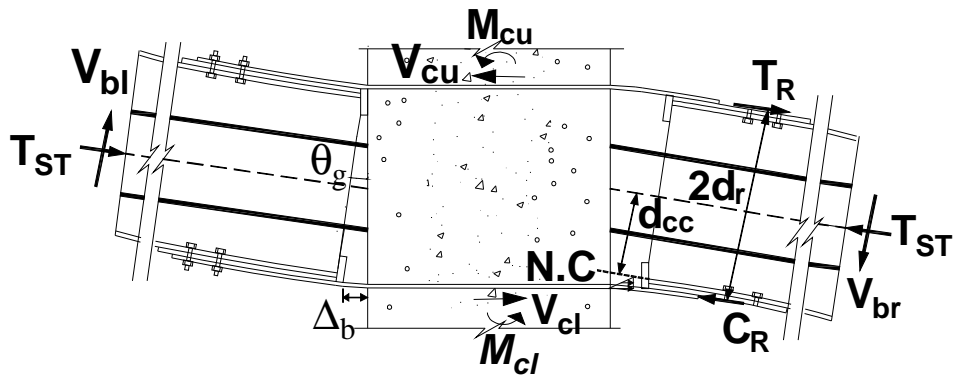


(a) PT Connection

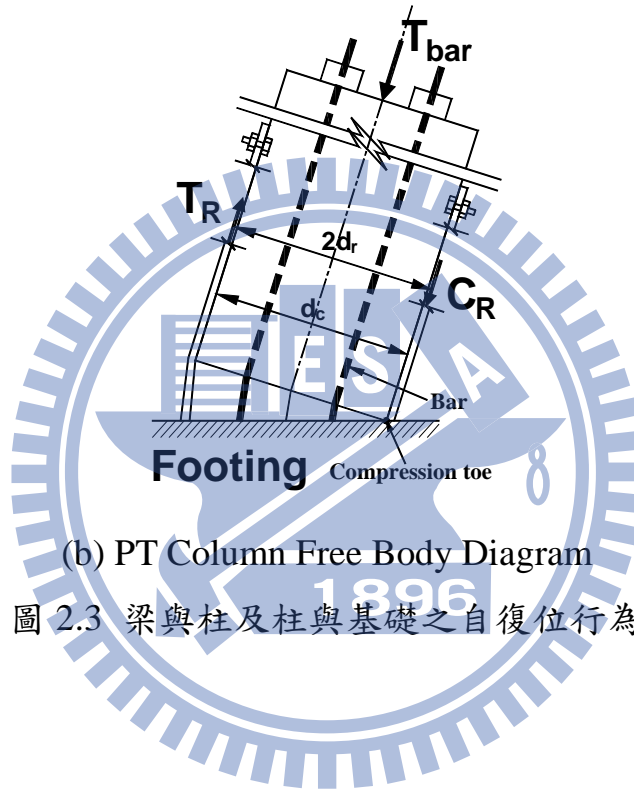


(b) PT Column

圖 2.2 預力構架接合細節



(a) PT Connection Free Body Diagram



(b) PT Column Free Body Diagram

圖 2.3 梁與柱及柱與基礎之自復位行為

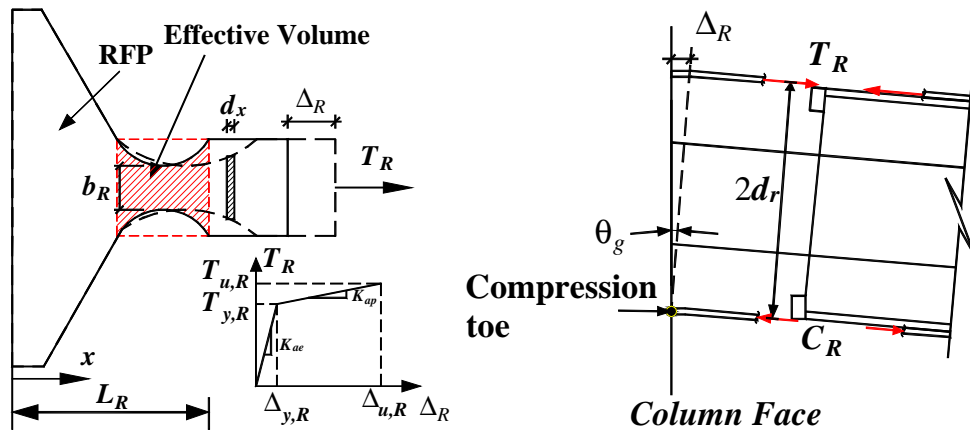
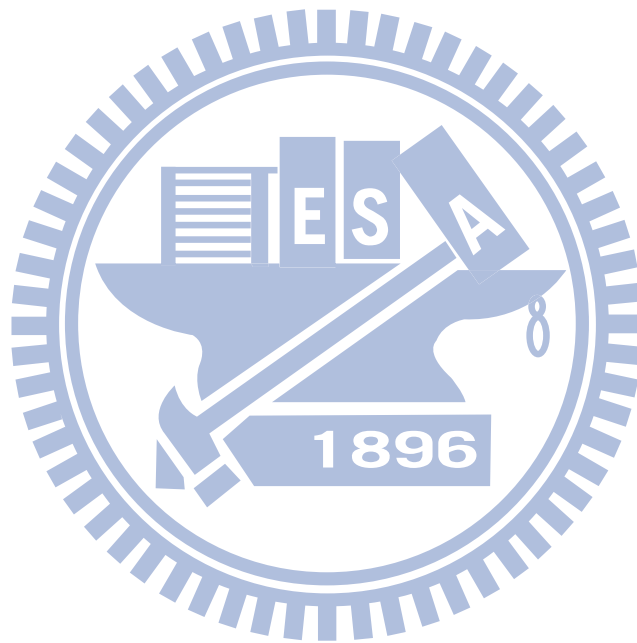
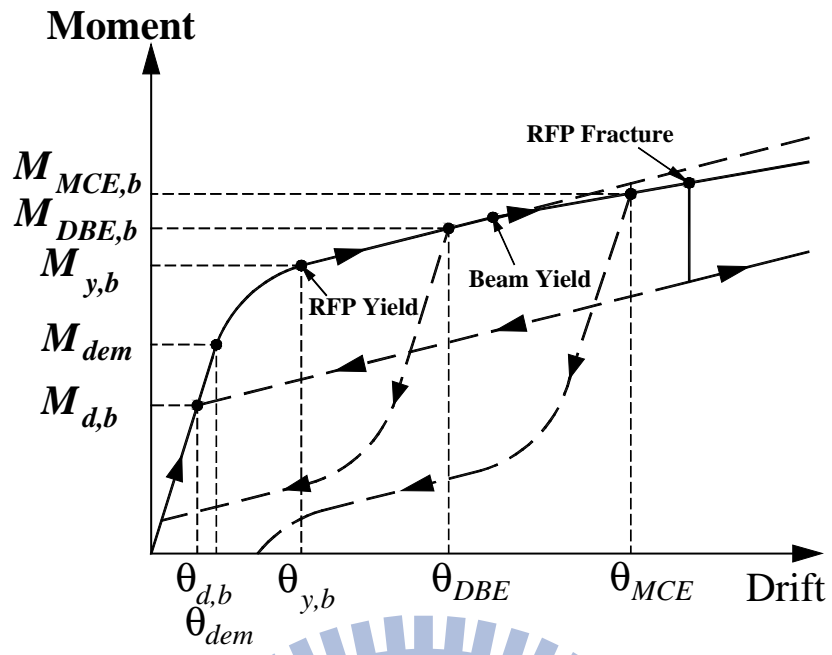
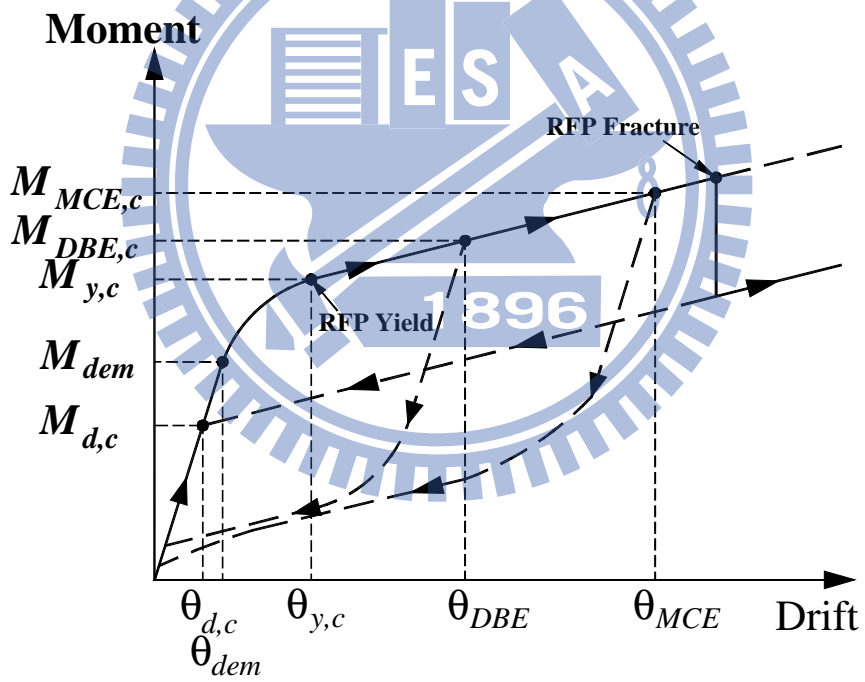


圖 2.4 挫屈束制鋼板力量與彎矩





(a) PT Connection



(b) Column-base

圖 2.5 梁與柱及柱與基礎之自復位行為

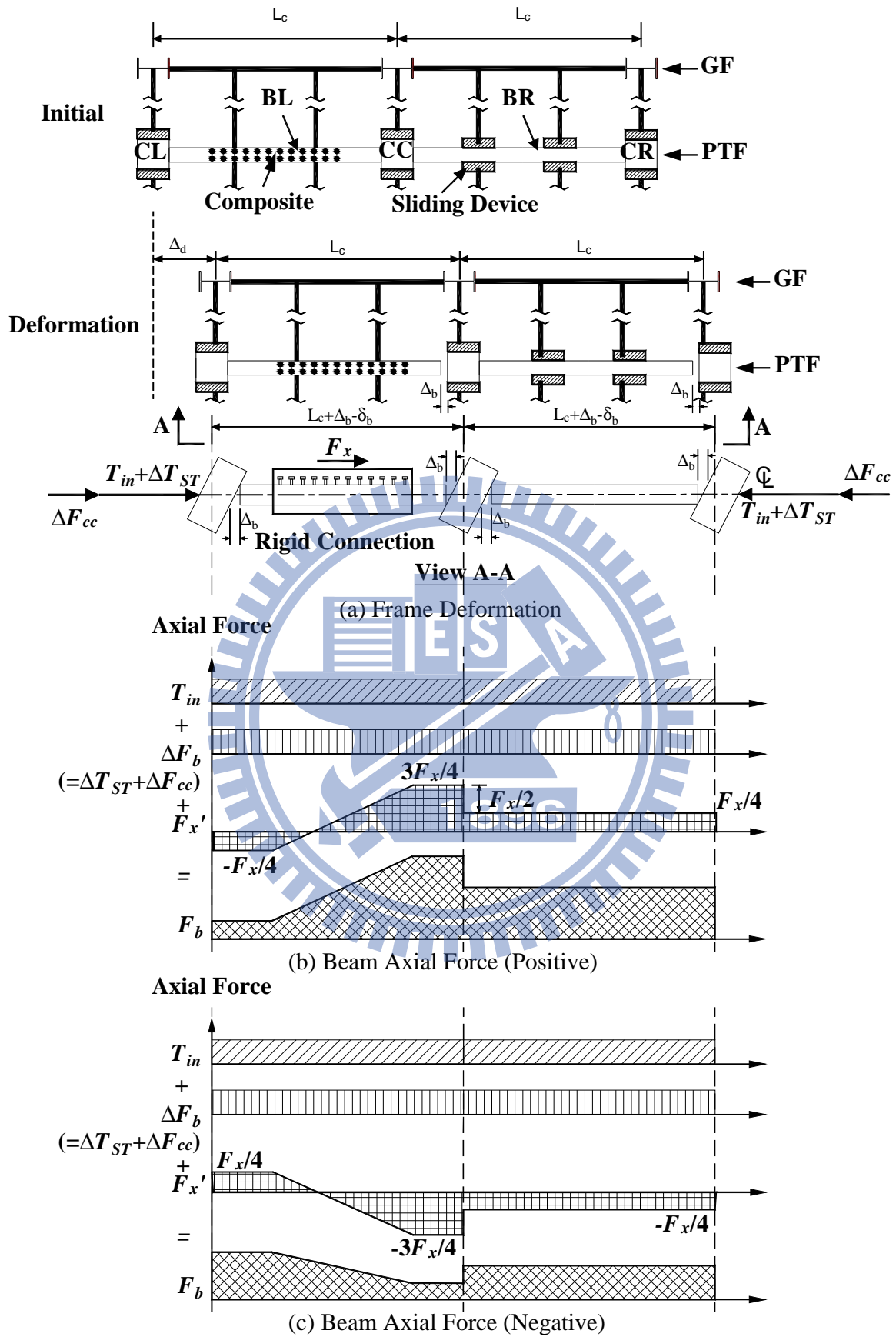


圖 2.6 預力預鑄構架變形與梁軸力分佈

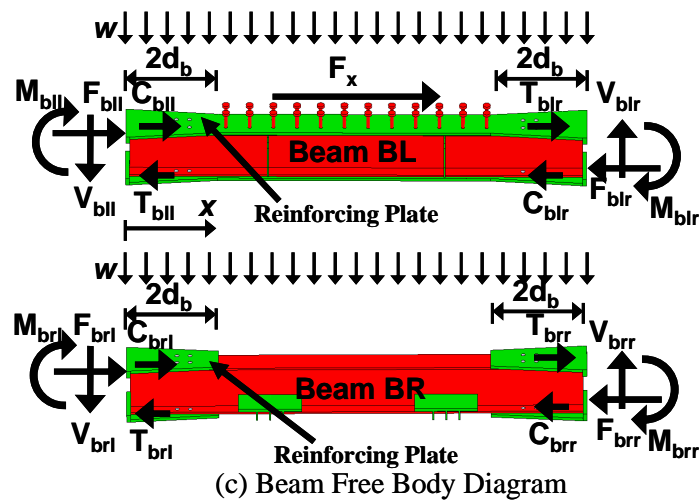
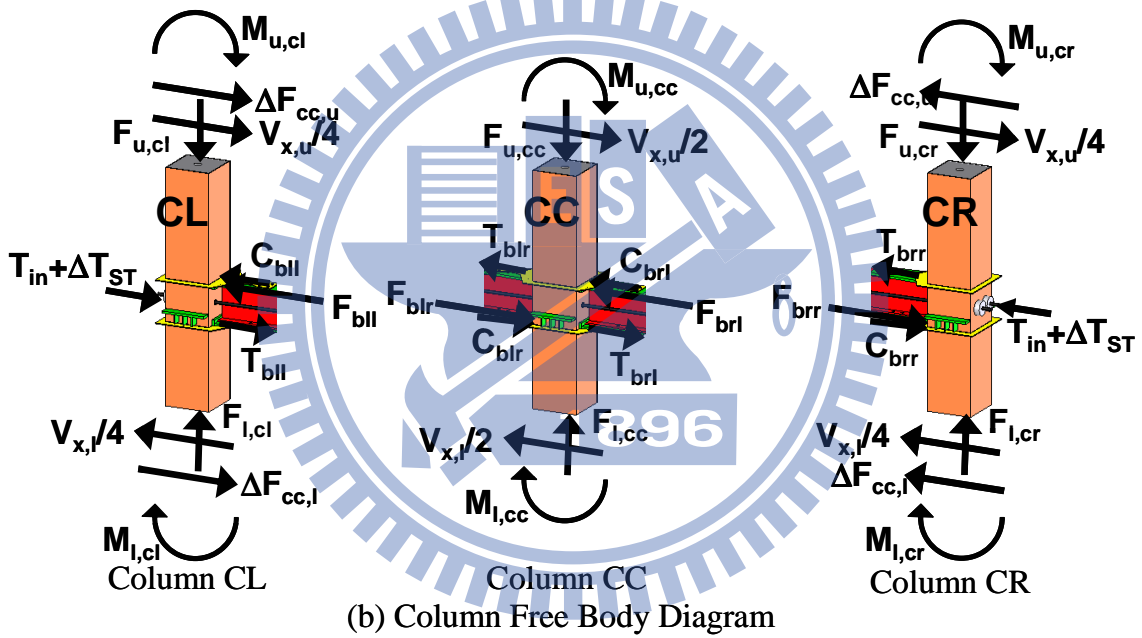
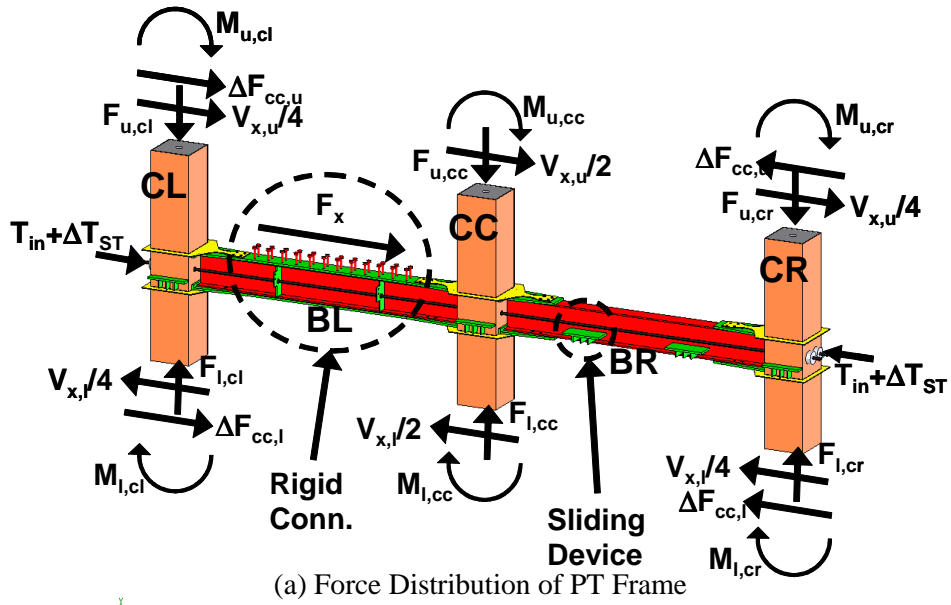


圖 2.7 柱與梁之自由體圖

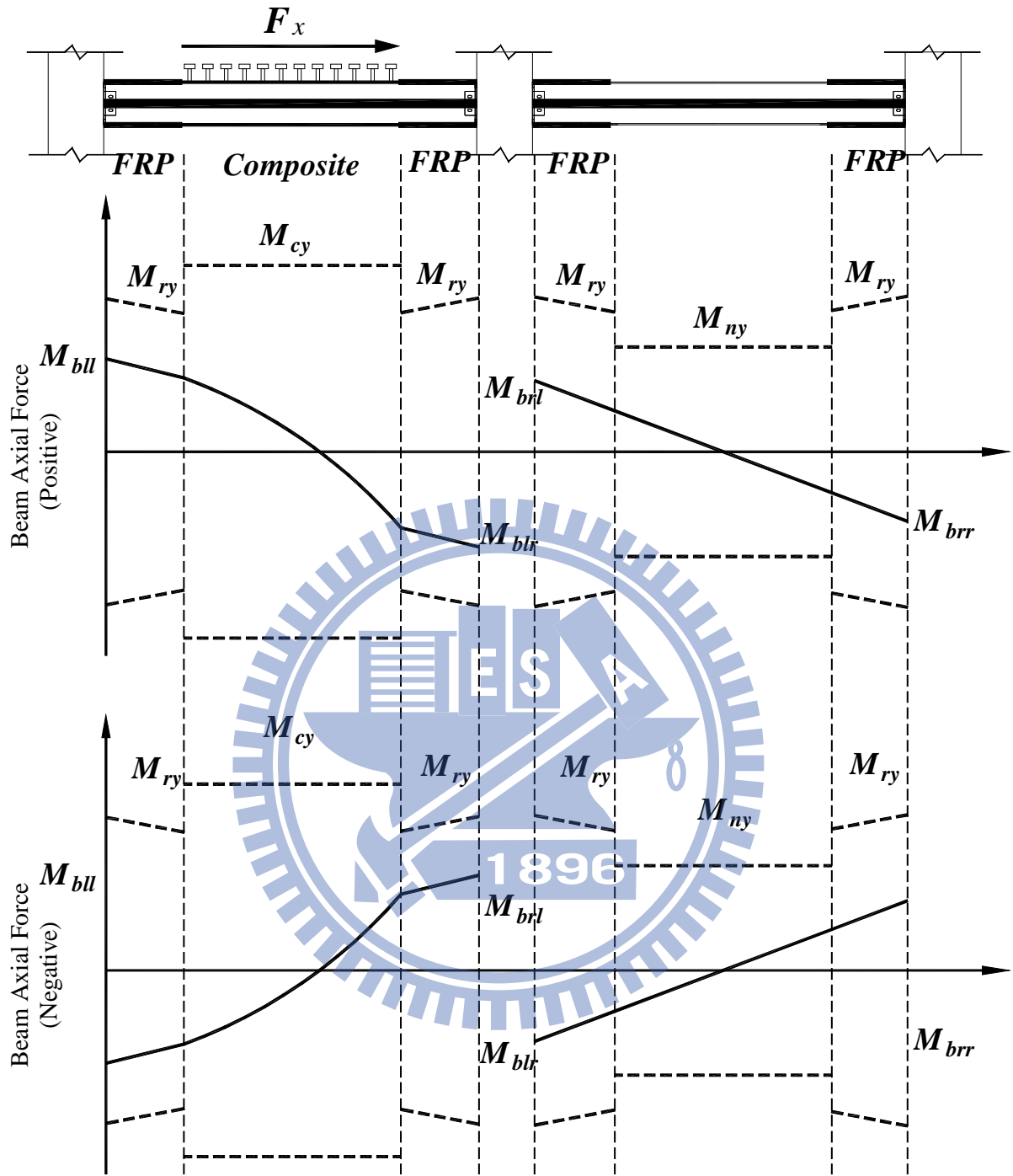


圖 2.8 梁彎矩分佈



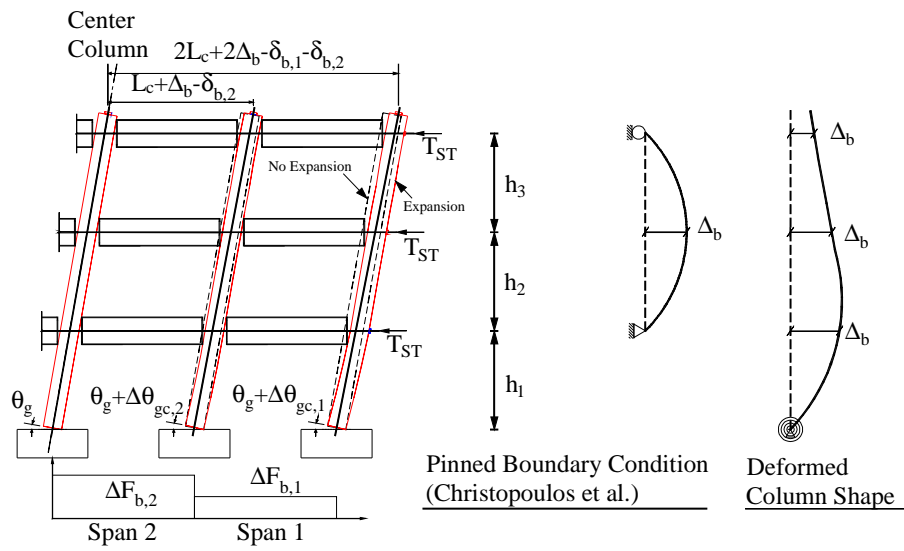
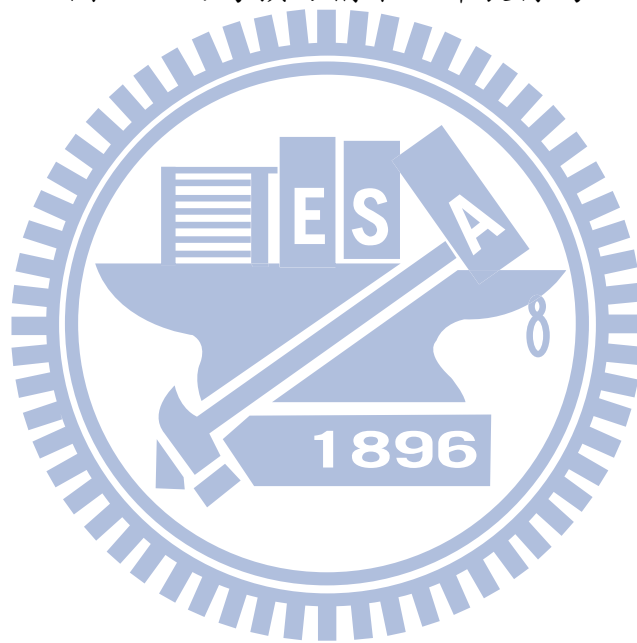
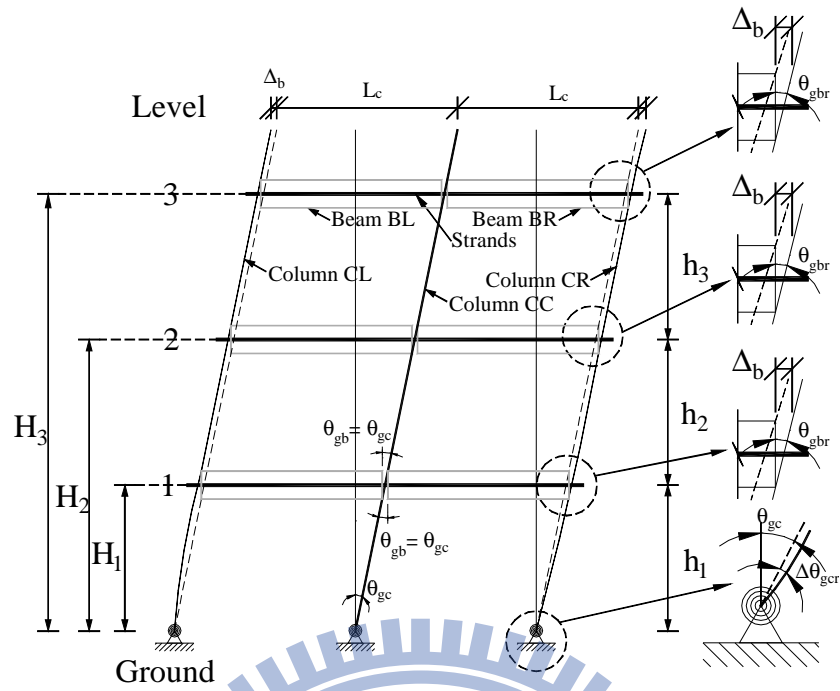
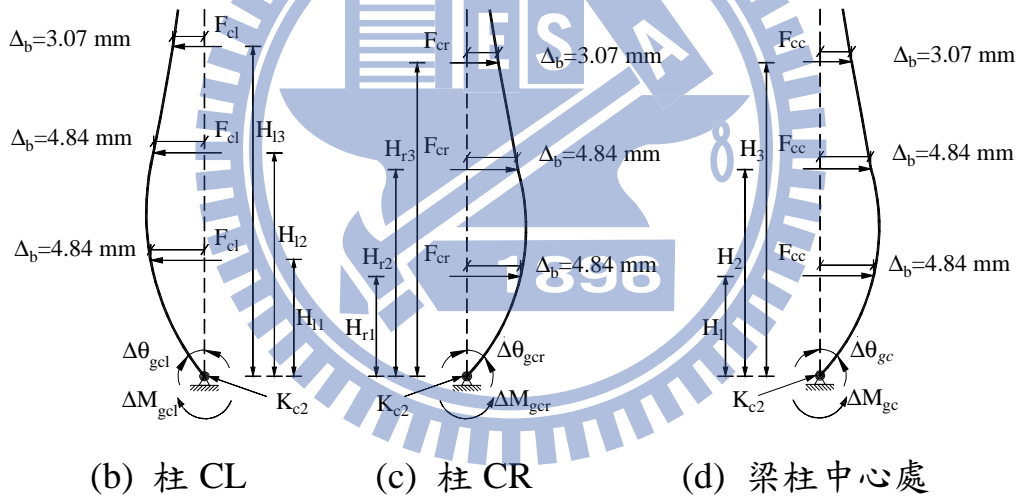


圖 2.9 兩跨預力構架之伸展行為





(a) 預力構架變形

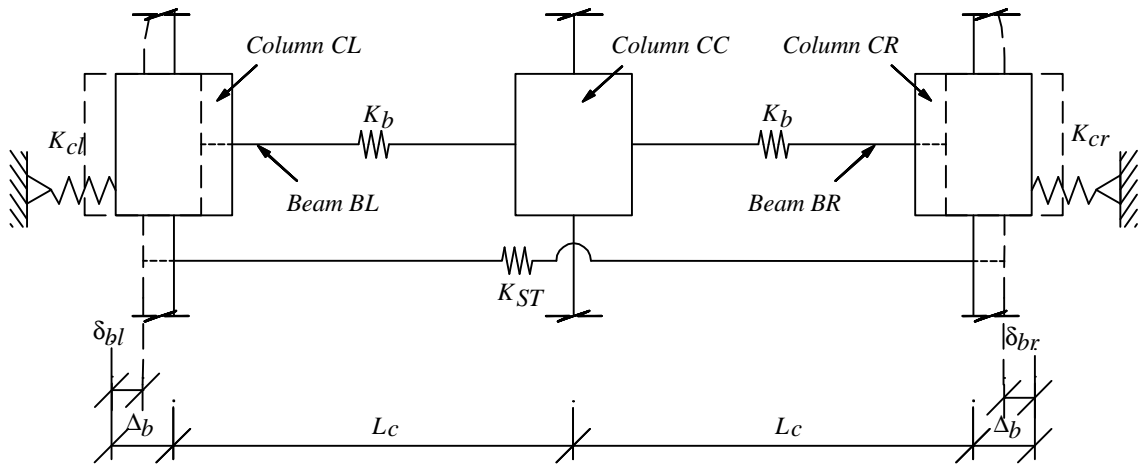


(b) 柱 CL

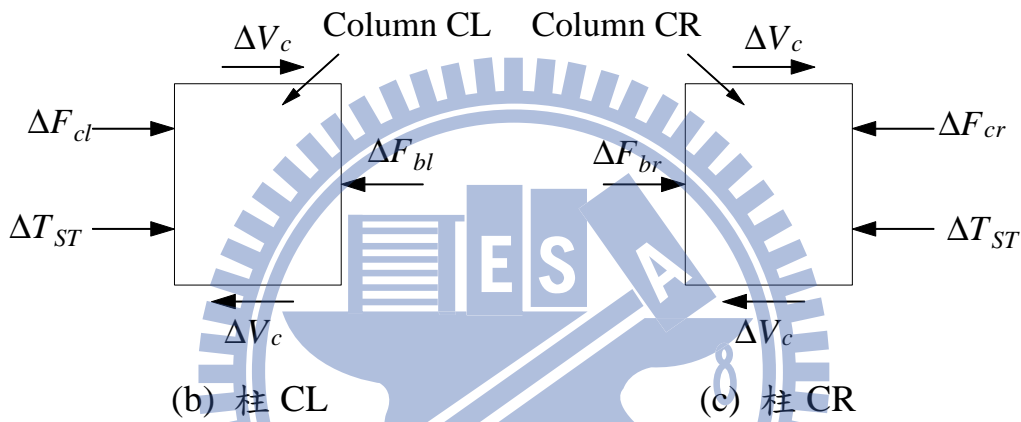
(c) 柱 CR

(d) 梁柱中心處

圖 2.10 三層樓預力構架與外側柱變形行為



(a) 軸向變形勁度關係



(b) 柱 CL

(c) 柱 CR

圖 2.11 柱自由體圖

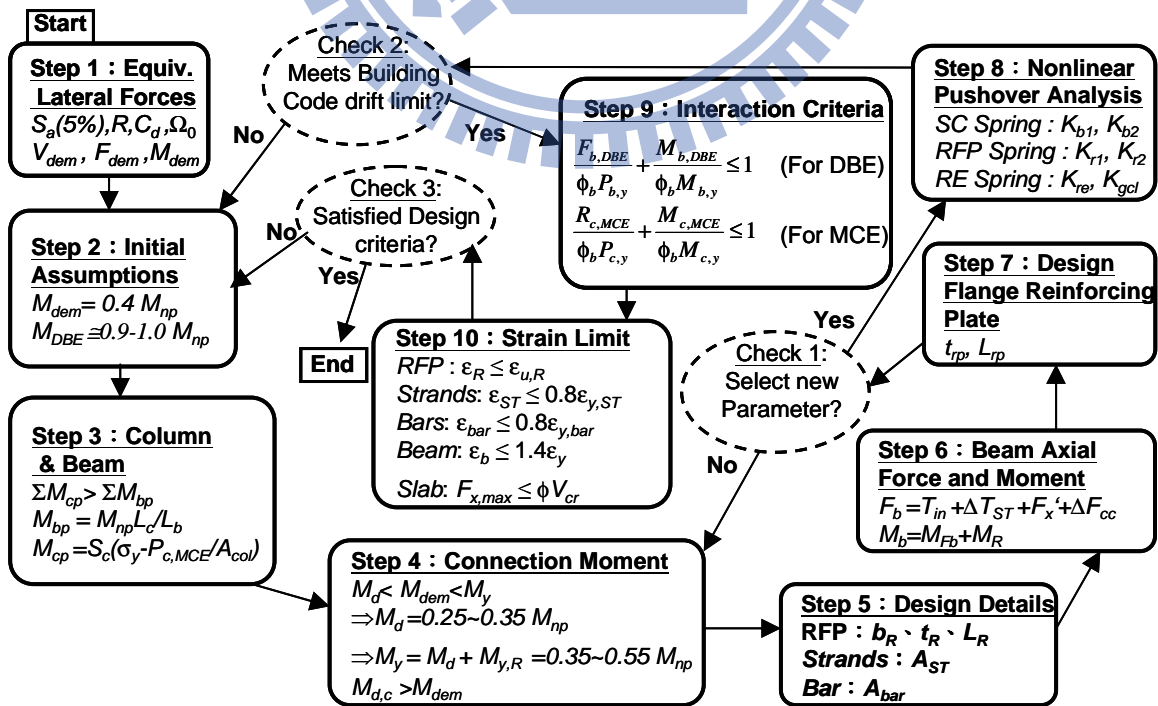


圖 2.12 預力構架設計流程

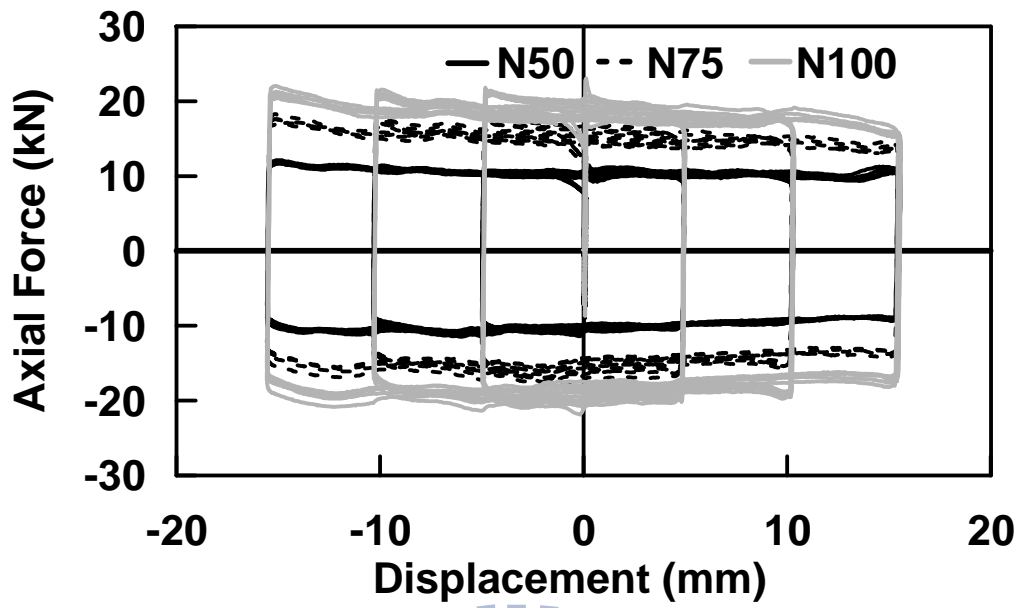


圖 2.13 鐵氟龍板的正向力與位移關係

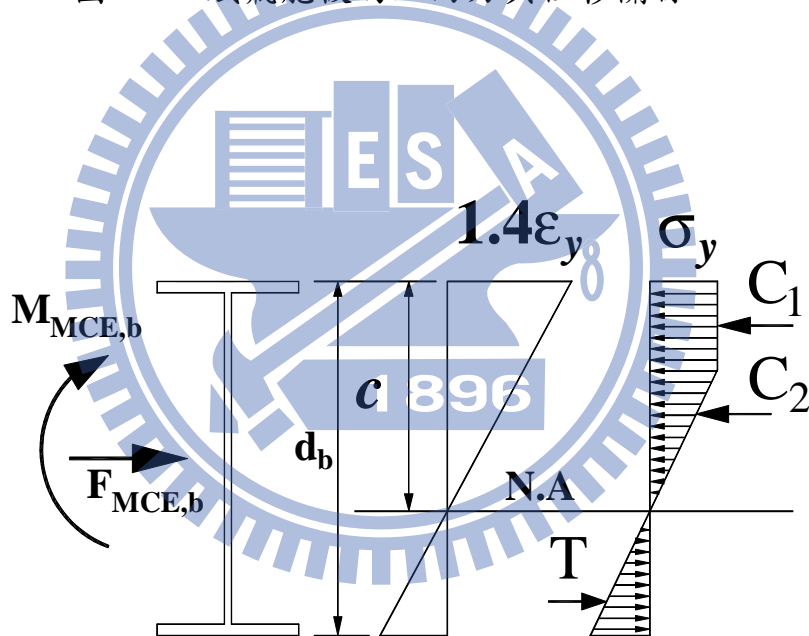
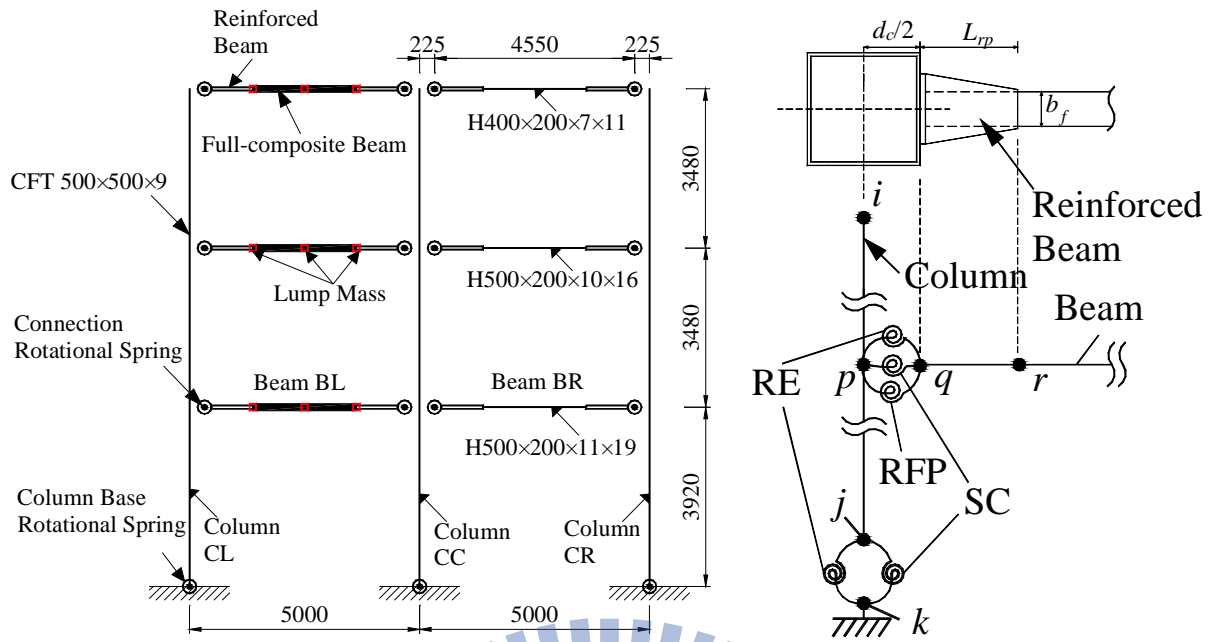
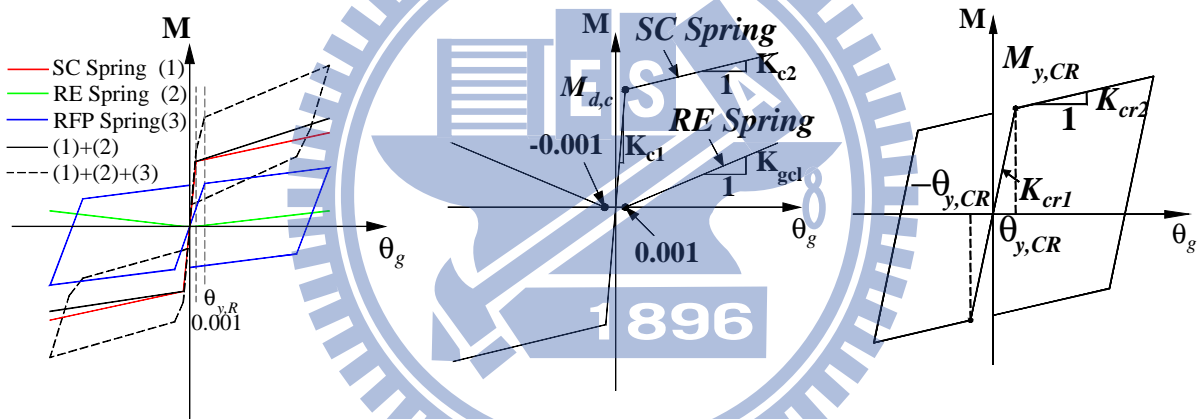


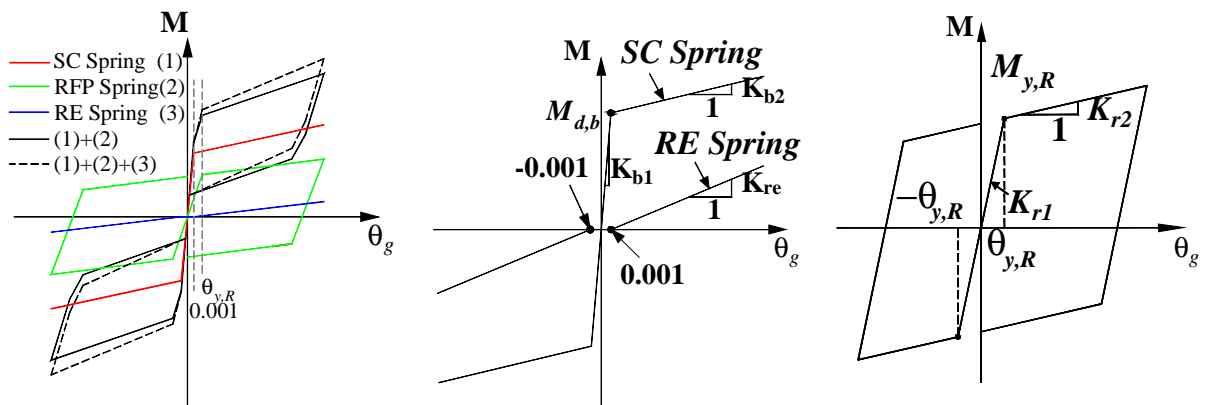
圖 2.14 梁斷面軸力與彎矩平衡關係



(a) 預力自復位構架模型(柱底無消能裝置)



