

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

鋼筋混凝土結構之耐震能力評估

- 非線性推覆分析之研究

Seismic Capacity Assessment of Reinforced Concrete Structures

- A Study on Nonlinear Pushover Analysis

研究生：游力邨

指導教授：王彥博 博士

中華民國九十八年十月

鋼筋混凝土結構之耐震能力評估

- 非線性推覆分析之研究

Seismic Capacity Assessment of Reinforced Concrete Structures

- A Study on Nonlinear Pushover Analysis

研究生：游力邨

Student : *Li-Cheng You*

指導教授：王彥博 博士

Advisor : *Dr. Yen-Po Wang*



A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

in Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Master of Science

in

Civil Engineering

October 2009

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年十月

鋼筋混凝土結構之耐震能力評估 - 非線性推覆分析之研究

研究生：游力邨

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

九二一震害顯示，中小學校舍為震害之高危險群，其破壞模式幾乎都是沿走廊長向之剪力破壞，此乃 RC 結構之系統性問題，值得詳予探究。對於既有老舊 RC 結構進行耐震能力評估，依據評估結果決定適當之補強方案，兼顧安全與經濟效益，乃當前營建署積極推動之政策。惟現行耐震詳評方法仍未能提供可靠之分析與評估結果，有鑑於此，本研究乃以 ATENA 2D 軟體為分析工具，以中小學校舍 RC 結構為對象進行耐震行為研究，並與 ETABS 推覆分析法之結果進行比較。ATENA 2D 軟體乃基於鋼筋混凝土破壞力學理論所建立之材料非線性應力 - 應變關係（組合律），較諸 ETABS 僅著眼於桿件局部位置之塑角行為更為全面而嚴謹，因此其分析結果應具更佳之可信度。根據本文研究結果，窗台之束制導致 RC 柱

之短柱效應而引發結構之剪力破壞與韌性降低，與校舍在九二一地震之震害模式完全相符。本文進行之參數研究亦顯示，RC 柱之配筋量及主筋直徑均會影響其極限剪力強度及韌性；此外，柱軸力會影響其非線性行為，進行耐震詳評時不容忽略。惟本研究亦發現，儘管短柱效應導致結構之韌性降低，但其同時亦能提升結構之極限側向強度(ultimate lateral strength)，因此未必不利於整體結構抗震強度之提升，此與過去吾人對於短柱效應減損結構抗震能力的認知大不相同，值得深思。相較於 ETABS 之分析結果(容量曲線)，由 ATENA 推估之極限強度及韌性均較趨保守，建議工程界在應用「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法」時須更為謹慎，以免因高估結構之耐震能力而錯失補強先機。

關鍵詞: 鋼筋混凝土結構、推覆分析、非線性應力 - 應變關係、破壞力學、

耐震容量曲線

Seismic Capacity Assessment of Reinforced Concrete Structures

– A Study on Nonlinear Pushover Analysis

Student : Li-Cheng You

Advisor : Dr . Yen-Po Wang

Institute of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

Statistics from 1999 Ji-Ji earthquake indicated that elementary and high school building structures were among the most seismically vulnerable of all, and the failure mechanism was found to be of a shear-type failure along the corridor without exception. This is a systematic problem of reinforced concrete structures worthwhile exploring. Conducting seismic capacity assessment on the existing RC structures and accordingly, selecting the cost-effective retrofit solutions is the policy currently adopted by the Construction and Planning Agency, Ministry of the Interior. Nevertheless, the current seismic capacity assessment methods are not providing reliable assessment. Therefore, the objective of this study is to explore the seismic behavior of typical RC structures for elementary schools using ATENA 2D. The results will be compared with those obtained by ETABS. ATENA 2D is based on the nonlinear stress-strain relationship (constitutive law) established from the fracture mechanics of reinforced concrete, it is more sound and reliable than ETABS, in which the inelastic behavior of the reinforced concrete is considered only by pre-defined plastic hinges at a certain localized positions. Simulation results indicate that the short-column effects caused by window stages lead to a shear-type failure and reduction of ductility of the reinforced concrete structures, as exactly revealed from many damaged elementary or high schools in Ji-Ji earthquake. The parametric study also indicates that the longitudinal reinforcement, either area-wise or size-wise, of a RC column affects both the ultimate shear capacity and ductility. In addition, the axial force in the RC column affects its nonlinear behavior and

should not be ignored in the assessment. It is found that the short-column effect reduces ductility of the reinforced concrete structures while increasing its ultimate lateral strength. The existence of short columns is not necessarily detrimental to the overall seismic strength of the structures. This observation contradicts to what we used to recognize about short columns before. The results by ATENA in terms of the seismic capacity curves imply more conservative estimates of the ultimate strength and ductility of the RC structures than those by ETABS. The industry should be more cautious when using the ETABS-based pushover version of the “Seismic Capacity Assessment Method of RC Structures” for analysis to avoid overestimation on the seismic capacity of the structures and miss the chance for seismic retrofit.

Keywords : reinforced concrete structure, pushover analysis, nonlinear

stress-strain relationship, fracture mechanics, seismic capacity curve



誌 謝

感謝吾師 王彥博教授兩年來的悉心指導，在交大研究期間，讓學生體會到學術研究之真理所在且對研究鍥而不捨的精神以及求知的熱忱，對於老師之諄諄教誨，在此致上最誠摯的謝意。

論文口試期間，承蒙淡江大學 吳重成教授、國立交通大學 翁正強教授、國立交通大學 郭心怡教授撥冗指正，並提供寶貴意見，使得論文疏漏之處以獲改進得，特別在此表示感激之意。

在交大求學的生活中，感謝研究室的學長李建良博士、嘉賞學長、逸軒學長在學業上提供的寶貴意見讓我可以順利完成論文；畢業學長哲維、家杰、羅開、建華；同學勵元、顥勳、弈廷、家福；同窗煒盛、政淵、榕師、致潔、王琳、沛倫、天宇、鈞棋；學弟志儒、厚餘。大家為了進度報告而一起做到天亮的日子、大家一起烤肉與健身的日子、在學業上互相切磋的日子、還有一起出去玩的日子，對我而言我會珍惜與你們享處的時光。

最後，衷心感謝我的家人，給我的鼓勵、關懷、溫馨、奉獻與支持，讓我可以順利完成論文。

謹以本文獻給所有關心我的人，謝謝你（妳）們。

謹誌於交大工程二館 2009 年 10 月

目錄

摘要	i
Abstract.....	iii
誌謝	v
目錄	vi
表目錄	viii
圖目錄	ix
第一章 緒論	1
第二章 RC 柱之耐震行為與設計	13
2.1 RC 柱破壞模式	13
2.2 RC 柱構件之細部設計	15
2.2.1 RC 柱斷面之極限剪力強度	15
2.2.2 RC 柱之軸力設計強度	19
2.2.3 箍筋之設計細則	19
第三章 RC 構件之非線性有限元素分析	24
3.1 ATENA 2D 軟體簡介	24
3.2 鋼筋混凝土之非線性力學模型	25
3.2.1 混凝土之破壞力學模型與應力－應變關係	25
3.2.2 鋼筋握裹行為之建擬	30
3.3 ATENA 2D 之模型建立分析流程	32
3.3.1 前處理(Pre-Processing)	32
3.3.2 後處理(Post-Processing).....	34
3.4 數值範例	35
3.4.1 RC 單柱之推覆分析	35
3.4.1.1 案例規劃	35

3.4.1.2 建模(Modeling).....	37
3.4.1.3 分析結果與討論.....	40
3.4.2 RC 柱之往覆載重分析.....	43
3.4.2.1 案例規劃.....	43
3.4.2.2 分析結果與討論.....	43
3.5 小結.....	45
第四章 校舍 RC 結構之非線性有限元素分析.....	78
4.1 單層 RC 校舍之推覆分析.....	78
4.1.1 ATENA 2D RC 結構模型.....	78
4.1.2 單層 RC 校舍之推覆分析結果.....	79
4.2 雙層 RC 校舍之推覆分析.....	81
4.2.1 ATENA 2D RC 結構模型.....	81
4.2.2 雙層 RC 校舍之推覆分析結果.....	83
4.3 小結.....	87
第五章 RC 結構之 ETABS 推覆分析.....	109
5.1 前言.....	109
5.2 ETABS 推覆分析方法介紹.....	109
5.3 ETABS 分析模型.....	123
5.4 推覆分析結果與比較.....	123
第六章 結論與建議.....	140
結論.....	141
建議.....	142
參考文獻.....	143

表目錄

表 3.1 竹節鋼筋(ribbed bars)握裹－滑移關係之參數表【14】	46
表 5.1 RC 柱彎矩塑鉸之參數(M3 Type)【7】	126
表 5.2 RC 柱剪力塑鉸之參數(V2 Type)【7】	126
表 5.3 磚牆等值斜撐軸力塑鉸參數(P Type)【7】	127
表 5.4 等值對角斜撐參數	128
表 5.5 等值斜撐尺寸	128



圖目錄

圖 1.1 九二一地震中校舍因短柱效應發生柱剪力破壞.....	8
圖 1.2 RC 構件之軸力—彎矩互制曲線【6】.....	9
圖 1.3 ETABS 推覆分析達極限值後強度又上升之不合理情形.....	9
圖 1.4 傳統工法之廠鑄試體之遲滯迴圈【8】.....	10
圖 1.5 預鑄工法試體之遲滯迴圈【8】.....	10
圖 1.6 九宮格箍筋試體之遲滯迴圈【8】.....	11
圖 1.7 四宮格箍筋試體之遲滯迴圈【8】.....	11
圖 1.8 RC 短柱(試體 1)之遲滯迴圈【9】.....	12
圖 1.9 RC 短柱(試體 2)之遲滯迴圈【9】.....	12
圖 2.1.1 RC 柱撓剪破壞之容量曲線【7】.....	22
圖 2.1.2 RC 柱剪力破壞之容量曲線【7】.....	22
圖 2.1.3 RC 柱撓曲破壞之容量曲線【7】.....	23
圖 3.2.1 雙軸破壞函數【14】.....	47
圖 3.2.2 單軸等值應力應變曲線【14】.....	47
圖 3.2.3 握裹—滑移法則(Bond-Slip law)(CEB-FIP Model Code 1990)【14】.....	48
圖 3.3.1 前處理介面.....	48
圖 3.3.2 後處理介面.....	49
圖 3.4.1 新增材料.....	49
圖 3.4.2 材料種類.....	50
圖 3.4.3 鋼筋參數設定.....	50
圖 3.4.4 混凝土材料抗壓強度設定.....	51
圖 3.4.5 混凝土材料參數設定—Basic.....	51
圖 3.4.6 設定混凝土材料參數—Tensile.....	52

圖 3.4.7 設定混凝土材料參數—Compressive	52
圖 3.4.8 設定混凝土材料參數—Shear	53
圖 3.4.9 設定混凝土材料參數—Miscellaneous	53
圖 3.4.10 設定箍筋材料參數	54
圖 3.4.11 建立節點	54
圖 3.4.12 節點、線段之定義	55
圖 3.4.13 定義區域材料性質	55
圖 3.4.14 區域材料性質定義完成(由原先黑底變為灰底)	56
圖 3.4.15 定義鋼筋握裹參數	56
圖 3.4.16 配置鋼筋位置	57
圖 3.4.17 定義鋼筋直徑與數量	57
圖 3.4.18 鋼筋配置完成圖	58
圖 3.4.19 建立 Load Cases	58
圖 3.4.20 模型下部底座在 X 及 Y 向予以束制	59
圖 3.4.21 上部 RC 梁及短牆 X 方向予以束制並施加側位移	59
圖 3.4.22 執行網格後之圖示	60
圖 3.4.23 執行有限元素分析	60
圖 3.4.24 後處理模式選擇觀察之步驟	61
圖 3.4.25 裂縫圖	61
圖 3.4.26 彎矩(Moment)、剪力(Shear force)、正向力(Normal force).....	62
圖 3.4.27 X 向位移量 (單位: m)	62
圖 3.4.28 Y 向位移量 (單位: m)	63
圖 3.4.29 主應力圖 (單位: MPa).....	63
圖 3.4.30 側向位移所造成之柱端應力分佈 (單位: MPa).....	64
圖 3.4.31 側向位移所造成之柱端應變圖	64

圖 3.4.32	變形放大倍數	65
圖 3.4.33	輸出文字檔資料	65
圖 3.4.34	RC 柱耐震容量曲線之比較	66
圖 3.4.35	RC 柱三種破壞模式(撓曲、撓剪及剪力破壞)【7】	66
圖 3.4.36	RC 柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=1.5m)	67
圖 3.4.37	RC 柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=1.8m)	67
圖 3.4.38	RC 柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=2.0m)	68
圖 3.4.39	RC 柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=2.8m)	68
圖 3.4.40	RC 柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=3.6m)	69
圖 3.4.41	RC 柱四種配筋條件下之耐震容量曲線比較(L=3.6m)	70
圖 3.4.42	RC 柱四種配筋條件下之耐震容量曲線比較(L=2.8m)	70
圖 3.4.43	RC 柱往覆分析之遲滯迴圈(L=1.5m)	71
圖 3.4.44	RC 柱往覆分析之遲滯迴圈(L=1.8m)	71
圖 3.4.45	RC 柱往覆分析之遲滯迴圈(L=2.0m)	72
圖 3.4.46	RC 柱往覆分析之遲滯迴圈(L=2.8m)	72
圖 3.4.47	RC 柱往覆分析之遲滯迴圈(L=3.6m)	73
圖 3.4.48	RC 柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=1.5m)	74
圖 3.4.49	RC 柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=1.8m)	74
圖 3.4.50	RC 柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=2.0m)	75
圖 3.4.51	RC 柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=2.8m)	75
圖 3.4.52	RC 柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=3.6m)	76
圖 3.4.53	RC 短柱之往覆載重試驗結果【9】	77
圖 3.4.54	RC 短柱之往覆載重 ATENA 分析結果	77
圖 4.1.1	單層 RC 構架平面結構模型(無短牆束制)	88
圖 4.1.2	單層 RC 構架平面結構模型(1/2 短牆束制)	88

圖 4.1.3 單層 RC 構架平面結構模型(2/3 短牆束制).....	89
圖 4.1.4 單層 RC 構架平面結構推覆分析之耐震容量曲線(無短牆束制).....	90
圖 4.1.5 單層 RC 構架平面結構推覆分析之耐震容量曲線(1/2 短牆束制).....	90
圖 4.1.6 單層 RC 構架平面結構推覆分析之耐震容量曲線(2/3 短牆束制).....	91
圖 4.1.7 單層 RC 構架平面結構裂縫分佈圖(無短牆束制).....	92
圖 4.1.8 單層 RC 構架平面結構裂縫寬度(無短牆束制).....	92
圖 4.1.9 單層 RC 構架平面結構裂縫分佈圖(1/2 短牆束制).....	93
圖 4.1.10 單層 RC 構架平面結構裂縫寬度(1/2 短牆束制).....	93
圖 4.1.11 單層 RC 構架平面結構裂縫分佈圖(2/3 短牆束制).....	94
圖 4.1.12 單層 RC 構架平面結構裂縫寬度(2/3 短牆束制).....	94
圖 4.2.1 雙層 RC 構架未考慮活載重之平面結構模型(無短牆束制).....	95
圖 4.2.2 雙層 RC 構架平面結構未考慮活載重之平面結構模型(1/2 短牆束制)..	95
圖 4.2.3 雙層 RC 構架未考慮活載重之平面結構模型(2/3 短牆束制).....	96
圖 4.2.4 雙層 RC 構架考慮活載重之平面結構模型(無短牆束制).....	96
圖 4.2.5 雙層 RC 構架考慮活載重之平面結構模型(1/2 短牆束制).....	97
圖 4.2.6 雙層 RC 構架考慮活載重之平面結構模型(2/3 短牆束制).....	97
圖 4.2.7 雙層樓推覆分析之位移控制方式.....	98
圖 4.2.8 雙層 RC 構架平面結構之容量曲線(未考慮活載重，無短牆束制).....	99
圖 4.2.9 雙層 RC 構架平面結構之容量曲線(未考慮活載重，1/2 短牆束制).....	99
圖 4.2.10 雙層 RC 構架平面結構之容量曲線(未考慮活載重，2/3 短牆束制)..	100
圖 4.2.11 雙層 RC 構架平面結構之裂縫分佈圖(未考慮活載重，無短牆束制)	101
圖 4.2.12 雙層 RC 構架平面結構之裂縫寬度(未考慮活載重，無短牆束制)....	101
圖 4.2.13 雙層 RC 構架平面結構之裂縫分佈圖(未考慮活載重，1/2 短牆束制)	102
.....	102
圖 4.2.14 雙層 RC 構架平面結構之裂縫寬度(未考慮活載重，1/2 短牆束制)..	102

圖 4.2.15 雙層 RC 構架平面結構之裂縫分佈圖(未考慮活載重，2/3 短牆束制)	103
圖 4.2.16 雙層 RC 構架平面結構之裂縫寬度(未考慮活載重，2/3 短牆束制)..	103
圖 4.2.17 雙層 RC 構架考慮及未考慮活載重之容量曲線(無短牆束制).....	104
圖 4.2.18 雙層 RC 構架考慮及未考慮活載重之容量曲線(1/2 短牆束制).....	104
圖 4.2.19 雙層 RC 構架考慮及未考慮活載重之容量曲線(2/3 短牆束制).....	105
圖 4.2.20 雙層 RC 構架平面結構之裂縫分佈圖(考慮活載重，無短牆束制)....	106
圖 4.2.21 雙層 RC 構架平面結構之裂縫寬度(考慮活載重，無短牆束制).....	106
圖 4.2.22 雙層 RC 構架平面結構之裂縫分佈圖(考慮活載重，1/2 短牆束制)..	107
圖 4.2.23 雙層 RC 構架平面結構之裂縫寬度(考慮活載重，1/2 短牆束制).....	107
圖 4.2.24 雙層 RC 構架平面結構之裂縫分佈圖(考慮活載重，2/3 短牆束制)..	108
圖 4.2.25 雙層 RC 構架平面結構之裂縫寬度(考慮活載重，2/3 短牆束制).....	108
圖 5.2.1 ETABS 設定塑鉸參數(M3).....	129
圖 5.2.2 FEMA 273 設定塑鉸曲線之參數圖【26】	129
圖 5.2.3 RC 柱之塑鉸位置示意圖	130
圖 5.2.4 彎矩塑鉸參數曲線與側向載重—位移曲線【7】	130
圖 5.2.5 剪力塑鉸參數曲線與側向載重—位移曲線【7】	131
圖 5.2.6 磚牆之等值斜撐模式【7】	131
圖 5.2.7 建築物磚構造設計及施工規範側向載重—位移關係【29】	132
圖 5.2.8 修正後之磚牆載重—位移曲線關係【7】	132
圖 5.2.9 磚牆之塑鉸參數【7】	133
圖 5.3.1(a) RC 柱之尺寸及材料設置	134
圖 5.3.1(b) RC 柱之配筋設置	134
圖 5.3.2(a) 塑鉸設置(無短牆束制).....	135
圖 5.3.2(b) ETABS 建立之單層 RC 構架模型(無短牆束制).....	135

圖 5.3.3(a) 塑鉸設置(1/2 短牆束制).....	136
圖 5.3.3(b) ETABS 建立之單層 RC 構架模型(1/2 短牆束制).....	136
圖 5.3.4(a) 塑鉸設置(2/3 短牆束制).....	137
圖 5.3.4(b) ETABS 建立之單層 RC 構架模型(2/3 短牆束制).....	137
圖 5.4-1 ATENA 與 ETABS 耐震容量曲線之比較(無短牆束制)	138
圖 5.4-2 ATENA 與 ETABS 耐震容量曲線之比較(1/2 短牆束制)	138
圖 5.4-3 ATENA 與 ETABS 耐震容量曲線之比較(2/3 短牆束制)	139



第一章 緒論

近年來，全球災難性強烈地震層出不窮，1994 年美國加州北嶺地震、1995 日本阪神地震等均造成重大災害；台灣亦未能倖免—1999 年 9 月 21 日發生震驚中外規模 7.3 的集集大地震，造成兩千多人喪生，一萬多人受傷，民宅及公共設施嚴重破壞，房屋全倒者超過萬戶，半倒者七千餘戶，連絡道路及橋樑之毀損更阻隔搶救生命的契機。去年五月大陸四川規模 8 的毀滅性地震，再次展現大自然的無情摧殘，世外桃源轉瞬間成了人間煉獄，人人聞震色變，誰曰人定勝天？

九二一震害經驗顯示，我國中小學校舍乃結構損傷的高危險群，其破壞模式如出一轍，幾乎都是沿教室走廊長向的剪力破壞所致，嚴重者甚至導致結構崩塌，如圖 1.1 所示，其主要原因乃樓板的加勁使得梁之勁度大幅提昇，變形曲率(M/EI)很小，即使在強震下，梁因撓曲變形有限，其斷面主筋無法降伏而未能於梁端產生塑鉸，反而使得柱端分配的彎矩增加而導致塑鉸提前在柱端產生，「強柱弱梁」的設計理想未能實現，整體結構之韌性不如預期。校舍破壞模式幾乎發生於長向柱構件，乃因建築設計上考量教室之採光及通風所需，而沿走廊方向作大面積開窗，但結構設計上忽略窗台下磚牆（台度磚牆）之束制效應，導致有效柱長縮短，柱子之勁度因而提升，當地震來臨時，承受到的水平剪力會較其他未受束制之柱子來

得大，所以有效柱段之剪力容易達斷面之極限剪力強度而形成剪力破壞。原先預期之撓曲破壞轉為剪力破壞，結構因韌性無法發揮而提前受損，此即「短柱效應」。一旦底層支柱在地震中喪失垂直承載力，結構即產生崩塌，對生命安全構成極大威脅。

惟「短柱效應」雖導致結構之破壞模式由撓曲破壞轉為剪力破壞，但校舍建築的耐震能力（極限強度）是否真由結構之韌性所控制呢？蘇啟亮

【1】於 2009 年 5 月國際地震工程會議—汶川地震一週年紀念會提出，對於低矮樓房而言，結構強度的重要性更勝於韌性之觀點。川震災後房屋毀損調查資料顯示，倒塌建築之實際側向強度均遠低於設計需求，而未倒塌之建築其固有的側向強度則滿足規定之需求強度，因而防止了結構於強震中破壞、倒塌，而非藉由韌性防止結構崩塌。惟建物嚴重受損的推測原因很多，究竟其耐震行為主要是由韌性抑或強度所控制，亟待進一步釐清。

國內在建築物耐震能力評估之研究上，已有一系列的成果。如內政部建築研究所於民國 88 年公佈「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估及推廣」

【2】，乃目前國內工程界最普遍採用的結構耐震能力詳細評估方法；薛強

【3】針對 ATC-40 分析法之缺點提出了非線性靜力分析之容量震譜法加以改進；國家地震工程研究中心在 921 震災後，亦特別針對全國中小學校舍安全評估方法，於民國 89 年 9 月出版了「中小學校舍耐震評估與補強」

【4】，期能夠針對校舍建築物進行快速簡易的耐震能力初步評估。

內政部建築研究所推廣之「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法」，基本架構是先以 ETABS 軟體進行結構應力分析，配合 TSRC1 程式【5】推算結構構件之降伏強度、極限強度與韌性，進而計算建築物各樓層上半層與下半層之極限耐震能力，以崩塌地表加速度 A_c 值為指標。其中彈性反應譜係依據內政部建研所專題研究計劃成果報告「建築物耐震規範及解說之修訂研究」【6】所建議者。分析者先利用 ETABS 分別在自重與二分之一活載，以及自重與二分之一活載加上 $PGA=0.1g$ 之地震力等條件下進行靜力分析，求取各構材對應之彈性內力(軸力及彎矩)，將其結果做線性外插，並定義該射線與依 RC 斷面之軸力—彎矩互制曲線之相交點為「降伏」彎矩與「降伏」軸力，如圖 1.2 所示，再由構件之韌性比乘上「降伏」彎矩而得到「極限」彎矩。惟根據鋼筋混凝土學及材料力學原理，軸力—彎矩互制曲線所定義者為斷面之極限強度，主要呈現構件斷面之「極限」彎矩強度在不同軸力作用下的變化情況。「降伏」彎矩與「降伏」軸力並無一對一的對應關係，不必成對存在，亦無任何學理依據證明該降伏點會落在軸力-彎矩互制曲線上，據此所預估之構件極限強度自然就不可靠了。此外，「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法」在計算整體結構的韌性比時，係由個別構件韌性比的加權平均所求得，並不能保證結構崩塌機制形成時，構

件與構件間的變位相容性。事實上，個別構件之韌性比應反映於非線性力—位移（或非線性應力—應變）關係上，再透過力平衡與幾何變位之相容條件，連結到整體結構的韌性比。若整體結構韌性比之估算不合理，結構的極限耐震能力當然也不正確。吾人應深思的問題包括：

- 由自重與自重加 0.1g 地震力的彈性分析結果，配合斷面之軸力—彎矩（極限強度）互制曲線，推算出構件降伏強度的作法，不但曲解了軸力—彎矩互制曲線的物理意義，其結果與根據材料非線性應力—應變關係之組成律(inelastic constitutive relation)所計算之構件極限強度亦無對應關係。
- 由個別構件韌性比的加權平均所求得之結構整體韌性比，無法反映出結構崩塌模式及幾何條件的相關性。構件之變位與結構崩塌模式間存在幾何限制條件，忽略這層關係將無法滿足結構構件的變位相容性，所推估的結構韌性比自然也無法反映結構真正的韌性。
- 個別計算構件的極限強度，再經線性組合求出樓層極限強度，無法反映結構從初始加載到崩塌前個別構件破壞之先後次序，也無法反映出局部構件破壞後，應力重分配的機制。

綜上所述，現行「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法」在邏輯、學理上未盡周延，因此導致分析結果與結構破壞現況不符或無法合理解釋的現

象。此外，工程界進行耐震詳評工作時，多將結構視為韌性抗彎構架，且未能將窗台所導致之短柱效應考慮在評估分析當中。如此不僅無法反映真實的結構行為，且可能導致耐震評估準確度下降。

比較合理的分析方式，應是經由推覆分析(push-over analysis)的過程，將水平地震力以增量方式加載，逐步計算檢核所有構件斷面的受力狀態，依其應力—應變關係以及破壞模式(即彎矩破壞或剪力破壞)適時調整構件之勁度，進行疊代分析，直至力平衡條件滿足為止，再循序進行下一階段之增量分析。民國 97 年 12 月，國家地震工程研究中心提出「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法」【7】使用手冊，研擬一套新的耐震詳評方法，在 ETABS 軟體之分析環境下，依構件性質建立塑鉸參數，藉由推覆分析所得到之耐震容量曲線轉換為容量震譜，並推算結構之等效阻尼比與基本週期，以計算性能目標(崩塌地表加速度)，建立起耐震性能曲線。