(b) 柱底界面行為



(c) 梁柱接頭行為

圖 2.15 預力構架電腦模型

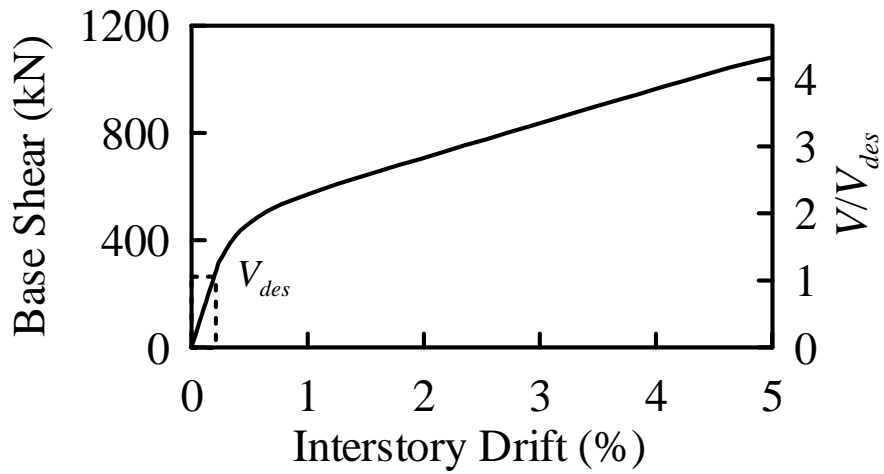


圖 2.16 預力構架非線性側推分析

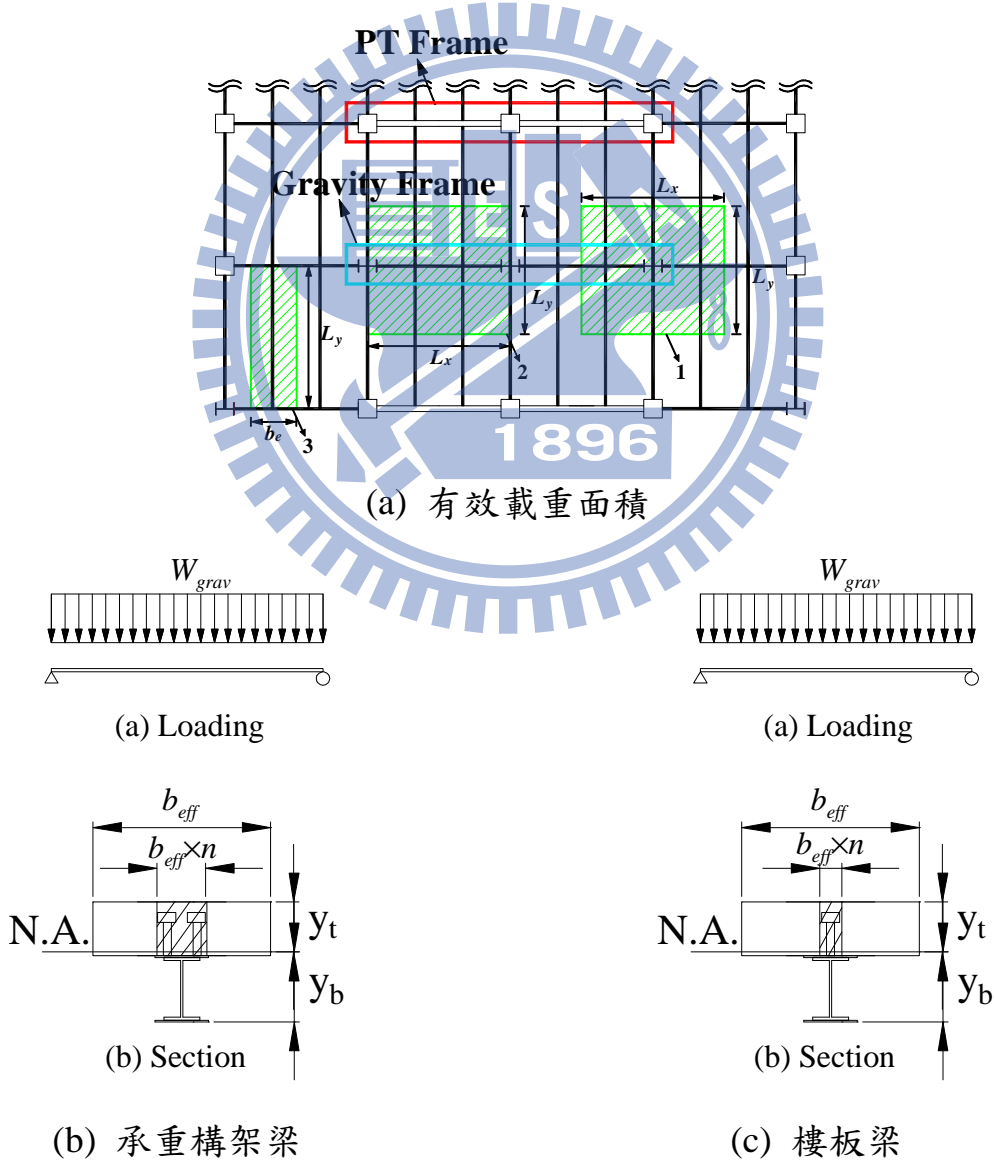
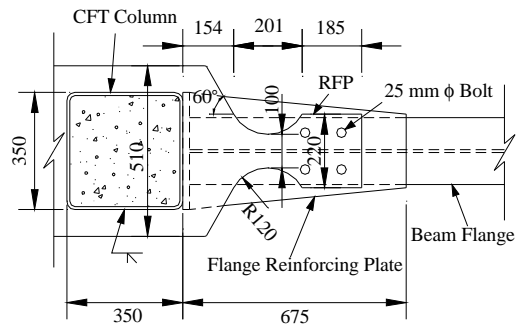
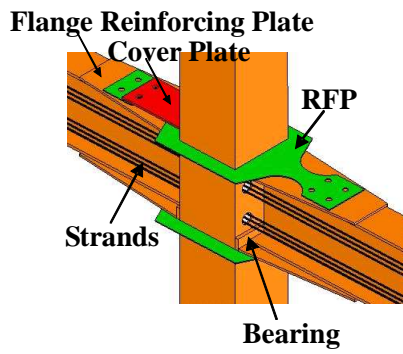
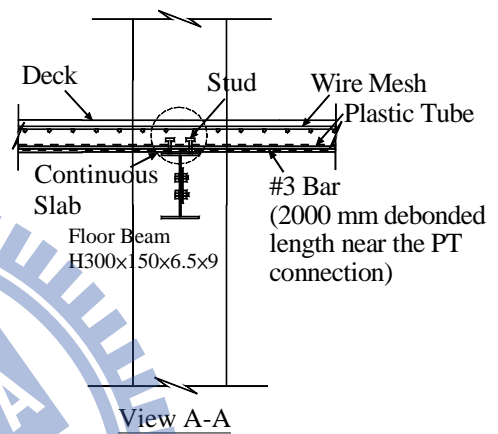
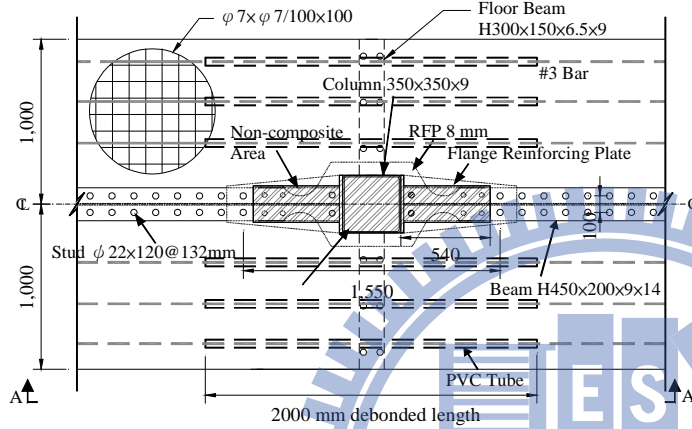


圖 2.17 承重構架有效載重示意圖

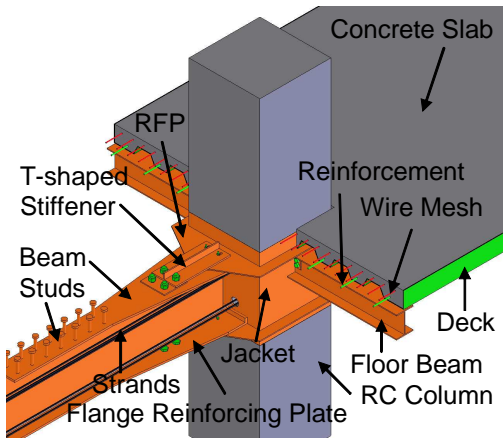


(a) 預力接頭 (試體 1)

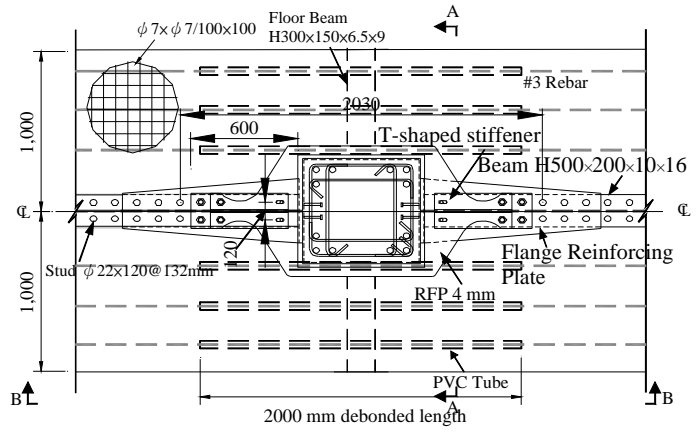


(b) 含樓板之預力接頭 (試體 2)

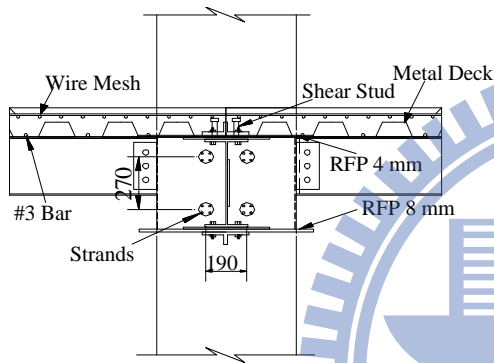
圖 3.1 試體 1 與試體 2



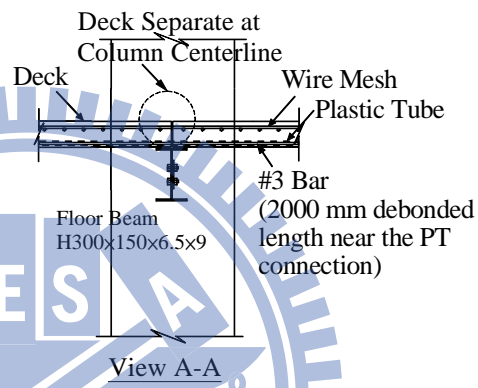
(a) 預力接頭



(b) 平面圖



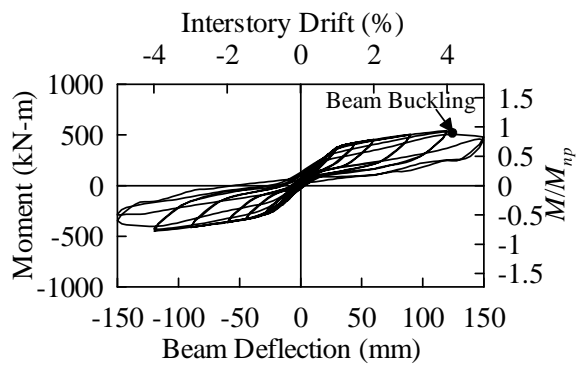
(c) View A-A



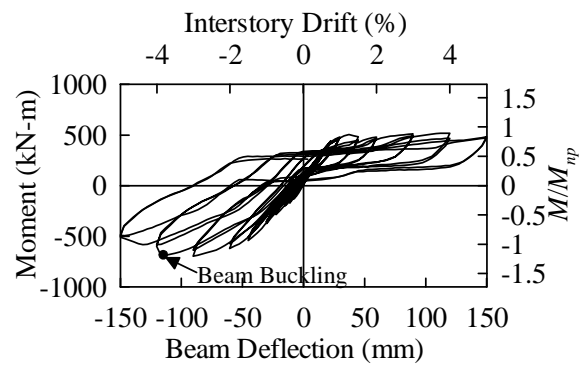
(d) View B-B

圖 3.2 試體 4

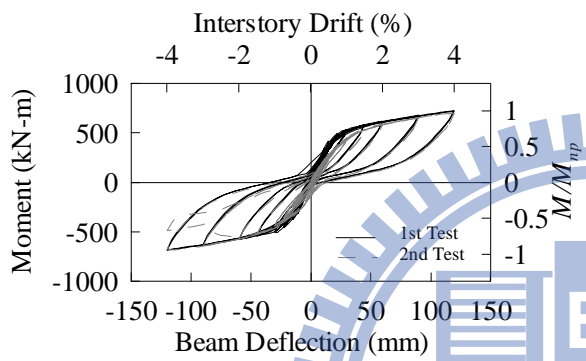




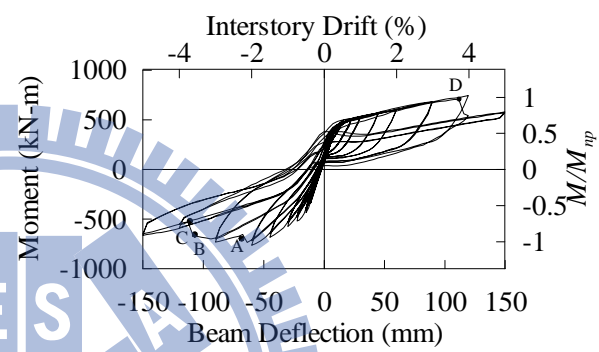
(a) 試體 1



(b) 試體 2

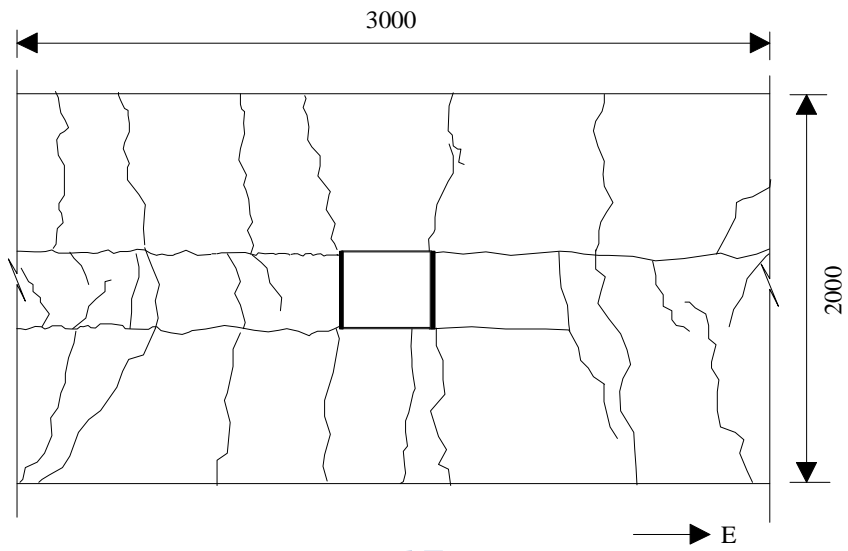


(c) 試體 3

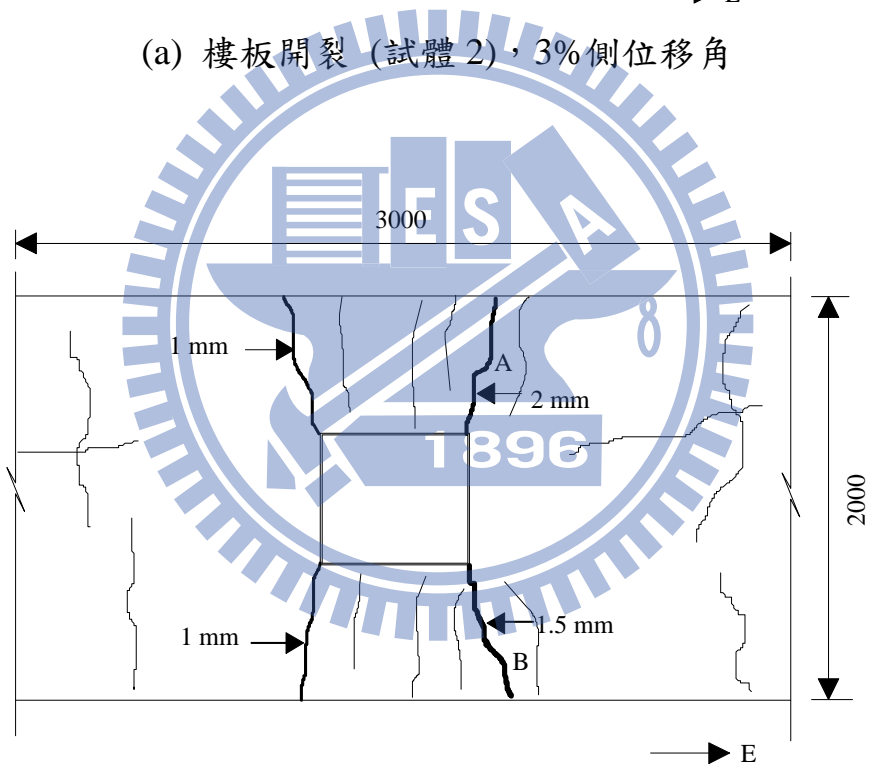


(d) 試體 4

圖 3.3 接頭整體反應



(a) 樓板開裂 (試體 2), 3%側位移角



(b) 樓板開裂 (試體 4), 3%側位移角

圖 3.4 試驗現象觀察

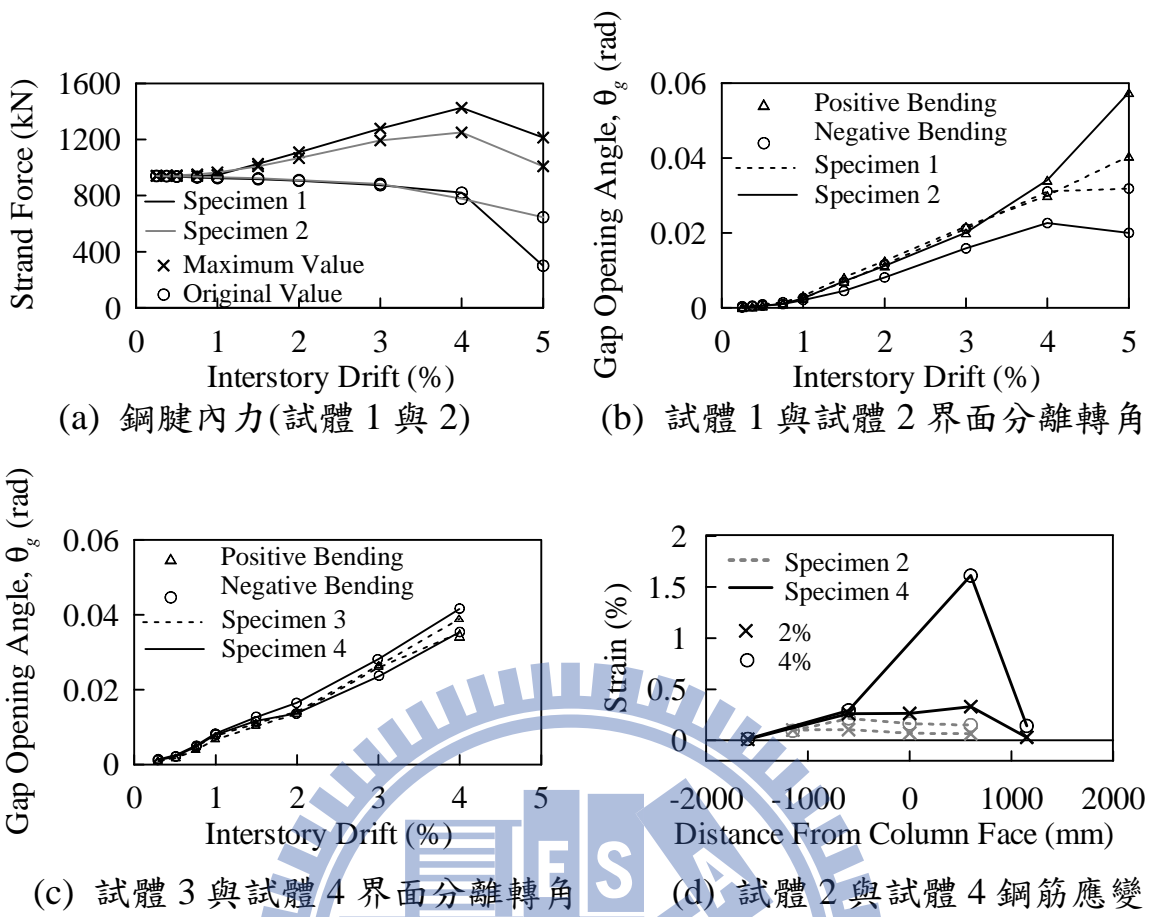
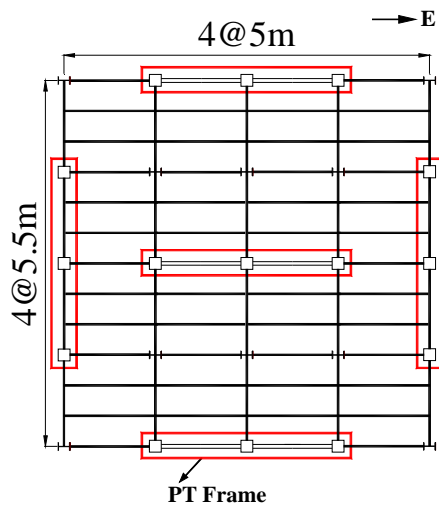
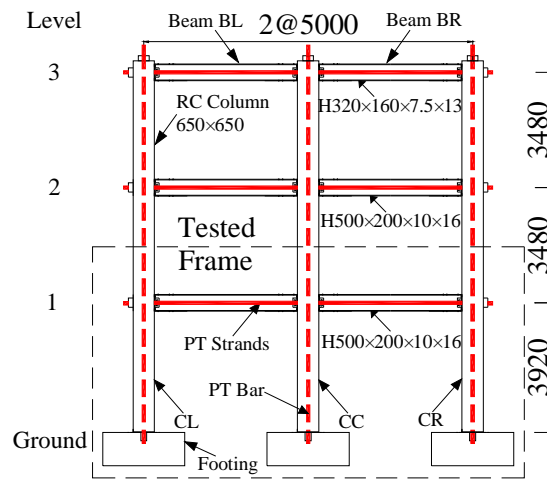


圖 3.5 局部反應



(a) 平面圖



(b) 立面圖

圖 3.6 原始三層樓預力建築物

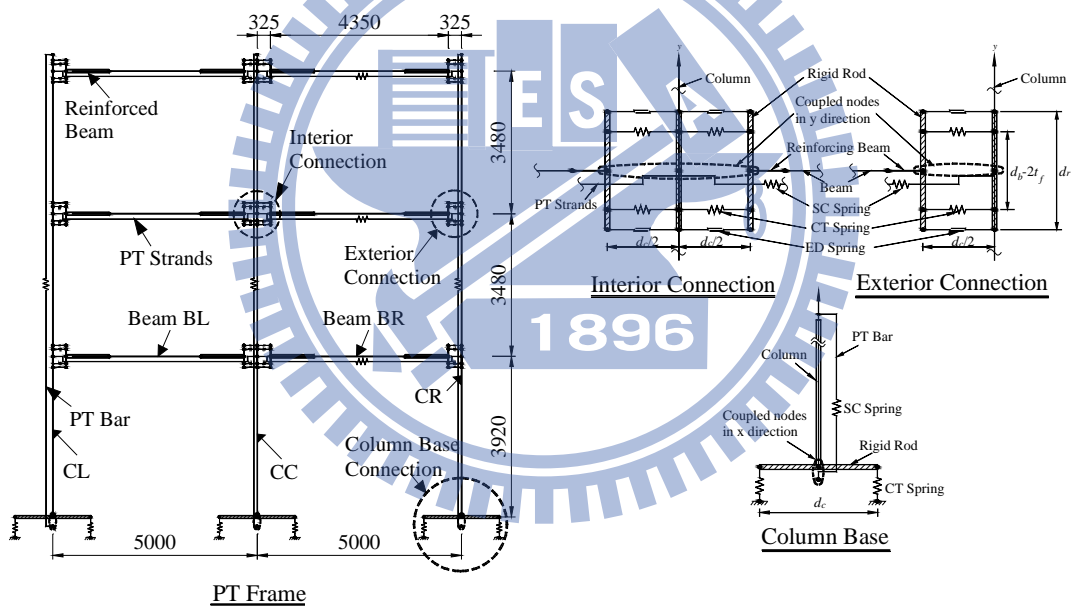
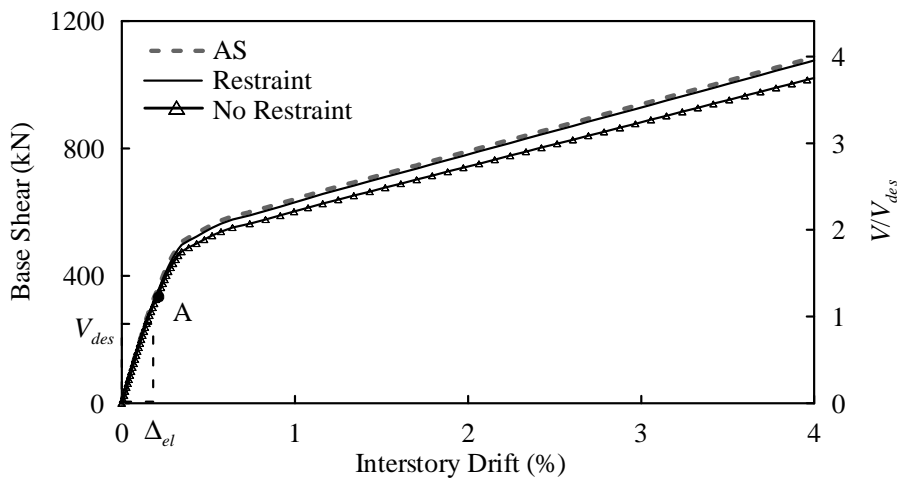
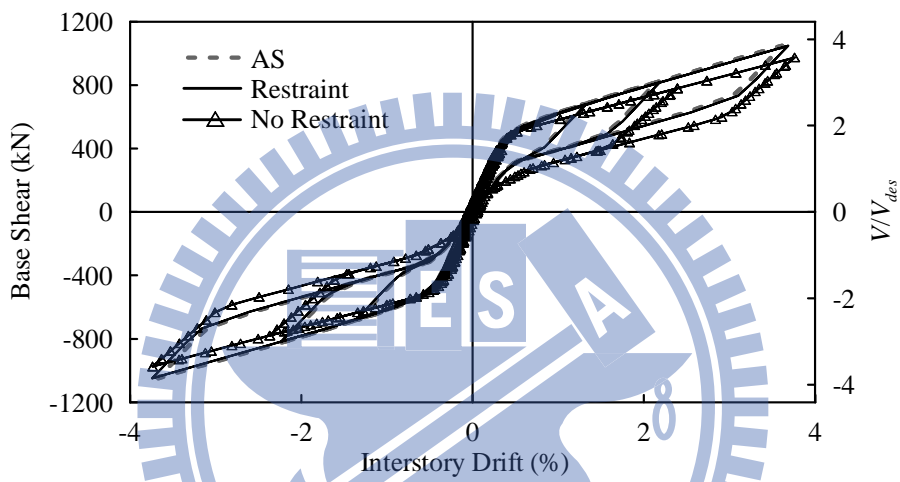


圖 3.7 構架模擬分析與接頭模擬細節

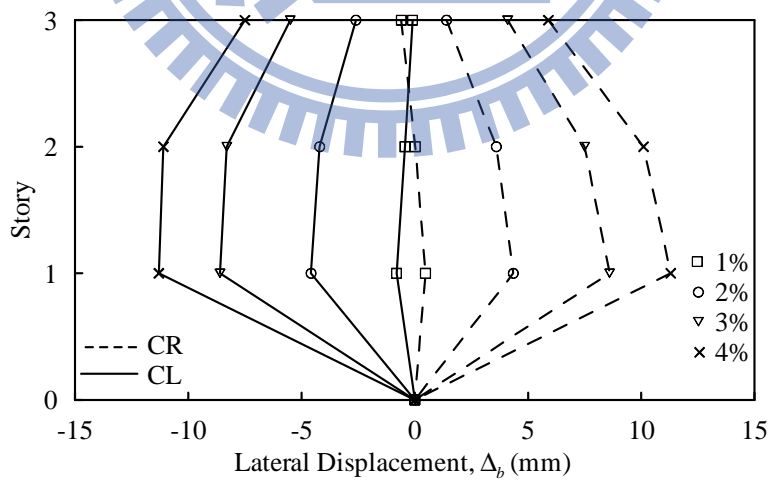
(參考自學者 Christopoulos et al. 2002, 2008 AS 模型)



(a) 側推分析

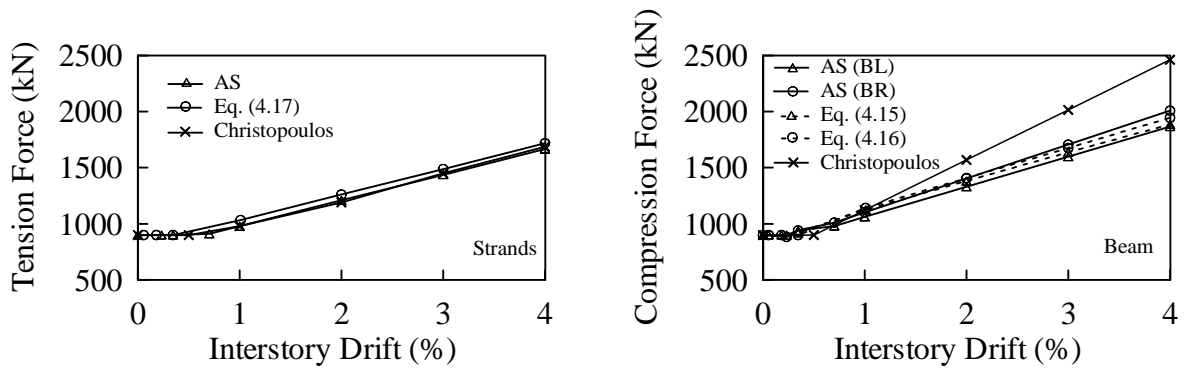


(b) 反覆載重分析

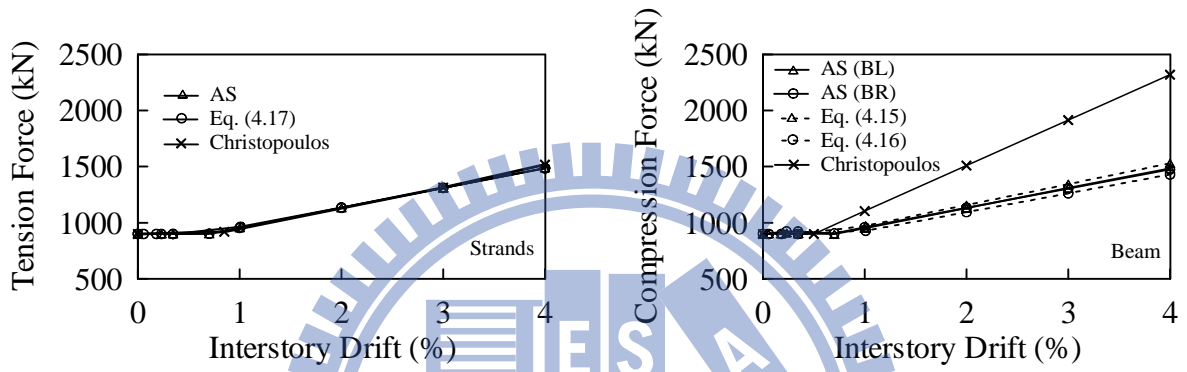


(c) 柱伸展量(AS 模型)

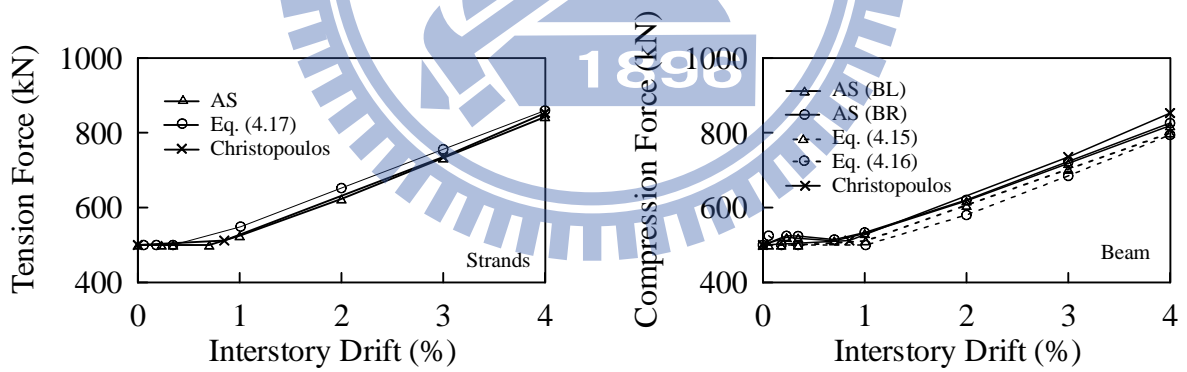
圖 3.8 三層樓預力構架反應



(a) 一樓



(b) 二樓



(c) 三樓

圖 3.9 梁上鋼腱拉力與軸壓力

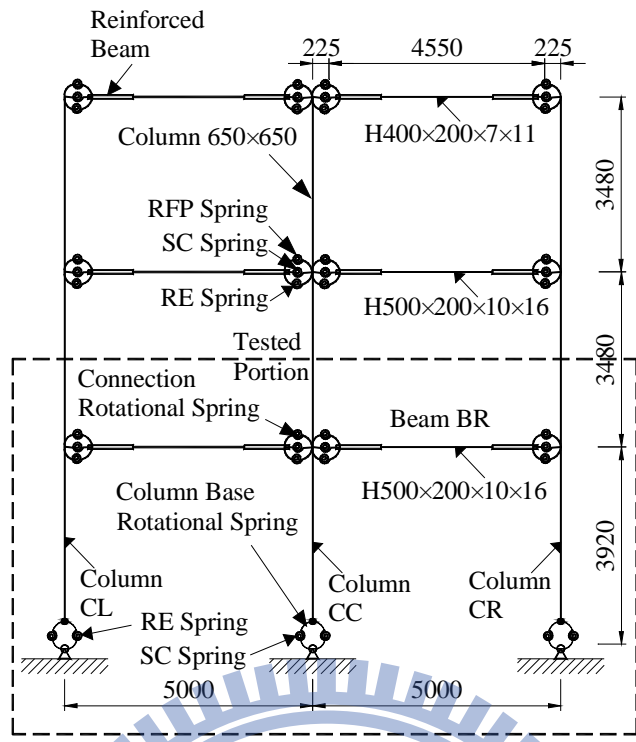


圖 3.10 旋轉彈簧電腦模型

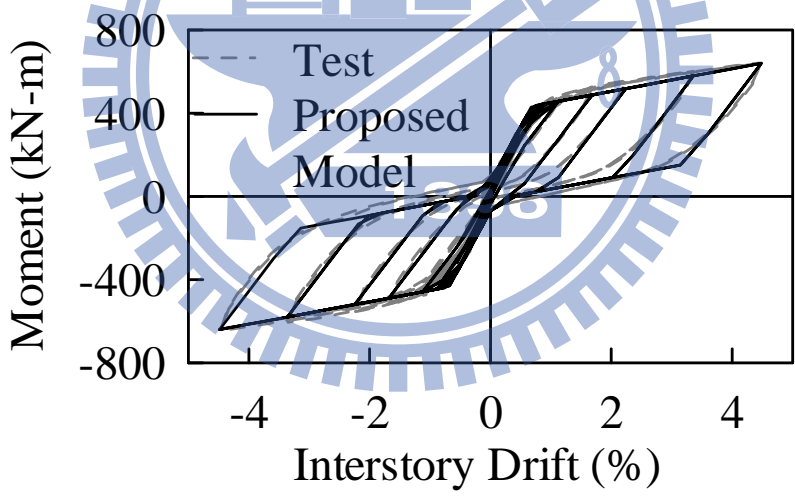
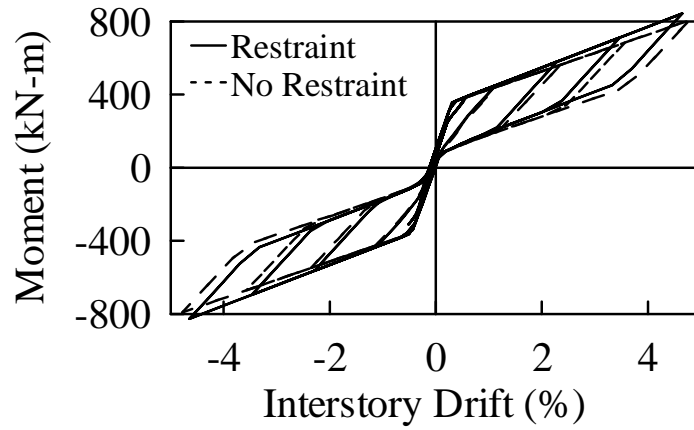
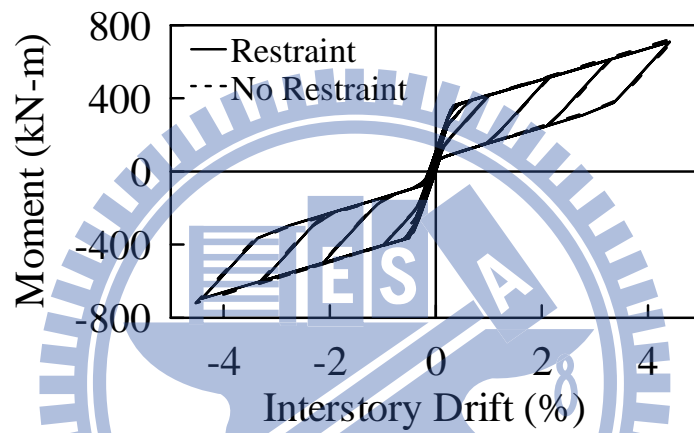


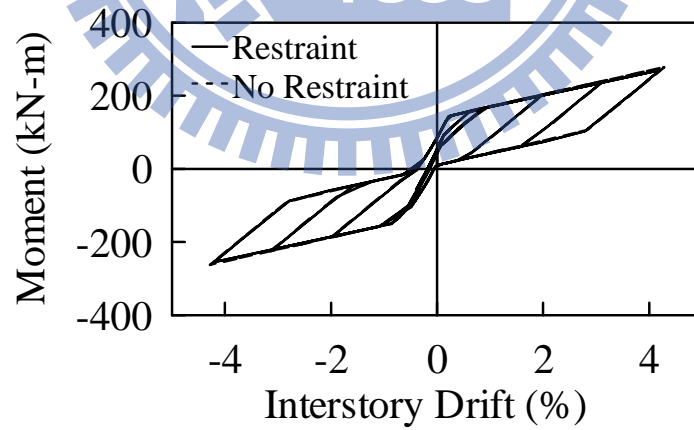
圖 3.11 預力接頭彎矩與層間側位移角關係



(a) 一樓



(b) 二樓



(c) 三樓

圖 3.12 構架內部梁柱接頭彎矩與層間側位移角關係



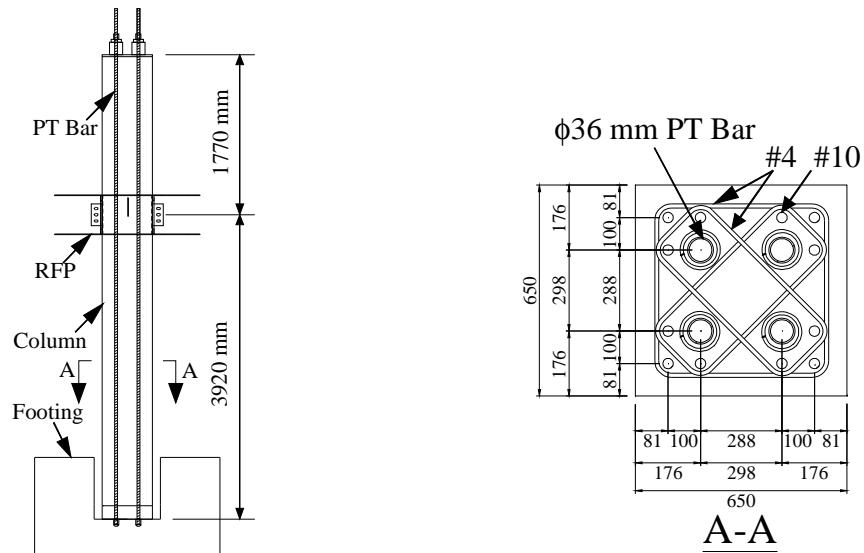
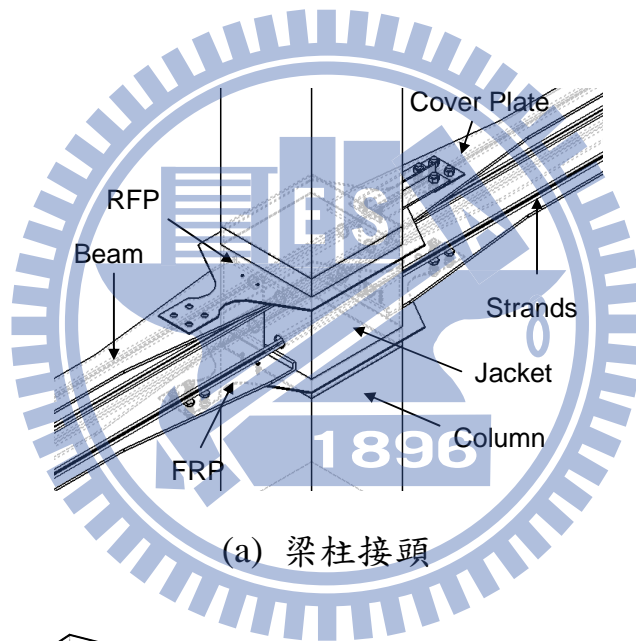
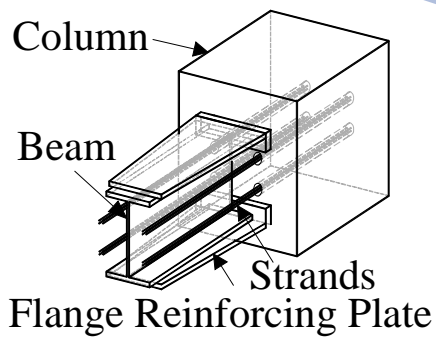


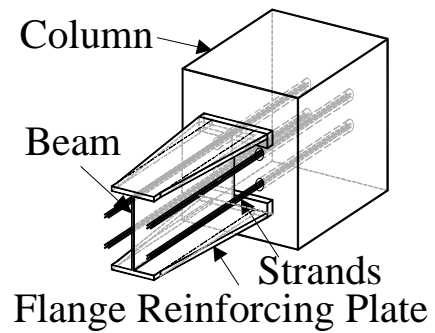
圖 3.13 預力柱細節



(a) 梁柱接頭

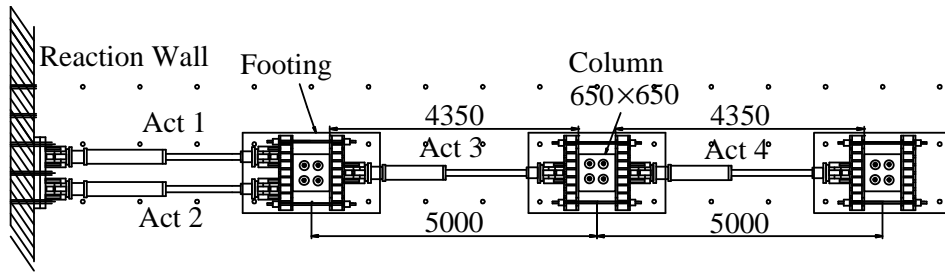


(b) 梁翼加勁板

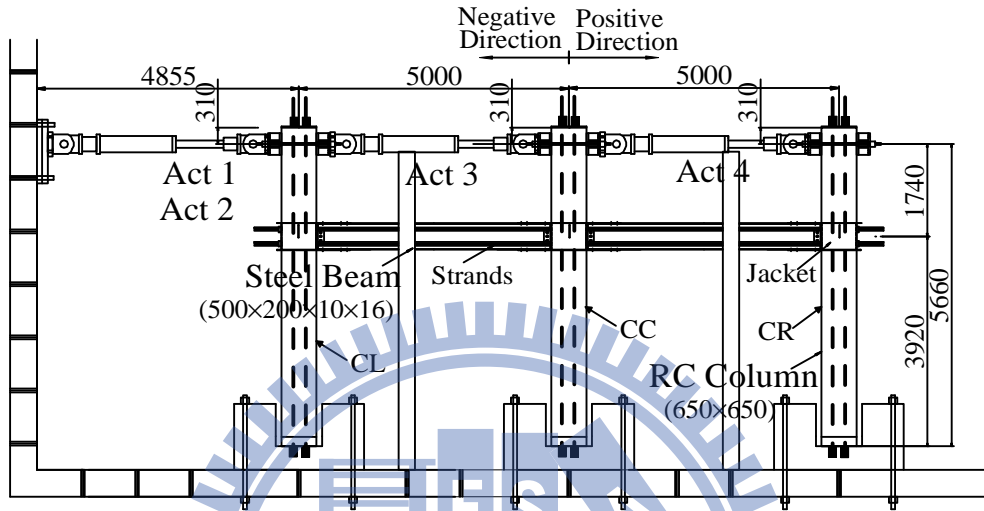


(c) 梁擴翼

圖 3.14 梁柱接頭細節

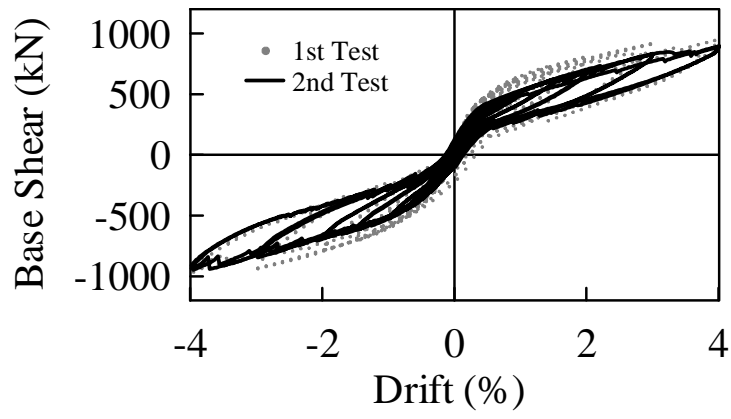


(a) Top View

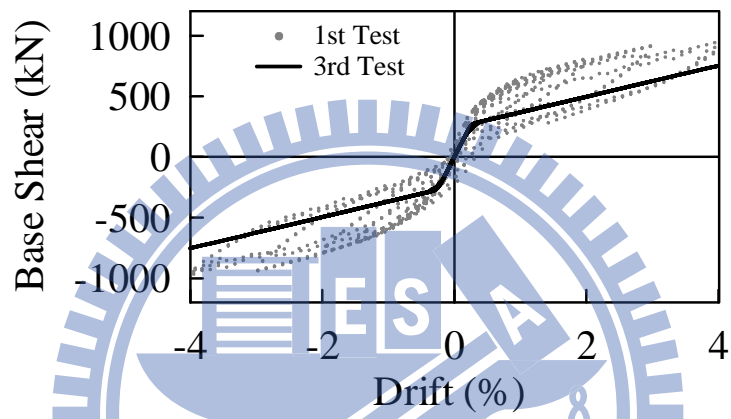


(b) Elevation

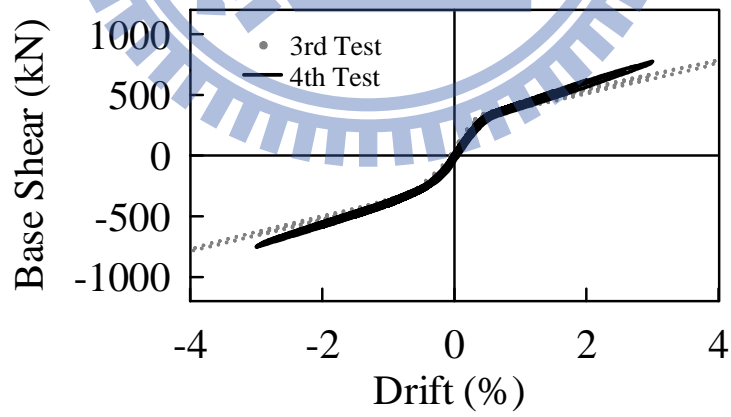
圖 3.15 測試構架(unit : mm)