然而，基於 ETABS 非線性推覆分析所發展之結構耐震能力評估方法仍存在一些問題—例如，推覆分析所得之耐震容量曲線有時會發生，推覆位移過了臨界破壞(即極限強度)點後，其結構之側向強度又回升之不合理情形，如圖 1.3 所示。此外，利用 ETABS 分析時，非線性塑角位置係限定在構件之線元素(line element)節點上，定義的是斷面之彎矩或剪力塑角性質，而非由所有節點在任意應力狀態下，材料非線性應力—應變關係去決

定構件力學行為，因此無法反映混凝土材料在各種狀態(線彈性、開裂、非線性、壓碎...)之力平衡關係。這些問題，在在顯示 ETABS 軟體之推覆分析功能上仍存在一些盲點及不足之處，其分析評估結果之正確性仍值得存疑。

在鋼筋混凝土構件行為的研究方面，丁煒宏【8】於民國 90 年提出高強度混凝土柱韌性行為之研究，探討傳統廠鑄工法、預鑄工法、鋼絲網替代箍筋之九宮格箍筋及四宮格箍筋等試體之耐震能力。各試體遲滯迴圈如圖 1.4~圖 1.7 所示，其結果顯示，傳統廠鑄工法無論是強度或遲滯迴圈面積，相較於其他試體均有較佳之抗震能力；國家地震工程研究中心【9】於民國 96 年提出「鋼筋混凝土短柱受剪破壞之振動台實驗研究」，針對不同配筋方式之 RC 柱構架進行振動台試驗，遲滯迴圈如圖 1.8~圖 1.9 所示，其中試體 1 其柱斷面為 25cm×25cm，柱高 100cm，主筋為 8 根 4 號鋼筋。試體 2 其柱斷面為 25cm×25cm，柱高 75cm，主筋為 16 根 4 號鋼筋。試驗結果顯示，試體 2 因有效柱高較短且配筋數量較多，故其勁度與極限強度均較試體 1 大，但亦因為試體 2 有效柱高較短，其遲滯迴圈斜率於較大往覆位移時呈平緩趨勢，顯示短柱於較大位移時，先產生剪力破壞，剪力強度下降；香港大學蘇啟亮等人【10~13】於 2001 年起提出一系列關於鋼板與一般 RC 連梁作結合之耐震能力評估及補強，並透過 ATENA(Advanced Tool

for Engineering Nonlinear Analysis) 2D 【14】軟體的案例分析，得到最佳的耐震設計組合，進而針對其中較為有效之設計組合進行耐震試驗；林慧賢【15】於 2006 年亦提出鋼板搭配剪力釘嵌入連梁以提升連梁剪力強度之概念，利用 ATENA 2D 軟體分析以及試驗進行耐震補強之效果之驗證。

由於蘇【10~13】等人以 ATENA 2D 分析 RC 桿件行為之結果與試驗結果相當契合，顯示其有具相當程度之合理性，因此本研究擬以 ATENA 2D 軟體為分析工具，用來進行中小學校舍之耐震行為研究，除探討有效柱高變化與主筋配置對 RC 柱之韌性及強度影響外，亦將討論活載重對於 RC 側向勁度及強度、韌性的影響，盼能對 RC 結構耐震詳評的技術有所提升。

本文共分為六章，第一章為緒論，介紹文獻回顧與研究方向。第二章介紹 RC 柱破壞模式及設計理論。第三章則利用二維非線性有限元素分析軟體 ATENA 2D 針對單一 RC 柱進行推覆、往覆分析，並藉由推覆分析將 ATENA 2D 軟體之分析流程做完整的介紹。第四章則針對中小學校舍實際尺寸進行二維方向之單層樓與雙層樓推覆分析，並探討短牆束制高度以及活載重對於整體結構受力行為上之變化。第五章則依據第四章考慮之案例於 ETABS 軟體中建立分析模型，惟磚牆則以等值斜撐來模擬，進而比較兩個分析軟體結果之差異。第六章則針對所有分析案例與結果提出結論與建議。



圖1.1 九二一地震中校舍因短柱效應發生柱剪力破壞

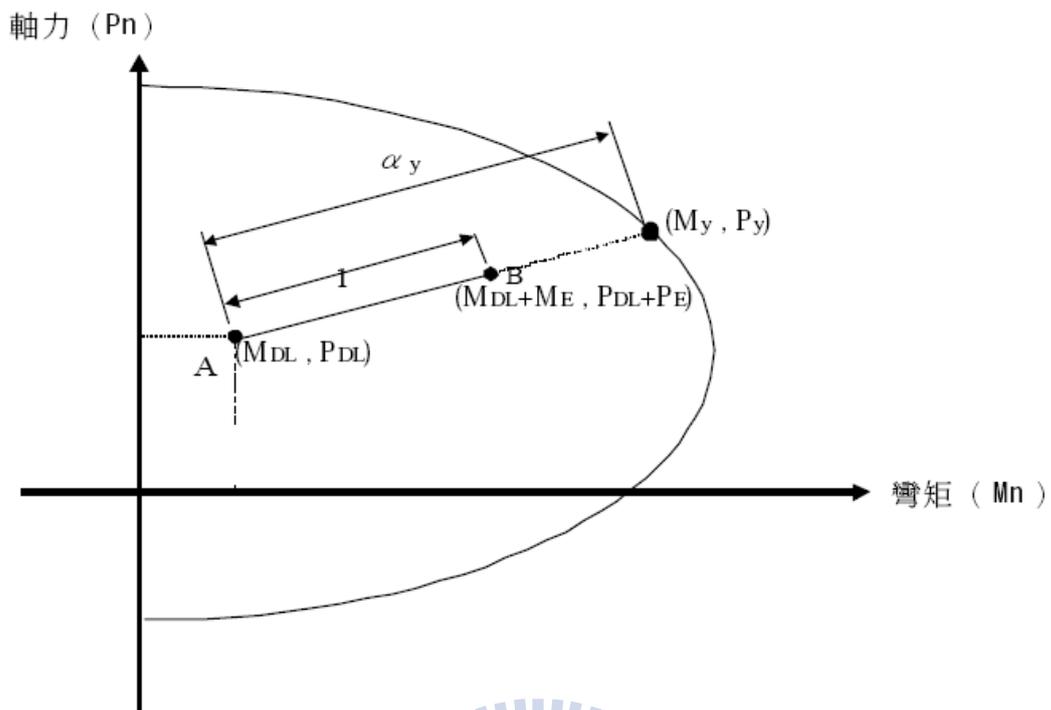


圖1.2 RC構件之軸力—彎矩互制曲線【6】

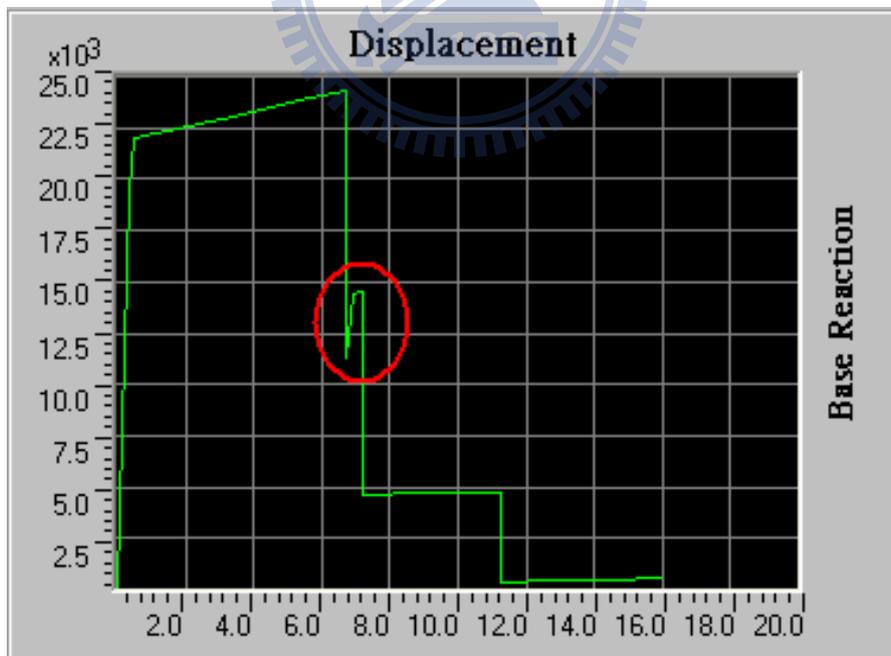


圖1.3 ETABS推覆分析達極限值後強度又上升之不合理情形

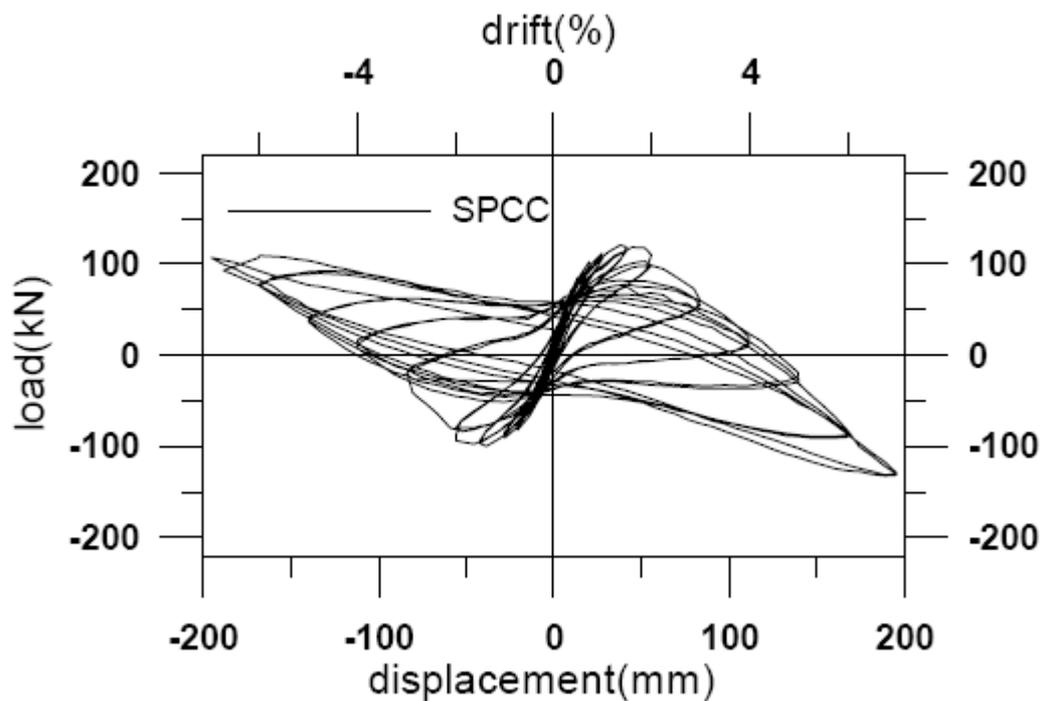


圖1.4 傳統工法之廠鑄試體之遲滯迴圈【8】

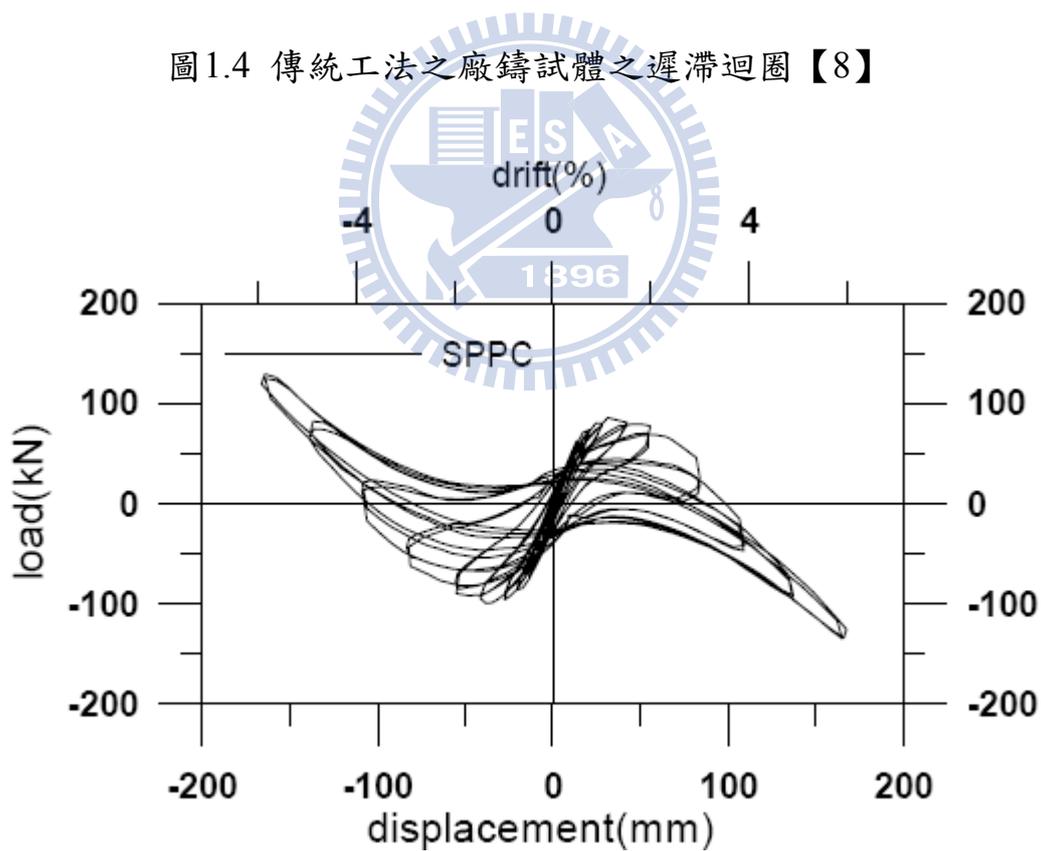


圖1.5 預鑄工法試體之遲滯迴圈【8】

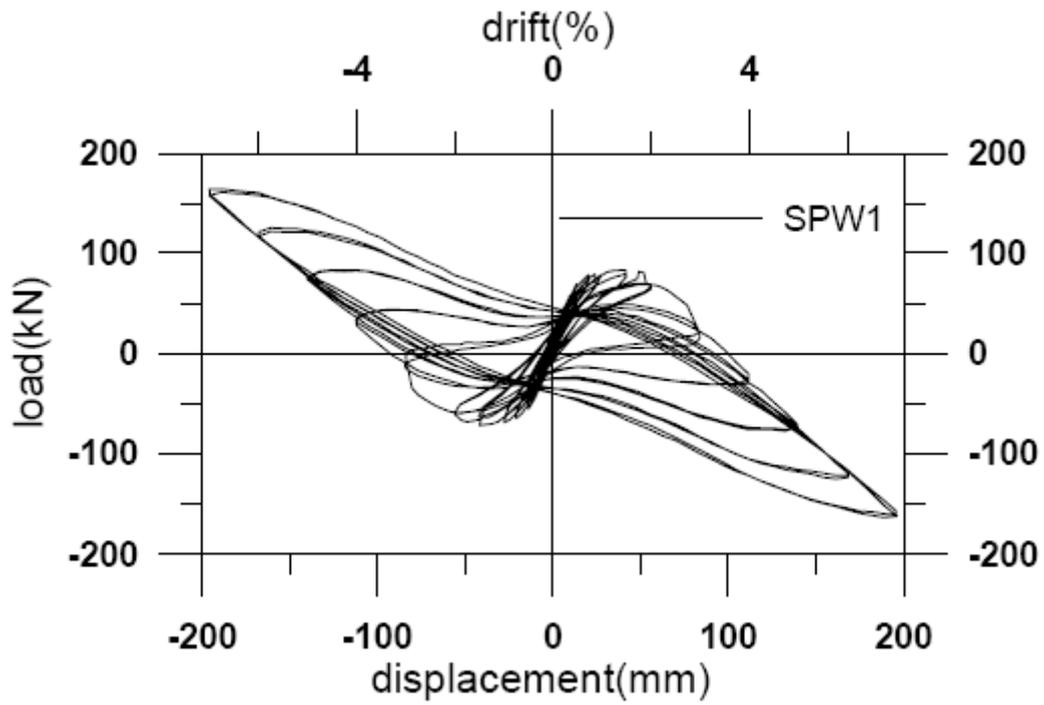


圖1.6 九宮格箍筋試體之遲滯迴圈【8】

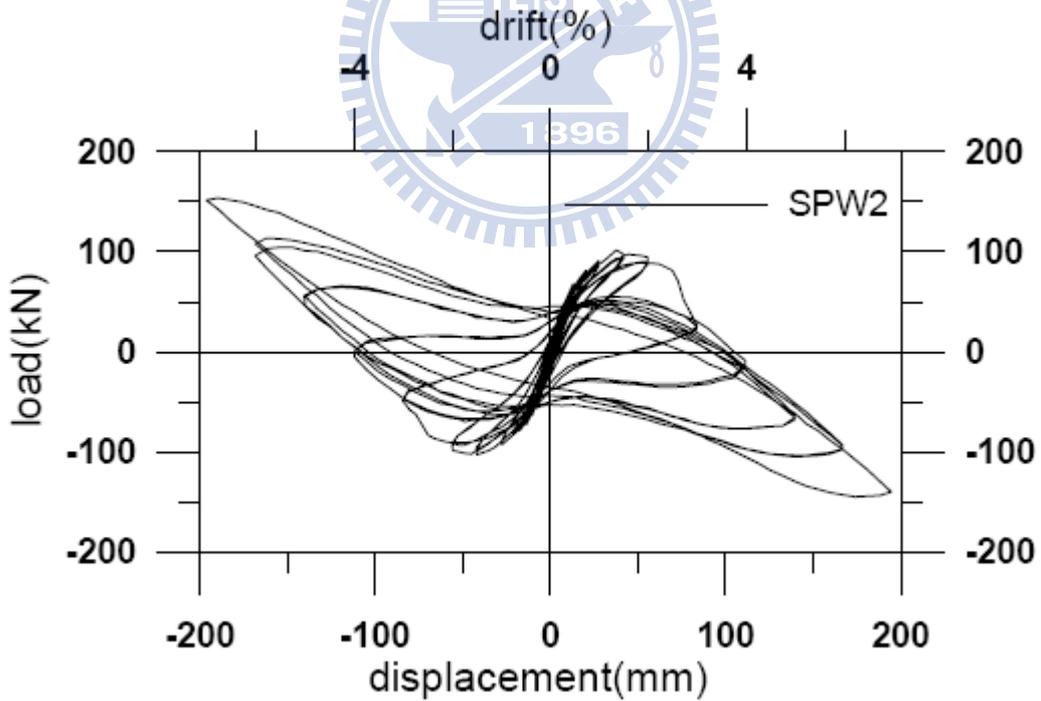


圖1.7 四宮格箍筋試體之遲滯迴圈【8】

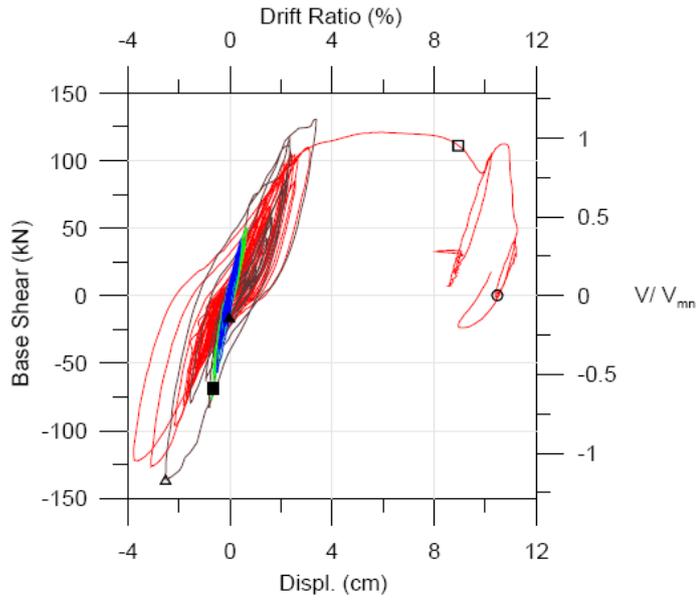


圖1.8 RC短柱(試體1)之遲滯迴圈【9】

(柱斷面為 25cm×25cm，柱高 100cm，主筋為 8 根 4 號鋼筋)

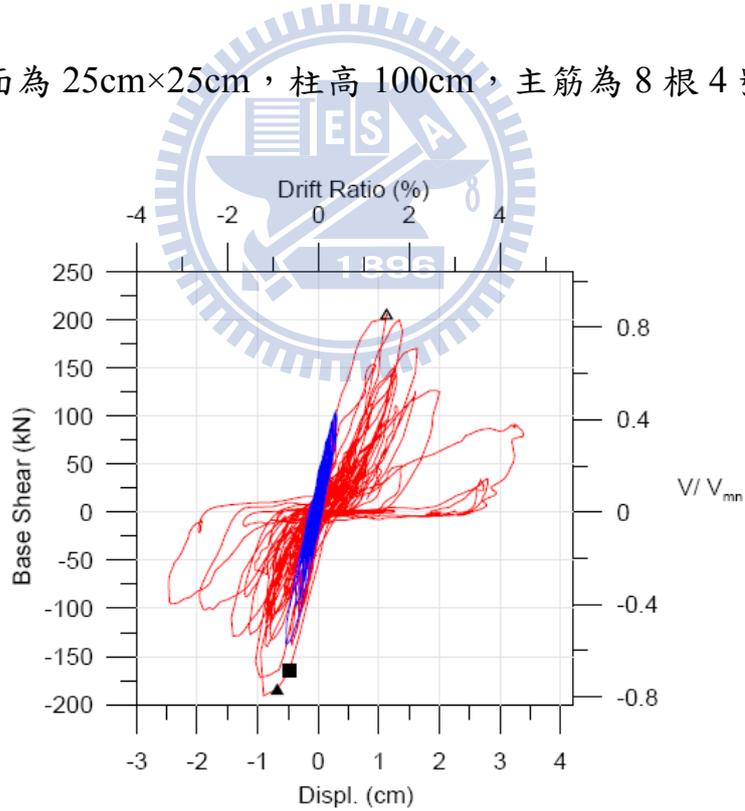


圖1.9 RC短柱(試體2)之遲滯迴圈【9】

(柱斷面 25cm×25cm，柱高 75cm，主筋為 16 根 4 號鋼筋)

第二章 RC 柱之耐震行為與設計

無論是九二一地震或是汶川震害經驗均顯示，校舍發生嚴重損毀、倒塌的主要原因，乃因柱之強度不足或韌性無法發揮，導致垂直承載力喪失，產生結構崩塌。由於校舍建築多以 RC 結構為主，故本研究將以 RC 建築為對象進行研究，針對 RC 柱構件細部設計進行介紹，包含 RC 柱極限剪力強度與軸力設計強度，以及橫向鋼筋之設計細則。

欲進行 RC 結構之耐震能力評估，須充分掌握結構之梁、柱及磚牆等結構元件之非線性行為與破壞模式，才能定義出適當的塑鉸性質及位置，充份模擬 RC 結構進入塑性後的非線性行為。本章將先針對 RC 柱受側力之破壞模式相關理論以及 RC 柱構件細部設計作介紹。

2.1 RC 柱破壞模式

國家地震工程研究中心【7】於耐震評估報告中，引用 Sezen 及 Moehle【16】所提出 RC 柱受側力之破壞模式相關理論，考慮 RC 柱的剪力強度隨著柱的側向變位增大而衰減之特性，適度定義柱的剪力強度曲線。承受軸力的雙曲率柱受側力作用時有三種可能的破壞模式，包括撓剪破壞、剪力破壞及撓曲破壞。茲將各種破壞模式之數學函數與發生條件說明如下：

1. 撓剪破壞

柱之撓曲破壞容量曲線如圖 2.1.1 所示，當柱之設計剪力強度(V_n)大於撓曲強度(V_b)時，柱抵抗側力變形之初始勁度為 k ；當側力達 V_b 時，柱斷面之主筋降伏，若保守假設主筋不發生應變硬化，其對應之剪力強度保持定值($V_b = 2M_n/L$)，直到側推位移(Δ)達剪力強度初始衰減位移(Δ_s)時，柱即發生撓剪破壞，剪力強度(V)開始下降，此後其強度即由剪力強度所控制；當側推位移(Δ)繼續增大達軸向破壞位移(Δ_a)時，柱將完全喪失軸向承載能力。一般老舊 RC 建築由於箍筋量不足，其破壞模式多為撓剪破壞。

2. 剪力破壞

柱之剪力破壞容量曲線如圖 2.1.2 所示。當 RC 柱之設計剪力強度(V_n)較撓曲強度(V_b)為低時，柱抵抗側力變形之初始勁度為 k ；當側力達 V_n 時，即發生剪力破壞。此時斜向剪力裂縫可能分佈於整個柱體，柱的側向強度急驟下降，惟柱仍可繼續變形至達到軸向破壞位移(Δ_a)而完全喪失其軸向承載能力為止。中小學校舍之 RC 柱若受窗台束制，易發生短柱現象，使其破壞模式趨向剪力破壞。

3. 撓曲破壞

若結構之 RC 柱相對較為細長，且有足夠之箍筋量時，其破壞模式會趨向撓曲破壞，如圖 2.1.3 所示。當柱的撓曲強度(V_b)較衰減後的剪力強度為低時，柱抵抗側力變形之初始勁度為 k ，當側力達到 V_b ，主筋降伏，求保守假設主筋不發生應變硬化，其側力保持定值，直到柱發生主筋斷裂、挫屈或圍束混凝土壓碎等情況為止。

以上 Sezen 及 Moehle 提出之 RC 柱破壞理論，對於 RC 結構元件之非線性行為定義出明確之模式，對於往後耐震分析或是柱破壞模式之判斷將有助益。

2.2 RC 柱構件之細部設計

本節將針對 RC 柱構件細部設計進行介紹，包含 RC 柱極限剪力強度與軸力設計強度，以及橫向鋼筋之設計細則。這些 RC 柱斷面設計之相關內容在 ETABS 或其它應用程式中輸入斷面強度時將會用到。

2.2.1 RC 柱斷面之極限剪力強度

根據 2007 年混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)【17】，RC 柱彎矩破壞之等效剪力強度以及設計剪力強度計算方式分別如下：