(a) 第一次及第二次試驗

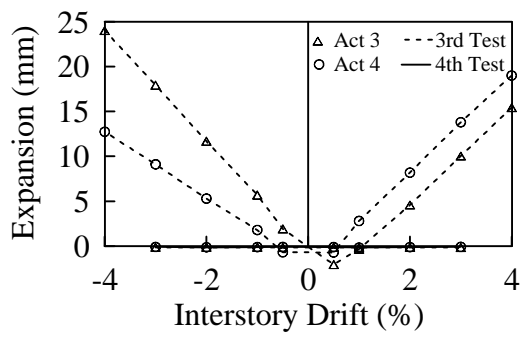


(b) 第一次及第三次試驗

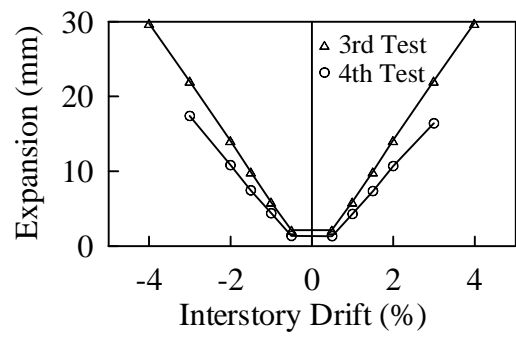


(c) 第三次及第四次試驗

圖 3.16 預力構架試驗之遲滯反應



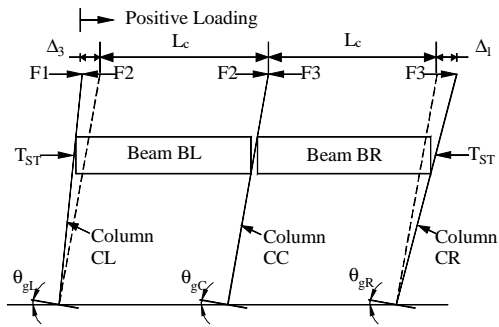
(a) 油壓制動器伸長



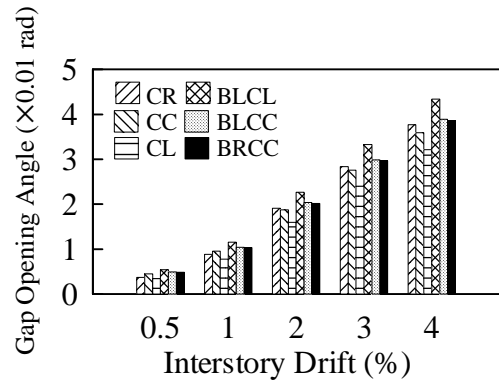
(b) 構架伸展

圖 3.17 油壓制動器與構架的撐開量

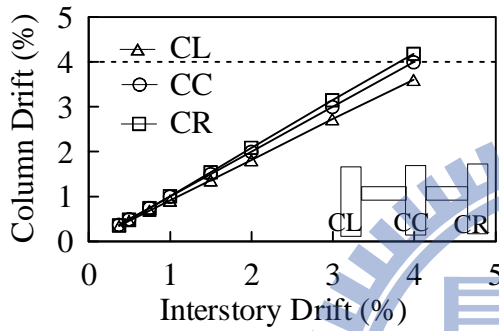




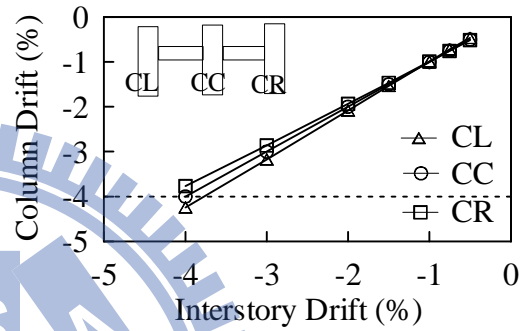
(a) 第一種加载模式



(b) 剛體旋轉角 (正方向作用)

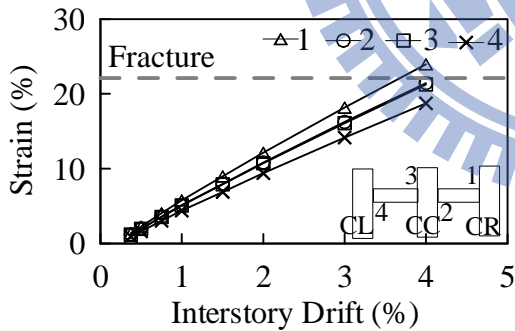


(c) 正方向作用下柱的層間側位移角

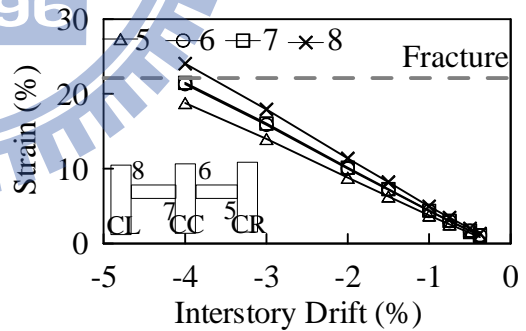


(d) 負方向作用下柱的層間側位移角

圖 3.18 柱變形與層間側位移角關係

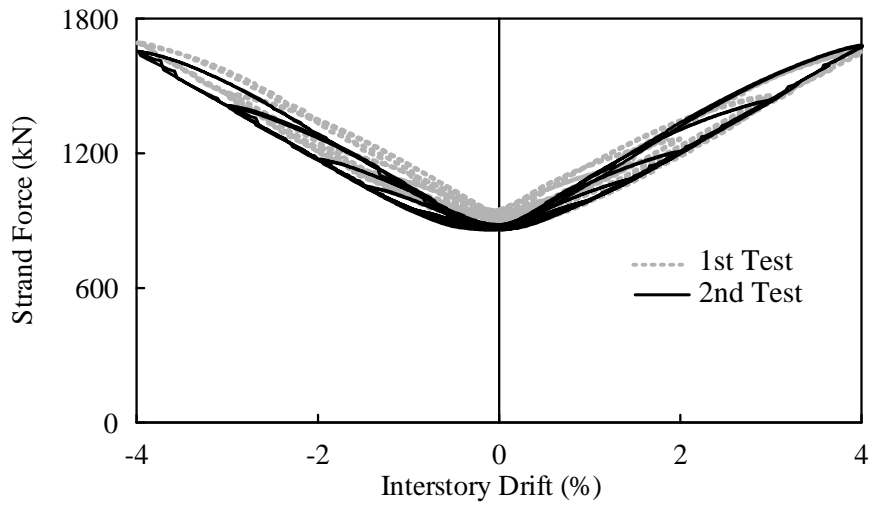


(a) 正方向

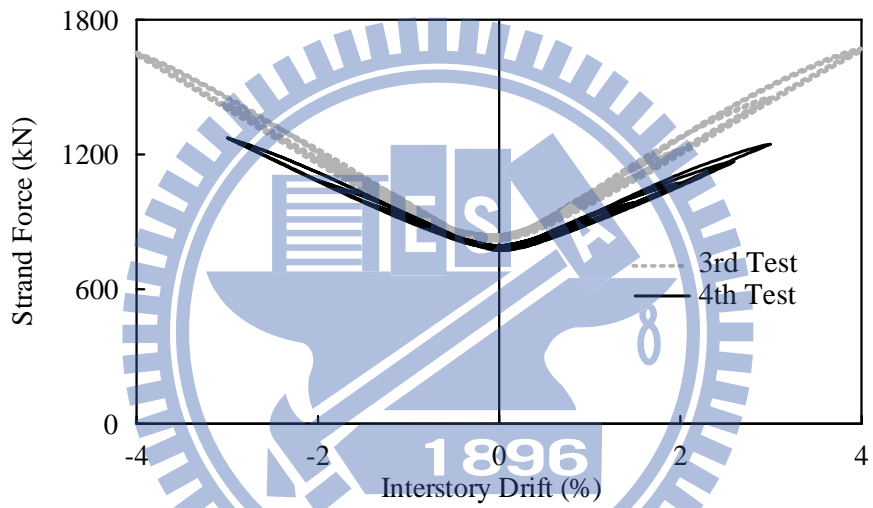


(b) 負方向

圖 3.19 挫屈束制削切鋼板之最大拉應變與層間側位移角關係 (第一次試驗)

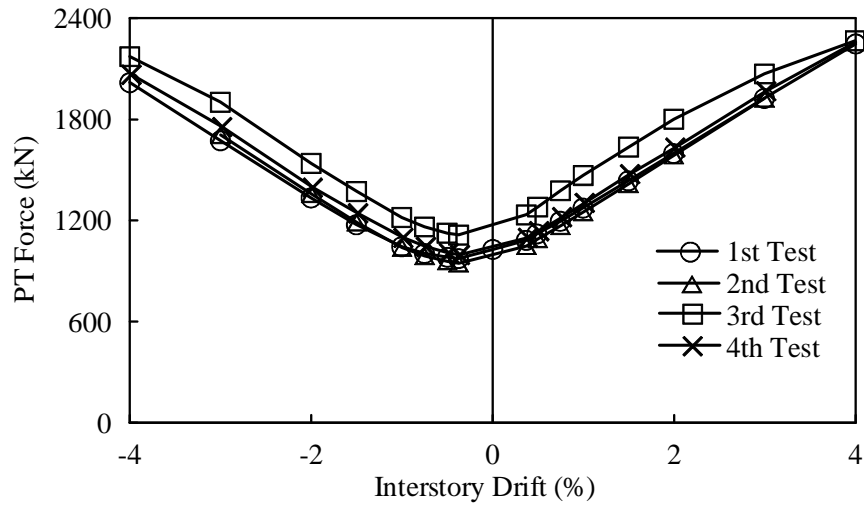


(a) 1st and 2nd Test

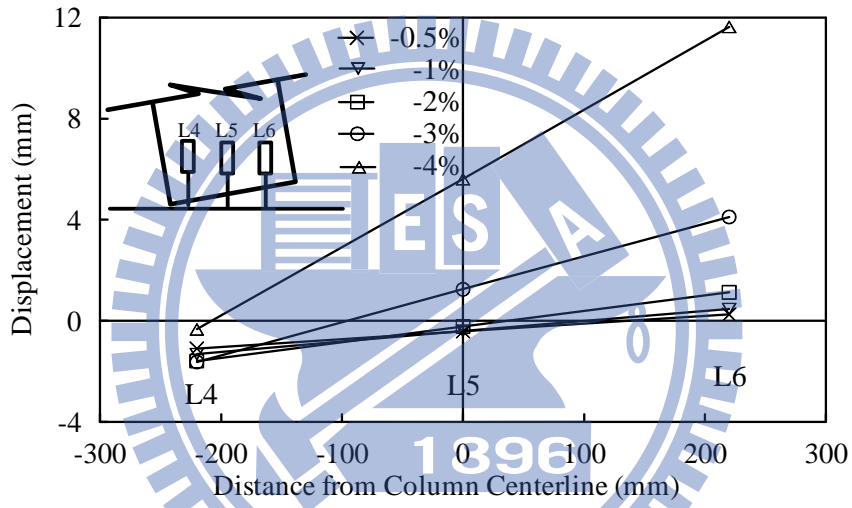


(b) 3rd and 4th Test

圖 3.20 鋼腱預力變化



(a) Bar Force (Column CC)



(b) Column-base interaction

圖 3.21 柱 CC 底部界面縫隙

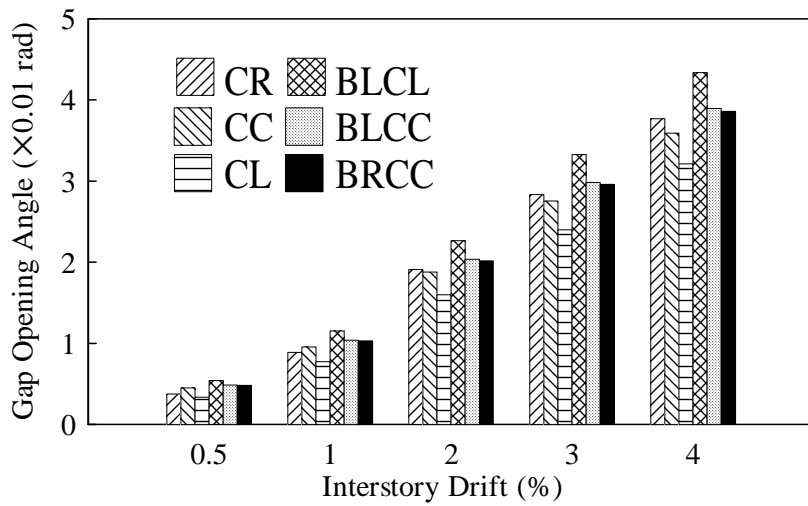
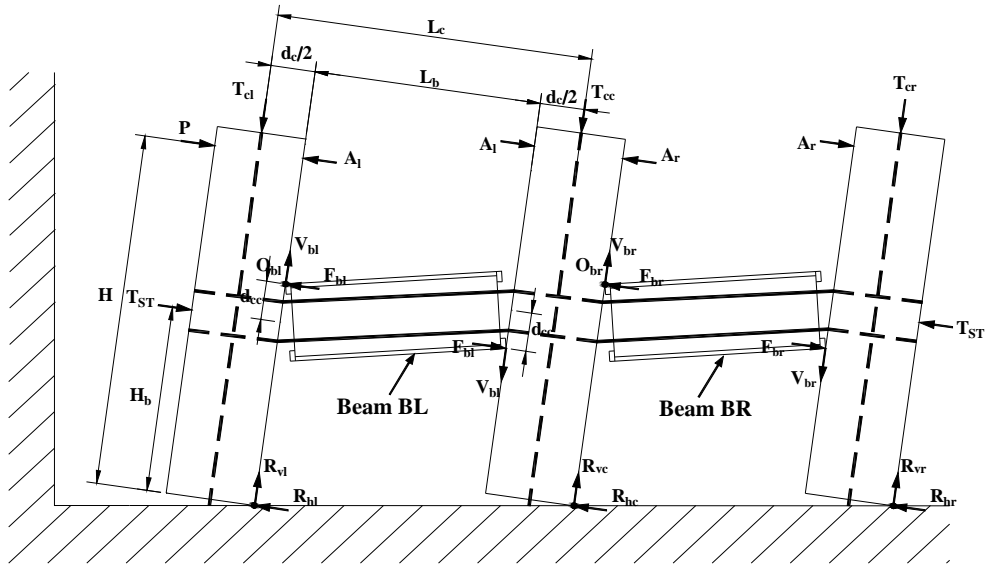
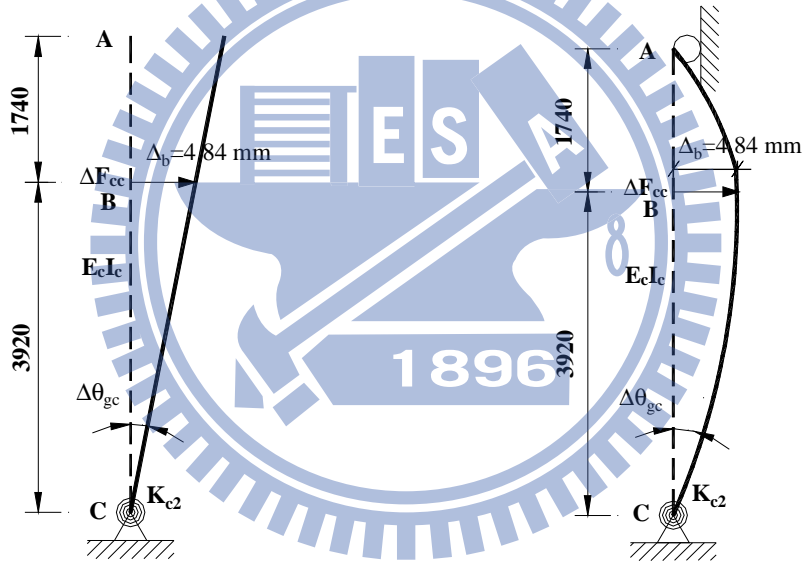


圖 3.22 預力界面剛體旋轉角(1st Test)



(a) One-story PT Frame Deformation

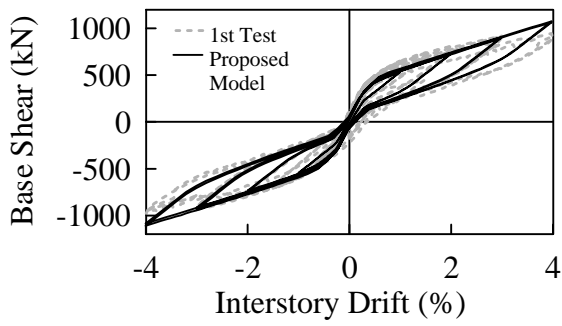


(b) 3rd Test

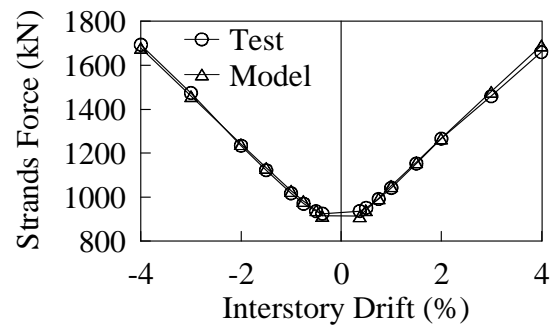
(c) 4th Test

圖 3.23 一層樓預力構架與外柱變形

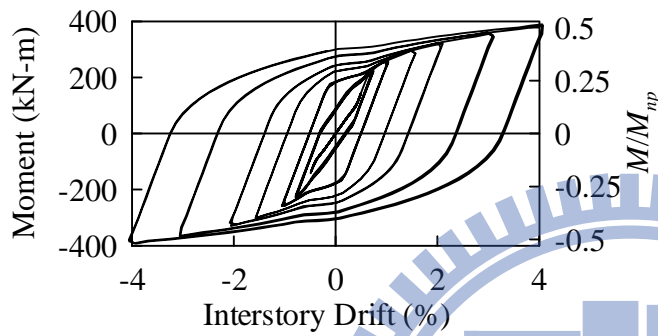




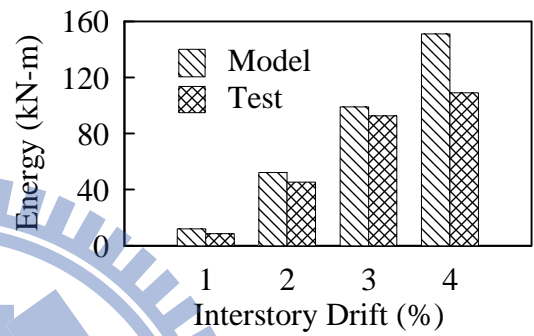
(a) Base Shear versus Interstory Drift



(b) Strands Force

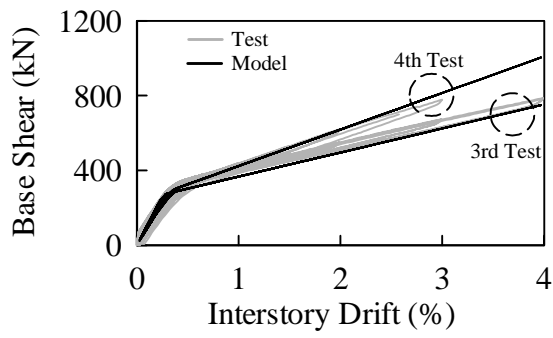


(c) Hysteretic Dissipation of PT Connection

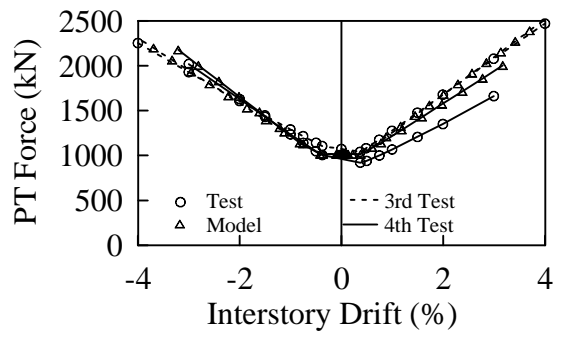


(d) Dissipated Energy

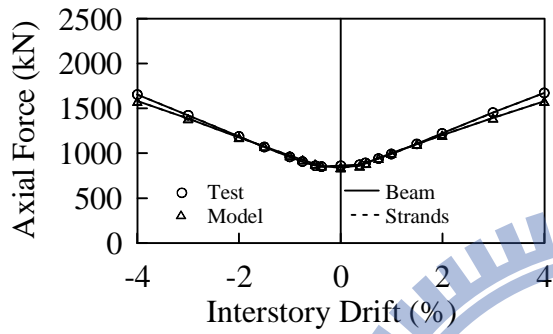
圖 3.24 第一次試驗模擬比較



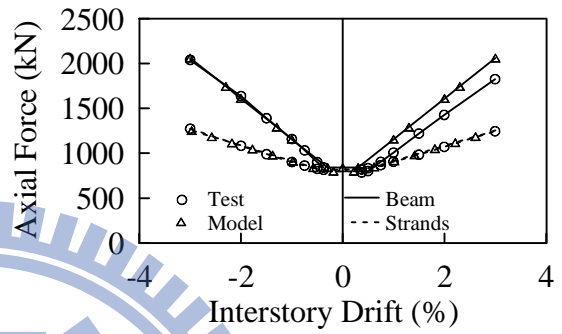
(a) Base Shear versus Interstory Drift



(b) PT Bar Force

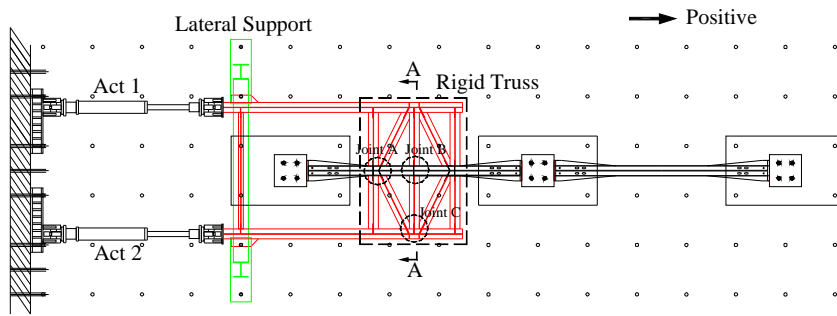


(c) Axial Force (3rd Test)

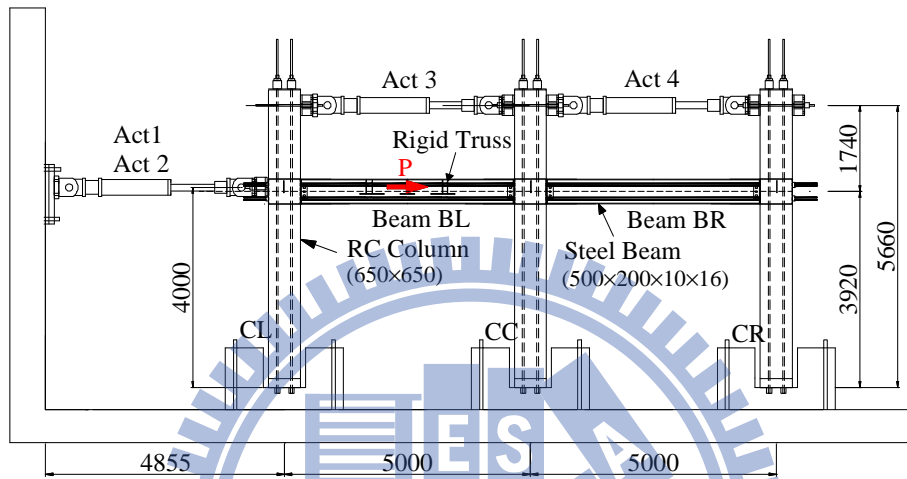


(d) Axial Force (4th Test)

圖 3.25 第三次與第四次試驗比較

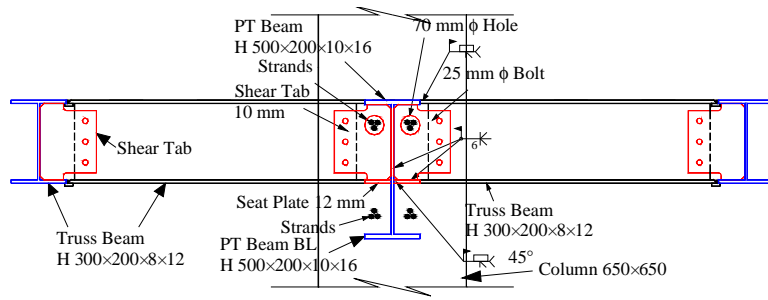


(a) 上視圖

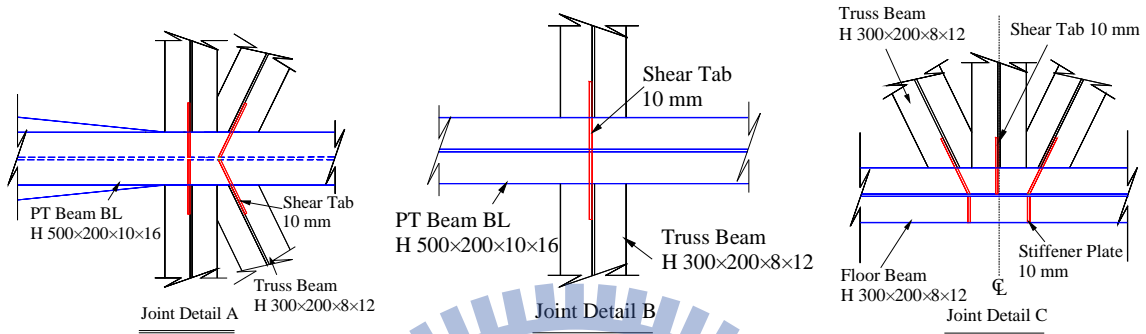


(b) 平面圖

圖 3.26 含剛性桁架之預力構架試體(單位：mm)

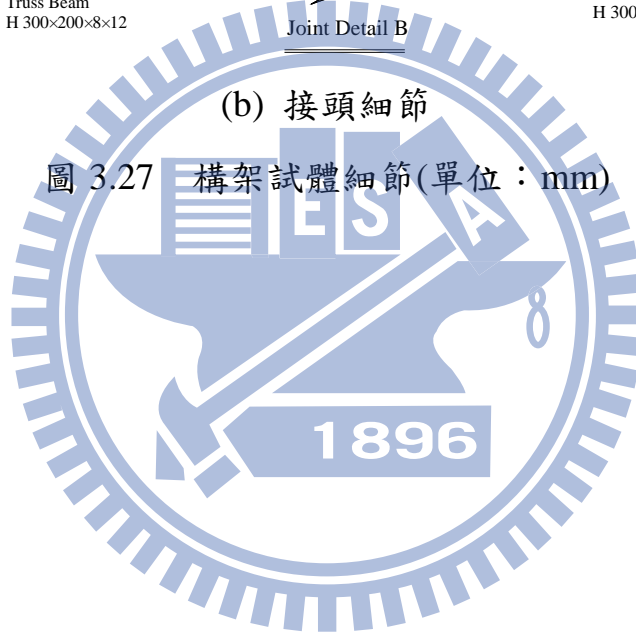


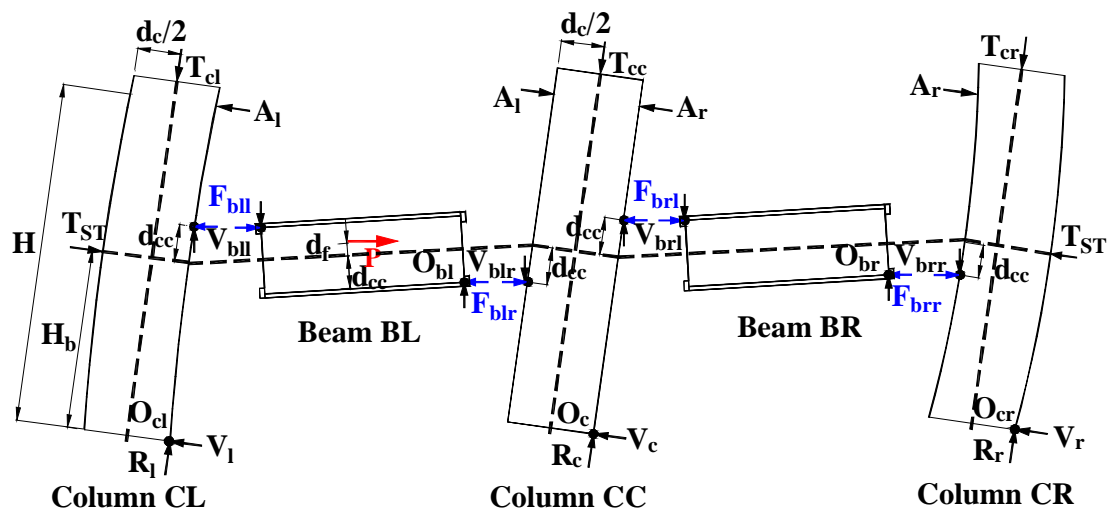
(a) View A-A



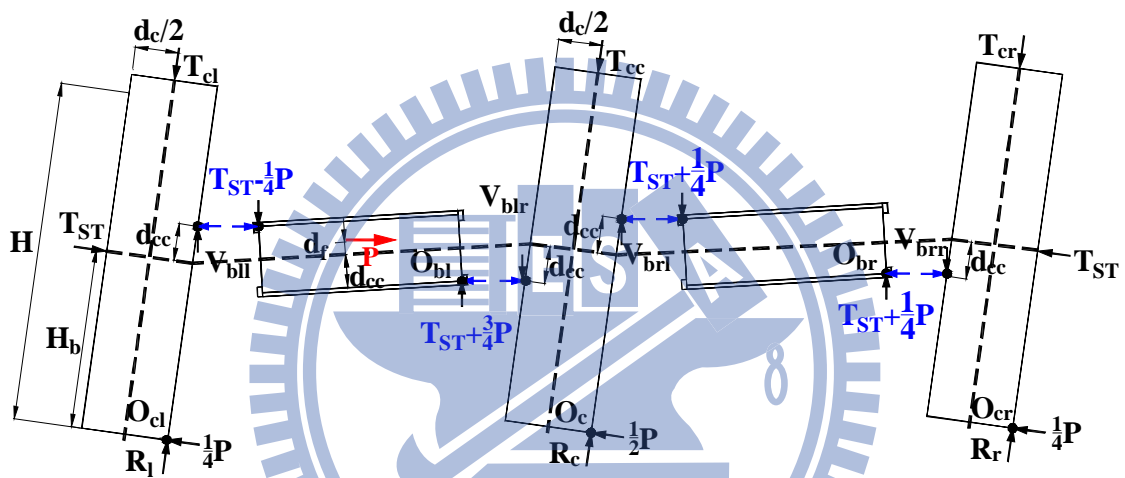
(b) 接頭細節

圖 3.27 構架試體細節(單位: mm)

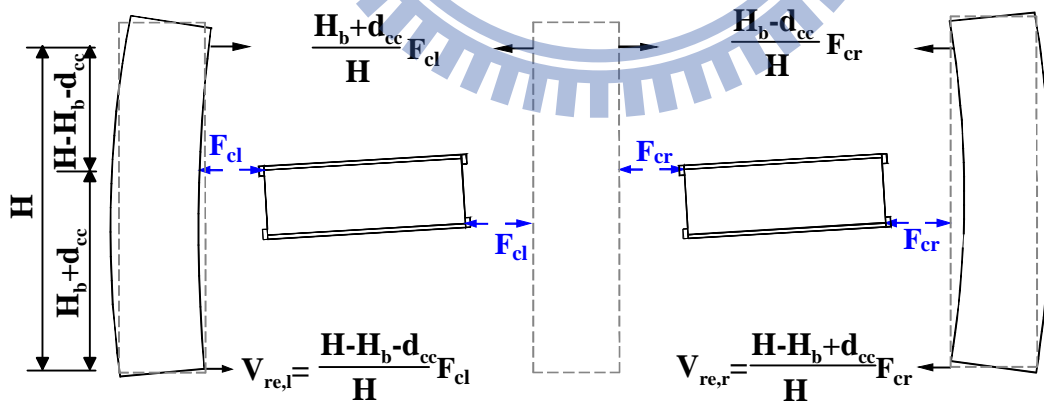




(a) 預力構架試體變形

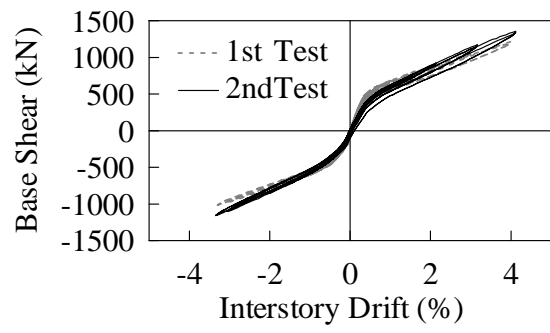


(b) 剛體旋轉產生的變形



(c) 柱束制效應產生的變形

圖 3.28 構架變形關係與自由體圖

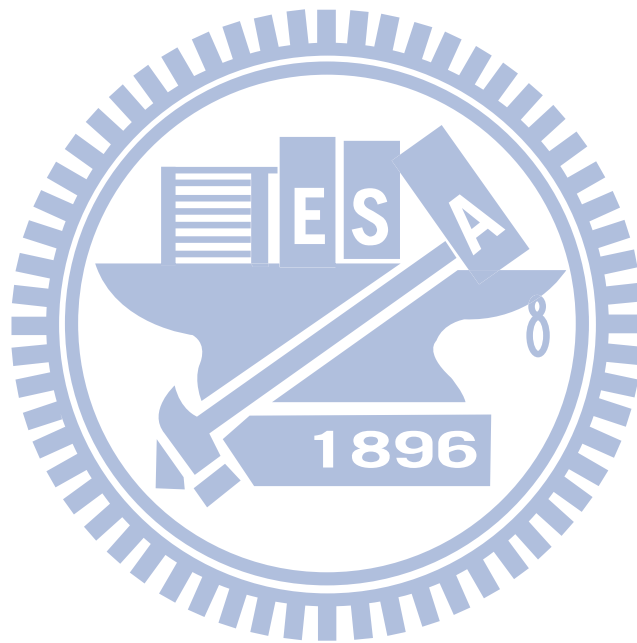


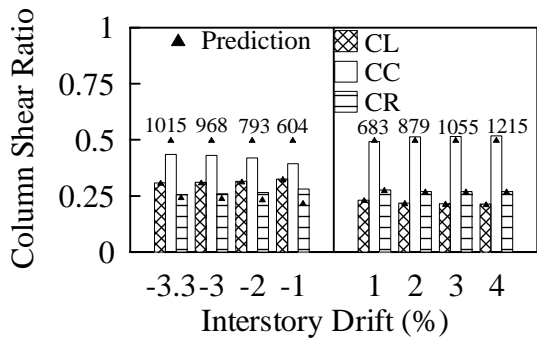
(a) 試驗整體反應



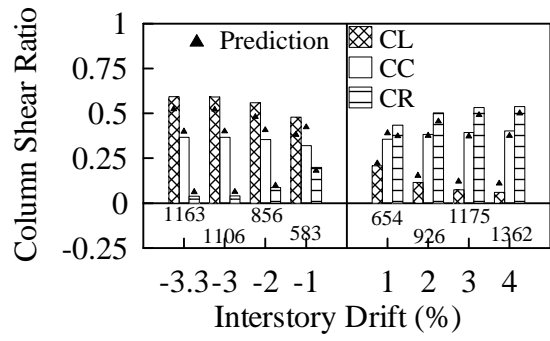
(b) 構架變形 (+4%)

圖 3.29 預力構架試驗反應

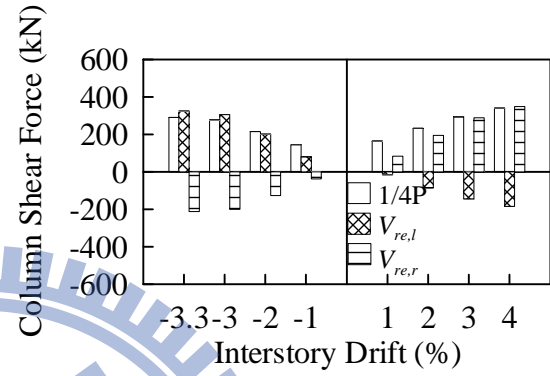
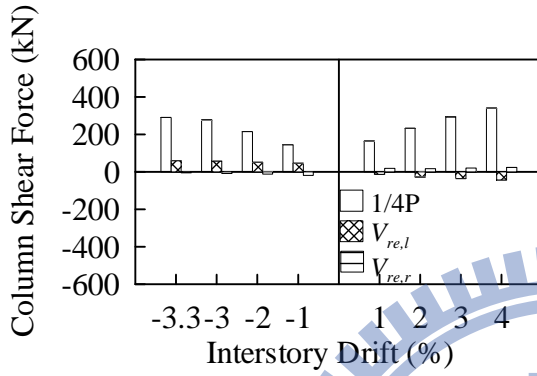




(a) 第一次試驗

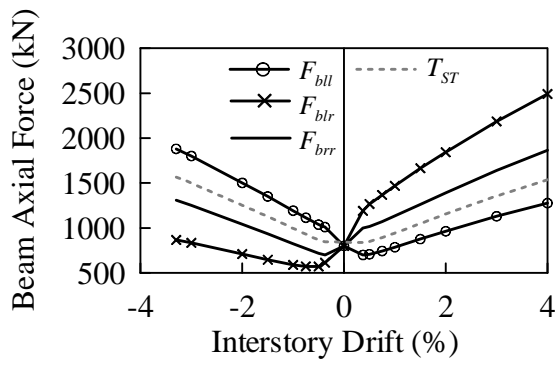


(b) 第二次試驗

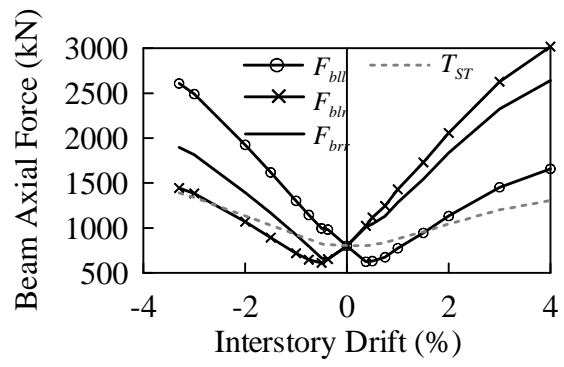


(c) 柱束制效應產生的柱剪力 (第 1 次試驗) (d) 柱束制效應產生的柱剪力 (第 2 次試驗)

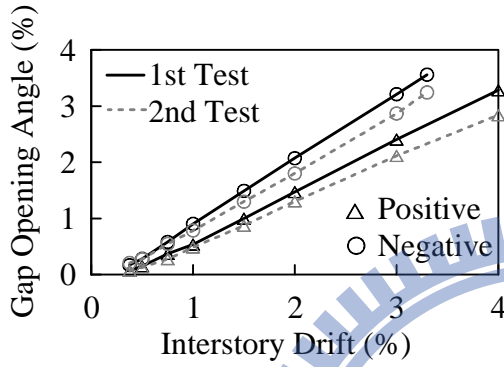
圖 3.30 柱剪力



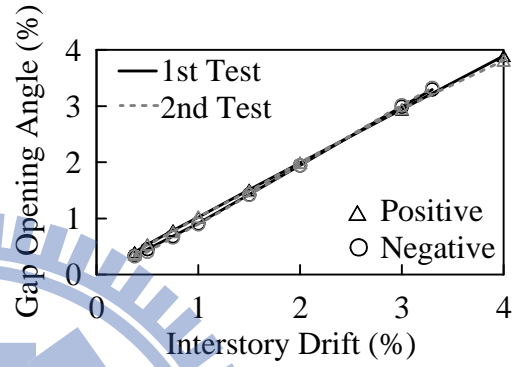
(a) 第 1 次試驗



(b) 第 2 次試驗



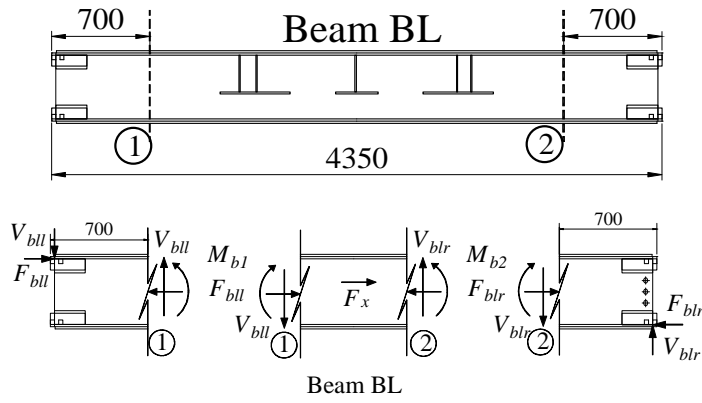
(c) 界面分離轉角 (BL-CC 界面)



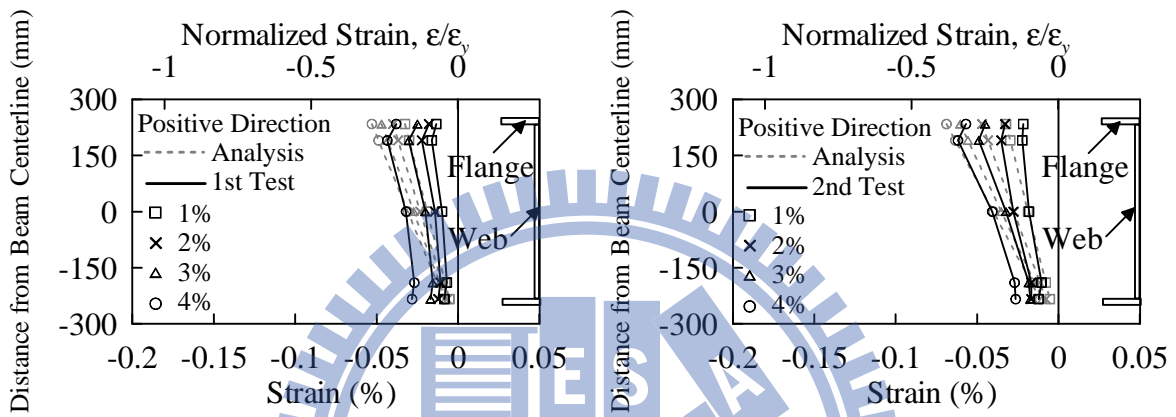
(d) 界面分離轉角 (CC-Base 界面)