(1)RC 柱發生彎矩破壞時之等效剪力強度

吾人可根據柱斷面之尺寸、鋼筋之面積及材料之強度求得其彎矩強度

如下：

$$M_n = (0.85 f'_c ab) \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (2.1)$$

或

$$M_n = (0.85 f'_c ab) \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s (d - d') \quad (2.2)$$

其中， c = 中性軸至混凝土最外受壓側之距離；

f'_c = 混凝土降伏強度， kgf/cm^2 ；

f_s = 主筋之拉力降伏強度， kgf/cm^2 ；

f'_s = 主筋之壓力降伏強度， kgf/cm^2 ；

A'_s = 壓力鋼筋之斷面積；

A_s = 拉力鋼筋之斷面積；

a = 矩形應力塊深度

b = 柱之斷面寬度；

h = 柱之斷面深度；

d = 拉力鋼筋重心至混凝土最外受壓側之距離；

d' = 壓力鋼筋重心至混凝土最外受壓側之距離。

假設柱構材之反曲點發生在桿件中央，由柱頂與柱底兩端彎矩強度 (M_n) 之和除以柱長，則可求得柱端達彎矩破壞時之等效剪力強度如下：

$$V_c = \phi \left(\frac{2M_n}{L} \right) = \frac{2\phi \left[(0.85 f'_c ab) \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s (d - d') \right]}{L} \quad (2.3)$$

其中，

ϕ = 折減係數(採用0.9)；

L = 柱之長度。



(2) RC柱之設計剪力強度

RC 柱斷面承受剪力之設計應依據：

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.4)$$

其中， V_u 為在所考慮斷面上之設計剪力， ϕ = 折減係數(採用 0.75)。

V_n 包括混凝土及剪力鋼筋提供之剪力強度，亦即

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.5)$$

其中， V_c 混凝土之剪力設計強度， V_s 則為剪力鋼筋提供之剪力強度，可分別計算如下：

非預力構材之混凝土承受軸壓力之剪力強度：

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (2.6)$$

鋼筋之剪力設計強度：

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \quad (2.7)$$

其中，

P = 設計軸力，軸壓力為正值，軸拉力為負值；

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積；

A_{st} = 剪力筋總斷面積，計算箍筋間距(s)內之剪力筋斷面積；

f_{yt} = 橫向鋼筋之降伏強度， kgf/cm^2 ；

s = 箍筋之間距。

2.2.2 RC 柱之軸力設計強度

受壓非預力構材之軸力設計強度 ϕP_n 不得超過下列 $\phi P_{n,\max}$ 規定值：

$$\phi P_{n,\max} = \phi(0.85)[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{螺箍筋}) \quad (2.8)$$

其中， ϕ =折減係數(採用0.7)。

$$\phi P_{n,\max} = \phi(0.80)[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{橫箍筋}) \quad (2.9)$$

其中， ϕ =折減係數(採用0.65)。

A_{st} = 非預力縱向鋼筋之總斷面積。

2.2.3 箍筋之設計細則

箍筋之使用，主要目的除可提升圍束區域內混凝土在 RC 柱表面混凝土剝落後之壓應力強度，亦提供徑向壓力確保混凝土與鋼筋之相互作用，使構材之強度增大。受壓構材之圍束鋼筋一般有螺箍筋及橫箍筋兩種型式，其設計細則依規範【17】之規定如下：

螺箍筋

- 螺箍筋之體積比 ρ_s 不得小於下式：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.10)$$

其中， A_{ch} = 螺箍筋或橫向箍筋外緣以內之構材斷面積；

f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度，不得大於 7000 kgf/cm^2 。

螺箍筋受壓構材受載重時，只有當變形至螺箍筋外圍混凝土剝落後，圍束效應才會發揮。式(2.10)規定之螺箍筋使用量，旨在增加柱之軸向承載強度，以彌補螺箍筋外圍混凝土剝落所損失之承載力。

- 螺箍筋應使用連續鋼筋，且維持均勻間距。其淨間距不得大於 7.5cm，亦不得小於 2.5cm 或粗粒料最大標稱粒徑之 1.33 倍。
- 現場澆置受壓構材之螺箍筋尺寸不得大於 D10。
- 螺箍筋之配置應自基腳面或各層樓版面起至其上所支撐構材之最底層水平鋼筋為止。
- 柱之任一邊未有梁或托架構入時，橫箍筋需自螺箍筋終止處向上延伸配置至柱頭版底。

橫箍筋

- 主鋼筋小於 D32 者需用 D10 以上之箍筋；主鋼筋大於 D32 者或束筋者需用 D13 以上之箍筋。
- 橫箍筋間距不得大於主鋼筋直徑之 16 倍或箍筋直徑之 48 倍，亦不得

大於柱之最小邊寬。

- 橫箍筋之配置需使每一根主鋼筋及在各柱角處之主鋼筋均有轉角之橫箍筋作橫向支承；該內轉角不得大於 135° ；主鋼筋無橫向支承者至有橫向支承者之淨距不得大於 15cm。
- 柱四周圍均有梁或托架時，橫箍筋之終止配置處至最淺之梁或托架之底層的距離不得大於 7.5cm。



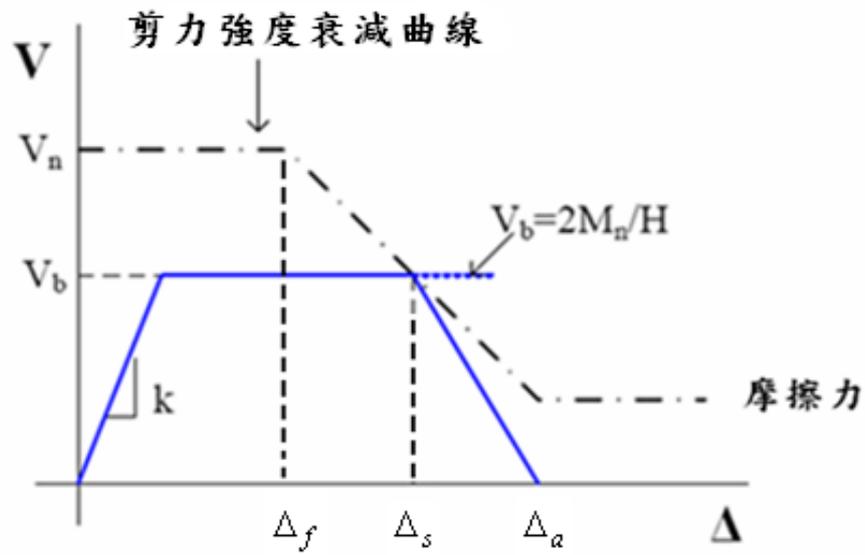


圖2.1.1 RC柱撓剪破壞之容量曲線【7】

(V_n 為柱剪力強度； V_b 為柱撓曲強度； M_n 為標稱彎矩強度； H 為柱高)

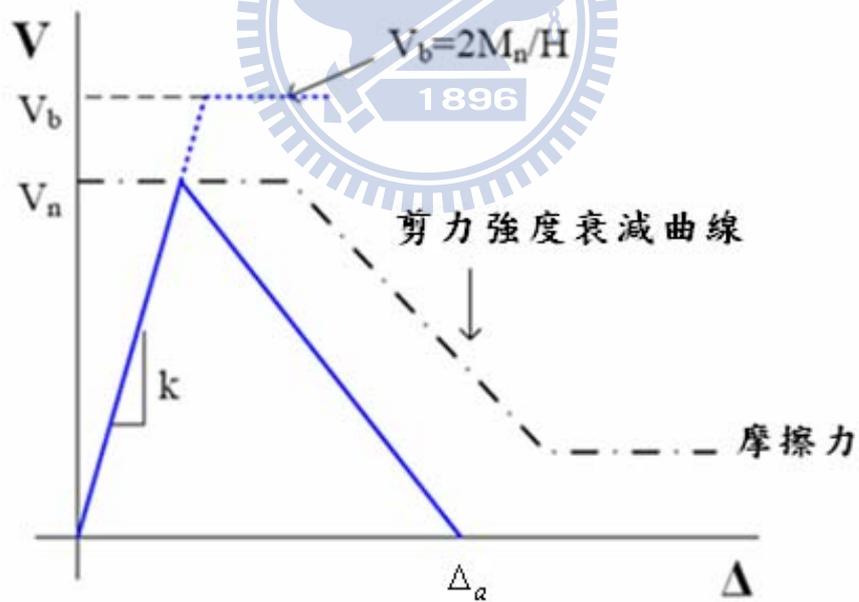


圖2.1.2 RC柱剪力破壞之容量曲線【7】

(V_n 為柱剪力強度； V_b 為柱撓曲強度； M_n 為標稱彎矩強度； H 為柱高)

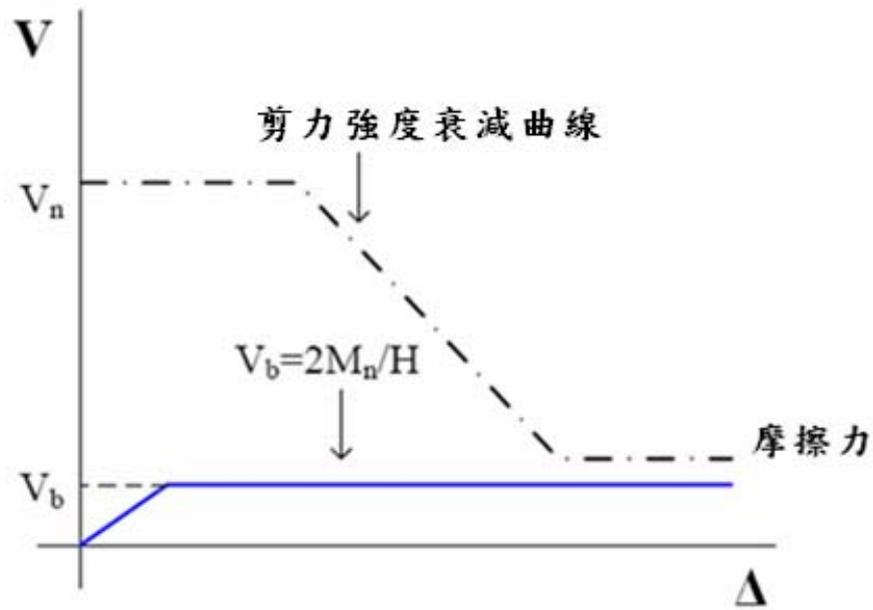


圖2.1.3 RC柱撓曲破壞之容量曲線【7】

(V_n 為柱剪力強度； V_b 為柱撓曲強度； M_n 為標稱彎矩強度； H 為柱高)



第三章 RC 構件之非線性有限元素分析

由蘇啟亮【10~13】與林慧賢【15】等人之研究結果，顯示 ATENA 2D 軟體之模擬分析與實驗結果相當接近，在 RC 結構之分析上應為合理有效之工具，故本研究擬藉助此套裝軟體為工具進行分析。本章將先針對單一 RC 柱構件之非線性受力行為進行探討，包括比較長柱與短柱之耐震行為，以及主筋配置方式對構件韌性的影響等。此外，本章並將以 RC 柱之推覆分析為例，針對 ATENA 2D 軟體之應用做一完整的介紹。藉由 RC 構件之非線性分析(含推覆分析與往覆載重分析)，將有助於了解校舍受地震時之 RC 桿件行為，及研判軟體之合理性，做為後續進行 RC 構架結構分析之基礎。

3.1 ATENA 2D 軟體簡介

近半世紀以來，隨著計算機科學與應用技術的快速發展，有限元素理論日益完善與成熟，進而發展出眾多的通用和專業的有限元素分析軟體。其中最常見者包括 ATENA 2D、ANSYS、ABAQUS、MARC、ASKA、COSMOS...等商業軟體。其中二維非線性有限元素分析 ATENA 2D 乃由捷克 CERVENKA CONSULTING 公司於 2002 年所研發出之商用軟體，此軟體應用的範圍以土木工程領域為主，針對二維平面混凝土與鋼筋混凝土結構之非線性力學行為，涵蓋各種因素及外力型式所產生的結構行為，其功

能包括結構推覆分析，吾人可由耐震容量曲線(seismic capacity curve)瞭解結構韌性之良窳，並由應力變化圖得知構件應力分佈及破壞模式。ATENA 具備的優點是它可顯示出混凝土表面裂縫分佈及裂縫寬度，進而推知 RC 構件在推覆過程中之破壞模式，並可進行往覆載重分析，這是目前其他非線性有限元素軟體所無之功能，此將有助於吾人對 RC 柱非線性力學行為之深入了解。

3.2 鋼筋混凝土之非線性力學模型

3.2.1 混凝土之破壞力學模型與應力－應變關係

在 ATENA 軟體中，混凝土材料係以 SBETA 元素來模擬。SBETA 元素考慮了以下的混凝土力學行為：

1. 受壓時包含硬化與軟化之非線性行為(non-linear behavior in compression, including hardening and softening)。
2. 受拉時之非線性開裂行為(fracture of concrete in tension based on the nonlinear fracture mechanics)。
3. 雙軸應力破壞準則(biaxial strength failure criterion)。
4. 開裂後之壓力強度折減(reduction of compressive strength after

cracking)。

5. 張力加勁效應(tension stiffening effect)。
6. 開裂後之剪切勁度折減(reduction of the shear stiffness after cracking)。
7. 開裂模式，包括固定裂縫方向(fixed crack direction)與旋轉裂縫方向(rotated crack direction)。

雙軸應力破壞準則係由 Kupfer et al.(1969)【18】所提出，其中混凝土材料之非線性行為(應力－應變關係)係依據等值單軸應力－應變法則(equivalent uniaxial stress-strain law)來定義。其中，混凝土的臨界破壞點乃依四種應力組合狀態分別計算。Kupfer et al.提出之雙軸應力破壞函數如圖 3.2.1 所示，在各象限之應力組合中，混凝土之有效抗壓強度($f_c'^{ef}$)或有效抗拉強度($f_t'^{ef}$)可分別定義如下：

(i) Compression – Compression Stress 狀態($\sigma_{c1} < 0, \sigma_{c2} < 0$)：

$$f_c'^{ef} = \frac{1 + 3.65a}{(1 + a)^2} f_c' \quad (3.1)$$

其中，

$$a = \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}}, \quad \sigma_{c1} \text{ 及 } \sigma_{c2} \text{ 為混凝土之主應力；}$$

f'_c 為混凝土之單軸抗壓強度。

(ii) Tension – Tension Stress 狀態($\sigma_{c1} > 0, \sigma_{c2} > 0$) :

$$f_t'^{ef} = f_t' \quad (3.2)$$

其中， f_t' 為混凝土之抗拉強度。

(iii) Compression – Tension Stress 狀態($\sigma_{c1} < 0, \sigma_{c2} > 0, |\sigma_{c1}| > |\sigma_{c2}|$) :

$$f_t'^{ef} = \left(1 - 0.8 \frac{\sigma_{c2}}{f_c'} \right) f_c' \quad (3.3)$$

(iv) Tension – Compression Stress 狀態($\sigma_{c1} > 0, \sigma_{c2} < 0, |\sigma_{c1}| > |\sigma_{c2}|$) :

$$f_c'^{ef} = \left(1 + 5.328 \frac{\sigma_{c1}}{f_c'} \right) f_c' ; \text{其中 } 0.9 \leq \frac{f_c'^{ef}}{f_c'} \leq 1.0 \quad (3.4)$$

圖 3.2.2 所示之等值單軸應力－應變曲線 (equivalent uniaxial stress-strain curve) 中，可歸納出以下四個階段：(1) 受拉而未達開裂點之前、(2) 混凝土開裂之後、(3) 受壓而未達有效抗壓強度之前及(4) 受壓而達有效抗壓強度之後。圖中橫座標為等值單軸應變(ε^{eq})，縱座標為混凝土有效應力(σ_c^{ef})。

混凝土之有效應力(σ_c^{ef})計算方式為：

$$\sigma_c^{ef} = \sqrt{\sigma_{c1}^2 + \sigma_{c2}^2 + \sigma_{c3}^2 - 2\nu(\sigma_{c1}\sigma_{c2} + \sigma_{c1}\sigma_{c3} + \sigma_{c2}\sigma_{c3})} \quad (3.5)$$

其中， ν 為 Poisson's ratio；於雙軸應力狀態下， $\sigma_{c3}=0$ 。

各階段之應力－應變關係曲線定義如下：

(1) 混凝土受拉而仍處於未開裂狀態時，混凝土之力學行為保持在線彈性

範圍，因此，

$$\sigma_c^{ef} = E_0 \varepsilon^{ef} \quad ; \quad 0 \leq \sigma_c^{ef} \leq f_t^{ef} \quad (3.6)$$

其中， E_0 為混凝土材料之初始楊氏模數。

(2) 在混凝土受拉開裂後，乃由 Hordijk(1991)【19】提出利用開裂法則

(crack-opening law) 與開裂能量(fracture energy)來描述正向應力(σ_{nc})與裂

縫寬度(w_c)之關係如下：

$$\frac{\sigma_{nc}}{f_t^{ef}} = \left\{ 1 + \left(3 \frac{w_c}{w_{cr}} \right)^3 \right\} \exp\left(-6.93 \frac{w_c}{w_{cr}}\right) - \frac{10w_c}{w_{cr}} \exp(-6.93) \quad (3.7)$$

其中， f_t^{ef} 由式(3.2)或(3.3)計算之；

$$w_{cr} = 5.14 \frac{G_f}{f_t^{ef}} \quad (m) \text{ 為應力釋放後之裂縫寬度；}$$

$$G_f = 0.000025 f_t^{ef} \quad (MN/m) \text{ 為開裂能量【20】。}$$

(3) 混凝土在受壓而未達有效抗壓強度($f_c^{'ef}$)前，其應力與應變關係則採用

CEB-FIP Model Code 90 (CEB 1993) 【21】之建議公式如下：

$$\sigma_c^{ef} = f_c^{'ef} \left\{ \frac{\frac{E_0}{E_c} - \left(\frac{\varepsilon^{eq}}{\varepsilon_c} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_0}{E_c} - 2 \right) \left(\frac{\varepsilon^{eq}}{\varepsilon_c} \right)} \right\} \quad (3.8)$$

其中， $f_c^{'ef}$ 由式(3.1)計算之；

E_0 、 E_c 以及 ε_c 之定義如圖3.2.2中定義。

(4) 混凝土受壓到達有效抗壓強度($f_c^{'ef}$)後之階段，乃依據 Van Mier(1986)

【22】之建議，假設應力與應變為線性關係，則極限壓應變 ε_d 可由彈性

變位 w_d 以及受壓元素長度 L_d' 決定：

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L_d'} \quad (3.9)$$

其中，Van Mier(1986) 依據試驗結果提出，對於未受圍束之混凝土， w_d

通常假設為-0.5mm；惟圍束能力較佳之混凝土， w_d 的範圍則在-7.5mm

到-4.5mm 之間，分析時 w_d 通常取-6mm。

式(3.1)~式(3.9)中有關混凝土材料參數等基本特性 f_c' 、 E_0 、 ε_c 、 f_t' 與 G_f

之經驗公式如下：

$$f_c' = 0.85 f_{cu} \quad (MN/m^2) \quad (3.10)$$

$$E_0 = (6000 - 15.5 |f_{cu}|) \sqrt{|f_{cu}|} \quad (MN/m^2) \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_c = 1.7 \frac{f_{cu}}{E_0} \quad (3.12)$$

$$f_t' = -0.24 |f_{cu}|^{2/3} \quad (MN/m^2) \quad (3.13)$$

$$G_f = 0.000025 f_t'^{ef} \quad (MN/m) \quad (3.14)$$

其中， $f_{cu} (MN/m^2)$ 為單位立方體之混凝土極限抗壓強度(the cube strength of concrete)。

3.2.2 鋼筋握裹行為之建擬

ATENA 非線性有限元素軟體中，離散鋼筋元素(discrete reinforcement element)及箍筋元素(smearred reinforcement element)均可用於模擬鋼筋，其中箍筋元素可用於模擬梁、柱及 RC 牆之橫向(剪力)鋼筋；離散鋼筋元素則用於模擬梁、柱之縱向(主)鋼筋，該元素並考慮了鋼筋之握裹－滑移(Bond-Slip)效應。縱向鋼筋之握裹－滑移關係主要依據 CEB-FIP Model Code 1990(CEB 1993)之建議，如圖 3.2.3 所示。握裹應力(τ)與滑移位移(s_R)之關係如下：

$$\tau = \tau_{\max} (s_R / s_1)^{0.4}, \quad 0 \leq s_R \leq s_1 \quad (3.15)$$

$$\tau = \tau_{\max}, \quad s_1 \leq s_R \leq s_2 \quad (3.16)$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \left(\frac{s_R - s_1}{s_3 - s_2} \right), \quad s_2 \leq s_R \leq s_3 \quad (3.17)$$

$$\tau = \tau_f, \quad s_R > s_3 \quad (3.18)$$

其中， τ_{\max} 為最大握裹應力；

τ_f 為破壞後之殘餘握裹應力；

s_1 為對應於最大握裹應力時的滑移位移；

s_2 為對應於握裹應力起始衰減時的滑移位移；

s_3 為握裹應力達殘餘應力時之滑移位移。

上述各式中所用參數值乃取決於混凝土之圍束程度(confinement)以及握裹條件(bond condition)，如表 3.1 所示。本文後續有關 RC 柱之非線性有限元素分析中，將考慮混凝土受到圍束以及竹節鋼筋(ribbed bars)之握裹—滑移之影響，如表 3.1 中之右欄所示參數值。

3.3 ATENA 2D 之模型建立分析流程

典型的 ATENA 分析流程大致上可分為前處理與後處理兩個部份，其相關細節敘述如下：

3.3.1 前處理(Pre-Processing)

前處理工作的內容包括材料定義到開始建模、外力加載、邊界條件設定、網格劃分、開始分析等步驟。這些步驟皆可在前處理(Pre-Processing)階段中，依照使用介面之 access tree 由上而下按步驟依序進行，如圖 3.3.1 所示。茲進一步說明如下：

- 整體資訊(General data)：分析案例之敘述、命名以及設定箍筋層數。
- 定義材料性質(Materials)：於建立模型之前，必須先定義材料參數，例如混凝土、鋼(主)筋、箍筋等各種材料之各項基本力學參數值。
- 建立幾何圖形(Geometry)：利用座標建立節點(Joints)，節點連成為線段(Line)，線段再組成區域(Area)。
- 配置鋼筋位置(Bar reinforcement)：利用座標系統配置鋼筋位置、鋼筋面積及數量。
- 定義區域材料(Macro-elements)：給予各子區域材料性質、深度、箍筋、網格類型(Mesh)、網格大小。基本上，網格畫分愈細，計算結果之誤

差愈小，但所需之時間也愈長。

- 荷重及支承(Loads and Supports)：荷重包括集中力、分佈力、預應力(Pre-stressing)、自重(Body force)、乾縮(Shrinkage)、溫度(Temperature)等；支承則是定義結構模型之邊界條件(Boundary Conditions)。
- 彎矩線(Moment lines)：吾人可由彎矩線輸入欲觀察線段之位置座標，以決定擬了解之結構內力(internal forces)狀態，包括彎矩(Moment)、正向力(Normal forces)及剪力(Shear forces)的分佈情況。如果使用者未建立此彎矩線，則在後處理(Post-Processing)階段就無法得到內力資訊。
- 網格(Run Mesh Generation)：在執行分析步驟之前，必須先執行網格分割(mesh)動作。
- 分析(Analysis Step)：決定分析之總步驟，即在完成前處理後欲執行之動作。

3.3.2 後處理(Post-Processing)

後處理乃檢查與輸出分析結果之相關操作，按下使用介面上的圖示即可進入後處理模式，如圖 3.3.2 所示。資料之擷取可由模型上之數值顯示直接觀察，或利用 Text Printout 將資訊輸出的方式讀取欲觀測的資料，其主要之選項如下：

- 選擇步驟(Step)：由下拉式選單中選擇欲觀察之步驟。
- 資訊欄：選擇觀察步驟後，可於資訊欄中勾選各項分析結果，如裂縫(Cracks)、位移(displacements)、彎矩(Moment)、剪力(Shear force)、正向力(Normal force)、應力(Stress)及應變(Strain)…等。



3.4 數值範例

本節將探討 RC 柱之有效柱高變化對於推覆分析及往覆分析結果之影響，此外，亦探討配筋對於 RC 柱之力學行為改變。

3.4.1 RC 單柱之推覆分析

本研究之最終目的在利用 ATENA 2D 軟體進行 RC 結構之非線性推覆分析，以探討中小學校舍之耐震行為。為進一步了解 ATENA 2D 之操作應用，及驗證其合理性，本節將先比較長柱與短柱經推覆分析後所得到之耐震容量曲線特徵，並考慮改變主筋量及主筋尺寸對 RC 柱之韌性、強度以及破壞模式的影響。同時，藉由本案例，可具體示範應用 ATENA 2D 從建立結構模型到完成分析之完整流程。

3.4.1.1 案例規劃

本例有關 RC 單柱之推覆分析，擬探討有效柱高之影響。本系列所有模擬分析案例中，RC 柱之斷面均為 35cm×40cm；主筋採用 8 根 6 號鋼筋，箍筋為 3 號鋼筋。考慮之五組有效柱高(L)分別為：

(1) $L=1.5\text{m}$ ；

(2) $L=1.8\text{m}$ ；

(3) $L=2.0\text{m}$;

(4) $L=2.8\text{m}$;

(5) $L=3.6\text{m}$ 。

此外，本例亦將探討配筋對 RC 柱力學行為之影響。所有柱斷面積仍固定為 $35\text{cm}\times 40\text{cm}$ ，柱高分別為 3.6m 及 2.8m ，箍筋皆為 3 號鋼筋，考慮之各種情況如下：

(1) 柱高 $L=3.6\text{m}$ ，主筋採用 8 根 6 號鋼筋(主筋總面積 $A=22.92\text{cm}^2$)；

(2) 柱高 $L=3.6\text{m}$ ，主筋採用 12 根 6 號鋼筋($A=34.38\text{cm}^2$)；

(3) 柱高 $L=3.6\text{m}$ ，主筋採用 8 根 8 號鋼筋($A=40.53\text{cm}^2$)；

(4) 柱高 $L=3.6\text{m}$ ，主筋採用 12 根 8 號鋼筋($A=60.8\text{cm}^2$)；

(5) 柱高 $L=2.8\text{m}$ ，主筋採用 8 根 6 號鋼筋($A=22.92\text{cm}^2$)；

(6) 柱高 $L=2.8\text{m}$ ，主筋採用 12 根 6 號鋼筋($A=34.38\text{cm}^2$)；

(7) 柱高 $L=2.8\text{m}$ ，主筋採用 8 根 8 號鋼筋($A=40.53\text{cm}^2$)；

(8) 柱高 $L=2.8\text{m}$ ，主筋採用 12 根 8 號鋼筋($A=60.8\text{cm}^2$)。

3.4.1.2 建模(Modeling)