圖 3.31 梁軸力比較

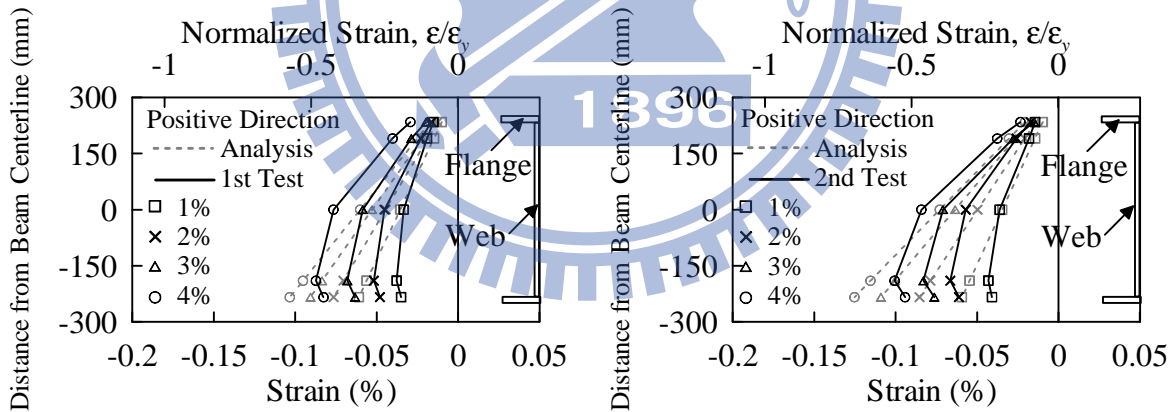




(a) 應變計位置與自由體示意圖

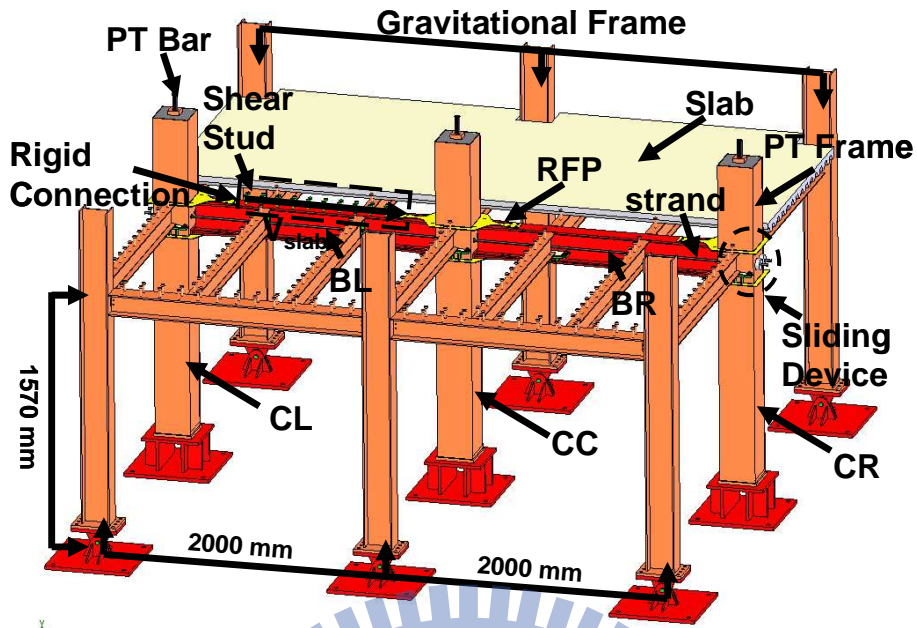


(b) 沿斷面 1 處的應變

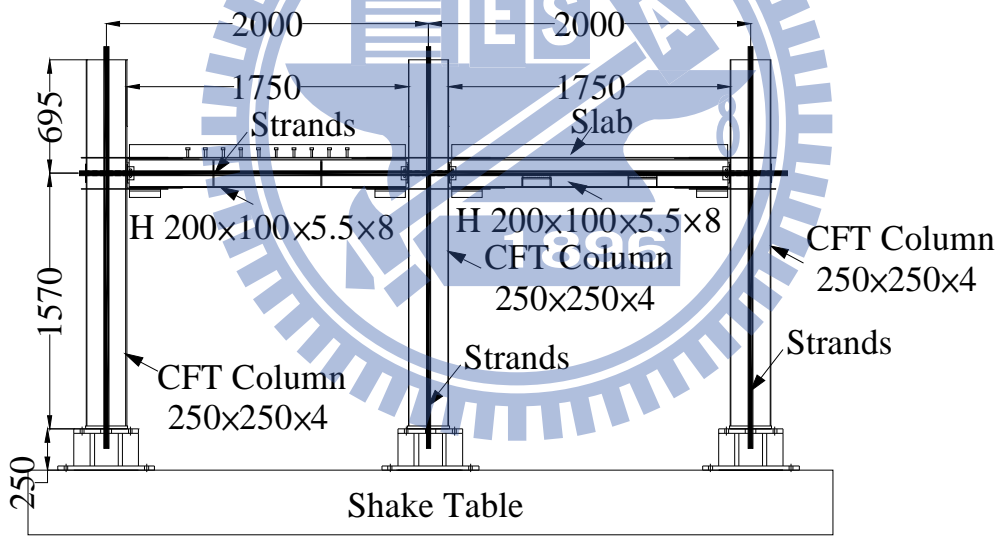


(c) 沿斷面 2 處的應變

圖 3.32 梁應變圖



(a) Overall View



(b) Elevation

圖 4.1 試體規劃

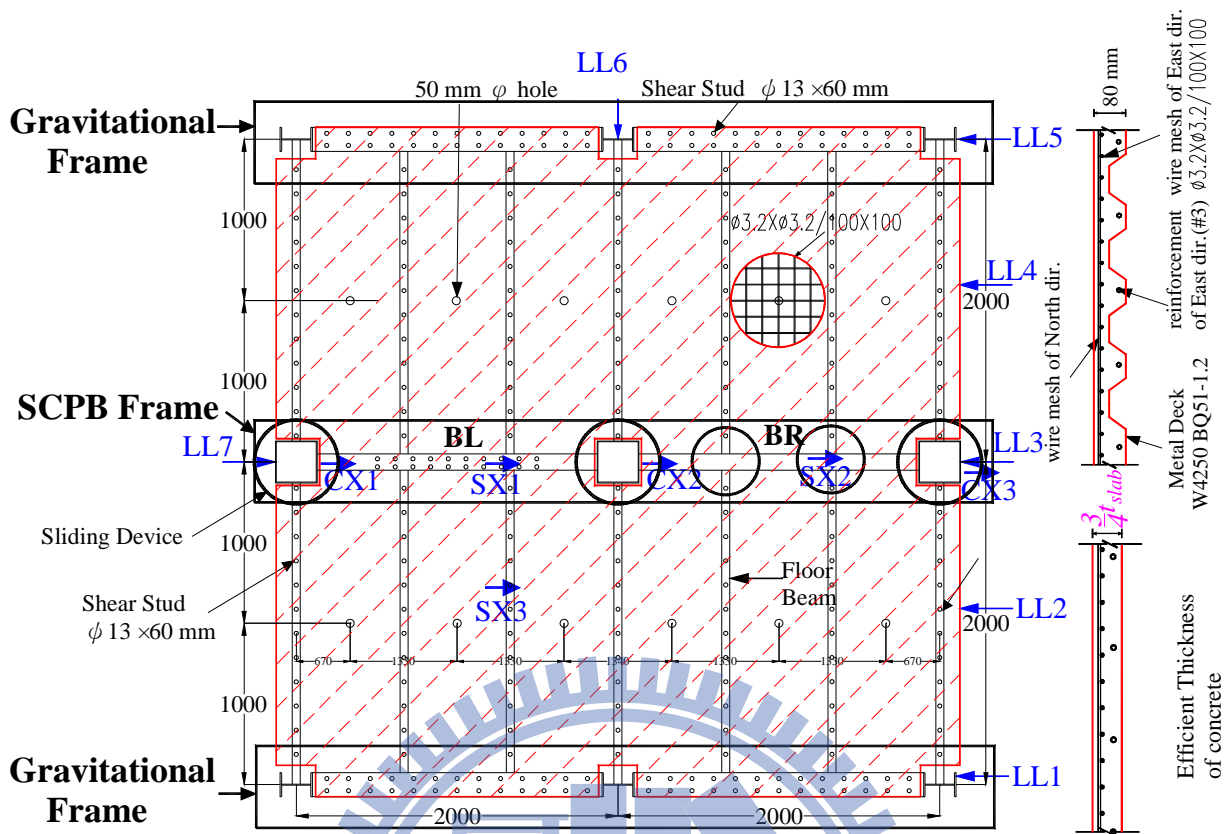
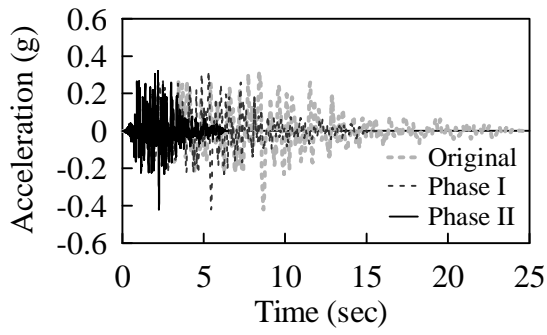
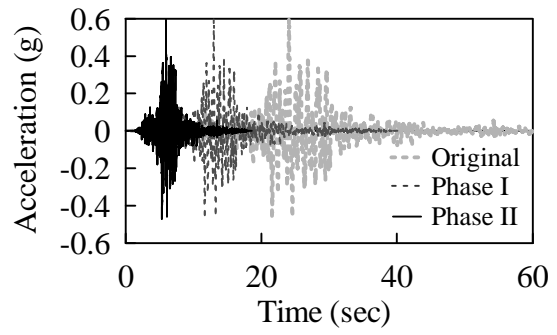


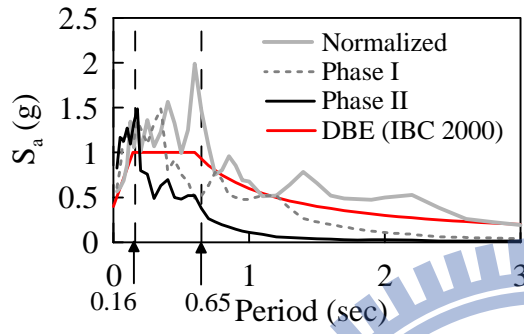
圖 4.2 測量儀器規劃



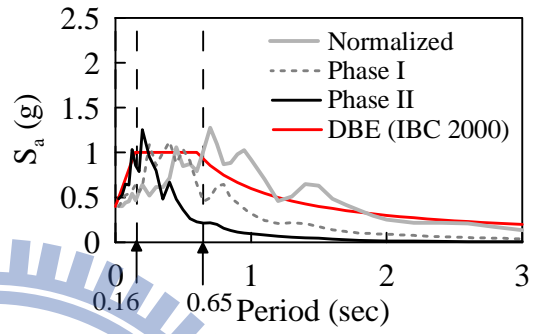
(a) CNP196 Ground Motion



(b) TCU074 Ground Motion

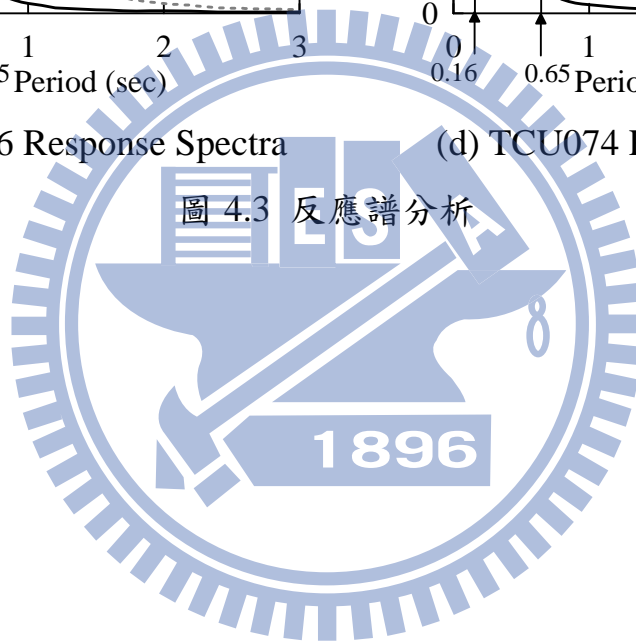


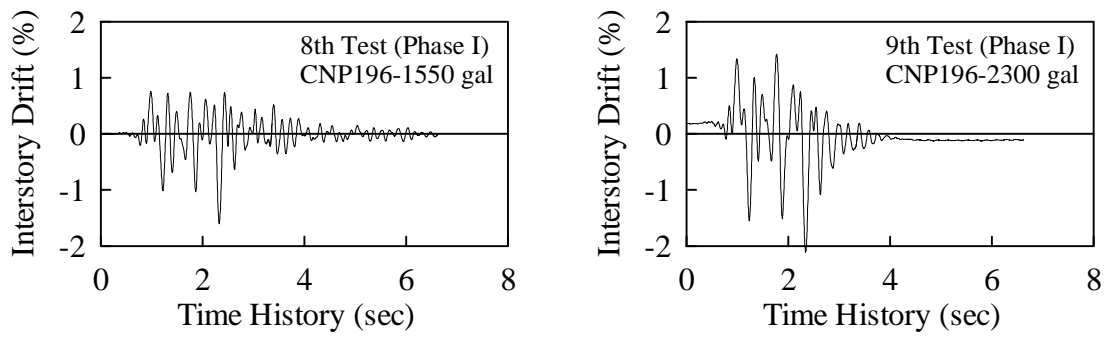
(c) CNP196 Response Spectra



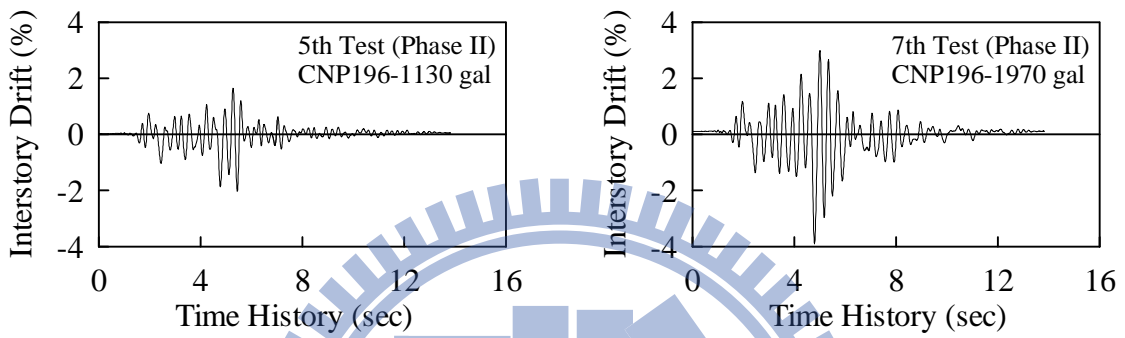
(d) TCU074 Response Spectra

圖 4.3 反應譜分析

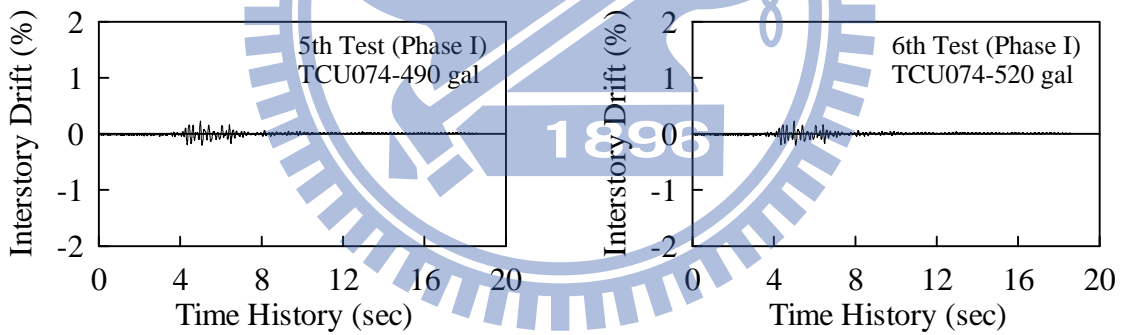




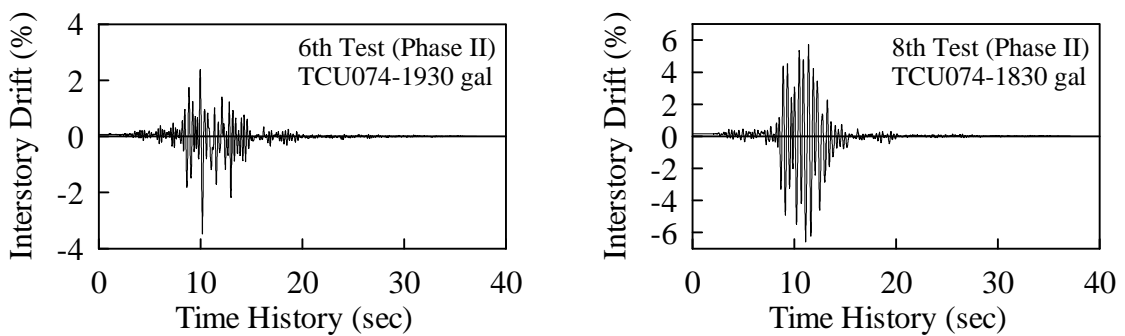
(a) CNP196 Test (Phase I)



(b) CNP196 Test (Phase II)

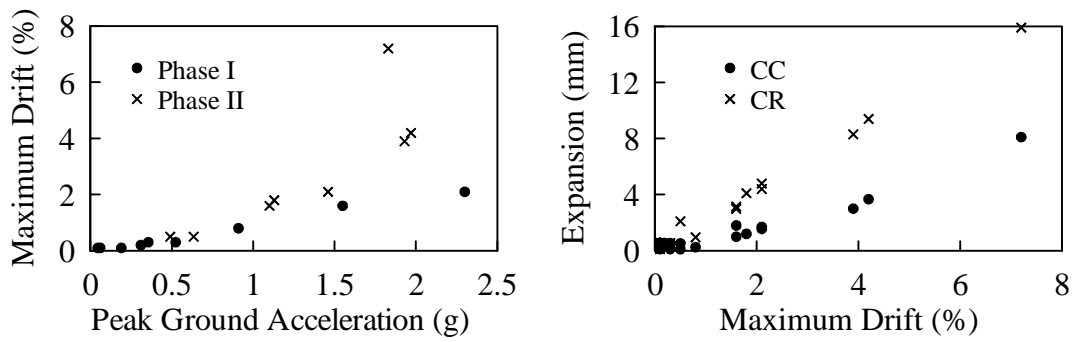


(c) TCU074 Test (Phase I)



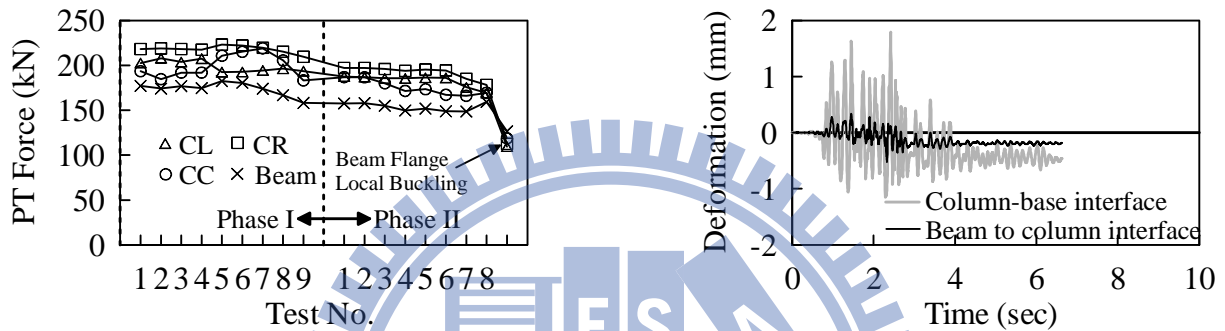
(d) TCU074 Test (Phase II)

圖 4.4 試體樓層側位移角反應



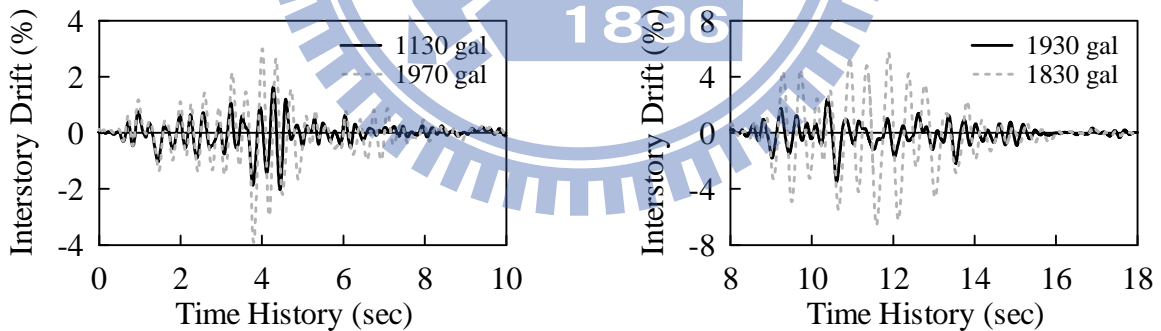
(a) Maximum Drift versus PGA (b) Expansion versus Maximum Drift

圖 4.5 最大變形反應與最大加速度關係



(a) Initial Post-tensioning Force Variation (b) Residual Deformation (7th test, Phase I)

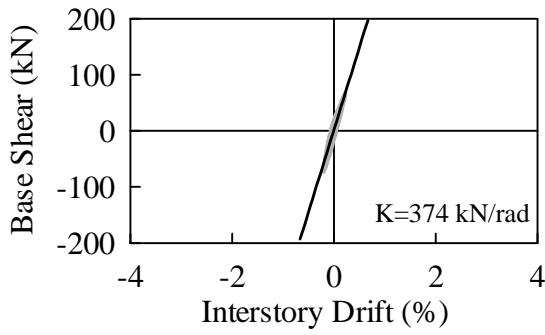
圖 4.6 預力變化與相關反應



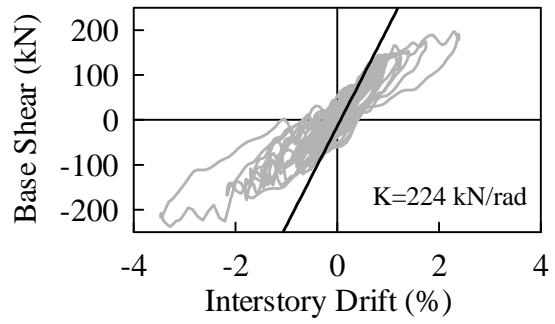
(a) CNP196

(b) TCU074

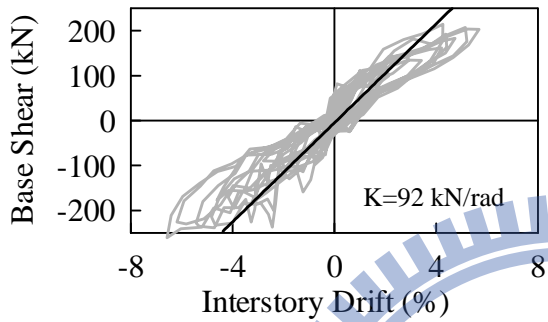
圖 4.7 預力構架的位移歷時反應(phase II)



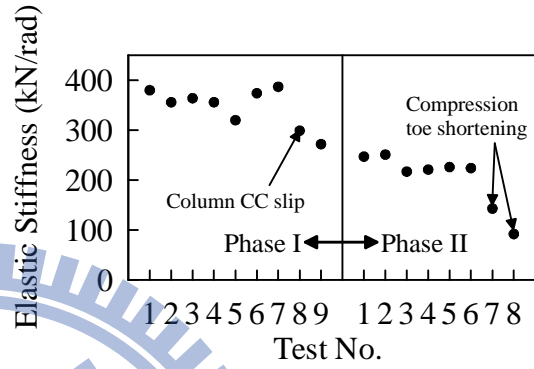
(a) 3rd Test (Phase I)



(b) 8th Test (Phase II)



(c) 8th Test (Phase II)



(d) Stiffness Degradation

圖 4.8 預力構架試體勁度

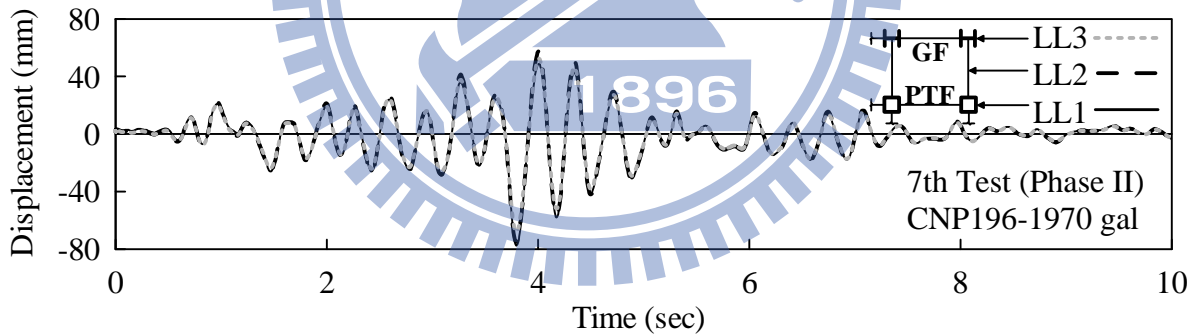
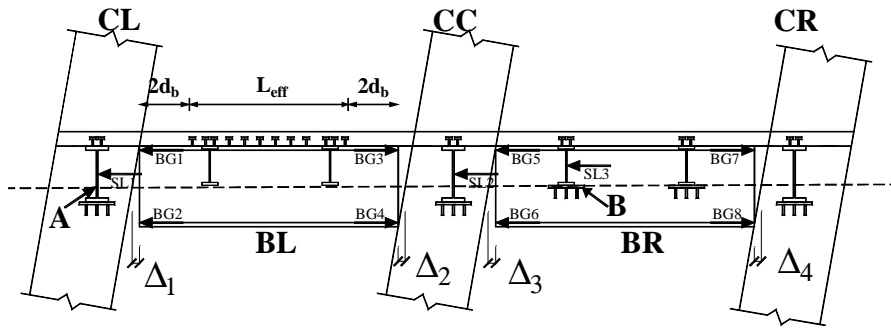
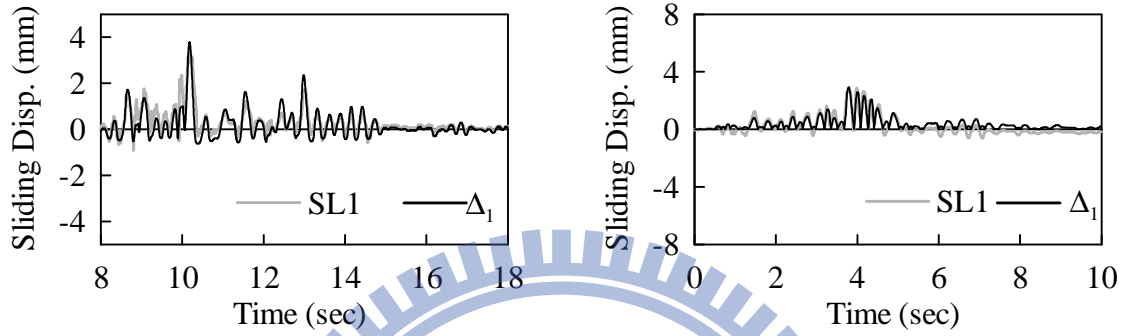


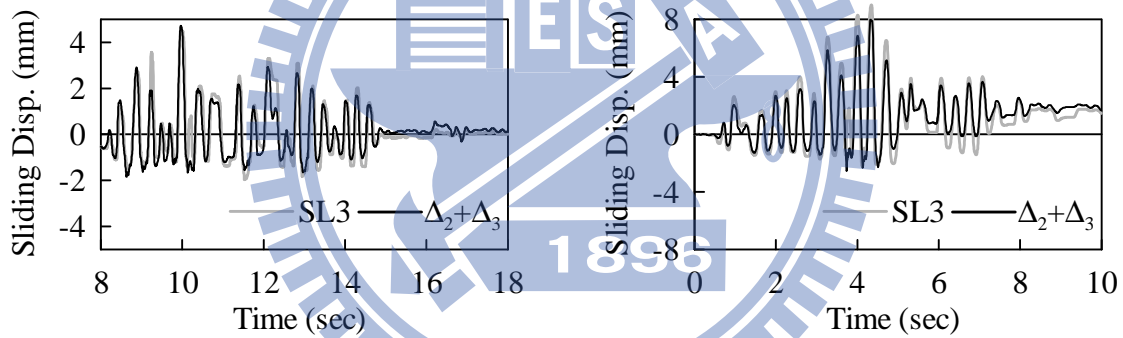
圖 4.9 預力構架與承重構架位移歷時反應



(a) Displacement Transducer Location



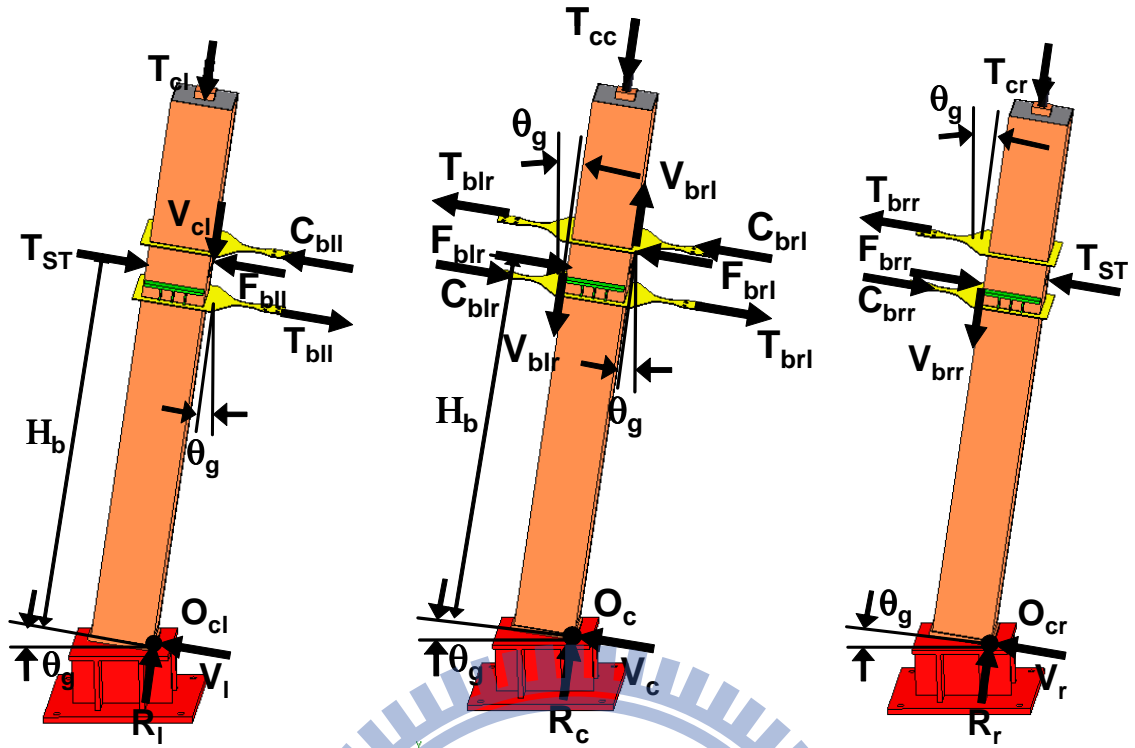
(b) Floor Beam A



(c) Floor Beam B

圖 4.10 預力構架伸展行為之歷時反應



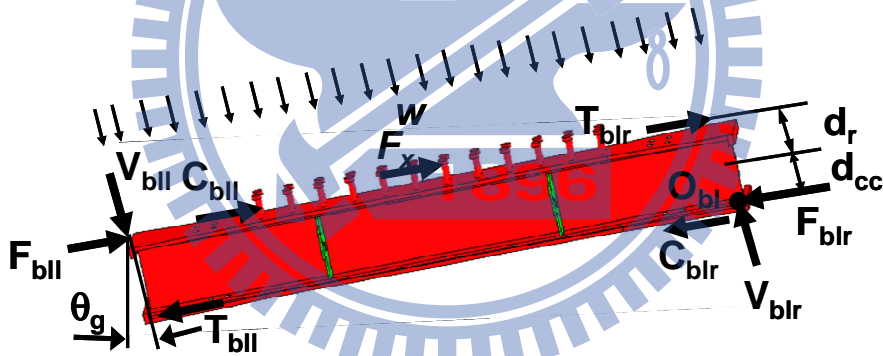


(a) Column CL

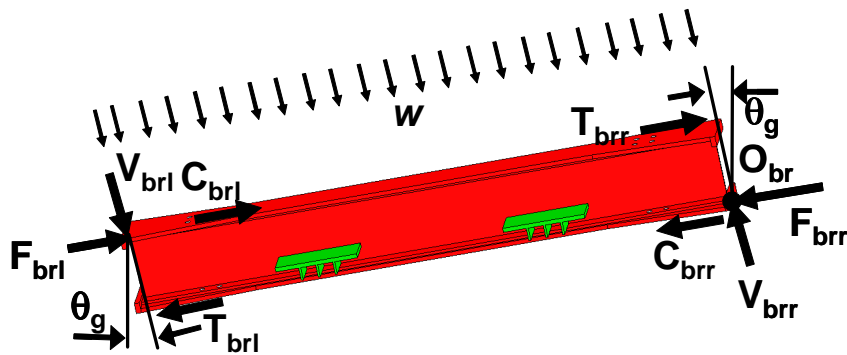
(b) Column CC

(c) Column CR

圖 4.11 震動台試體之柱自由體圖

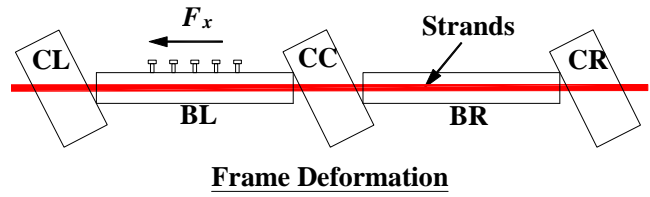
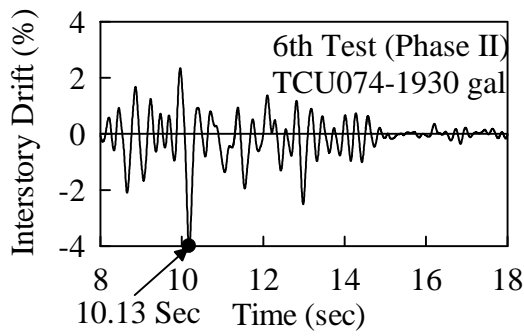


(a) Beam BL



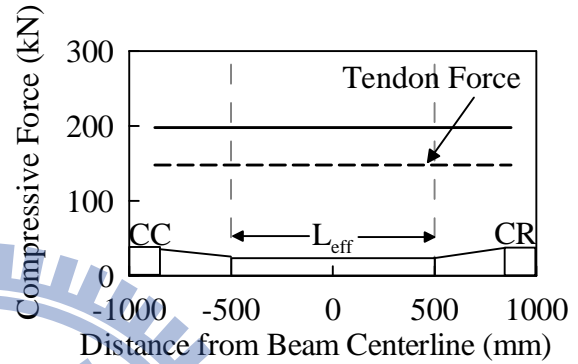
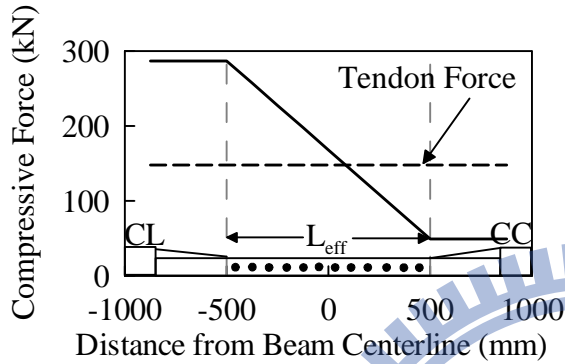
(b) Beam BR

圖 4.12 震動台式體之梁自由體圖



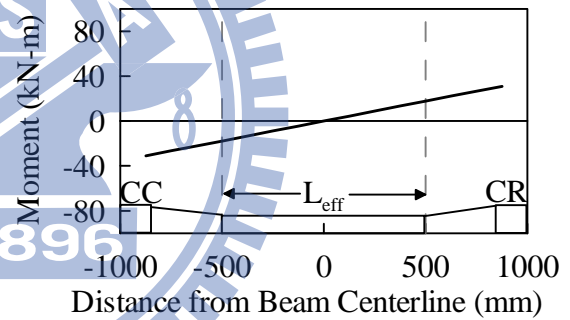
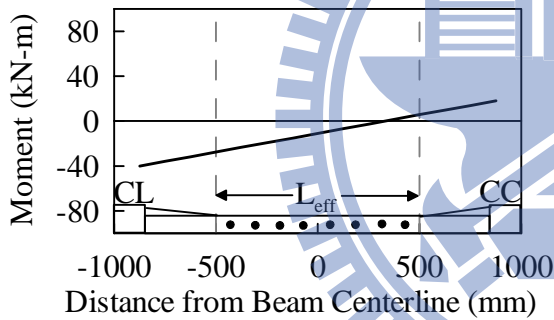
(a) Displacement History of the PT Frame

(b) Frame Deformation



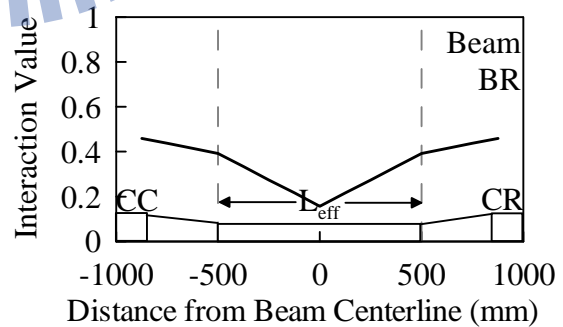
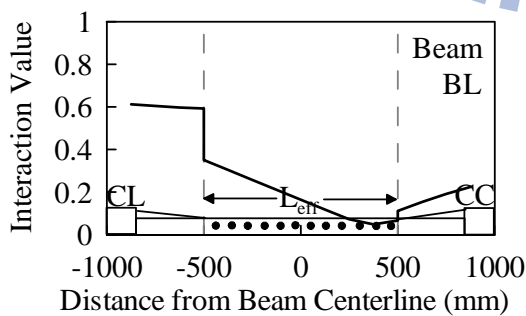
(c) Axial Force in the Beam BL

(d) Axial Force in the Beam BR



(e) Moment in the Beam BL

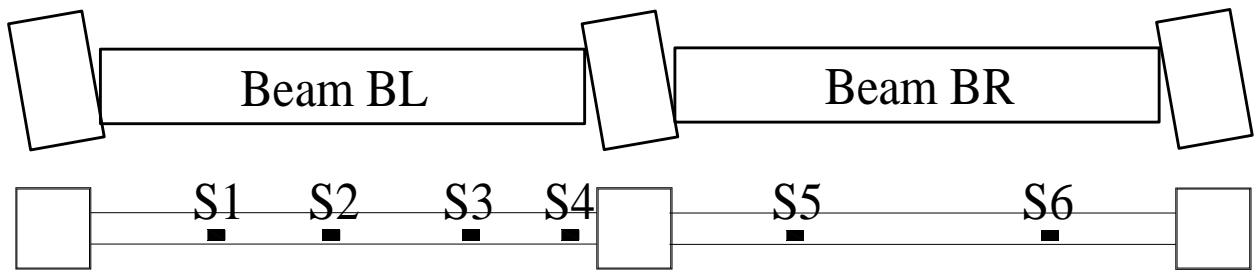
(f) Moment in the Beam BR



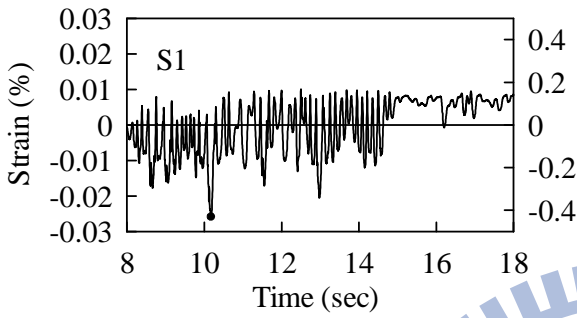
(g) Stress Ratio in Beam BL

(h) Stress Ratio in Beam BR

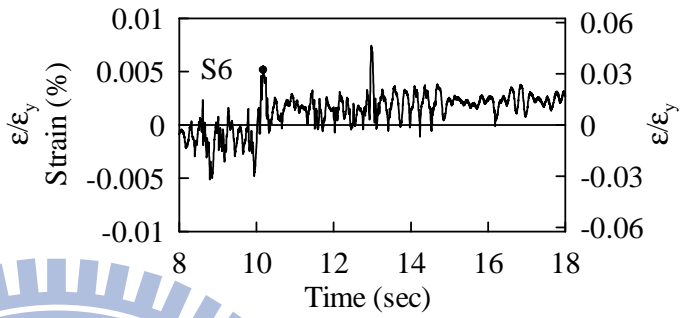
圖 4.13 梁軸力與應變 (TCU074, 6th Test Phase II)



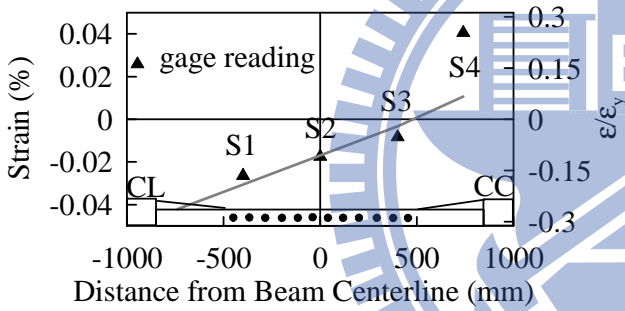
(a) Strain Gauge Location (Bottom Flange)



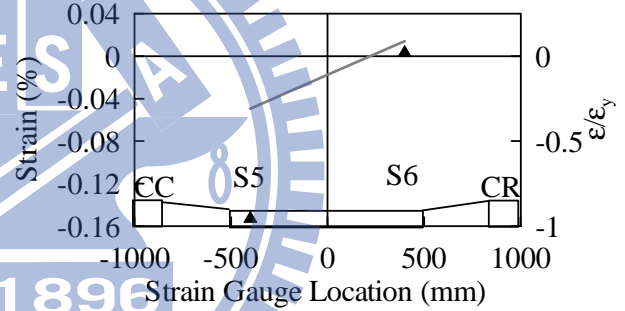
(b) Strain Gauge S1



(c) Strain Gauge S6

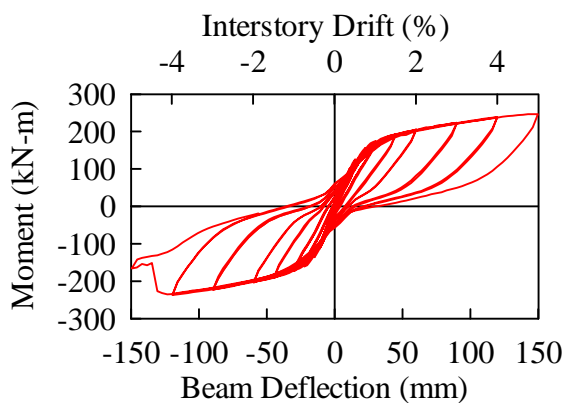


(d) Beam BL Bottom Flange Strain

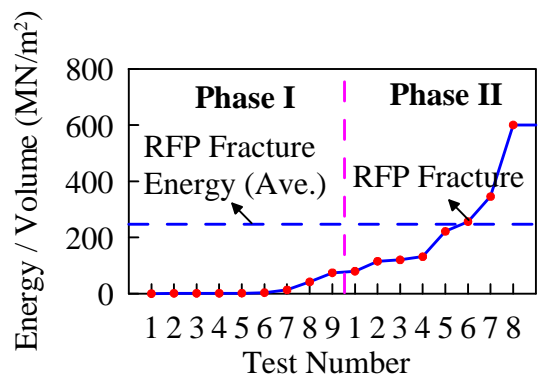


(e) Beam BR Bottom Flange Strain

圖 4.14 梁下翼板內側應變比較

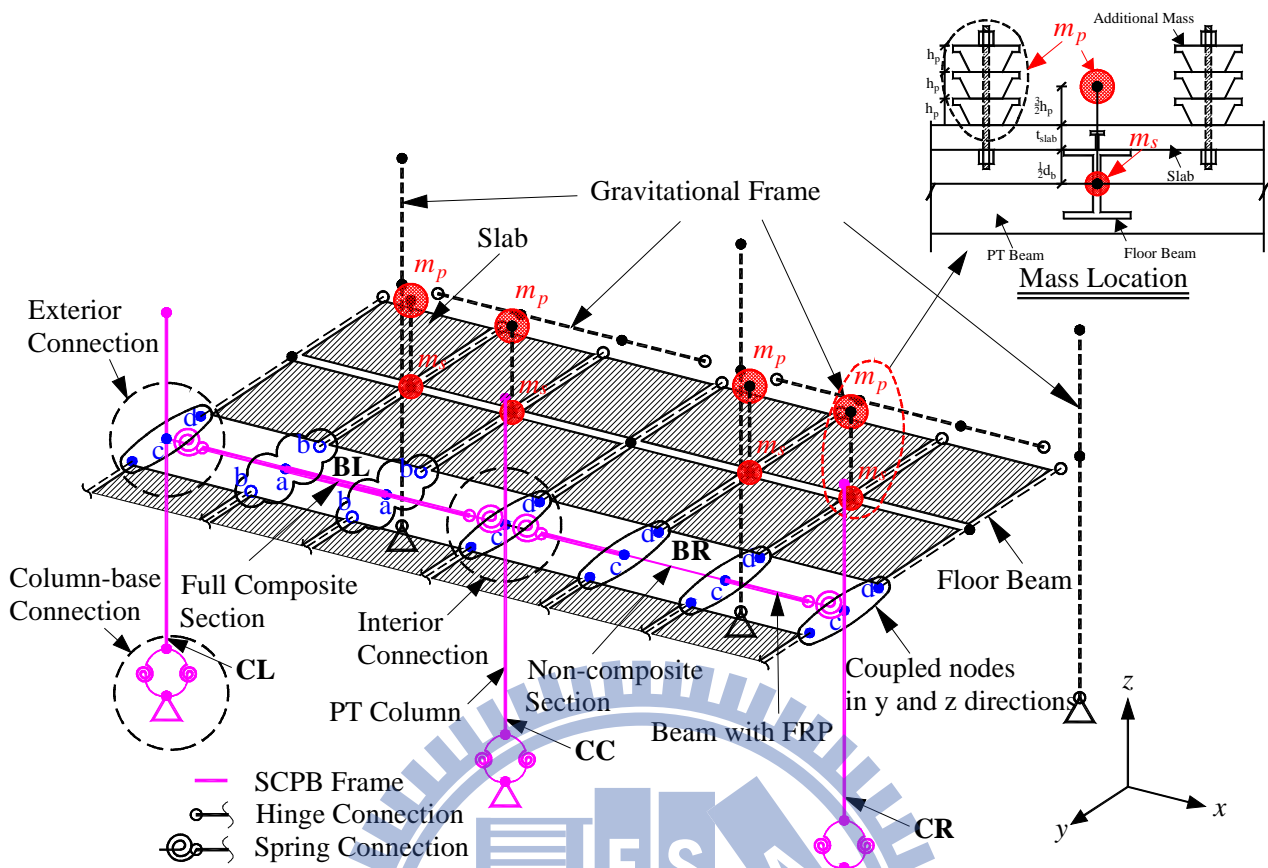


(a) Moment versus Beam Deflection (PT Connection)

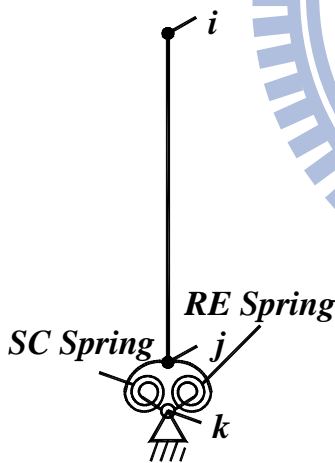


(b) RFP Energy (Specimen)

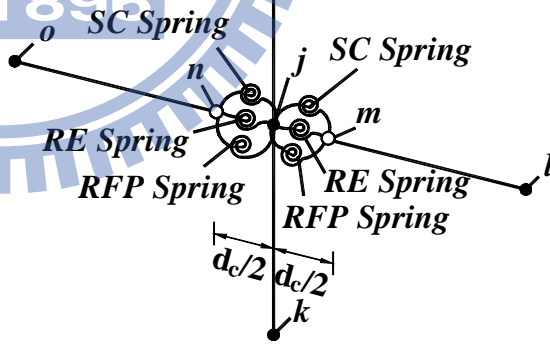
圖 4.15 挫屈束制削切鋼板的消能行為



(a) 半側試體構架示意圖

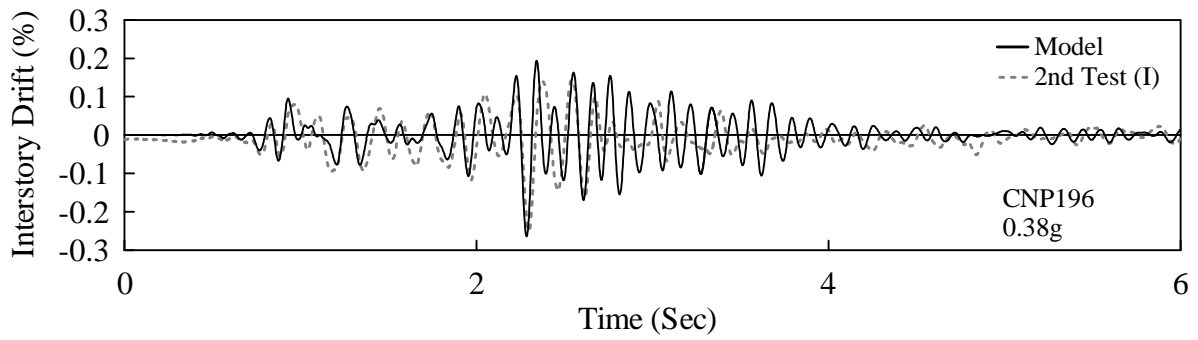


(b) 柱與基礎

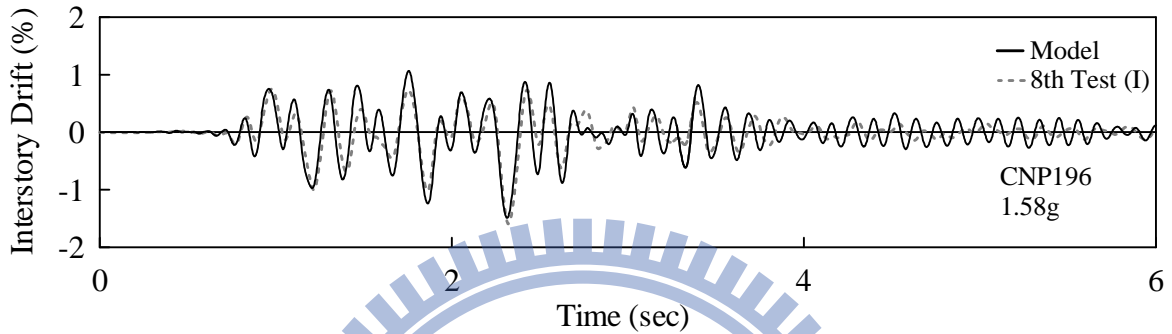


(c) 內側梁柱接頭

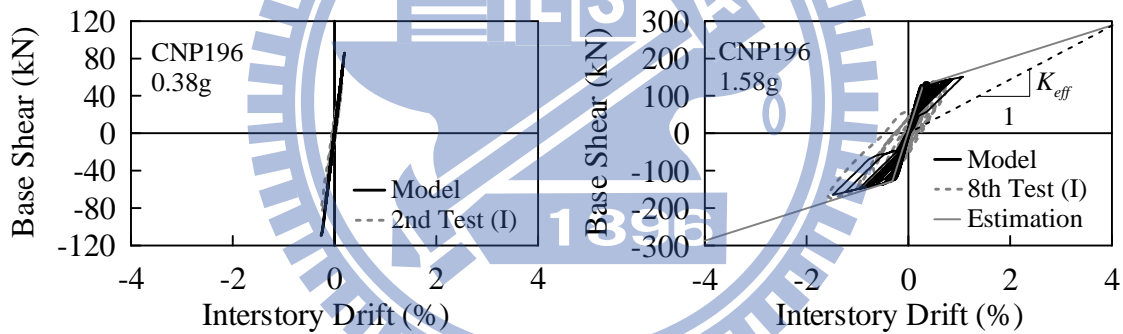
圖 5.1 縮尺電腦模型示意圖



(a) 樓層側位移角歷時反應 (第 2 次試驗)

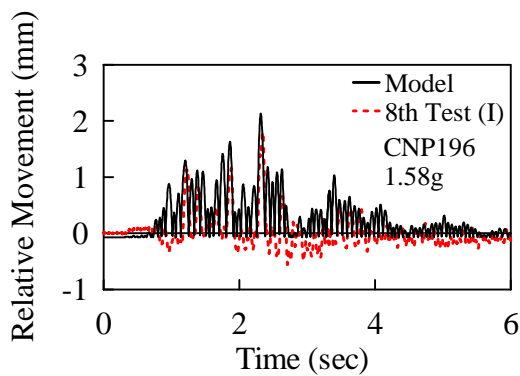


(b) 樓層側位移角歷時反應 (第 8 次試驗)

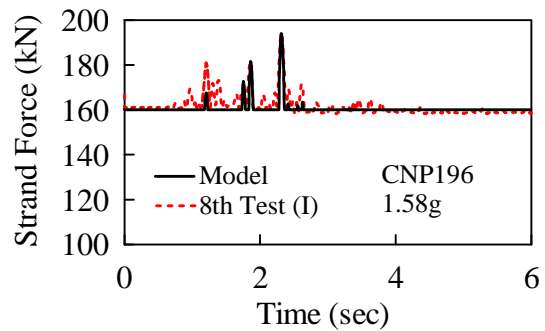


(c) 遲滯反應 (第 2 次試驗)

(d) 遲滯反應 (第 8 次試驗)

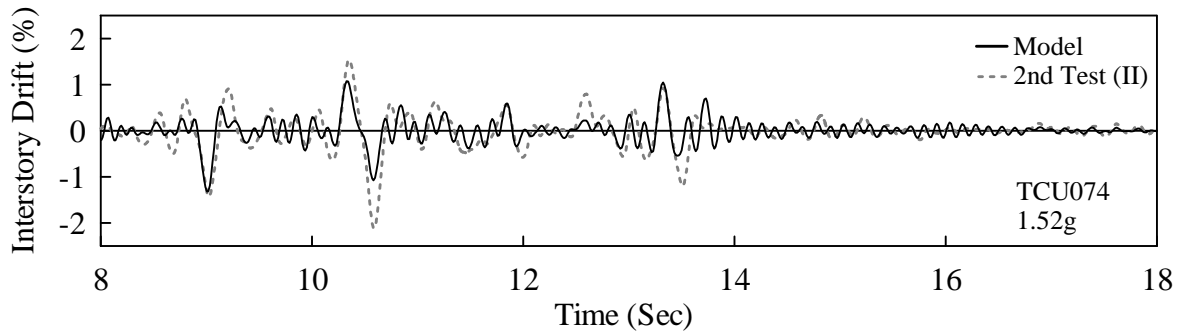


(e) 滑動位移

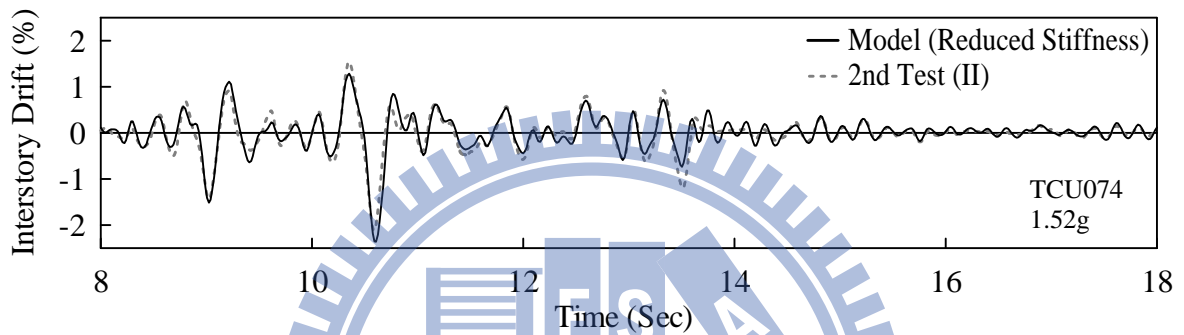


(f) 鋼腱內力

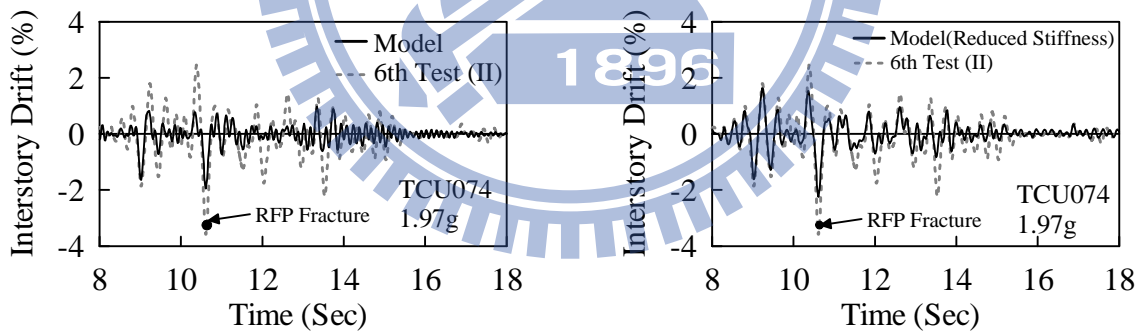
圖 5.2 第一階段試驗與模型分析比較



(a) 原始勁度之構架模型(第 2 次試驗)

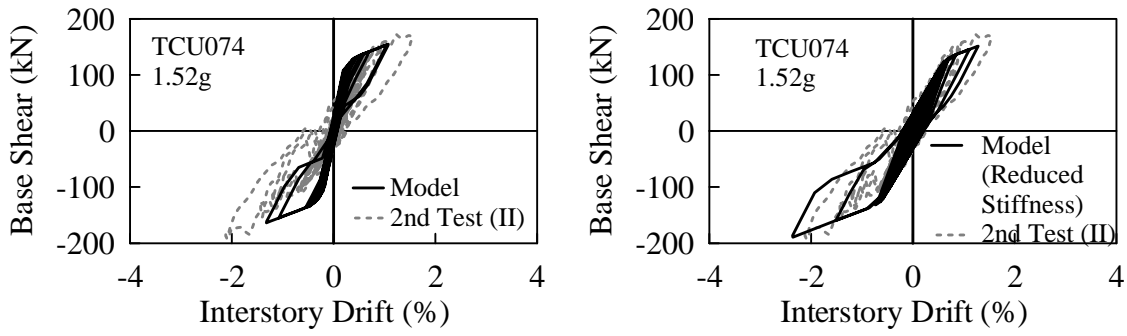


(b) 折減勁度之構架模型(第 2 次試驗)

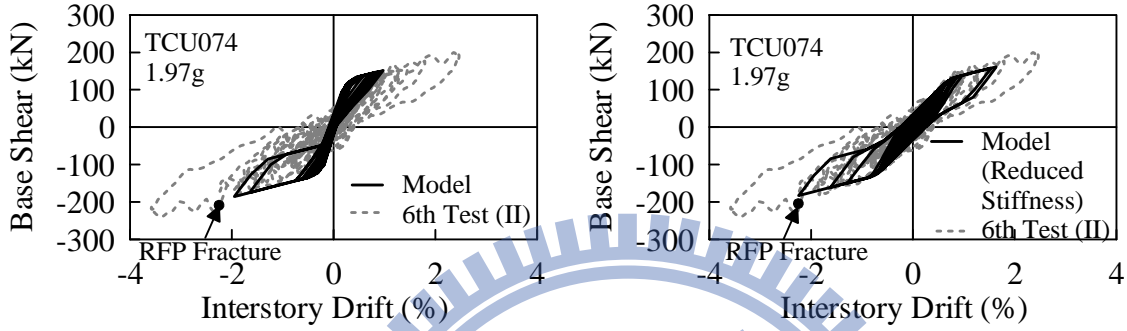


(c) 第 6 次試驗

圖 5.3 第二階段試驗樓層側位移角歷時的模擬分析

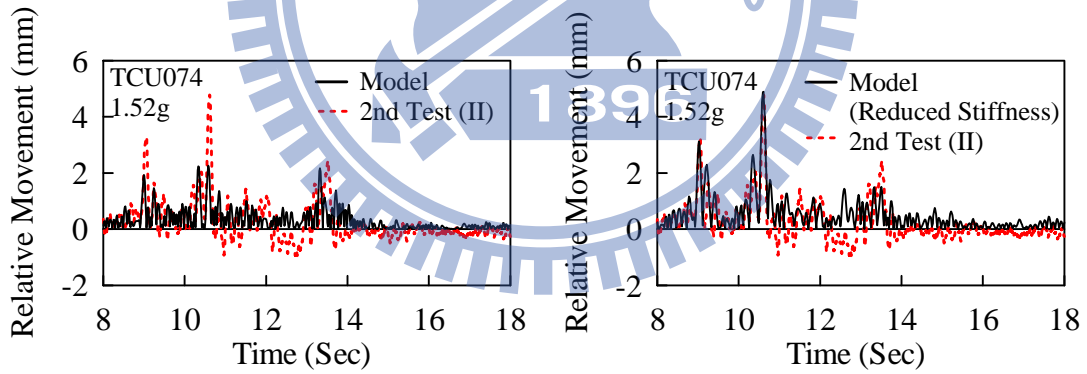


(a) 第 2 次試驗

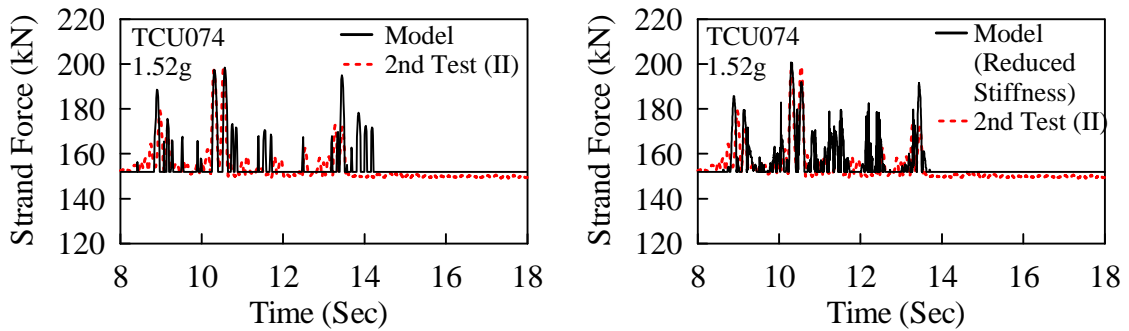


(b) 第 6 次試驗

圖 5.4 第二階段基底剪力與側位移角關係與分析結果

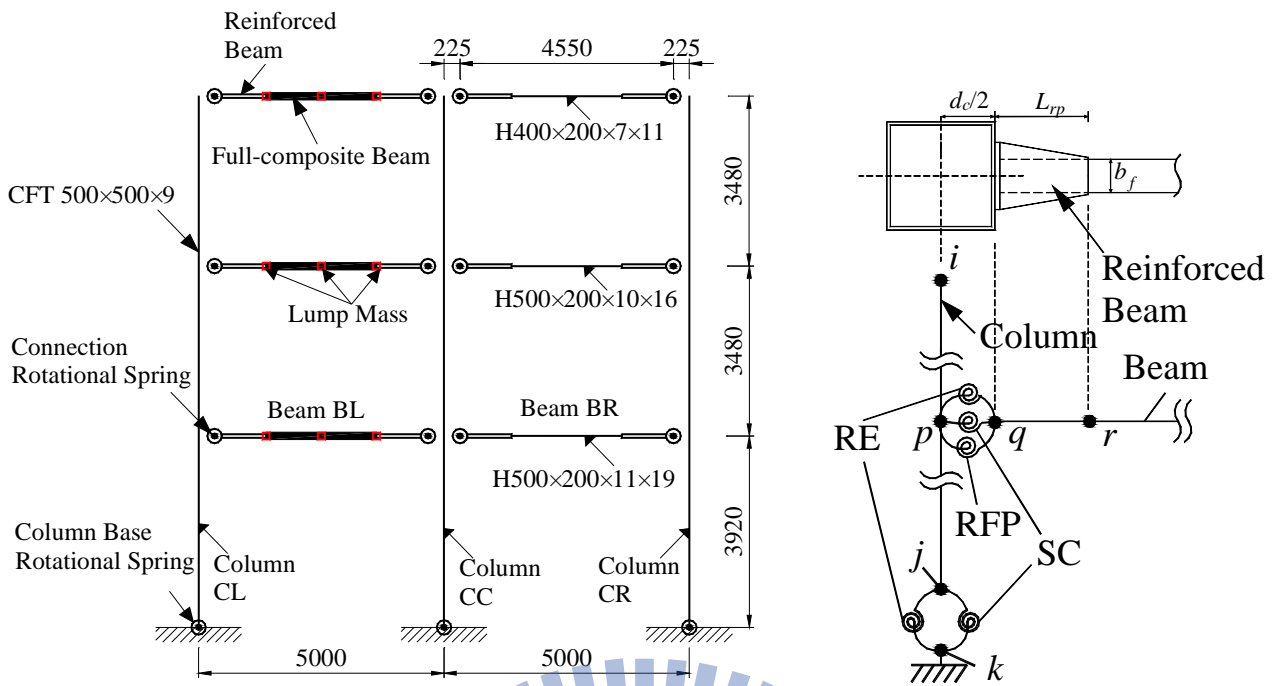


(a) 滑動位移

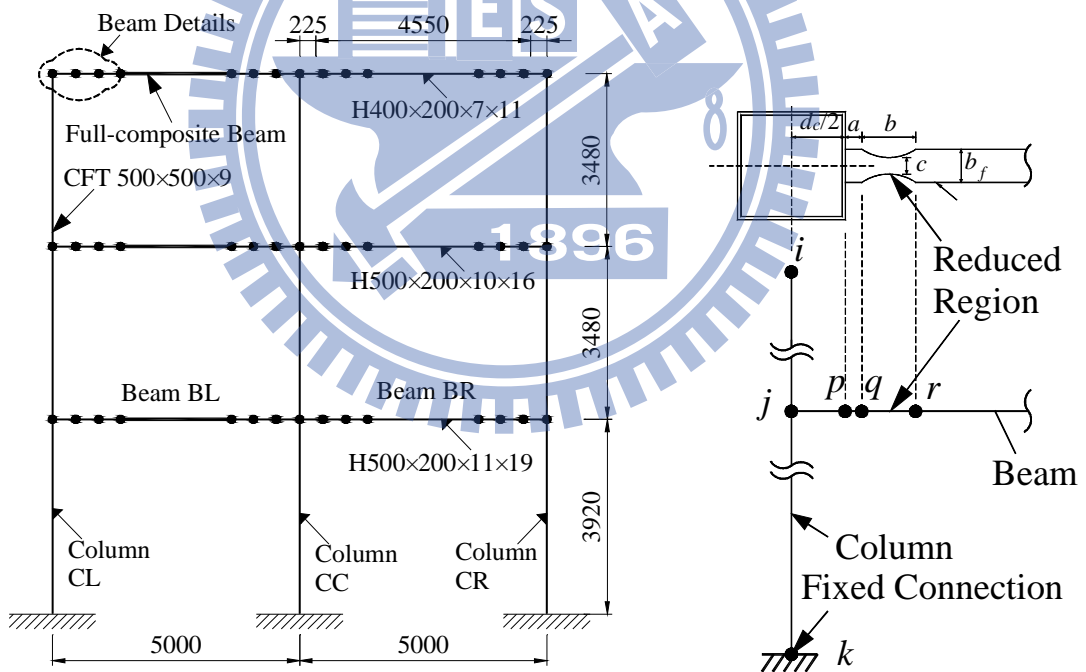


(b) 鋼腱內力

圖 5.5 第二階段構架的滑動量與鋼腱內力模擬分析



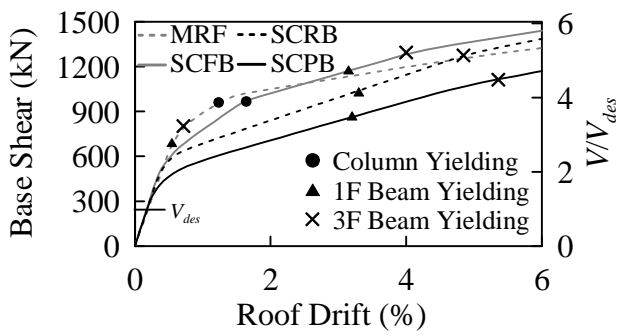
(a) SCPB 構架模型



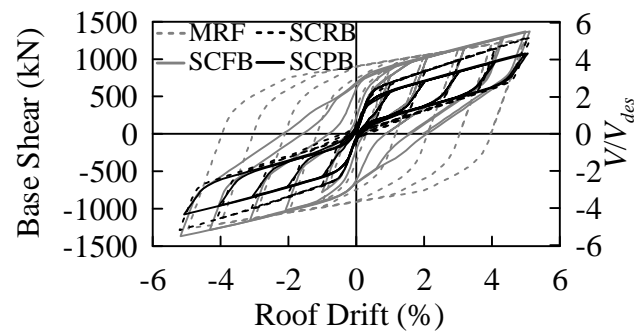
(b) MRF 構架模型

圖 5.6 三層樓電腦模型

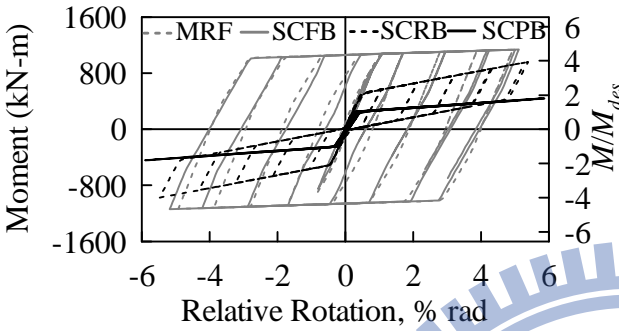




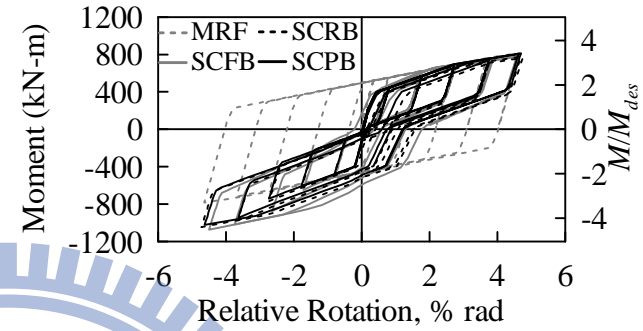
(a) 側推分析



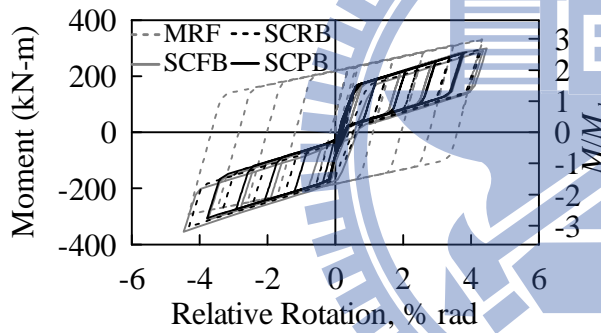
(b) 反覆側推分析



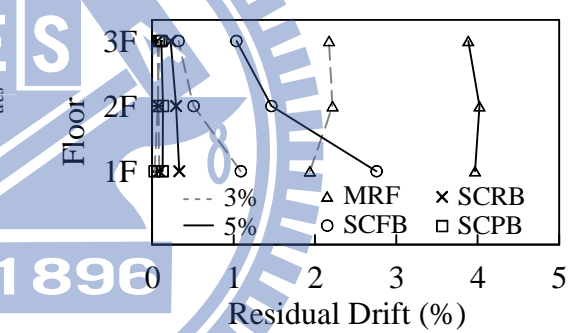
(c) 柱底界面行為



(d) 梁柱接頭行為 (1樓)

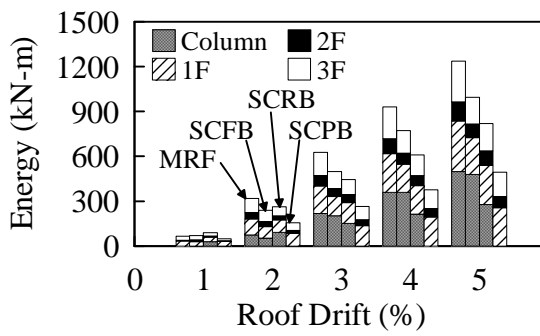


(e) 梁柱接頭行為 (3樓)

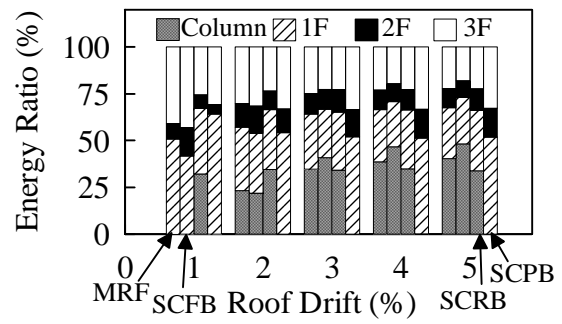


(f) 樓層殘餘側位移角

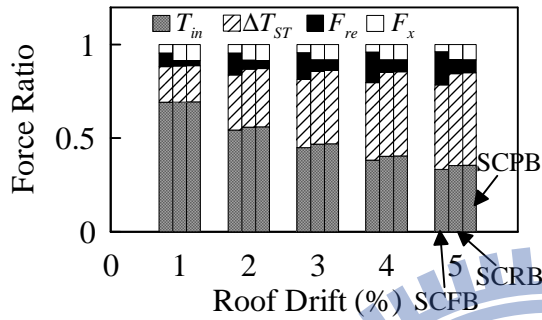
圖 5.7 構架反覆側推分析



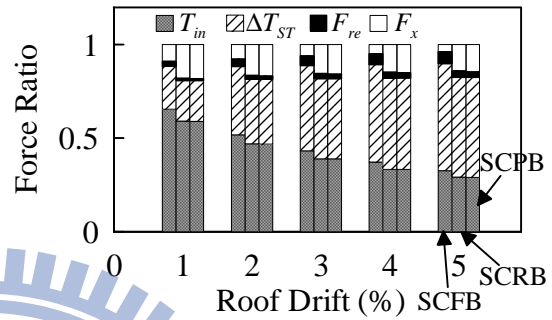
(a) 能量與樓頂側位移角關係



(b) 能量比與樓頂側位移角關係



(c) 梁軸力 (1樓處)



(d) 梁軸力 (2樓處)

圖 5.8 構架的能量與梁軸力

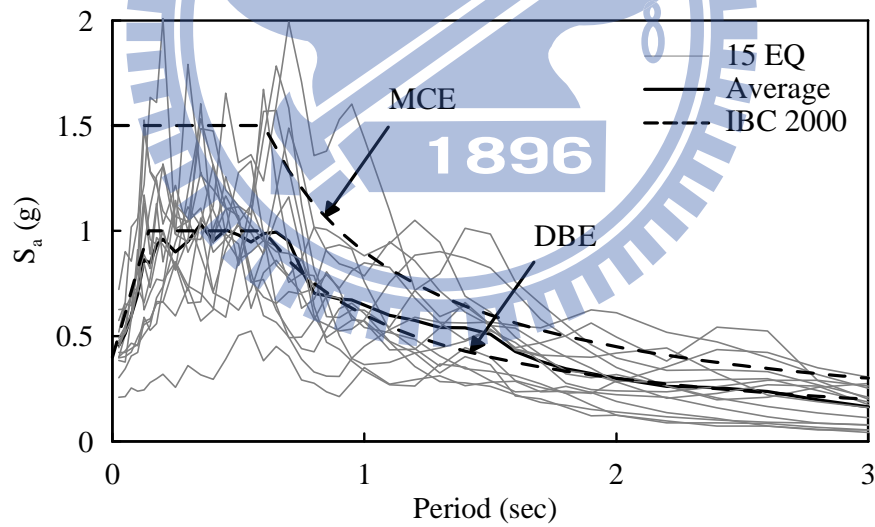
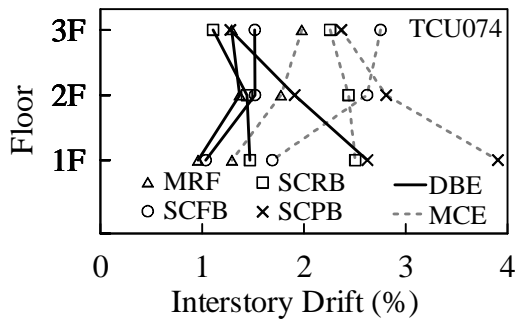
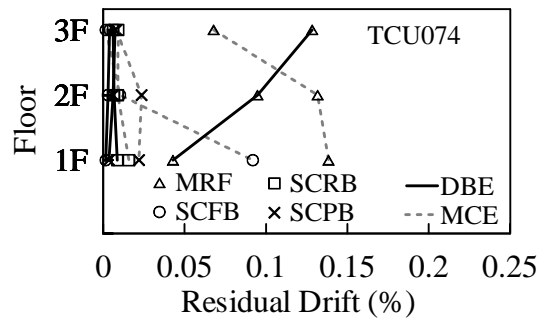


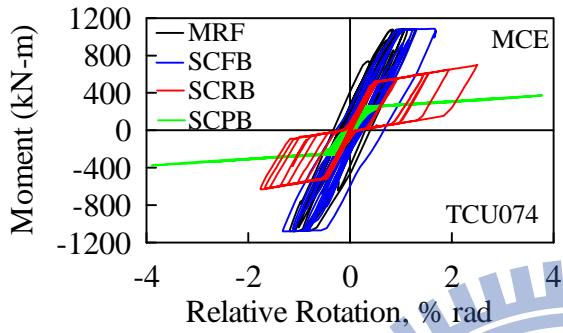
圖 5.9 反應譜



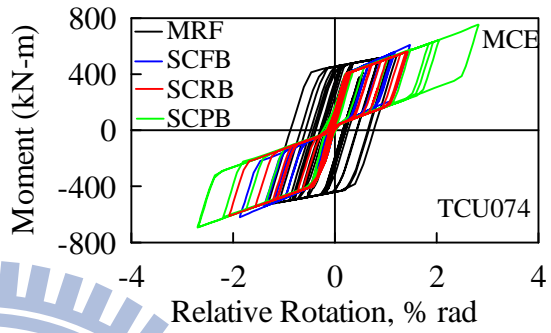
(a) 最大層間側位移角



(b) 殘餘側位移角

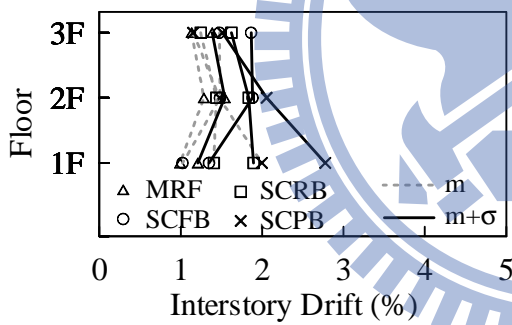


(c) 柱底界面反應

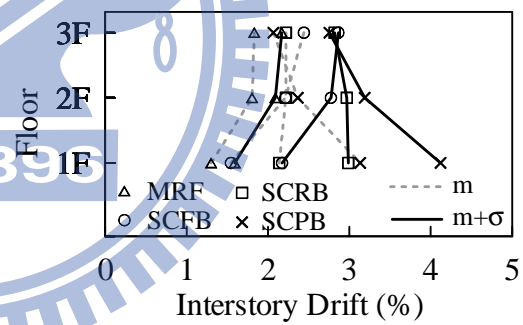


(d) 一樓處梁柱界面反應

圖 5.10 四組構架在 TCU074 地震下的反應(MCE)

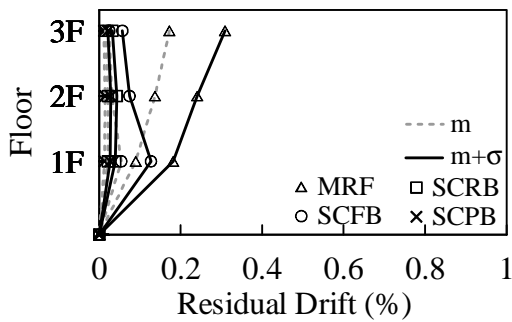


(a) DBE

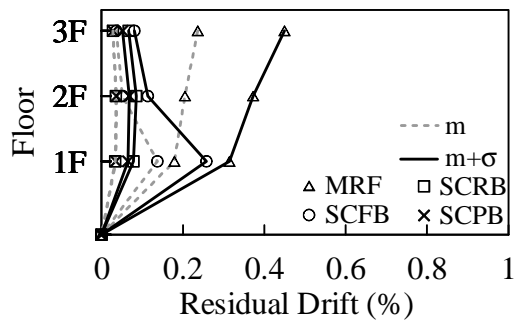


(b) MCE

圖 5.11 最大層間側位移角貢獻

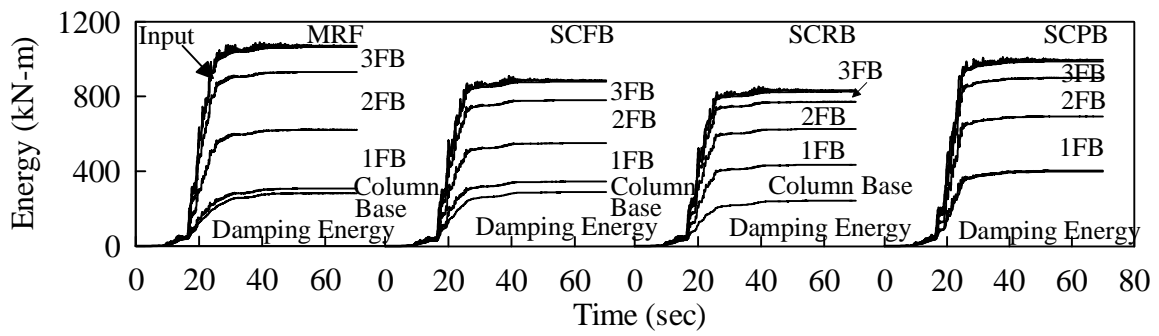


(a) DBE

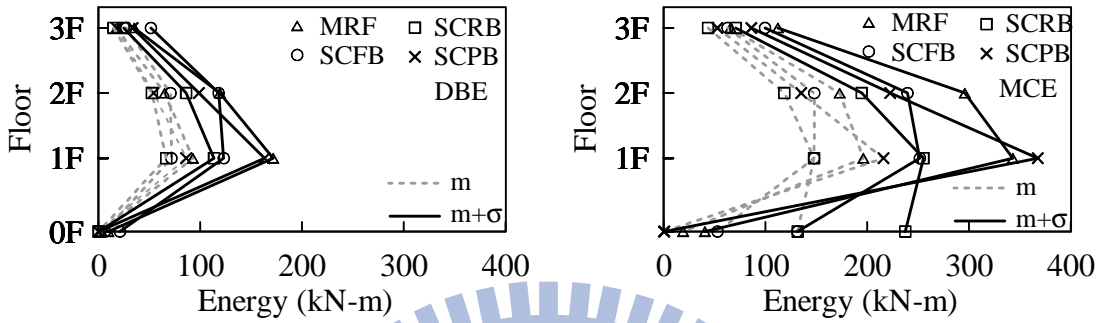


(b) MCE

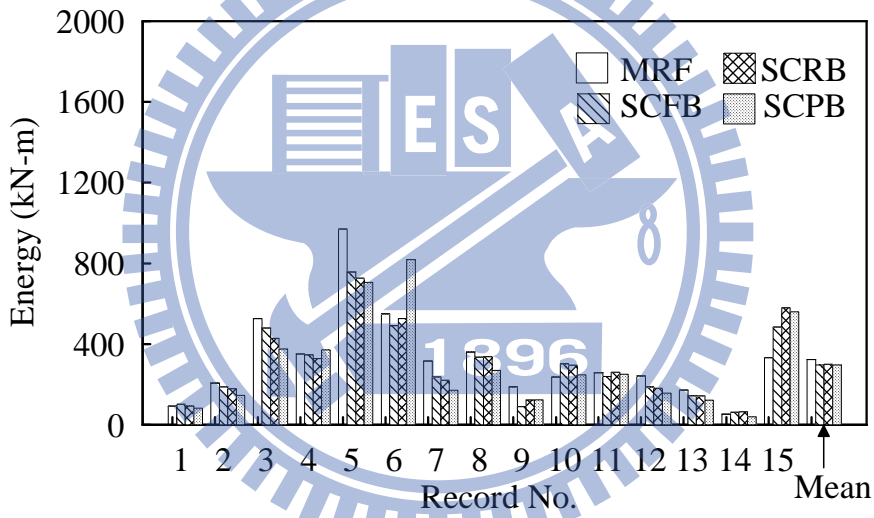
圖 5.12 殘餘變形



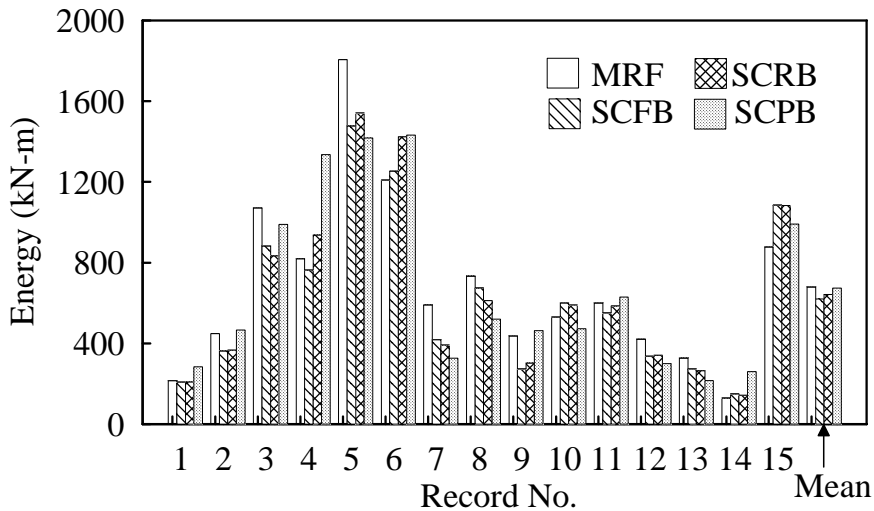
(a) 在 TCU074 地震作用下構架中能量消釋歷時關係 (MCE 層級)