以上各案例均以位移控制方式進行非線性推覆分析。模型建立之相關步驟說明如下：

(1)材料參數之定義

材料的種類包括鋼(主)筋、混凝土、箍筋…等。本例中鋼筋與箍筋之楊氏模數均取 206,000MPa，降伏強度 280MPa；混凝土抗壓強度 f_c' 考慮為 20.6MPa，其楊氏模數 E 為 27,690 MPa，波松比(Poisson's ratio)則為 0.2。有關各材料之參數設定如圖 3.4.1~3.4.10 所示。

(2)幾何外型與網格之建立

各材料參數定義完成後，可接著建立分析模型。首先必須由 access tree 中，利用節點(Joints)選項建立新的節點，可依據分析結構之大小與位置編列節點，再利用線段(Line)選項將各相鄰節點連結成線段，如圖 3.4.11~3.4.12 所示。

以上步驟係在建立分析結構之外形，各子區域之材料性質、材料厚度、網格類型、網格大小以及箍筋層數等參數之定義，則必須由 access tree 之 Macro-elements 選項中定義。網格類型共分為四邊形(Quadrilateral)、三角形(Triangular)以及混合型(Mixed)，本分析案例之網格類型皆選用四邊形

(Quadrilateral)。網格大小決定切割之疏密，切割越小，分析結果越精確，不過相對地也會增加電腦運算時間。因此，在選擇元素切割大小時，可針對主要與次要構件，選擇不同尺寸的元素切割方式，以節省運算時間。本案例所選取的元素大小由 1cm 至 5cm 不等。材料及元素定義完成後，各區域面積會由原先之黑色底轉變為灰色底，如圖 3.4.1-13~3.4.1-14 所示。

鋼筋之配置則由 access tree 中之 Bar reinforcement 選項所建立，吾人可依所欲配置鋼筋之位置定義鋼筋尺寸以及數目，如圖 3.4.15~3.4.18 所示。另外，在真實結構中，由於樓板的加勁以致梁的勁度大增而不會產生撓曲破壞，所以本例在建立模型時，乃刻意將 RC 梁之勁度放大，俾排除 RC 梁先於柱破壞的情況，以符合鋼筋混凝土結構在地震中之真實行為。

(3) 邊界條件與外力荷載之設定

結構模型及材料定義完成後，接著即可決定邊界條件及外力荷載。此步驟可由 access tree 中之 Loads and Supports 選項中之 Load Cases 進行定義。本例分析模型考慮之邊界條件及外力加載模式說明如下：

- 本案例考慮材料自重，暫不考慮軸壓力。
- 將構件下部底座作水平(X及Y)向之束制。
- 推覆分析時側向力的施予方式並非由力量控制，而是利用位移來控

制。因此，針對構件上部作X向之束制，並設定X向側位移增量及總位移量。而設定之總分析步驟數目乃依模型之預期強度以及所設定之位移增量大小決定。換句話說，如果設定之位移增量愈小，則所分析之總步驟數目愈多。

以上有關 RC 柱各邊界條件以及外力加載的設定，可參考圖 3.4.19~3.4.21 所示。

(4) 網格化

俟分析模型之外型、材料定義、鋼筋配置、邊界條件及外力荷載等建立完成後，即可進行網格畫分(mesh)的動作。吾人可於使用介面(mesh generation)中選擇，或於 Calculations 下拉式選項中點選。網格畫分完成後之示意圖如圖 3.4.22 所示。

(5) 分析

執行分析為前處理之最後一個步驟，可按下使用介面中執行 Run finite element analysis 按鈕，或由 Calculations 下拉式選項中點選，如圖 3.4.23 所示。程式分析結束後即可進入後處理模式，可選擇欲觀察之步驟，如圖 3.4.24 所示，接著即可觀察及讀取各項資訊，如裂縫(Cracks)、位移(displacements)、彎矩(Moment)、剪力(Shear force)、正向力(Normal force)、

應力(Stress)及應變(Strain)等，如圖 3.4.25~圖 3.4.31 所示。如因變形量過小而導致結構變形不易識別，則可由 Specify deformation scaling by value 選項輸入擬放大倍數，以使整體結構變形更為明顯，如圖 3.4.32 所示。分析結果不僅能由圖形呈現，亦可以由 Text Printout 將文字資訊輸出，讀取欲觀測的資料，如圖 3.4.33 所示。

3.4.1.3 分析結果與討論

A. 有效柱高之影響

由不同柱高 RC 柱進行非線性推覆分析得到之耐震容量曲線比較如圖 3.4.34 所示。分析結果顯示，有效柱高愈短，RC 柱側向勁度之初始斜率愈陡，顯示側向勁度隨著有效柱高的縮短而增大。隨著柱高之縮短($L=1.5\text{m}$ 、 1.8m 及 2.0m)，極限側向強度亦隨之增大，但達極限剪力時所對應之位移則變小，且一旦過了極限強度後其剪力強度之衰減趨勢變快。對照 Sezen 及 Moehle 提出之 RC 柱三種破壞模式，如圖 3.4.35 所示，其耐震容量曲線呈現剪力破壞之跡象；反之，柱高較長者($L=2.8\text{m}$ 及 3.6m)，其極限側向強度較小，達極限剪力時所對應之位移較大，容量曲線呈撓剪破壞(圖 3.4.35(b))的模式。

再由裂縫分佈觀察，各案例於側向位移達 3cm 時之情形，有效柱高較短之案例($L=1.5\text{m}$ 、 1.8m 及 2.0m)，其裂縫分佈與裂縫寬度如圖 3.4.36~圖

3.4.38 所示，其主要裂縫均呈現斜裂縫。在 $L=1.5\text{m}$ 之案例中最大裂縫寬度為 3.6mm ，應屬典型之剪力破壞型式。反觀柱高較長之案例(如 $L=2.8\text{m}$ 及 3.6m)，其裂縫分佈雖亦呈現斜裂縫之型式，如圖 3.4.39 及圖 3.4.40 所示。但其裂縫寬度較小，破壞位置及裂縫寬度較顯著的地方都集中於柱上下兩端，最大裂縫約為 $1.2\text{mm}\sim 1.5\text{mm}$ 。相較於短柱之案例，其裂縫寬度較不顯著，應屬典型之撓曲破壞型式。綜上所述，可歸納結論如下：

1. 在相同配筋條件下，RC 柱愈短者，其極限剪力強度亦愈大。
2. 長柱之極限剪力強度較小，但達極限剪力時所對應之位移則較短柱為大，顯示其韌性較佳，耐震容量曲線呈現撓剪破壞之特徵。
3. 短柱之極限剪力強度較大，但達極限剪力時所對應之位移較小，顯示其韌性較差，耐震容量曲線呈現剪力破壞模式之特徵。
4. 由裂縫分佈及裂縫寬度值觀察，柱高 2.8m 及 3.6m 之長柱，其破壞模式偏向 RC 柱上下兩端之撓曲破壞；而有效柱高較短者，如柱高 1.5m 、 1.8m 以及 2.0m ，且裂縫寬度較大。

B.配筋之影響

柱高 3.6m 在四種配筋方式下之非線性推覆分析結果如圖 3.4.41 所示。分析結果顯示，主筋總面積愈大時，極限側向強度愈大，且達極限剪力時

所對應之位移也較大；柱高 2.8m 在四種配筋方式下之非線性推覆分析結果如圖 3.4.42 所示，分析結果亦顯示主筋總面積愈大，極限側向強度愈大，達極限剪力時所對應之位移也較大。但由此案例之耐震容量曲線觀察，主筋直徑較大者(8 根 8 號鋼筋及 12 根 8 號鋼筋)，過了極限強度後其剪力強度之衰減趨勢較快，容量曲線顯示其破壞模式接近剪力破壞；主筋較小者(8 根 6 號鋼筋及 12 根 6 號鋼筋)，其韌性較佳，破壞模式主要為撓剪破壞。綜上所述，可歸納結論如下：

1. 在有效柱高相同條件下，且配筋量未超過平衡鋼筋比時，主筋總面積愈大者，其極限側向強度及韌性愈大。
2. 柱高 2.8m 之推覆分析結果顯示，主筋斷面較小者(#6 bar)其耐震容量曲線顯示為撓剪破壞；主筋斷面較大者(#8 bar)，其破壞模式呈現剪力破壞之特徵。
3. 柱高 3.6m 時，在所考慮的條件下，無論主筋如何配置，其破壞模式均為撓剪破壞。

3.4.2 RC 柱之往覆載重分析

3.4.2.1 案例規劃

本節將考慮長柱與短柱於相同配筋條件下進行往覆載重分析，由其遲滯迴圈(Hysteresis Loops)比較長柱與短柱之消能能力。RC 柱分析案例之柱斷面均為 35cm×40cm，主筋採用 8 根 6 號鋼筋，箍筋為 3 號鋼筋。考慮之五種有效柱高(L)分別為：

- (1) $L = 1.5\text{m}$ ；
- (2) $L = 1.8\text{m}$ ；
- (3) $L = 2.0\text{m}$ ；
- (4) $L = 2.8\text{m}$ ；
- (5) $L = 3.6\text{m}$ 。



以上各案例之材料、邊界條件以及網格畫分均與與 3.4.1 節相同，亦使用位移控制方式進行往覆載重分析，分析之位移增量以 5mm 為單位。

3.4.2.2 分析結果與討論

探討柱高變化案例進行往覆載重分析得到之遲滯迴圈，如圖 3.4.43~圖 3.4.47 所示，分析結果顯示，隨著有效柱高之縮短，遲滯迴圈之曲線斜率

愈陡，表示其勁度愈大。此外，隨著柱高之縮短，遲滯迴圈所包圍之面積亦愈大。往覆載重分析後之裂縫分佈與裂縫寬度圖，如圖 3.4.48~圖 3.4.52 所示，柱高較長之 RC 柱(如 $L=3.6\text{m}$ 及 2.8m)，其裂縫分佈及破壞位置均產生於柱上下兩端，且裂縫寬度為 $0.4\text{mm}\sim 1\text{mm}$ ，呈典型之撓曲破壞型式；而柱高較短之 RC 柱(如 $L=1.5\text{m}$ 、 1.8m 及 2.0m)，斜裂縫遍佈整柱身，相較於長柱案例，裂縫較為明顯，裂縫寬度約 $1\text{mm}\sim 1.2\text{mm}$ ，呈現剪力破壞型式。另外，針對 RC 短柱試驗【9】以相同斷面、柱高及配筋方式進行模擬分析，結果顯示試驗與分析所得之遲滯迴圈(圖 3.4.53 與圖 3.4.54)十分接近，顯示 ATENA 2D 軟體於 RC 結構耐震分析上有相當程度之合理性。歸納本節之結論如下：

1. 有效柱高愈短，遲滯迴圈斜率愈陡，側向勁度愈大，極限剪力也愈大。
2. 柱高較長之 RC 柱，其裂縫分佈呈現兩端之撓曲破壞；柱高較為短之 RC 柱，其裂縫分佈呈現剪力破壞型式。
3. 經由往覆載重分析結果顯示，有效柱高愈短者，其遲滯迴圈所包圍的面積愈飽滿。短柱之韌性雖較差，但其極限強度卻高於長柱，且遲滯迴圈又更為飽滿。顯然短柱的存在不必然導致 RC 結構耐震能力下降，此與以往普遍認為短柱有害的觀點有很大的落差，值得吾人深思。

3.5 小結

綜合 3.4.1 節與 3.4.2 節的分析結果，不論是推覆分析或是往覆載重分析，其耐震容量曲線與遲滯迴圈均顯示 RC 柱之側向勁度與強度隨著柱高的縮短而增大，韌性則隨柱高之縮短而下降。惟儘管短柱之韌性較差，若由整體側向極限強度觀之，則短柱之極限剪力強度大於長柱，表示其所能提供之抗震力較大；若由消能方面來看，短柱之遲滯迴圈反而較長柱來得飽滿，顯示短柱反而有較佳之消能能力。此與過去吾人對 RC 結構耐震行為之認知不同，值得深思。