(b) 構架中各樓層貢獻之能量



(c) DBE



(d) MCE

圖 5.13 四組構架在 DBE 與 MCE 層級中消能能量

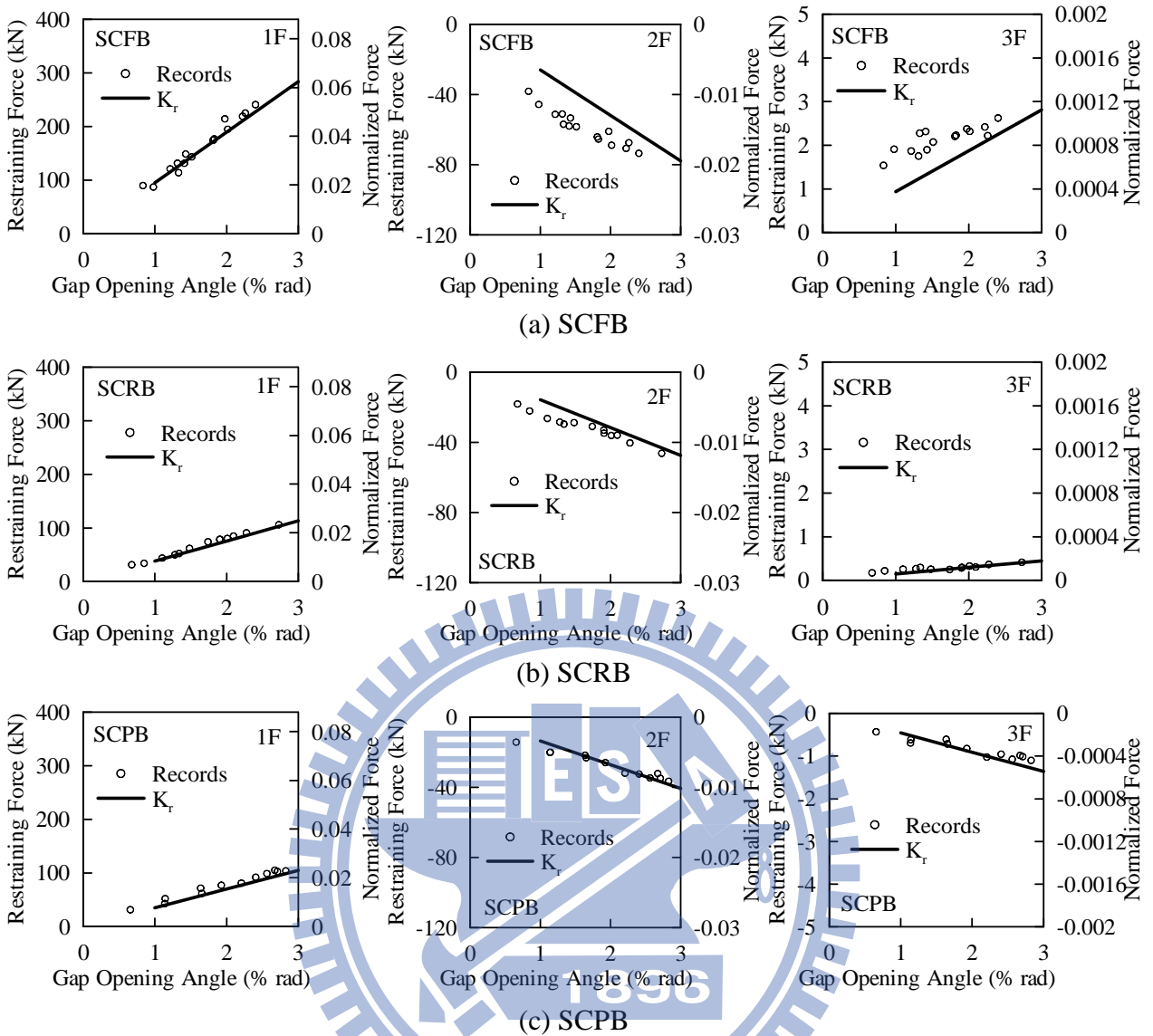


圖 5.14 柱束制效應產生之梁軸力

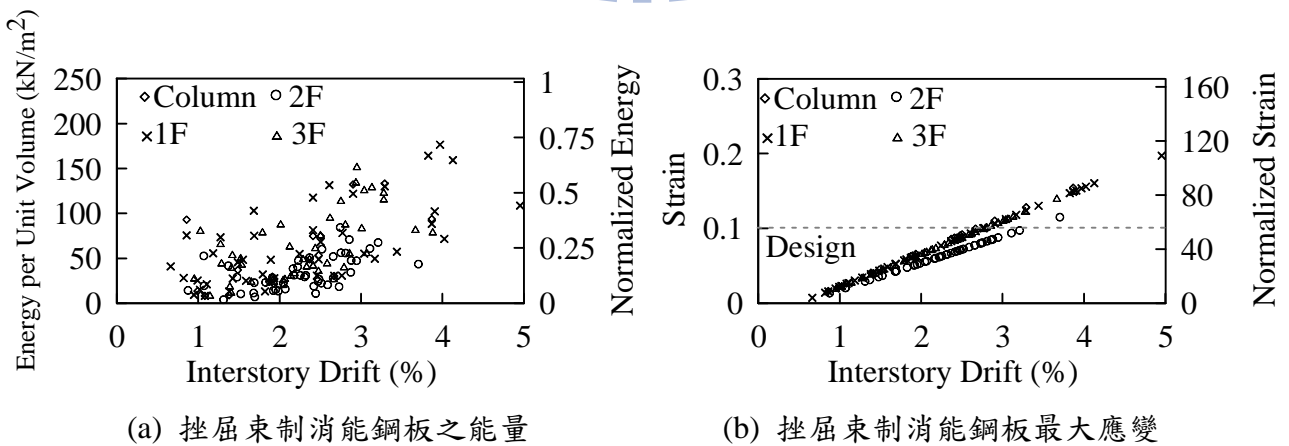


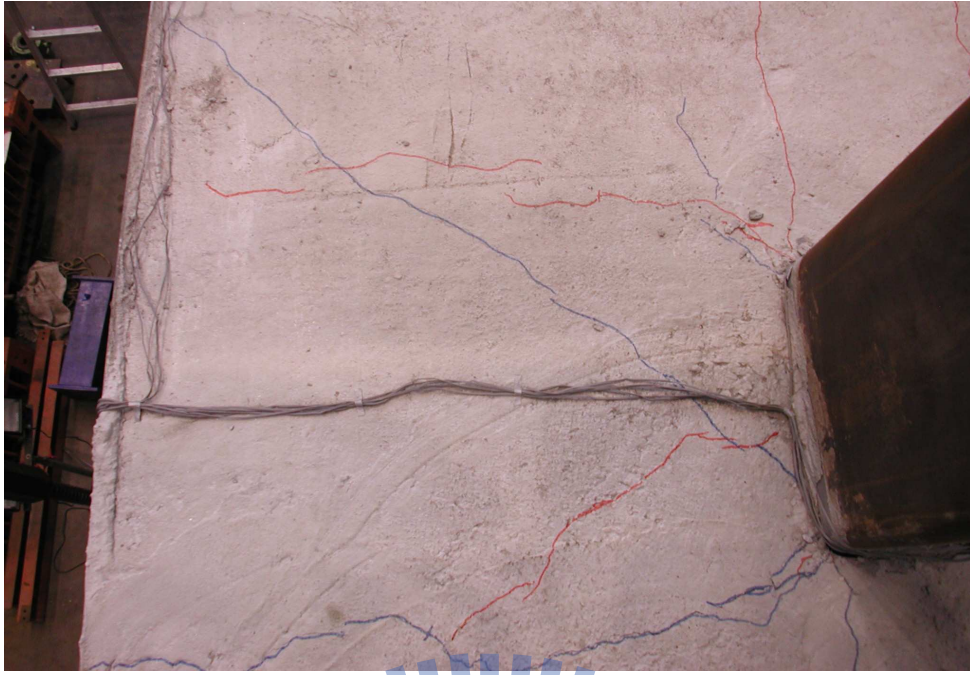
圖 5.15 挫屈束制削切鋼板



照片 2.1 鐵氟龍板試驗



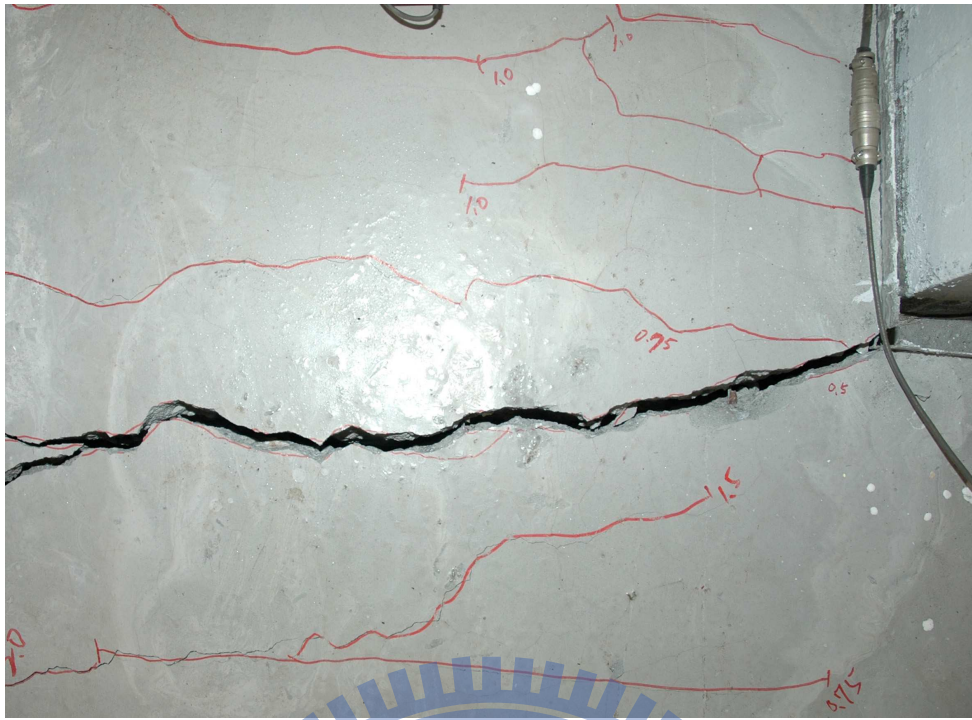
照片 3.1 梁挫屈 (試體 1), 3%側位移角



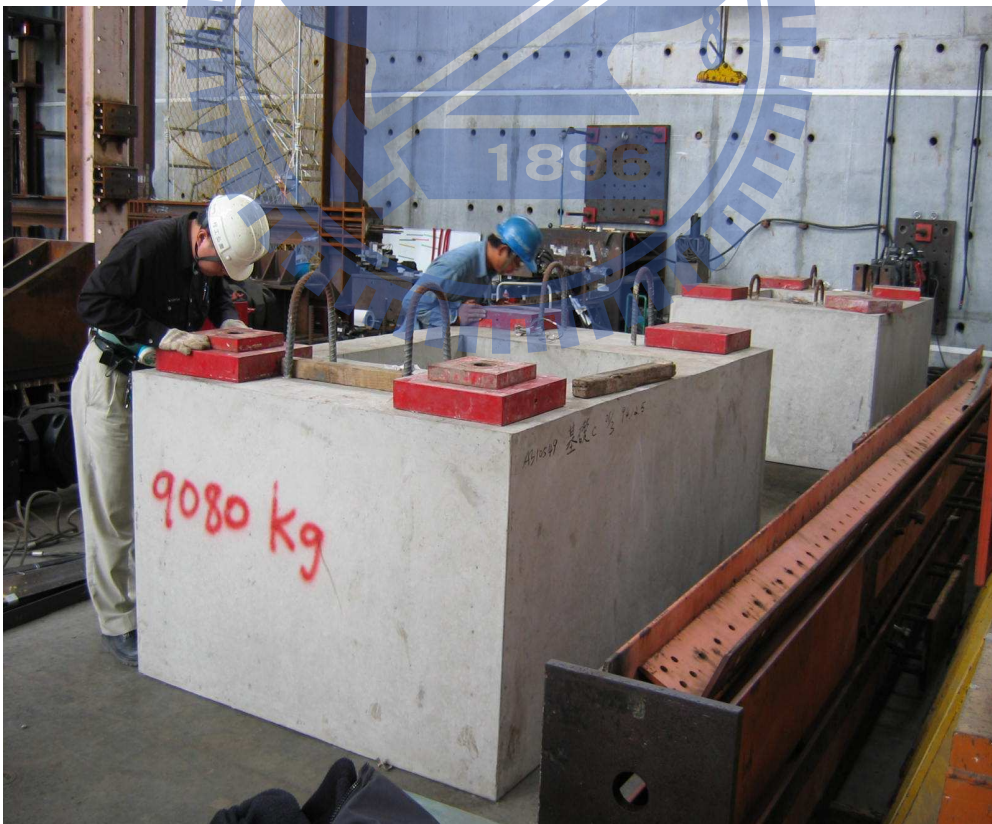
照片 3.2 樓板開裂 (試體 2)，3%側位移角



照片 3.3 梁挫屈 (試體 2)，4%側位移角



照片 3.4 樓板開裂 (試體 4)，3%側位移角



照片 3.5 基礎定位





照片 3.6 柱的組立



照片 3.7 安裝鋼梁



照片 3.8 施加預力連接梁柱



照片 3.9 梁翼撓曲破壞 (第一次試驗)



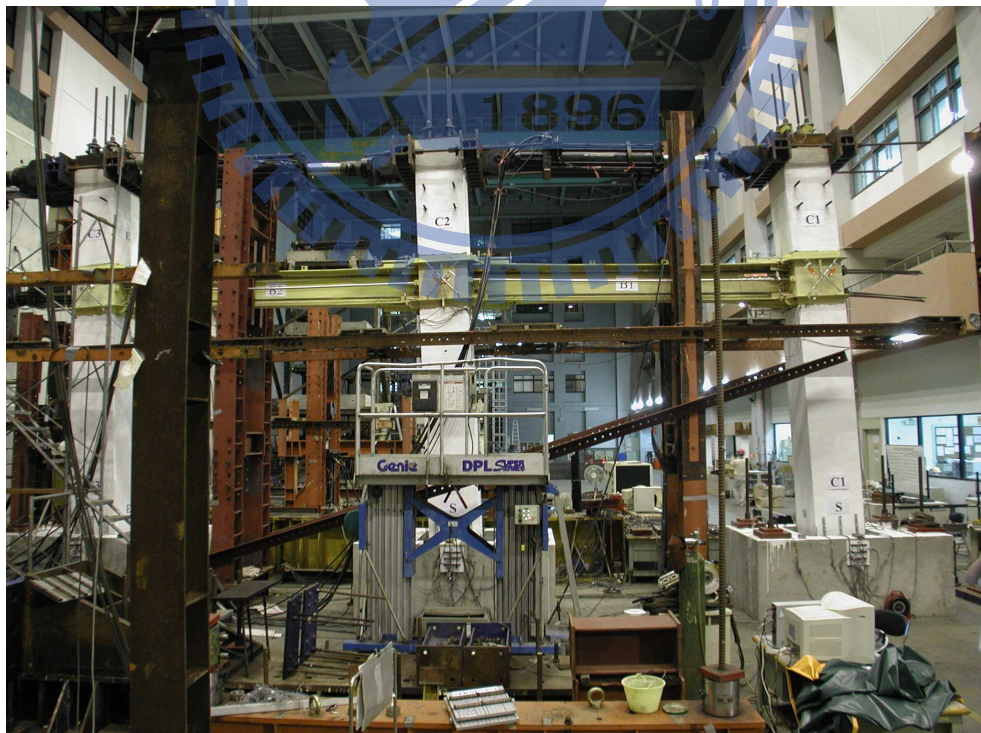
照片 3.10 垂直加勁板 (第一次試驗)



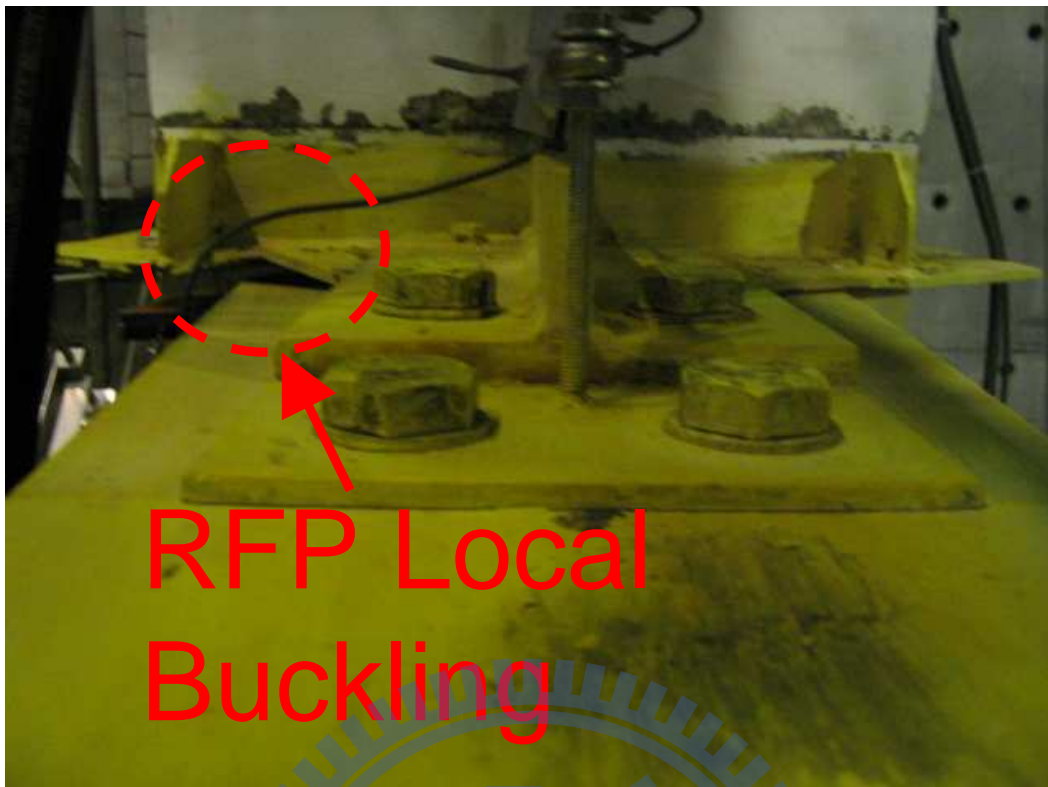
照片 3.11 包覆鋼板與柱面分離(第一次試驗)



照片 3.12 挫屈束制削切鋼板斷裂(第一次試驗)



照片 3.13 預力構架變形(第一次試驗 4%)



照片 3.14 RFP 局部挫屈(第二次試驗-4%)



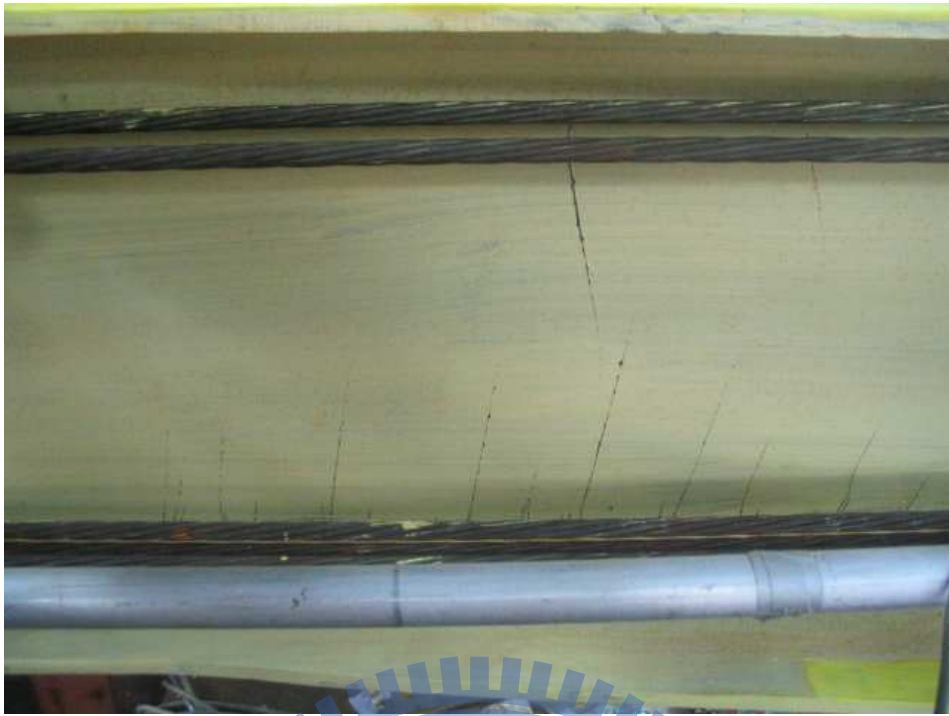
照片 3.15 梁柱界面分離 (第三次試驗)



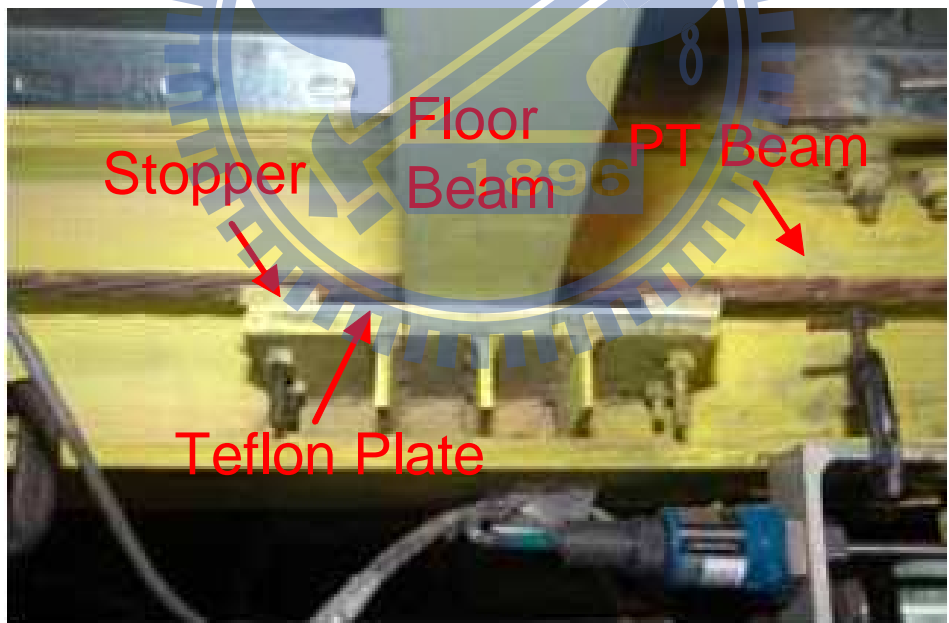
照片 3.16 左梁與右梁高程差



照片 3.17 柱些許開裂 (第四次試驗)



照片 3.18 梁降伏 (第四次試驗後)

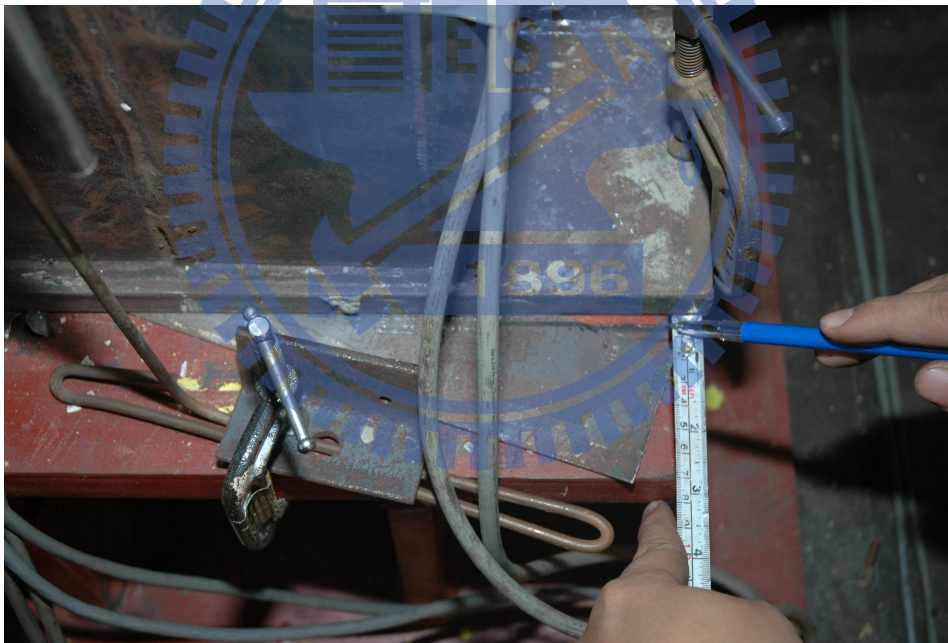


照片 4.1 滑動支承



Column-base Connection

照片 4.2 鉸支承

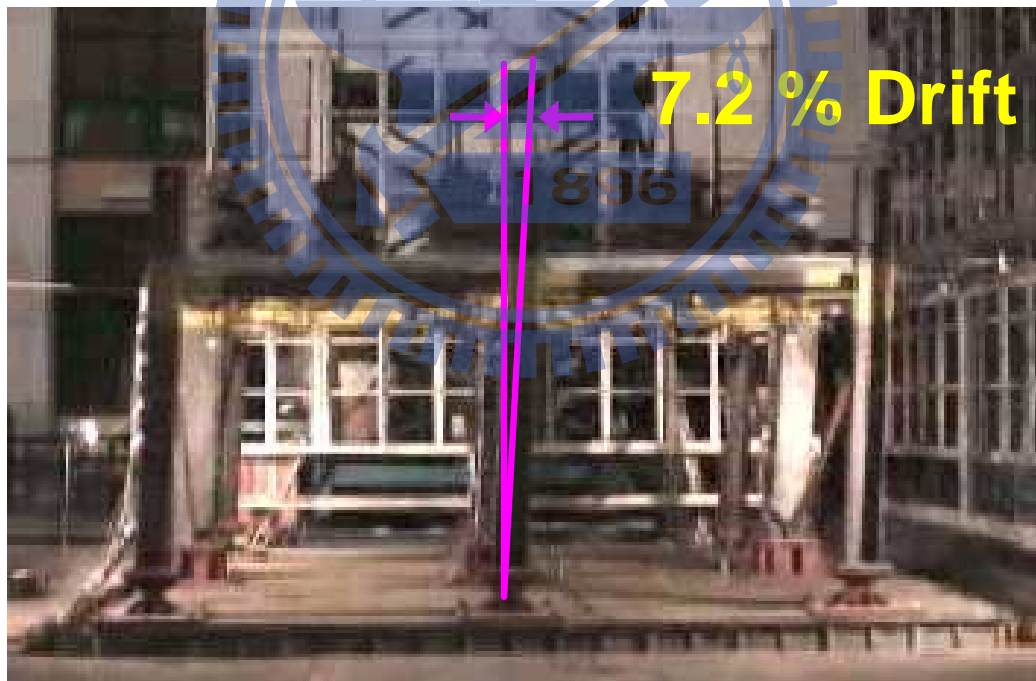


照片 4.3 柱底滑動





照片 4.4 梁腹板降伏 (第 1 階段第 7 次試驗)



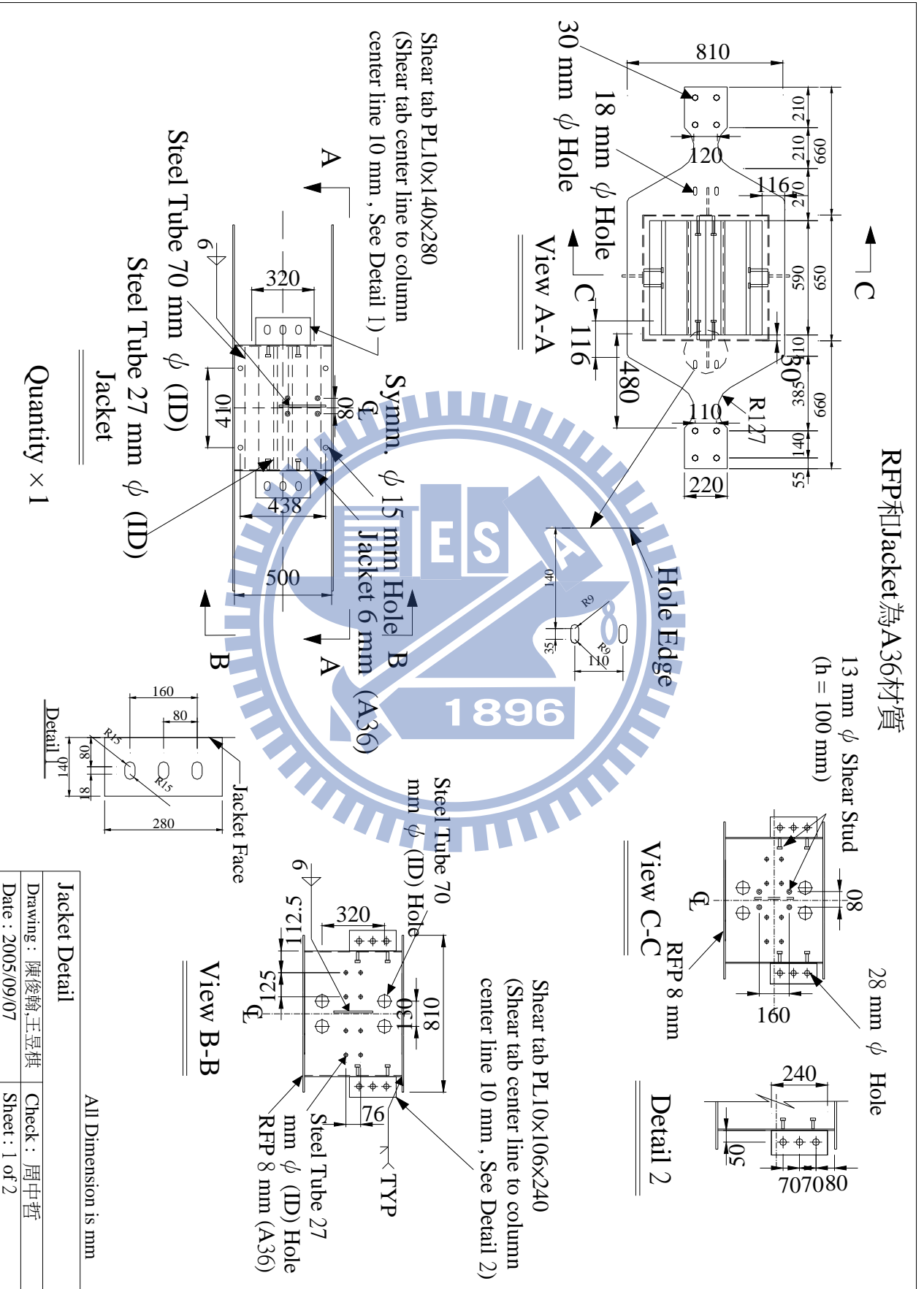
照片 4.5 試體變形 (第 2 階段第 8 次試驗)



照片 4.6 局部挫屈 (第 2 階段第 8 次試驗後)



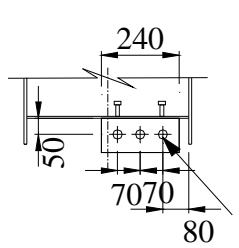
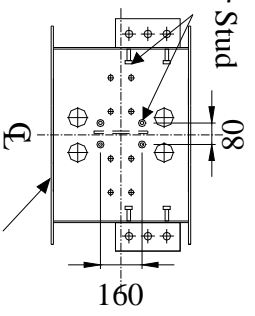
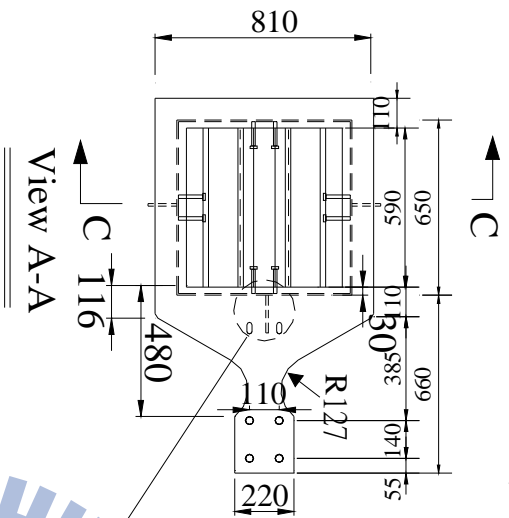
# APPENDIX A



RFP和Jacket為A36材質

13 mm  $\phi$  Shear Stud  
(h = 100 mm)

28 mm  $\phi$  Hole



View C-C

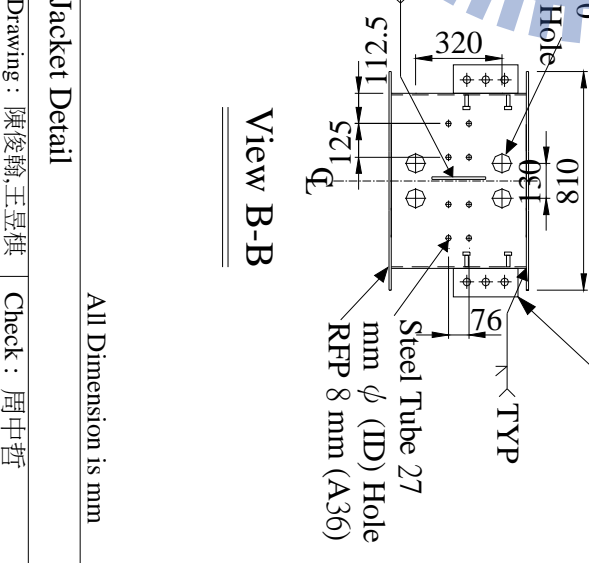
Detail 2

Shear tab PL10x106x240  
(Shear tab center line to column center line 10 mm, See Detail 2)

Shear tab PL10x140x280  
(Shear tab center line to column center line 10 mm, See Detail 1)

Symm.  $\phi$  15 mm Hole  
Jacket 6 mm (A36)

Steel Tube 70 mm  $\phi$  (Strands)  
Steel Tube 27 mm  $\phi$  (Rods)  
Jacket

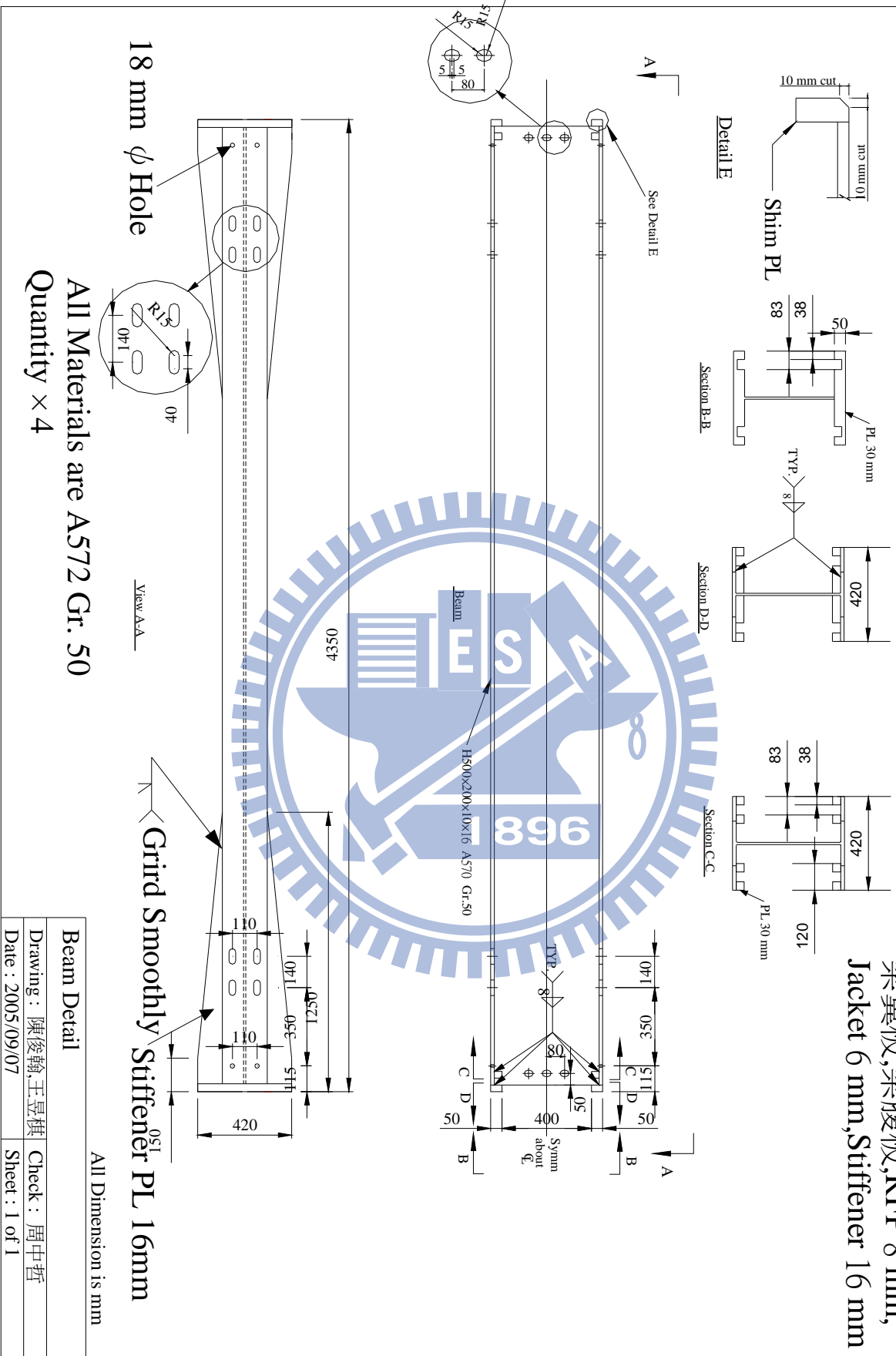


View B-B

All Dimension is mm

Jacket Detail	
Drawing : 陳俊翰, 王昱棋	Check : 周中哲
Date : 2005/09/07	Sheet : 2 of 2

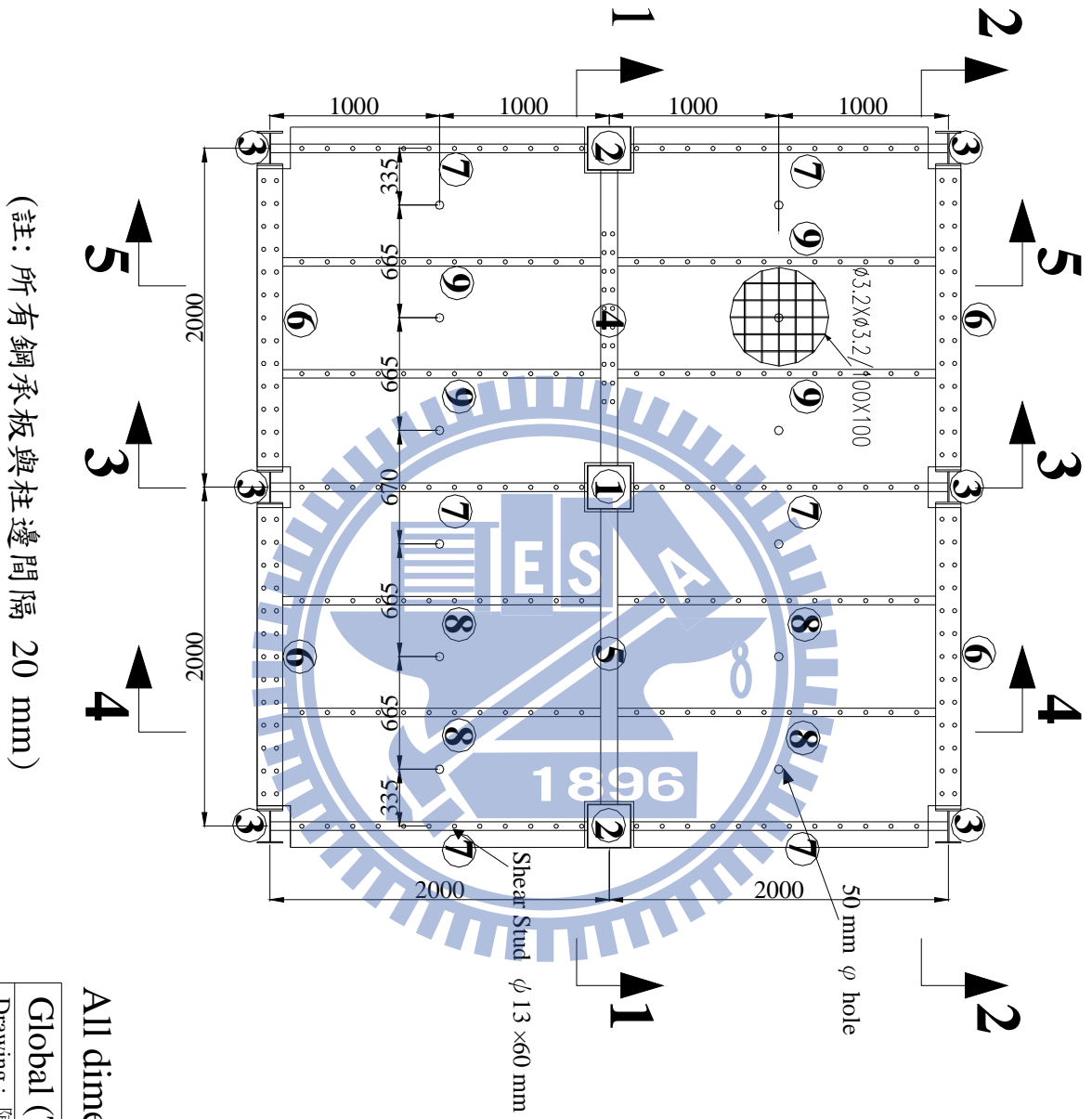
拉力試片各一組,包含  
 梁翼板,梁腹板,RFP 8 mm,  
 Jacket 6 mm,Stiffener 16 mm



All Materials are A572 Gr. 50  
 Quantity  $\times 4$

Beam Detail	All Dimension is mm
Drawing : 陳俊翰,王景棋	Check : 周中哲
Date : 2005/09/07	Sheet : 1 of 1

# APPENDIX B



All dimension is mm

Global (Top View)

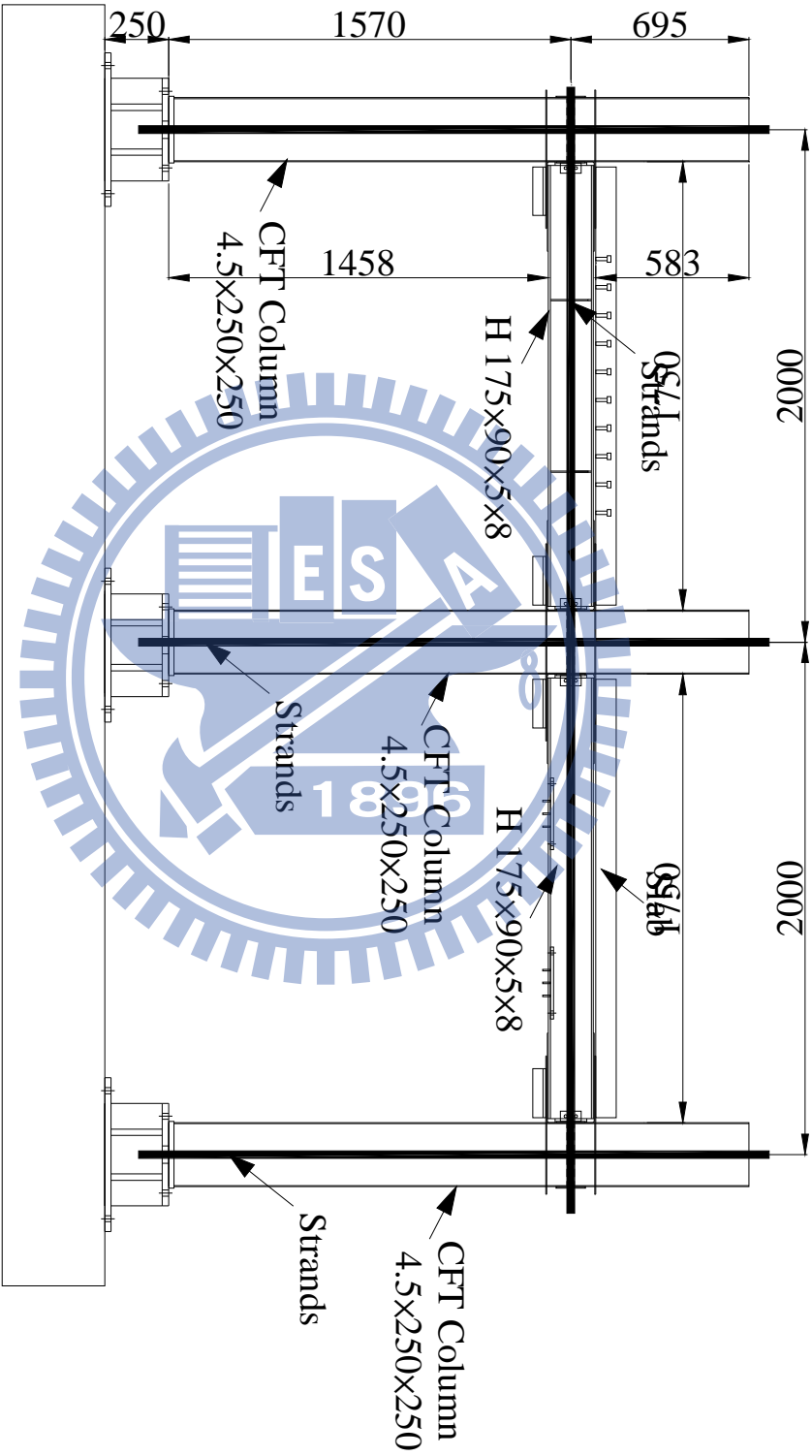
Drawing : 陳俊翰

Check : 周中哲

Date : 2007/08/13

Sheet : 2 of 8





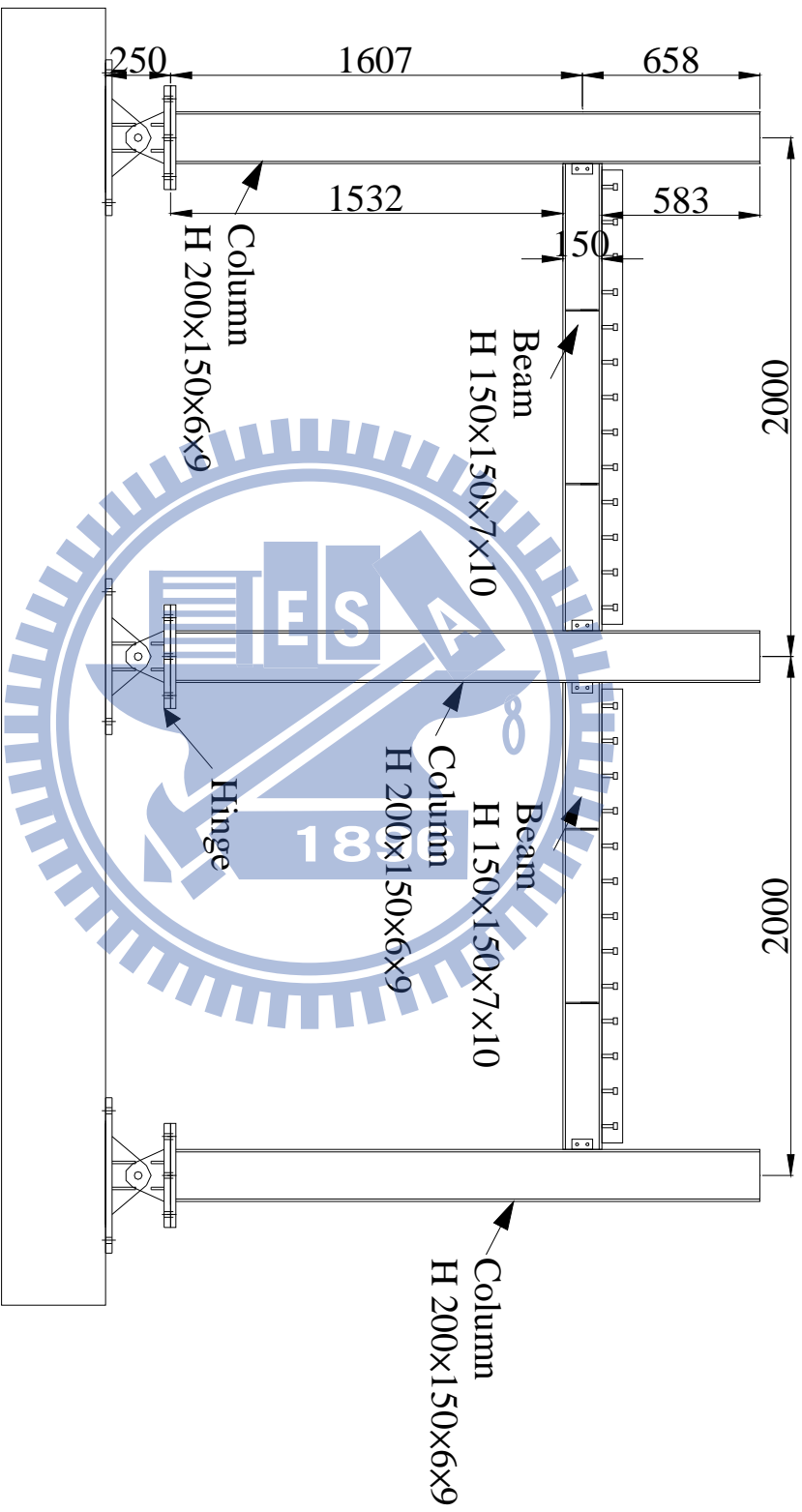
# View 1-1

All dimension is mm

Global (View 1-1)

Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/13	Sheet : 4 of 8





## View 2-2

All dimension is mm

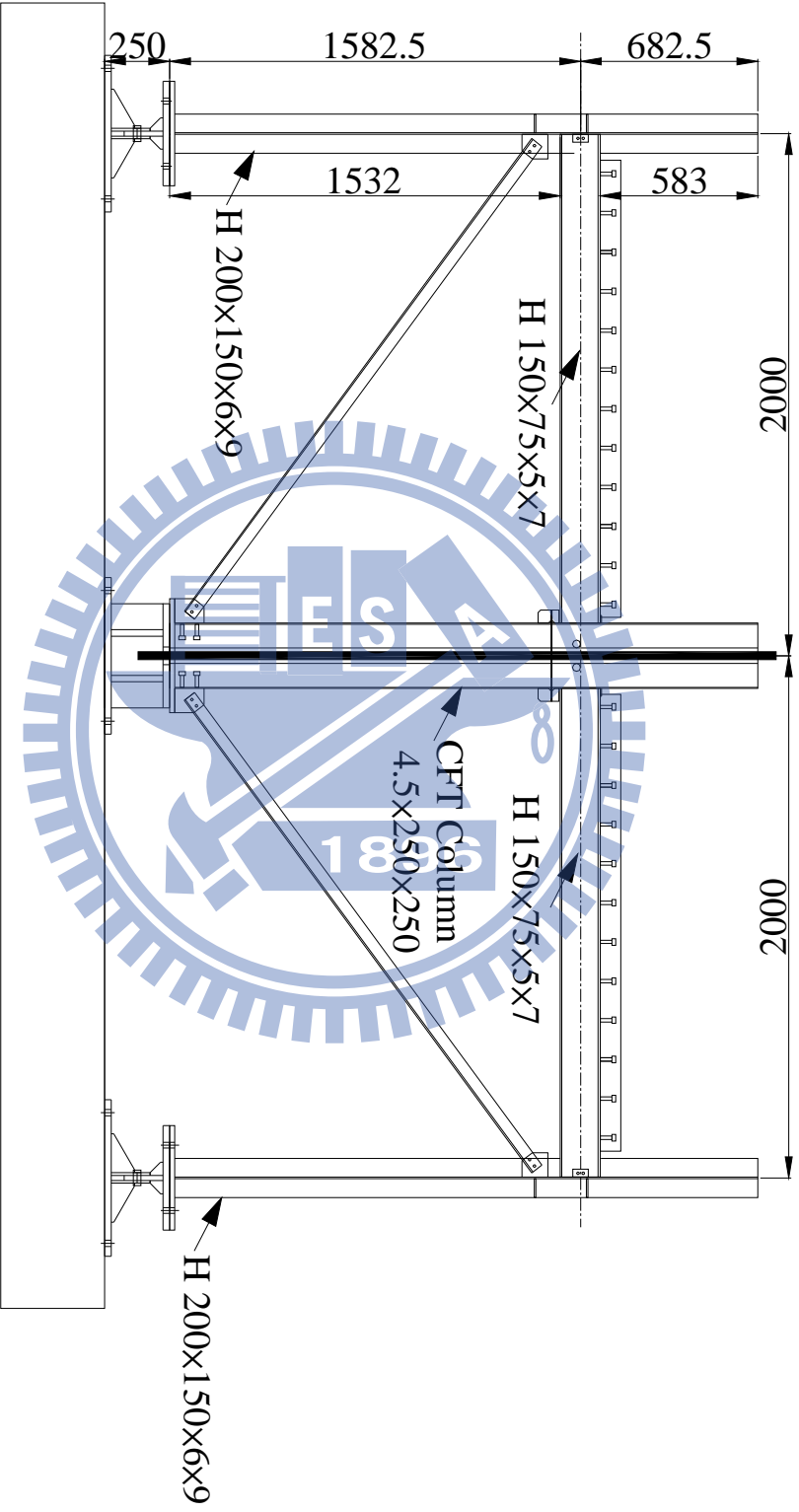
Global (View 2-2)

Drawing : 陳俊翰

Date : 2007/08/13

Check : 周中哲

Sheet : 5 of 8

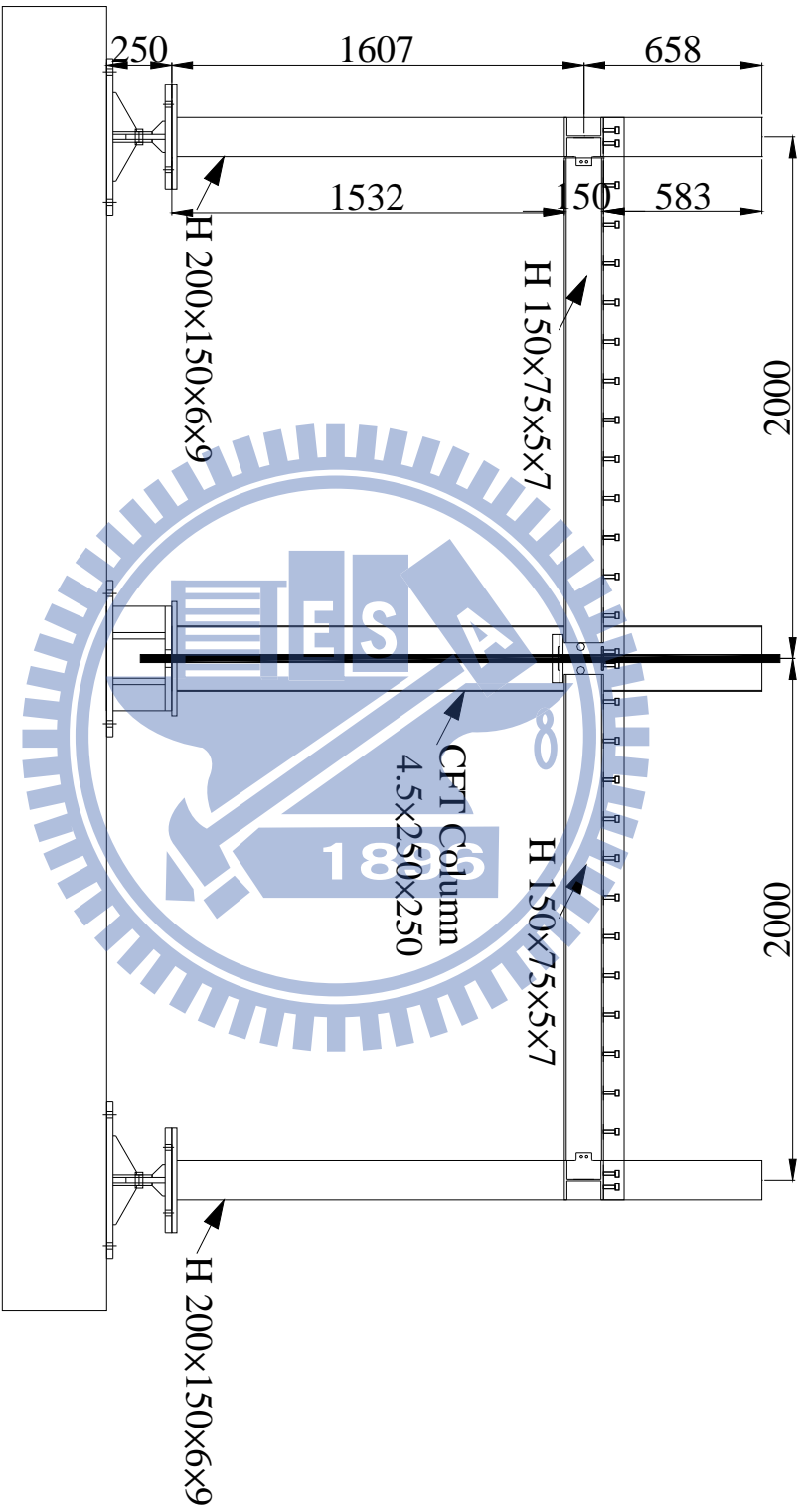


# View 3-3

All dimension is mm

Global (View 3-3)

Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/13	Sheet : 6 of 8

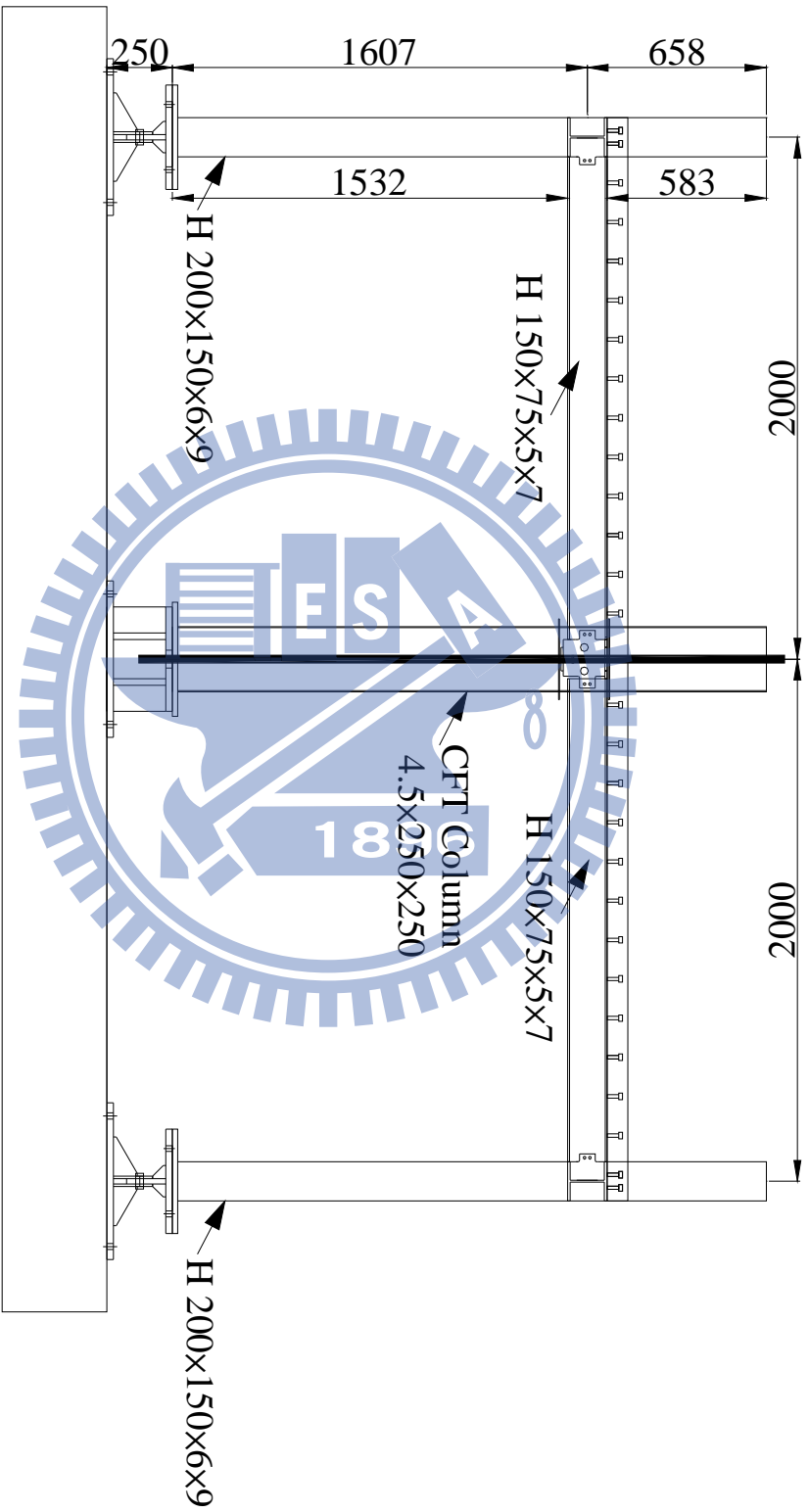


# View 4-4

All dimension is mm

Global (View 4-4)

Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/13	Sheet : 7 of 8

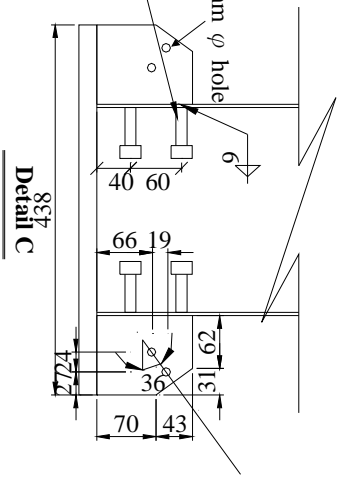
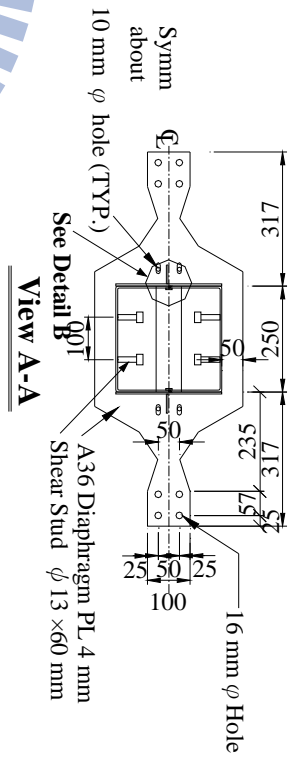
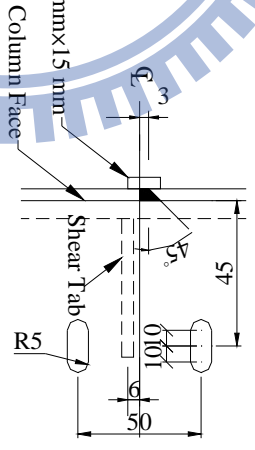
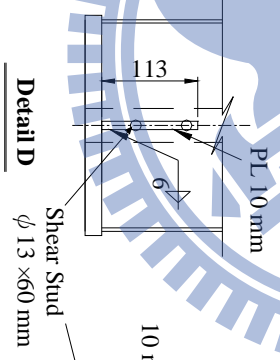
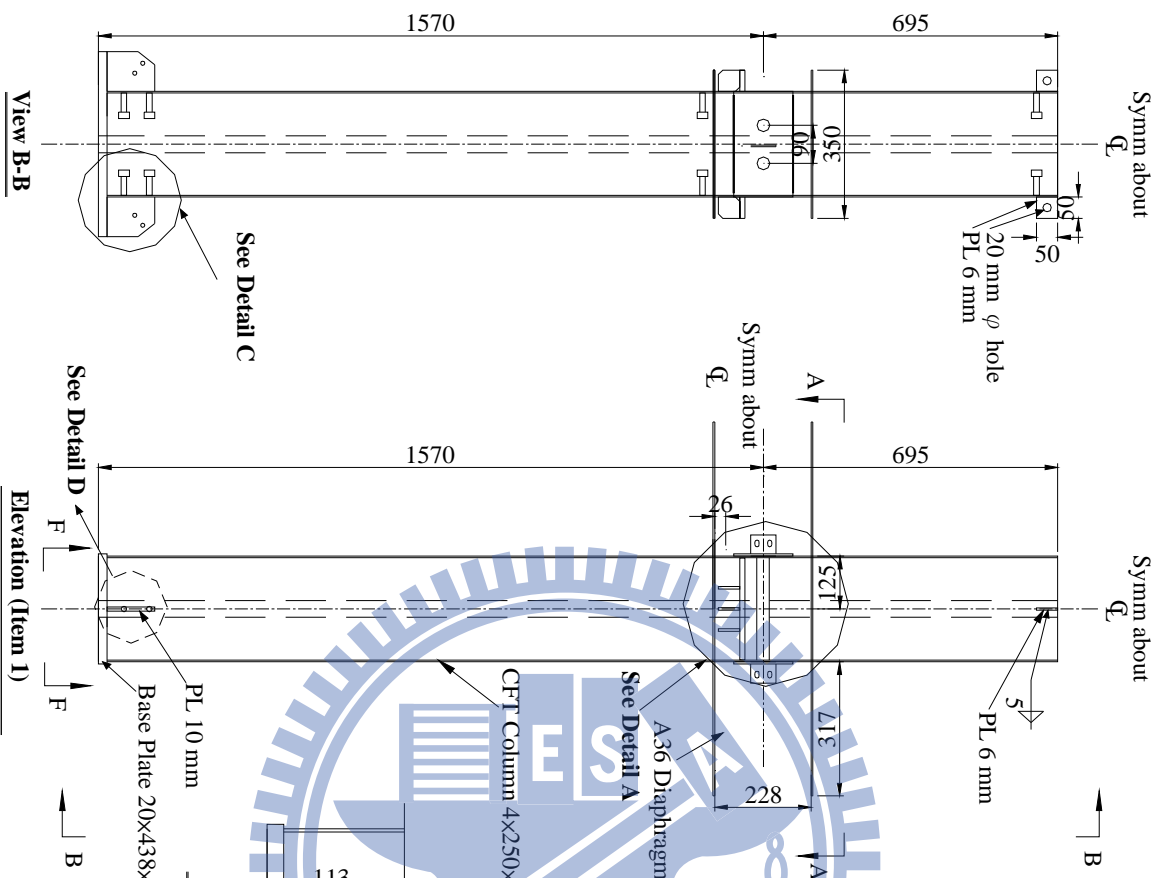


# View 5-5

All dimension is mm

Global (View 5-5)

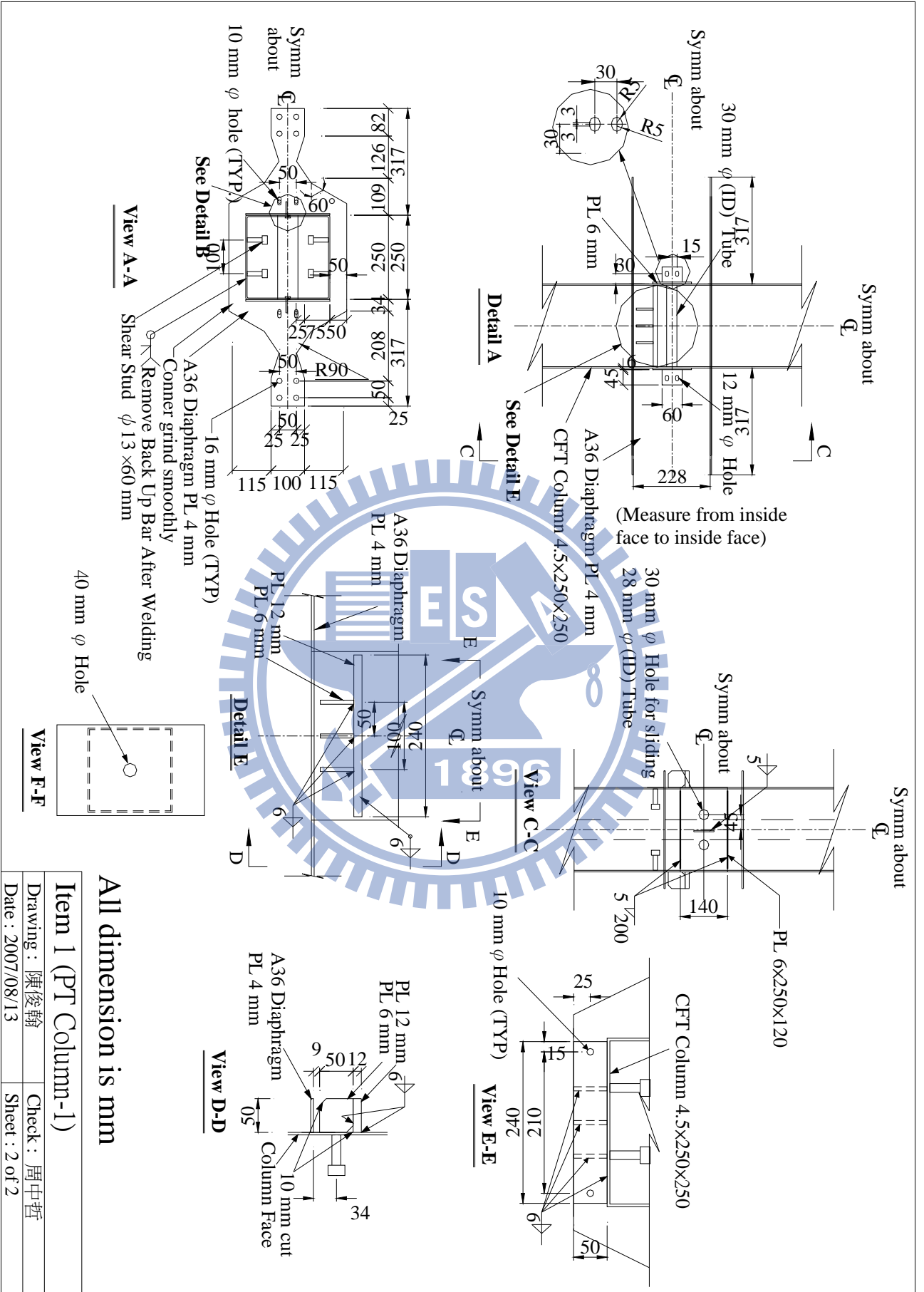
Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/13	Sheet : 8 of 8



All dimension is mm

Item 1 (PT Column-1)

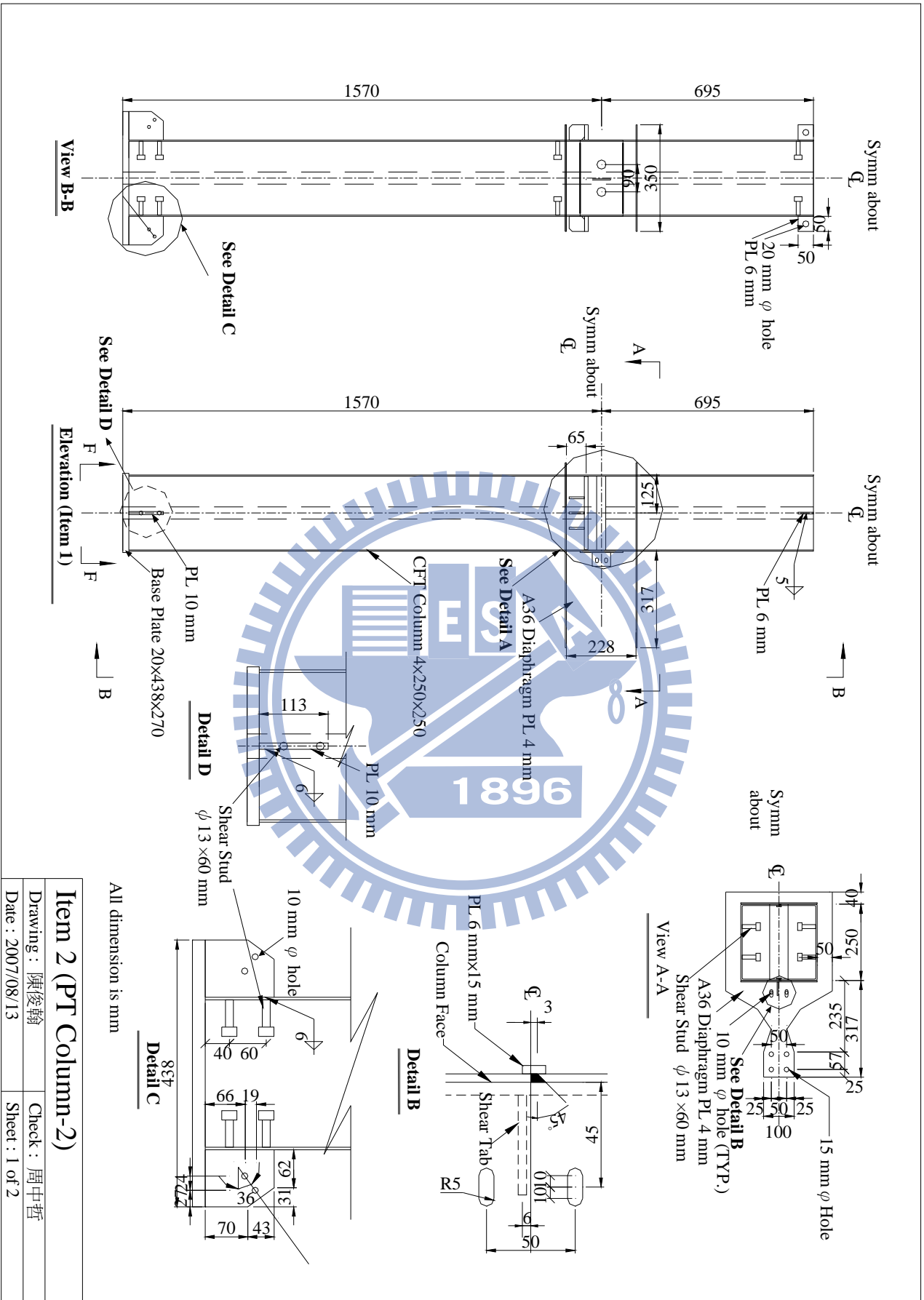
Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/01	Sheet : 1 of 2



All dimension is mm

Item 1 (PT Column-1)

Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/13	Sheet : 2 of 2



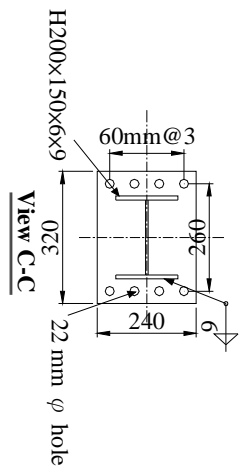
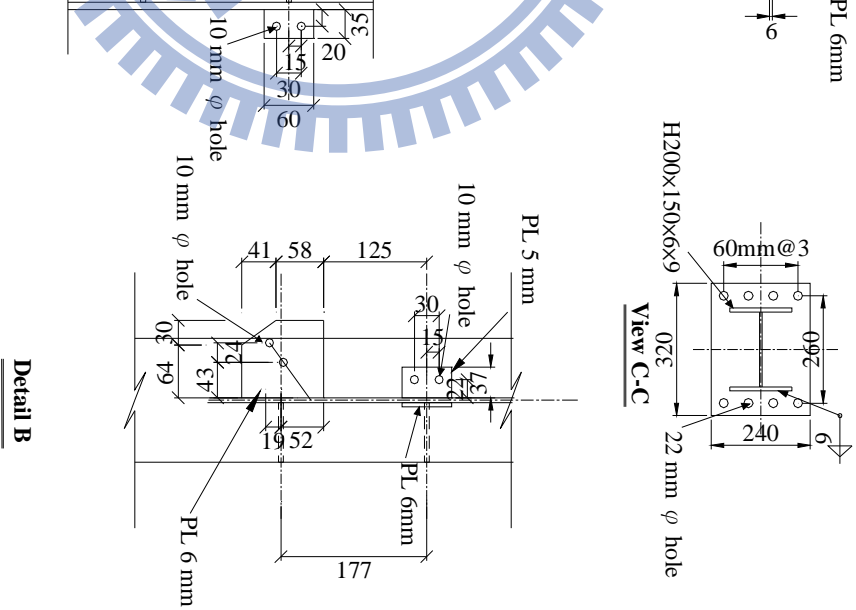
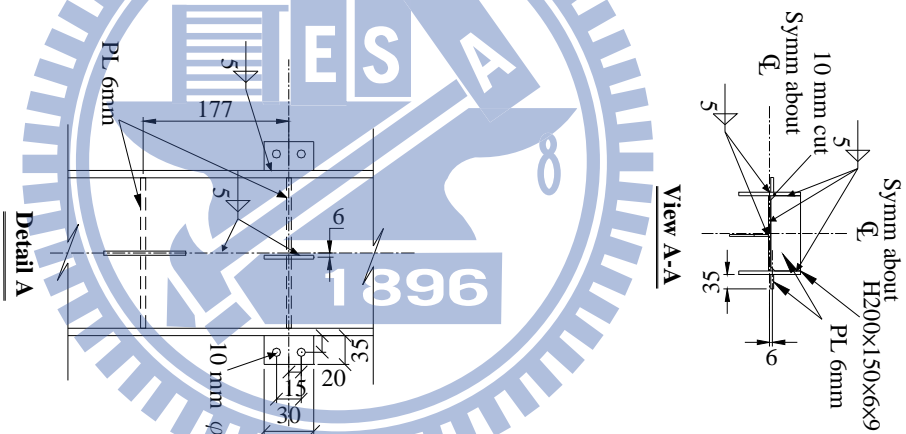
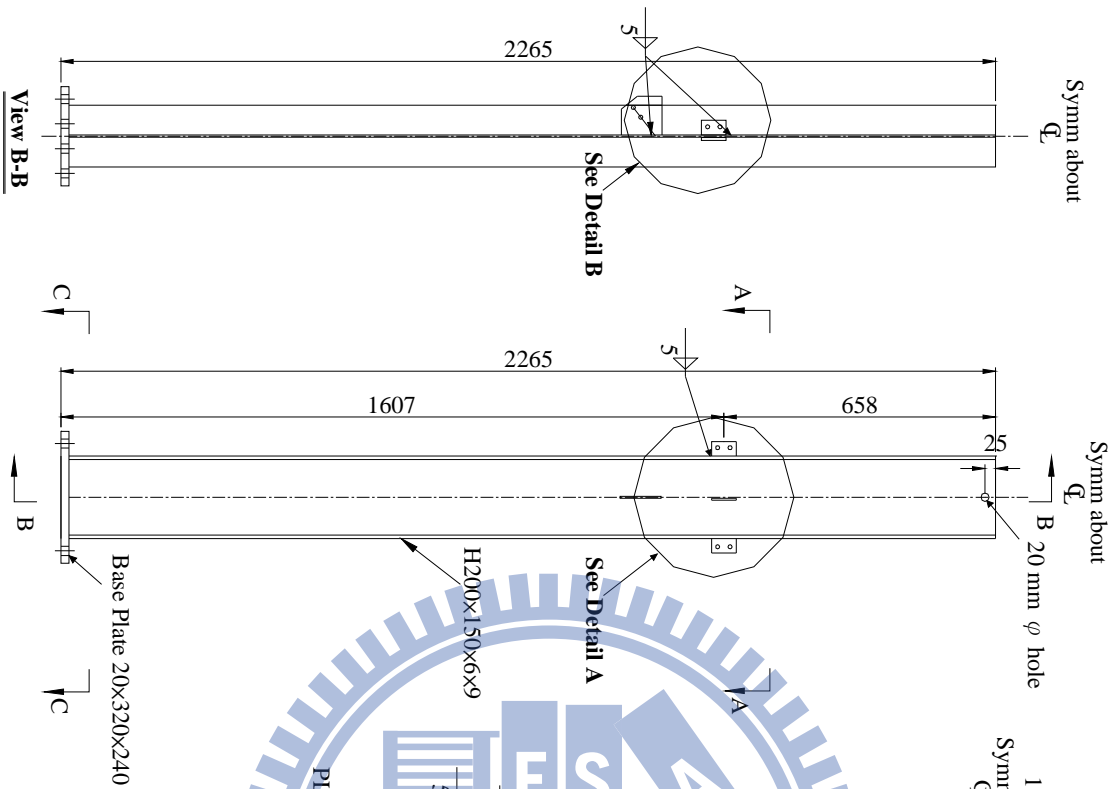
All dimension is mm

**Item 2 (PT Column-2)**

Drawing: 陳俊翰	Check: 周中哲
Date: 2007/08/13	Sheet: 1 of 2







All dimension is mm

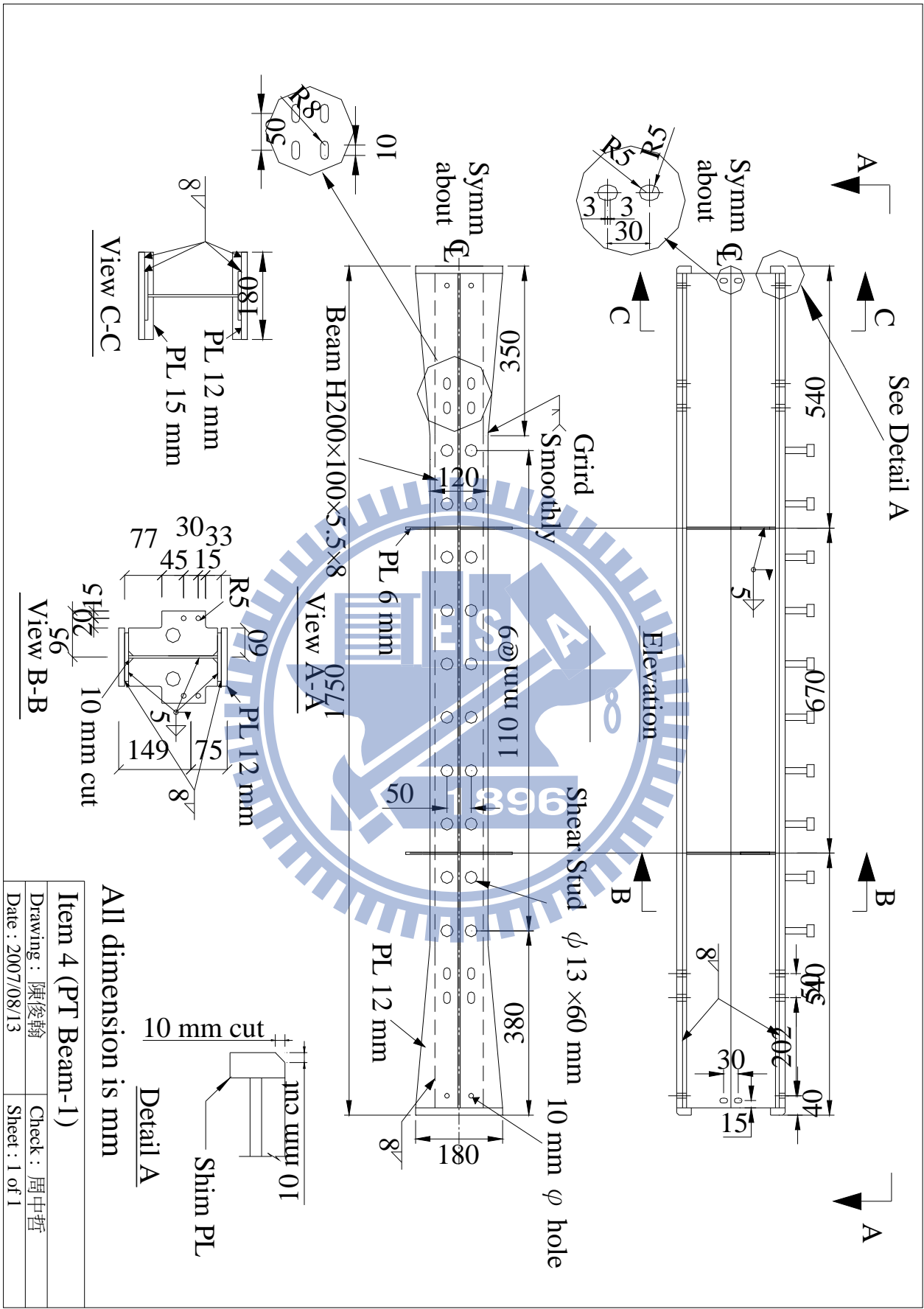
Item 3 (Gravity Column)

Drawing : 陳俊翰

Check : 周中哲

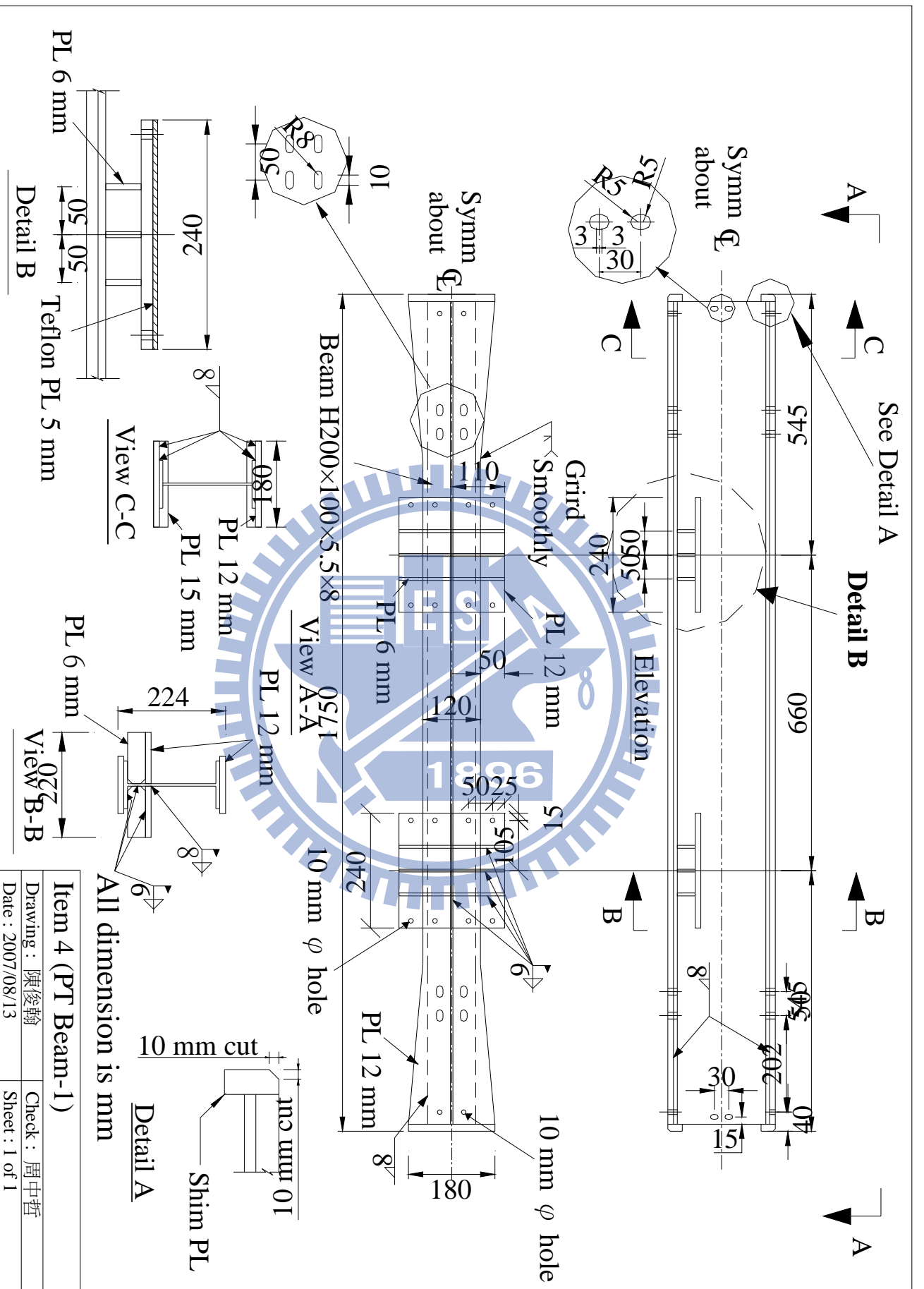
Date : 2007/08/13

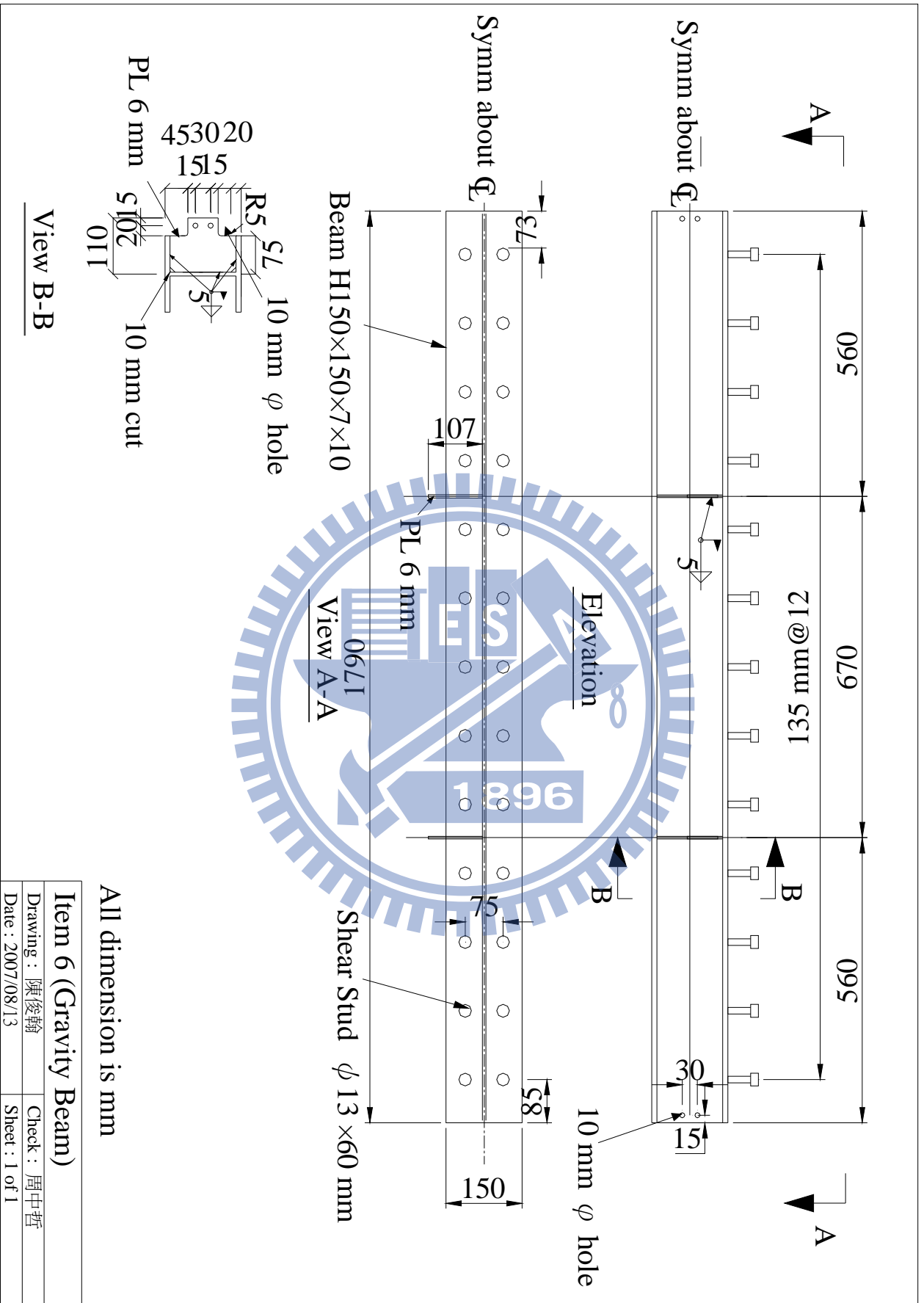
Sheet : 1 of 1



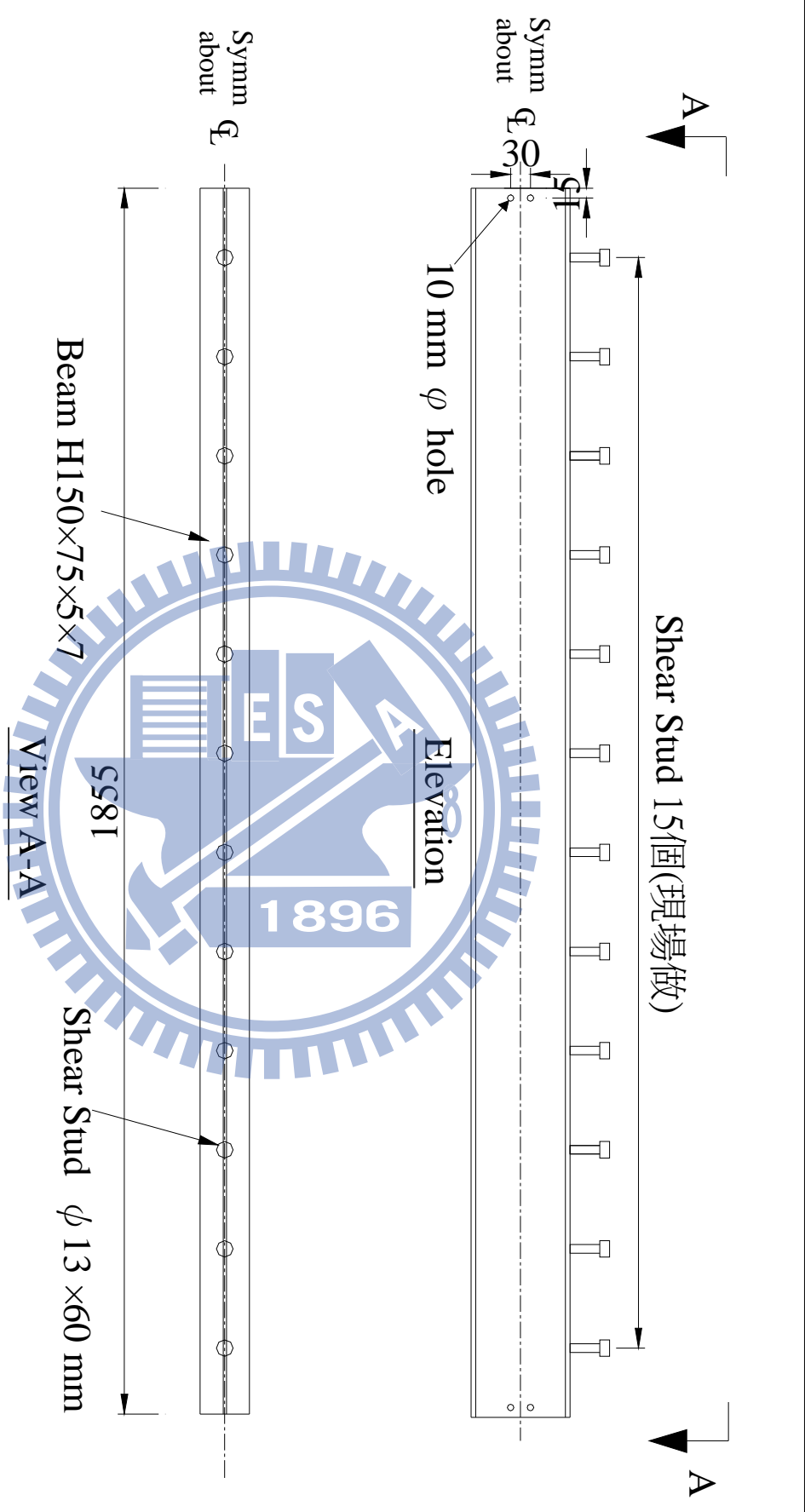
All dimension is mm

Item 4 (PT Beam-1)		
Drawing :	陳俊翰	Check : 周中哲
Date :	2007/08/13	Sheet : 1 of 1





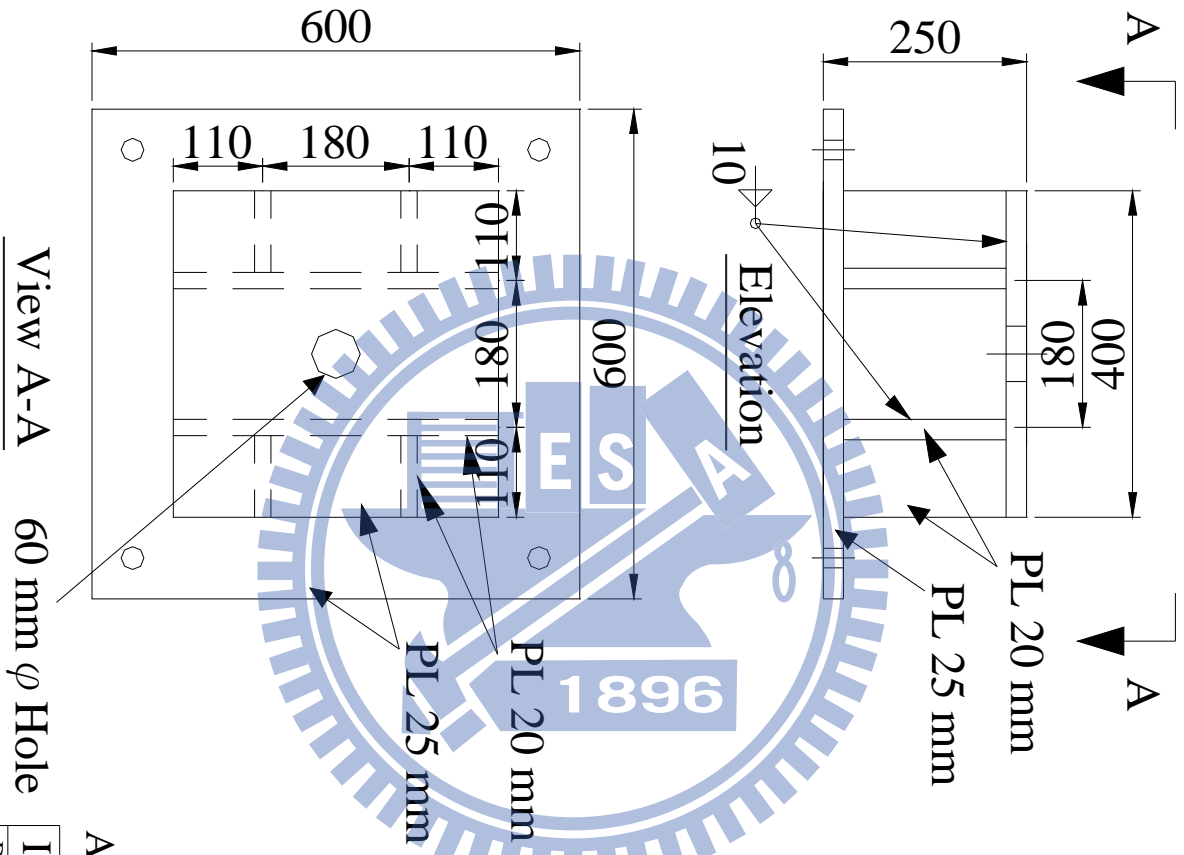
<b>Item 6 (Gravity Beam)</b>	
Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/13	Sheet : 1 of 1



All dimension is mm

Item 7 (Roller Beam)

Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/13	Sheet : 1 of 1

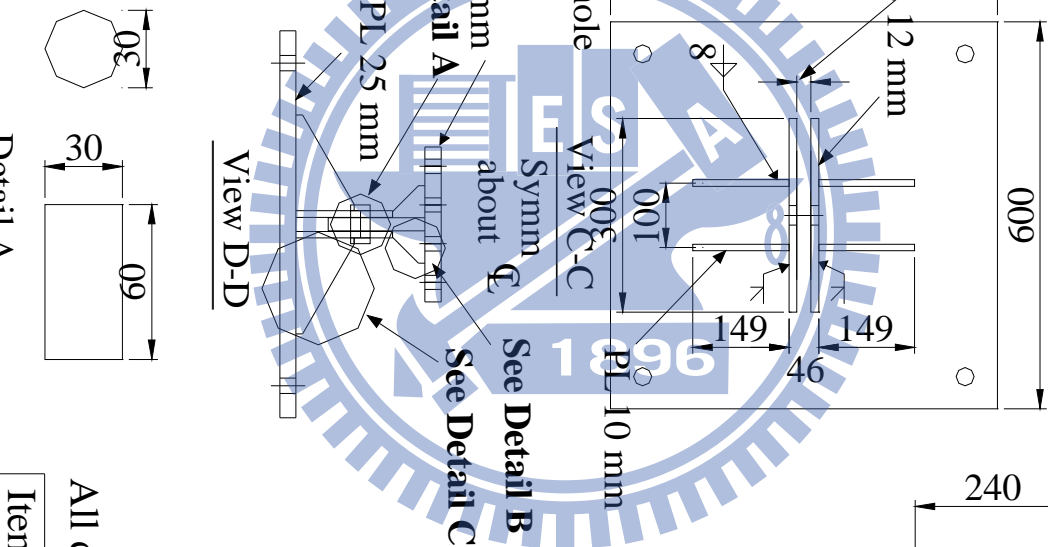
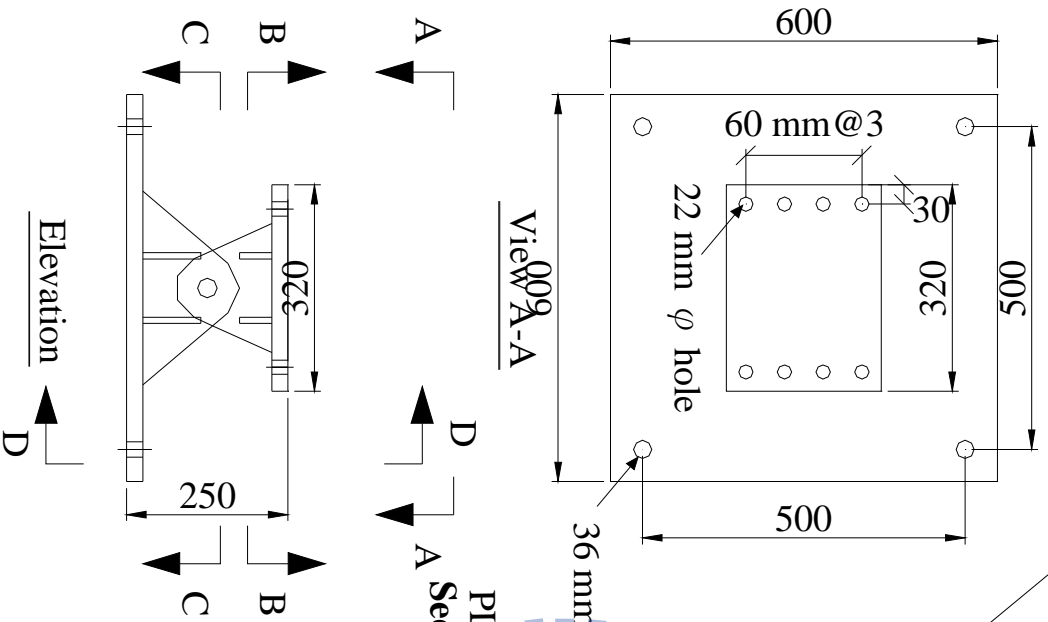


All dimension is mm

Item 8 (PT Base)

Drawing : 陳俊翰	Check : 周中哲
Date : 2007/08/13	Sheet : 1 of 1

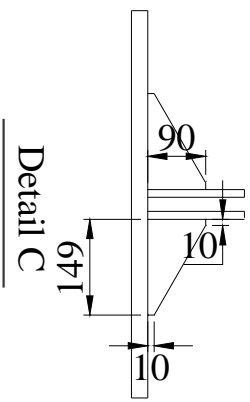
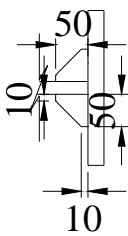
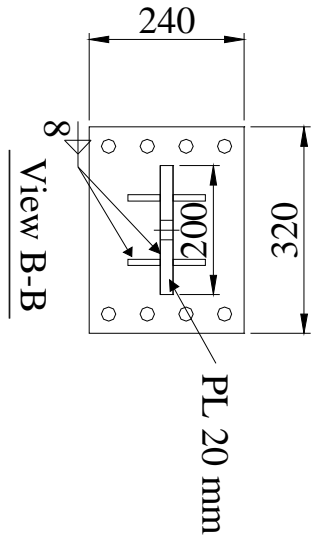
22 mm (Measure from inside face to inside face)



All dimension is mm

Item 9 (Hinge Base)

Drawing : 陳俊翰  
 Date : 2007/08/13  
 Check : 周中哲  
 Sheet : 1 of 1



# APPENDIX C

PISA3D

MRF

kgf

m

----Analysis Setting Command----

//ControlData GeometricNL Code?

ControlData GeometricNL 0

----Analysis Method Command----

//Analysis ModeShape reqdModes? ID\_M1? ID\_M2? C1? C2?

Analysis ModeShape 6 1 2 0.05 0.05

----Analysis Method Command----

//Analysis Gravity LdPtn\_1? LdFac\_1? LdPtn\_2? LdFac\_2? ..... LdPtn\_n? LdFac\_n?

/Analysis LoadControl QE 5 200

//Analysis Dynamic Newmark XGndMotion? XFac? YGndMot? YFac? ZGndMot?ZFac? StpLength? AnaSteps?  
α? β? β0?

Analysis Dynamic Newmark EQEW 0.955 none 0.0 none 0.0 0.002 35000  
6.65101576E-001 2.80609858E-003

----Load Pattern Command: Ground Acceleration----

//LoadPattern GroundAccel Tag? FileName? TimeFactor? MagnFactor?

LoadPattern GroundAccel EQEW TCU074.dat 1 9.81

----Output Setting Command----

//Output OutFlag NodeIntv? ElemIntv? EvlpIntv? NodeCode? ElemCode? EnergyIntv? F\_GpIntv?

Output outflag 10 10 0 2 2

//Output NodeAbs NodeTag1? NodeTag2? NodeTag3? .....

Output NodeAbs 5 6 7 8

----Node Generation Command----

/Node Tag? X? Y? Z?

Node 1	-5	10.88	0
Node 2	-5	7.4	0
Node 3	-5	3.92	0
Node 4	-5	0	0
Node 5	0	10.88	0
Node 6	0	7.4	0
Node 7	0	3.92	0
Node 8	0	0	0
Node 9	5	10.88	0
Node 10	5	7.4	0
Node 11	5	3.92	0
Node 12	5	0	0

Node 1'	-4.725	10.88	0
Node 2'	-4.725	7.4	0
Node 3'	-4.725	3.92	0
Node 5'	-0.275	10.88	0
Node 5"	0.275	10.88	0
Node 6'	-0.275	7.4	0
Node 6"	0.275	7.4	0
Node 7'	-0.275	3.92	0
Node 7"	0.275	3.92	0
Node 9'	4.725	10.88	0
Node 10'	4.725	7.4	0
Node 11'	4.725	3.92	0
Node A1'	-4.6	10.88	0
Node A2'	-4.6	7.4	0
Node A3'	-4.6	3.92	0
Node A5'	-0.4	10.88	0
Node A5"	0.4	10.88	0
Node A6'	-0.4	7.4	0
Node A6"	0.4	7.4	0
Node A7'	-0.4	3.92	0

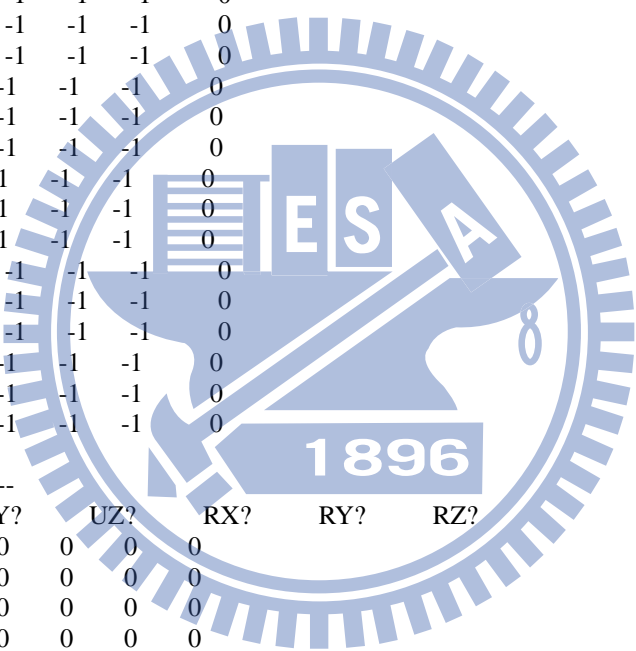


Node A7"	0.4	3.92	0
Node A9'	4.6	10.88	0
Node A10'	4.6	7.4	0
Node A11'	4.6	3.92	0
Node B1'	-4.325	10.88	0
Node B2'	-4.325	7.4	0
Node B3'	-4.325	3.92	0
Node B5'	-0.625	10.88	0
Node B5"	0.625	10.88	0
Node B6'	-0.625	7.4	0
Node B6"	0.625	7.4	0
Node B7'	-0.625	3.92	0
Node B7"	0.625	3.92	0
Node B9'	4.325	10.88	0
Node B10'	4.325	7.4	0
Node B11'	4.325	3.92	0
Node 13	-3.725	10.88	0
Node 13'	-1.275	10.88	0
Node 14	-3.725	7.4	0
Node 14'	-1.275	7.4	0
Node 15	-3.725	3.92	0
Node 15'	-1.275	3.92	0
Node 13"	-2.500	10.88	0
Node 14"	-2.500	7.4	0
Node 15"	-2.500	3.92	0
Node 16	1.275	10.88	0
Node 16'	3.725	10.88	0
Node 17	1.275	7.4	0
Node 17'	3.725	7.4	0
Node 18	1.275	3.92	0
Node 18'	3.725	3.92	0

----DOF Assign Command----

/DOF Node?	UX?	UY?	UZ?	RX?	RY?	RZ?
dof 1	0	0	-1	-1	-1	0
dof 2	0	0	-1	-1	-1	0
dof 3	0	0	-1	-1	-1	0
dof 4	-1	-1	-1	-1	-1	-1
dof 5	0	0	-1	-1	-1	0
dof 6	0	0	-1	-1	-1	0
dof 7	0	0	-1	-1	-1	0
DOF 8	-1	-1	-1	-1	-1	-1
DOF 9	0	0	-1	-1	-1	0
DOF 10	0	0	-1	-1	-1	0
DOF 11	0	0	-1	-1	-1	0
DOF 12	-1	-1	-1	-1	-1	-1
DOF 1'	1	1	1	1	1	1
DOF 2'	2	2	2	2	2	2
DOF 3'	3	3	3	3	3	3
DOF 5'	5	5	5	5	5	5
DOF 5"	5	5	5	5	5	5
DOF 6'	6	6	6	6	6	6
DOF 6"	6	6	6	6	6	6
DOF 7'	7	7	7	7	7	7
DOF 7"	7	7	7	7	7	7
DOF 9'	9	9	9	9	9	9
DOF 10'	10	10	10	10	10	10
DOF 11'	11	11	11	11	11	11
DOF A1'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF A2'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF A3'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF A5'	0	0	-1	-1	-1	0

DOF	A5"	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	A6'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	A6"	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	A7'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	A7"	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	A9'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	A10'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	A11'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B1'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B2'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B3'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B5'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B5"	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B6'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B6"	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B7'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B7"	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B9'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B10'	0	0	-1	-1	-1	0
DOF	B11'	0	0	-1	-1	-1	0
dof	13	0	0	-1	-1	-1	0
dof	14	0	0	-1	-1	-1	0
dof	15	0	0	-1	-1	-1	0
dof	13'	0	0	-1	-1	-1	0
dof	14'	0	0	-1	-1	-1	0
dof	15'	0	0	-1	-1	-1	0
dof	13"	0	0	-1	-1	-1	0
dof	14"	0	0	-1	-1	-1	0
dof	15"	0	0	-1	-1	-1	0
dof	16	0	0	-1	-1	-1	0
dof	17	0	0	-1	-1	-1	0
dof	18	0	0	-1	-1	-1	0
dof	16'	0	0	-1	-1	-1	0
dof	17'	0	0	-1	-1	-1	0
dof	18'	0	0	-1	-1	-1	0



----Mass Assign Command----

//Mass Node?	UX?	UY?	UZ?	RX?	RY?	RZ?
Mass 1	2194	2194	0	0	0	0
Mass 2	2684	2684	0	0	0	0
Mass 3	2684	2684	0	0	0	0
Mass 5	2194	2194	0	0	0	0
Mass 6	2684	2684	0	0	0	0
Mass 7	2684	2684	0	0	0	0
Mass 9	2194	2194	0	0	0	0
Mass 10	2684	2684	0	0	0	0
Mass 11	2684	2684	0	0	0	0

----Load Pattern Command: Nodal Load----

/LoadPattern	NodalLoad	Tag?	Node?	FX?	FY?	FZ?	MX?	MY?	MZ?
LoadPattern	NodalLoad	DL	13	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	14	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	15	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	13'	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	14'	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	15'	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	16	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	17	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	18	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	16'	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	17'	0	-6047	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	DL	18'	0	-6047	0	0	0	0

LoadPattern	NodalLoad	LL	14	0	-3360	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	LL	15	0	-3360	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	LL	14'	0	-3360	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	LL	15'	0	-3360	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	LL	17	0	-3360	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	LL	18	0	-3360	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	LL	17'	0	-3360	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	LL	18'	0	-3360	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	QE	13"	15612	0	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	QE	14"	12960	0	0	0	0	0
LoadPattern	NodalLoad	QE	15"	6736	0	0	0	0	0

----Section Definition Command----

```
//Section BCSection Tag? MatTag? Yie_Surf? Area? Iz? Iy? J? Sz?
Sy? Avy? Avz?
```

//COLUMN--

```
Section BCSection Cbox Col 0 0.05862 0.0008776 0.0008776 0.3 0.002288
0.002288 0.0081 0.0081
```

//BEAM--

```
Section BCSection BEAM3 Beam50 0 0.007216 0.00020019 1.446E-05 1.286E-06
1.011E-03 1.26E-04 2.80E-03 4.4E-03
Section BCSection BEAM2 Beam50 0 0.011423 0.00047846 2.138E-05 1.286E-06
1.914E-03 2.14E-04 5.00E-03 6.4E-03
Section BCSection BEAM1 Beam50 0 0.013129 0.00056516 2.578E-05 1.286E-06
2.234E-03 2.57E-04 5.50E-03 7.6E-03
Section BCSection BEAM31 Beam50 0 0.010066 0.00025863 1.446E-05 1.286E-06
1.262E-03 1.26E-04 2.80E-03 4.4E-03
Section BCSection BEAM21 Beam50 0 0.015983 0.00062560 2.138E-05 1.286E-06
2.425E-03 2.14E-04 5.00E-03 6.4E-03
Section BCSection BEAM11 Beam50 0 0.018259 0.00073131 2.578E-05 1.286E-06
2.824E-03 2.57E-04 5.50E-03 7.6E-03
Section BCSection BEAM32 Beam50 0 0.027150 0.00095421 1.446E-05 1.286E-06
2.260E-03 1.26E-04 2.80E-03 4.4E-03
Section BCSection BEAM22 Beam50 0 0.032677 0.00197560 2.138E-05 1.286E-06
4.544E-03 2.14E-04 5.00E-03 6.4E-03
Section BCSection BEAM12 Beam50 0 0.034823 0.00221925 2.578E-05 1.286E-06
5.240E-03 2.57E-04 5.50E-03 7.6E-03
Section BCSection BEAM33 Beam50 0 0.005016 0.00011694 1.446E-05 1.286E-06
0.585E-03 1.26E-04 2.80E-03 4.4E-03
Section BCSection BEAM23 Beam50 0 0.008223 0.00029100 2.138E-05 1.286E-06
1.164E-03 2.14E-04 5.00E-03 6.4E-03
Section BCSection BEAM13 Beam50 0 0.009329 0.00034525 2.578E-05 1.286E-06
1.381E-03 2.57E-04 5.50E-03 7.6E-03
```

----Material Definition Command----

//Column--Bilinear

```
//Material Bilinear Tag? Ei? SHR? fyt? fyc? Nu?
Material Bilinear Col 1.3667E+10 0.004 4.8E+7 -4.8E+7 0.2
```

//BEAM--Bilinear

```
//Material Bilinear Tag? Ei? SHR? fyt? fyc? Nu?
Material Bilinear Beam50 2.039E+10 0.004 3.52E+7 -3.52E+7 0.3
```

//JOINT

```
//Material Bilinear Tag? Ei? SHR? fyt? fyc? Nu?
Material Bilinear RFP-3 2.039E+10 0.001875 1.531E+7 -1.531E+7 0.3
Material Bilinear RFP-2 2.039E+10 0.00151 1.234E+7 -1.234E+7 0.3
Material Bilinear RFP-1 2.039E+10 0.00152 1.239E+7 -1.239E+7 0.3
```

```
//Material BilinearElastic Tag? Ei+? SHR+? fyt? Nu? Ei-? SHR-? fyc?
Material bilinearelastic ST-3 1.99E+10 0.0042 3.837E+6 0 1.99E+10 0.0042 -3.837E+6
Material bilinearelastic ST-2 1.99E+10 0.0079 6.176E+6 0 1.99E+10 0.0079 -6.176E+6
Material bilinearelastic ST-1 1.99E+10 0.0242 8.442E+6 0 1.99E+10 0.0242 -8.442E+6
```

----Element Definition Command----

//Element	BeamColumn	Tag?	I?	J?	SecTag?	RezTag?	GeoK?	Out?	FEFCCase?	Fac?	E_Gp?
F_Gp?	PhiY?										
Element	BeamColumn	1	1	2	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS3 3
Element	BeamColumn	2	5	6	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS3 3
Element	BeamColumn	3	9	10	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS3 3
Element	BeamColumn	4	2	3	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS2 2
Element	BeamColumn	5	6	7	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS2 2
Element	BeamColumn	6	10	11	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS2 2
Element	BeamColumn	7	3	4	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS1 1
Element	BeamColumn	8	7	8	CBOX	0	1	1	0	0	CC FS1 1
Element	BeamColumn	9	11	12	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS1 1
Element	BeamColumn	10	1'	A1'	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3L 3L
Element	BeamColumn	11	A1'	B1'	BEAM33	0	1	0	0	0	B3 3L 3L
Element	BeamColumn	12	B1'	13	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3L 3L
Element	BeamColumn	13	13	13"	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3L 3L
Element	BeamColumn	14	13"	13'	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3L 3L
Element	BeamColumn	15	13'	B5'	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3L 3L
Element	BeamColumn	16	B5'	A5'	BEAM33	0	1	1	0	0	B3 3L 3L
Element	BeamColumn	17	A5'	5'	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3L 3L
Element	BeamColumn	18	5"	A5"	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3R 3R
Element	BeamColumn	19	A5"	B5"	BEAM33	0	1	1	0	0	B3 3R 3R
Element	BeamColumn	20	B5"	16	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3R 3R
Element	BeamColumn	21	16	16'	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3R 3R
Element	BeamColumn	22	16'	B9'	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3R 3R
Element	BeamColumn	23	B9'	A9'	BEAM33	0	1	0	0	0	B3 3R 3R
Element	BeamColumn	24	A9'	9'	BEAM3	0	1	0	0	0	B3 3R 3R
Element	BeamColumn	25	2'	A2'	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2L 2L
Element	BeamColumn	26	A2'	B2'	BEAM23	0	1	0	0	0	B2 2L 2L
Element	BeamColumn	27	B2'	14	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2L 2L
Element	BeamColumn	28	14	14"	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2L 2L
Element	BeamColumn	29	14"	14'	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2L 2L
Element	BeamColumn	30	14'	B6'	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2L 2L
Element	BeamColumn	31	B6'	A6'	BEAM23	0	1	1	0	0	B2 2L 2L
Element	BeamColumn	32	A6'	6'	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2L 2L
Element	BeamColumn	33	6"	A6"	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2R 2R
Element	BeamColumn	34	A6"	B6"	BEAM23	0	1	1	0	0	B2 2R 2R
Element	BeamColumn	35	B6"	17	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2R 2R
Element	BeamColumn	36	17	17'	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2R 2R
Element	BeamColumn	37	17'	B10'	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2R 2R
Element	BeamColumn	38	B10'	A10'	BEAM23	0	1	0	0	0	B2 2R 2R
Element	BeamColumn	39	A10'	10'	BEAM2	0	1	0	0	0	B2 2R 2R
Element	BeamColumn	40	3'	A3'	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1L 1L
Element	BeamColumn	41	A3'	B3'	BEAM13	0	1	0	0	0	B1 1L 1L
Element	BeamColumn	42	B3'	15	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1L 1L
Element	BeamColumn	43	15	15"	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1L 1L
Element	BeamColumn	44	15"	15'	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1L 1L
Element	BeamColumn	45	15'	B7'	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1L 1L
Element	BeamColumn	46	B7'	A7'	BEAM13	0	1	1	0	0	B1 1L 1L
Element	BeamColumn	47	A7'	7'	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1L 1L
Element	BeamColumn	48	7"	A7"	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1R 1R
Element	BeamColumn	49	A7"	B7"	BEAM13	0	1	1	0	0	B1 1R 1R
Element	BeamColumn	50	B7"	18	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1R 1R
Element	BeamColumn	51	18	18'	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1R 1R
Element	BeamColumn	52	18'	B11'	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1R 1R
Element	BeamColumn	53	B11'	A11'	BEAM13	0	1	0	0	0	B1 1R 1R
Element	BeamColumn	54	A11'	11'	BEAM1	0	1	0	0	0	B1 1R 1R

----End Input Command----

/Stop

STOP

PISA3D  
 SCRB  
 kgf  
 m

----Analysis Setting Command----

```
//ControlData GeometricNL Code?
ControlData GeometricNL 0
```

----Analysis Method Command----

```
//Analysis ModeShape reqdModes? ID_M1? ID_M2? C1? C2?
Analysis ModeShape 6 1 2 0.03 0.03
```

----Analysis Method Command----

```
//Analysis Gravity LdPtn_1? LdFac_1? LdPtn_2? LdFac_2? ..... LdPtn_n? LdFac_n?
Analysis LoadControl DL 1.4 50
Analysis LoadControl LL 0.5 50
/Analysis LoadControl AC 0.5 50
/Analysis LoadControl AF 0.1 50
```

```
//Analysis Dynamic Newmark XGndMotion? XFac? YGndMot? YFac? ZGndMot?ZFac? StpLength? AnaSteps?
α? β? β0?
```

```
Analysis Dynamic Newmark EQEW 1.45 none 0.0 none 0.0 0.002 35000
4.10302319E-001 1.64717053E-003
```

```
//Analysis AbsDispControl LdPtn_1? LdFac_1? LdPtn_2? LdFac_2? ..... totalDisp? Step? NodeTag?
DOF?
```

----Load Pattern Command: Ground Acceleration----

```
//LoadPattern GroundAccel Tag? FileName? TimeFactor? MagnFactor?
LoadPattern GroundAccel EQEW TCU034.dat 1 9.81
```

----Output Setting Command----

```
//Output OutFlag NodeIntv? ElemIntv? EvlpIntv? NodeCode? ElemCode? EnergyIntv? F_GpIntv?
Output outflag 10 10 0 2 2
//Output NodeAbs NodeTag1? NodeTag2? NodeTag3? .....
Output NodeAbs 13" 14" 15" 5 6 7 8 8'
```

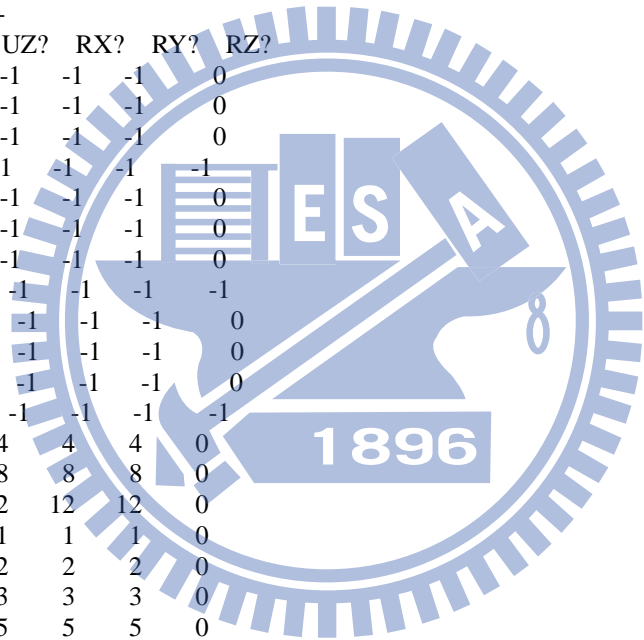
----Node Generation Command----

```
/Node Tag? X? Y? Z?
Node 1 -5 10.88 0
Node 2 -5 7.4 0
Node 3 -5 3.92 0
Node 4 -5 0 0
Node 5 0 10.88 0
Node 6 0 7.4 0
Node 7 0 3.92 0
Node 8 0 0 0
Node 9 5 10.88 0
Node 10 5 7.4 0
Node 11 5 3.92 0
Node 12 5 0 0
Node 4' -5 0 0
Node 8' 0 0 0
Node 12' 5 0 0
Node 1' -4.725 10.88 0
Node 2' -4.725 7.4 0
Node 3' -4.725 3.92 0
Node 5' -0.275 10.88 0
Node 5" 0.275 10.88 0
Node 6' -0.275 7.4 0
Node 6" 0.275 7.4 0
```

Node 7'	-0.275	3.92	0
Node 7"	0.275	3.92	0
Node 9'	4.725	10.88	0
Node 10'	4.725	7.4	0
Node 11'	4.725	3.92	0
Node 13	-3.725	10.88	0
Node 13'	-1.275	10.88	0
Node 14	-3.725	7.4	0
Node 14'	-1.275	7.4	0
Node 15	-3.725	3.92	0
Node 15'	-1.275	3.92	0
Node 13"	-2.500	10.88	0
Node 14"	-2.500	7.4	0
Node 15"	-2.500	3.92	0
Node 16	1.275	10.88	0
Node 16'	3.725	10.88	0
Node 17	1.275	7.4	0
Node 17'	3.725	7.4	0
Node 18	1.275	3.92	0
Node 18'	3.725	3.92	0

---DOF Assign Command---

/DOF Node?	UX?	UY?	UZ?	RX?	RY?	RZ?
dof 1	0	0	-1	-1	-1	0
dof 2	0	0	-1	-1	-1	0
dof 3	0	0	-1	-1	-1	0
dof 4	-1	-1	-1	-1	-1	-1
dof 5	0	0	-1	-1	-1	0
dof 6	0	0	-1	-1	-1	0
dof 7	0	0	-1	-1	-1	0
DOF 8	-1	-1	-1	-1	-1	-1
DOF 9	0	0	-1	-1	-1	0
DOF 10	0	0	-1	-1	-1	0
DOF 11	0	0	-1	-1	-1	0
DOF 12	-1	-1	-1	-1	-1	-1
DOF 4'	4	4	4	4	4	0
DOF 8'	8	8	8	8	8	0
DOF 12'	12	12	12	12	12	0
DOF 1'	1	1	1	1	1	0
DOF 2'	2	2	2	2	2	0
DOF 3'	3	3	3	3	3	0
DOF 5'	5	5	5	5	5	0
DOF 5"	5	5	5	5	5	0
DOF 6'	6	6	6	6	6	0
DOF 6"	6	6	6	6	6	0
DOF 7'	7	7	7	7	7	0
DOF 7"	7	7	7	7	7	0
DOF 9'	9	9	9	9	9	0
DOF 10'	10	10	10	10	10	0
DOF 11'	11	11	11	11	11	0
dof 13	0	0	-1	-1	-1	0
dof 14	0	0	-1	-1	-1	0
dof 15	0	0	-1	-1	-1	0
dof 13'	0	0	-1	-1	-1	0
dof 14'	0	0	-1	-1	-1	0
dof 15'	0	0	-1	-1	-1	0
dof 13"	0	0	-1	-1	-1	0
dof 14"	0	0	-1	-1	-1	0
dof 15"	0	0	-1	-1	-1	0
dof 16	0	0	-1	-1	-1	0
dof 17	0	0	-1	-1	-1	0
dof 18	0	0	-1	-1	-1	0



```
dof 16'      0  0  -1  -1  -1  0
dof 17'      0  0  -1  -1  -1  0
dof 18'      0  0  -1  -1  -1  0
```

---Mass Assign Command---

```
//Mass Node?   UX?   UY?   UZ?   RX?   RY?   RZ?
Mass 13"       6580  0  0  0  0  0  0
Mass 14"       8052  0  0  0  0  0  0
Mass 15"       8052  0  0  0  0  0  0
```

---Load Pattern Command: Nodal Load---

```
//LoadPattern NodalLoad Tag? Node? FX? FY? FZ? MX? MY? MZ?
LoadPattern NodalLoad DL 13 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 14 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 15 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 13' 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 14' 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 15' 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 16 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 17 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 18 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 16' 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 17' 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad DL 18' 0 -6047 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad LL 14 0 -3360 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad LL 15 0 -3360 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad LL 14' 0 -3360 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad LL 15' 0 -3360 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad LL 17 0 -3360 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad LL 18 0 -3360 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad LL 17' 0 -3360 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad LL 18' 0 -3360 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad QE 13" 15612 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad QE 14" 12960 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad QE 15" 6736 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AF 1 85000 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AF 9 -85000 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AF 2 150350 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AF 10 -150350 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AF 3 174782 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AF 11 -174782 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AC 1 0 -169377 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AC 5 0 -169377 0 0 0 0
LoadPattern NodalLoad AC 9 0 -169377 0 0 0 0
```

---Interaction Surface Definition (Wide-Flange Steel Type)---

```
//InteractionSurface Steel Tag? pMA? pPA? pMB? pPB? pME? pPE? pMF? pPF? α1? α2?
InteractionSurface Steel red 0.9 0.2 0.9 0.2 0.9 0.2 0.9 0.2 2 2
```

---Section Definition Command---

```
//Section BCSection Tag? MatTag? Inter_Surf? Area? Iz? Iy? J? Sz?
Sy? Avy? Avz?
```

//COLUMN--

```
Section BCSection Cbox Col 0 0.05862 0.0008776 0.0008776 0.3 0.002288
0.002288 0.0081 0.0081
```

//BEAM--

```
Section BCSection BEAM3 Beam53 0 0.007216 0.00020019 1.446E-05 1.286E-06
1.011E-03 1.26E-04 2.80E-03 4.4E-03
Section BCSection BEAM2 Beam52 0 0.011423 0.00047846 2.138E-05 1.286E-06
```

1.914E-03	2.14E-04	5.00E-03	6.4E-03							
Section	BCSection	BEAM1	Beam51	0	0.013129	0.00056516	2.578E-05	1.286E-06		
2.234E-03	2.57E-04	5.50E-03	7.6E-03							
Section	BCSection	BEAM31	Beam50	0	0.010066	0.00025863	1.446E-05	1.286E-06		
1.262E-03	1.26E-04	2.80E-03	4.4E-03							
Section	BCSection	BEAM21	Beam50	0	0.015983	0.00062560	2.138E-05	1.286E-06		
2.425E-03	2.14E-04	5.00E-03	6.4E-03							
Section	BCSection	BEAM11	Beam50	0	0.018259	0.00073131	2.578E-05	1.286E-06		
2.824E-03	2.57E-04	5.50E-03	7.6E-03							
Section	BCSection	BEAM32	Beam50	0	0.027150	0.00095421	1.446E-05	1.286E-06		
2.260E-03	1.26E-04	2.80E-03	4.4E-03							
Section	BCSection	BEAM22	Beam50	0	0.032677	0.00197560	2.138E-05	1.286E-06		
4.544E-03	2.14E-04	5.00E-03	6.4E-03							
Section	BCSection	BEAM12	Beam50	0	0.034823	0.00221925	2.578E-05	1.286E-06		
5.240E-03	2.57E-04	5.50E-03	7.6E-03							

---Material Definition Command---

//Column--Bilinear

//Material	Bilinear	Tag?	Ei?	SHR?	fy?	fyc?	Nu?
Material	Bilinear	Col	1.3667E+10	0.004	5.8E+7	-5.8E+7	0.2

//BEAM--Bilinear

//Material	Bilinear	Tag?	Ei?	SHR?	fy?	fyc?	Nu?
Material	Bilinear	Beam53	2.039E+10	0.004	2.358E+7	-2.358E+7	0.3
Material	Bilinear	Beam52	2.039E+10	0.004	2.429E+7	-2.429E+7	0.3
Material	Bilinear	Beam51	2.039E+10	0.004	2.217E+7	-2.218E+7	0.3
Material	Bilinear	Beam50	2.039E+10	0.004	4.520E+7	-4.520E+7	0.3

//JOINT

//Material	Bilinear	Tag?	Ei?	SHR?	fy?	fyc?	Nu?
Material	Bilinear	RFP-3	2.039E+10	0.001875	1.531E+7	-1.531E+7	0.3
Material	Bilinear	RFP-2	2.039E+10	0.00151	1.234E+7	-1.234E+7	0.3
Material	Bilinear	RFP-1	2.039E+10	0.00152	1.239E+7	-1.239E+7	0.3
Material	Bilinear	CRFP	2.039E+10	0.00152	1.75E+7	-1.75E+7	0.3

//Material	BilinearElastic	Tag?	Ei+?	SHR+?	fy?	Nu?	Ei-?	SHR-?	fyc?
Material	bilinearelastic	ST-3	1.99E+10	0.0039	3.837E+6	0	1.99E+10	0.0039	-3.837E+6
Material	bilinearelastic	ST-2	1.99E+10	0.0100	6.176E+6	0	1.99E+10	0.0100	-6.176E+6
Material	bilinearelastic	ST-1	1.99E+10	0.0166	8.442E+6	0	1.99E+10	0.0166	-8.442E+6
Material	bilinearelastic	STR3	1.99E+10	0.0039	3.837E+6	0	1.99E+10	0.0039	-3.837E+6
Material	bilinearelastic	STR2	1.99E+10	0.0099	6.176E+6	0	1.99E+10	0.0143	-6.176E+6
Material	bilinearelastic	STR1	1.99E+10	0.0165	8.442E+6	0	1.99E+10	0.0081	-8.442E+6
Material	bilinearelastic	STL3	1.99E+10	0.0039	3.837E+6	0	1.99E+10	0.0039	-3.837E+6
Material	bilinearelastic	STL2	1.99E+10	0.0143	6.176E+6	0	1.99E+10	0.0099	-6.176E+6
Material	bilinearelastic	STL1	1.99E+10	0.0081	8.442E+6	0	1.99E+10	0.0165	-8.442E+6

//Material	BilinearElastic	Tag?	Ei+?	SHR+?	fy?	Nu?	Ei-?	SHR-?	fyc?
Material	bilinearelastic	BaseL	1.99E+10	0.0005	1.005E+7	0	1.99E+10	0.0129	-1.005E+7
Material	bilinearelastic	Base	1.99E+10	0.0067	1.005E+7	0	1.99E+10	0.0067	-1.005E+7
Material	bilinearelastic	BaseR	1.99E+10	0.0129	1.005E+7	0	1.99E+10	0.0005	-1.005E+7

---Element Definition Command---

//Element	BeamColumn	Tag?	I?	J?	SecTag?	RezTag?	GeoK?	Out?	FEFCase?	Fac?	E_Gp?
Element	BeamColumn	1	1	2	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS3 3
Element	BeamColumn	2	5	6	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS3 3
Element	BeamColumn	3	9	10	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS3 3
Element	BeamColumn	4	2	3	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS2 2
Element	BeamColumn	5	6	7	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS2 2
Element	BeamColumn	6	10	11	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS2 2
Element	BeamColumn	7	3	4	CBOX	0	1	0	0	0	CC FS1 1
Element	BeamColumn	8	7	8	CBOX	0	1	1	0	0	CC FS1 1



Element	BeamColumn	9	11	12'	CBOX	0	1	0	0	0	CC	FS1	1
Element	BeamColumn	10	1'	13	BEAM31	0	1	0	0	0	B3	3L	3L
Element	BeamColumn	11	13	13"	BEAM32	0	1	0	0	0	B3	3L	3L
Element	BeamColumn	12	13"	13'	BEAM320	0	1	0	0	0	B3	3L	3L
Element	BeamColumn	13	13'	5"	BEAM310	0	1	0	0	0	B3	3L	3L
Element	BeamColumn	14	5"	16	BEAM31	0	1	1	0	0	B3	3R	3R
Element	BeamColumn	15	16	16'	BEAM3	0	1	0	0	0	B3	3R	3R
Element	BeamColumn	16	16'	9"	BEAM310	0	1	0	0	0	B3	3R	3R
Element	BeamColumn	17	2'	14	BEAM21	0	1	0	0	0	B2	2L	2L
Element	BeamColumn	18	14	14"	BEAM22	0	1	0	0	0	B2	2L	2L
Element	BeamColumn	19	14"	14'	BEAM220	0	1	0	0	0	B2	2L	2L
Element	BeamColumn	20	14'	6"	BEAM210	0	1	0	0	0	B2	2L	2L
Element	BeamColumn	21	6"	17	BEAM21	0	1	1	0	0	B2	2R	2R
Element	BeamColumn	22	17	17'	BEAM2	0	1	0	0	0	B2	2R	2R
Element	BeamColumn	23	17'	10'	BEAM210	0	1	0	0	0	B2	2R	2R
Element	BeamColumn	24	3'	15	BEAM11	0	1	0	0	0	B1	1L	1L
Element	BeamColumn	25	15	15"	BEAM12	0	1	0	0	0	B1	1L	1L
Element	BeamColumn	26	15"	15'	BEAM120	0	1	0	0	0	B1	1L	1L
Element	BeamColumn	27	15'	7"	BEAM110	0	1	0	0	0	B1	1L	1L
Element	BeamColumn	28	7"	18	BEAM11	0	1	1	0	0	B1	1R	1R
Element	BeamColumn	29	18	18'	BEAM1	0	1	0	0	0	B1	1R	1R
Element	BeamColumn	30	18'	11'	BEAM110	0	1	0	0	0	B1	1R	1R

----Joint Element Definition Command----

Element	Joint	3MR1	1	1'	RFP-3	1.00E+07	RZ	0	3RF
Element	Joint	3MR2	5'	5	RFP-3	1.00E+07	RZ	0	3RF
Element	Joint	3MR3	5"	5	RFP-3	1.00E+07	RZ	1	3RF
Element	Joint	3MR4	9	9'	RFP-3	1.00E+07	RZ	0	3RF
Element	Joint	2MR1	2	2'	RFP-2	2.36E+07	RZ	0	2RF
Element	Joint	2MR2	6	6'	RFP-2	2.36E+07	RZ	0	2RF
Element	Joint	2MR3	6	6"	RFP-2	2.36E+07	RZ	1	2RF
Element	Joint	2MR4	10	10'	RFP-2	2.36E+07	RZ	0	2RF
Element	Joint	1MR1	3	3'	RFP-1	3.16E+07	RZ	0	1RF
Element	Joint	1MR2	7	7'	RFP-1	3.16E+07	RZ	0	1RF
Element	Joint	1MR3	7	7"	RFP-1	3.16E+07	RZ	1	1RF
Element	Joint	1MR4	11	11'	RFP-1	3.16E+07	RZ	0	1RF
Element	Joint	3ST1	1	1'	STL3	5.00E+07	RZ	0	3ST
Element	Joint	3ST2	5'	5	ST-3	5.00E+07	RZ	0	3ST
Element	Joint	3ST3	5"	5	ST-3	5.00E+07	RZ	1	3ST
Element	Joint	3ST4	9	9'	STR3	5.00E+07	RZ	1	3ST
Element	Joint	2ST1	2	2'	STL2	5.00E+07	RZ	0	2ST
Element	Joint	2ST2	6	6'	ST-2	5.00E+07	RZ	0	2ST
Element	Joint	2ST3	6	6"	ST-2	5.00E+07	RZ	1	2ST
Element	Joint	2ST4	10	10'	STR2	5.00E+07	RZ	1	2ST
Element	Joint	1ST1	3	3'	STL1	5.00E+07	RZ	0	1ST
Element	Joint	1ST2	7	7'	ST-1	5.00E+07	RZ	0	1ST
Element	Joint	1ST3	7	7"	ST-1	5.00E+07	RZ	1	1ST
Element	Joint	1ST4	11	11'	STR1	5.00E+07	RZ	1	1ST
Element	Joint	Base1	4'	4	BaseL	5.00E+07	RZ	0	BST
Element	Joint	Base2	8'	8	Base	5.00E+07	RZ	1	BST
Element	Joint	Base3	12'	12	BaseR	5.00E+07	RZ	0	BST
Element	Joint	BRFP1	4'	4	CRFP	3.16E+07	RZ	0	BST
Element	Joint	BRFP2	8'	8	CRFP	3.16E+07	RZ	0	BST
Element	Joint	BRFP3	12'	12	CRFP	3.16E+07	RZ	0	BST

----End Input Command----

/Stop  
STOP