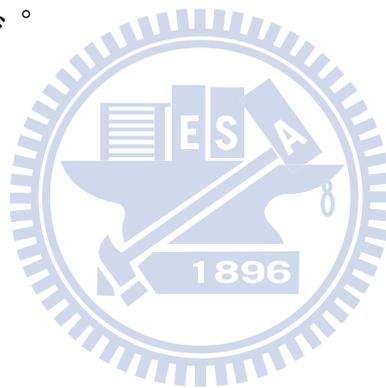
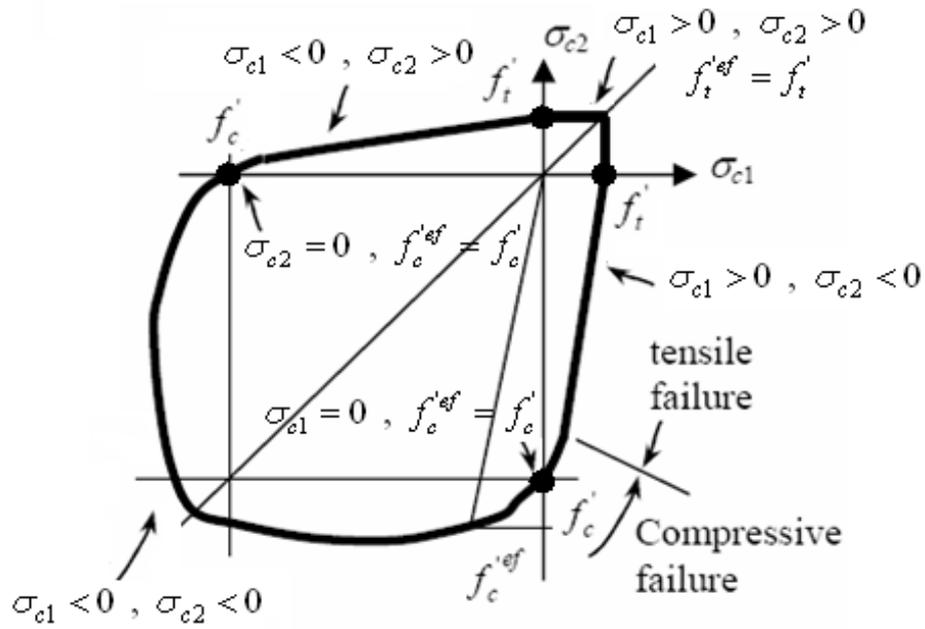


表3.1 竹節鋼筋(ribbed bars)握裹－滑移關係之參數表【14】

confinement	Unconfined *		Confined **	
Bond conditions	Good	other cases	Good	
s_1	0.6mm	0.6mm	1.0mm	
s_2	0.6mm	0.6mm	3.0mm	
s_3	1.0mm	2.5mm	Clear rib spacing	
τ_{\max}	$2.0\sqrt{f'_c}$	$1.0\sqrt{f'_c}$	$2.5\sqrt{f'_c}$	$1.5\sqrt{f'_c}$
τ_f	$0.15\tau_{\max}$		$0.4\tau_{\max}$	

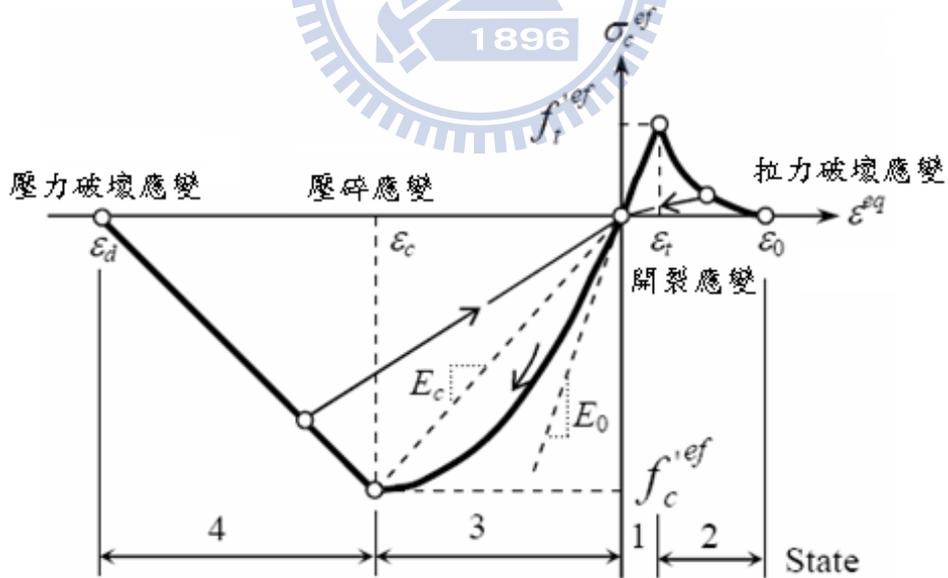
* Failure by splitting of the concrete

** Failure by shearing of the concrete between the ribs



Biaxial Failure Function

圖3.2.1 雙軸破壞函數【14】



Equivalent Uniaxial Stress-strain Curve

圖3.2.2 單軸等值應力應變曲線【14】

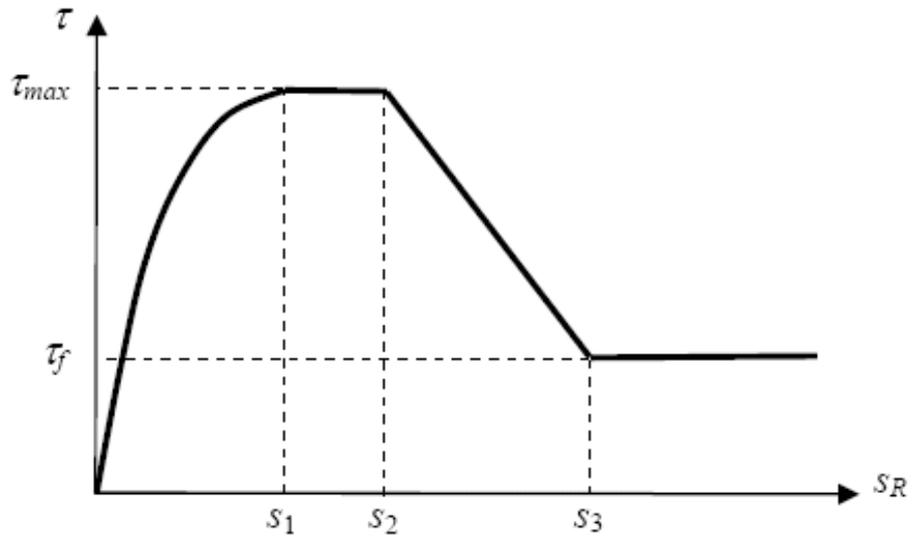


圖3.2.3 握裹－滑移法則(Bond-Slip law)(CEB-FIP Model Code 1990)【14】

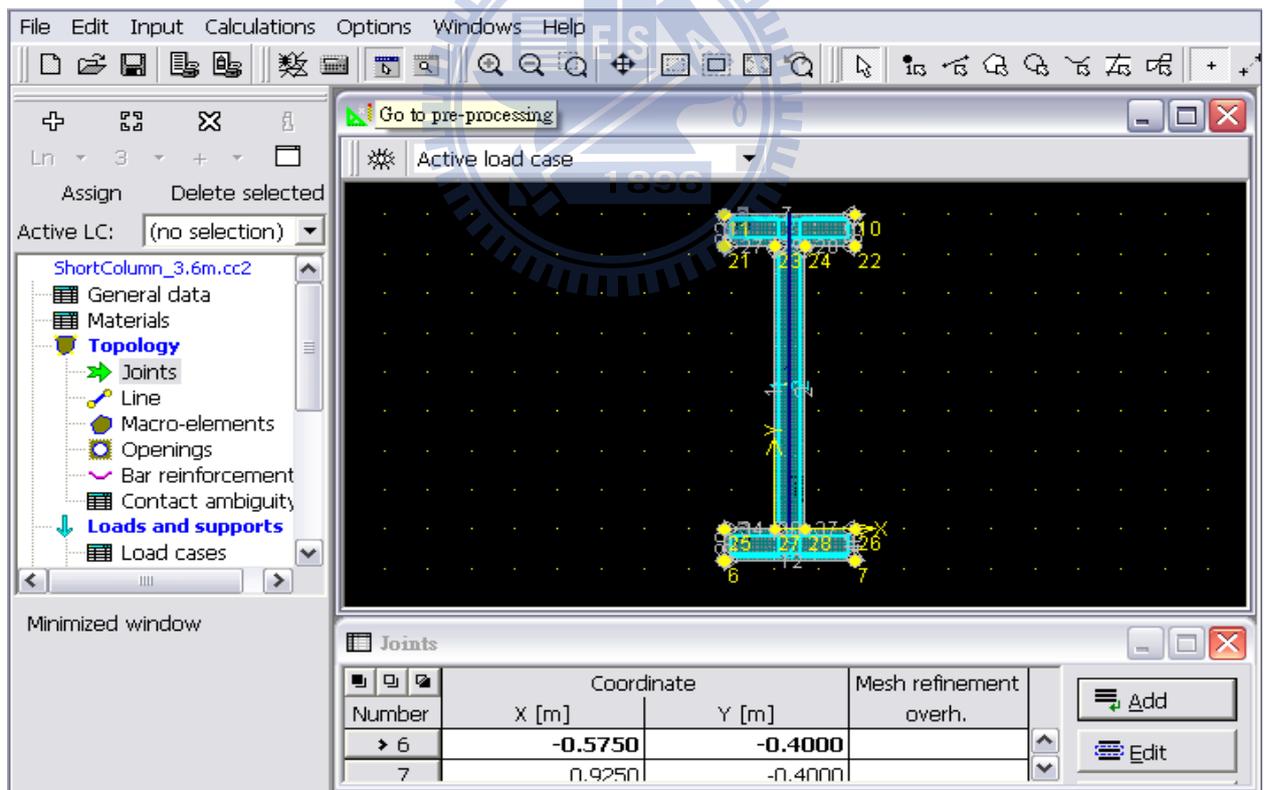


圖3.3.1 前處理介面

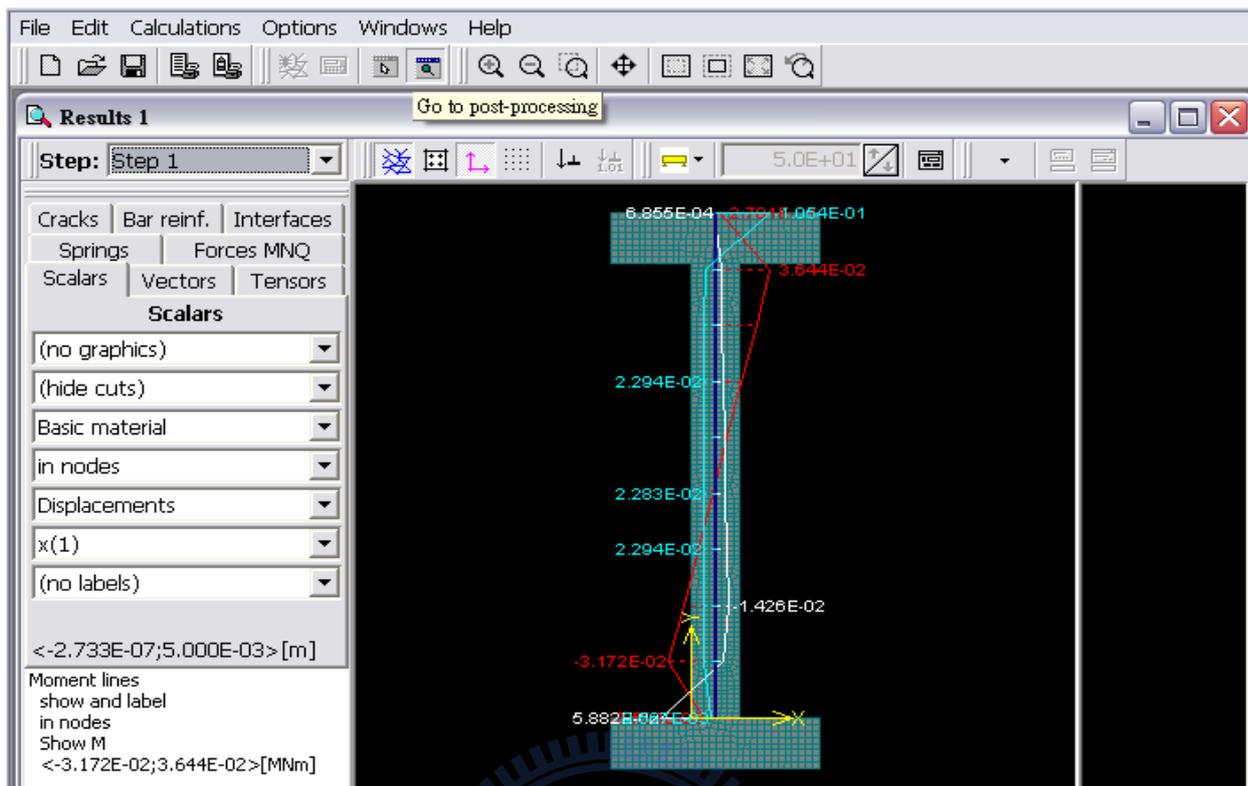


圖3.3.2 後處理介面

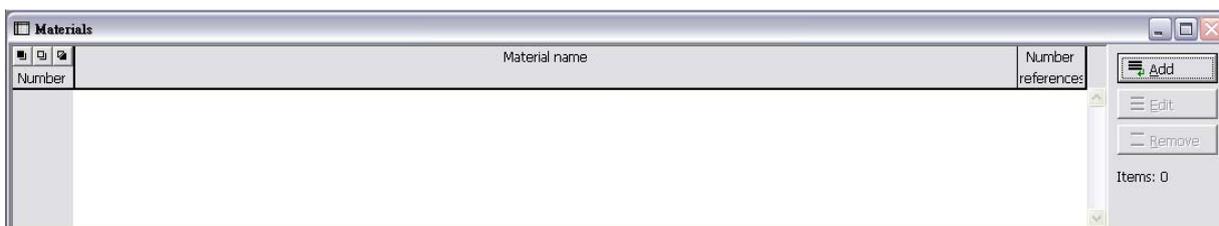


圖3.4.1 新增材料



圖3.4.2 材料種類

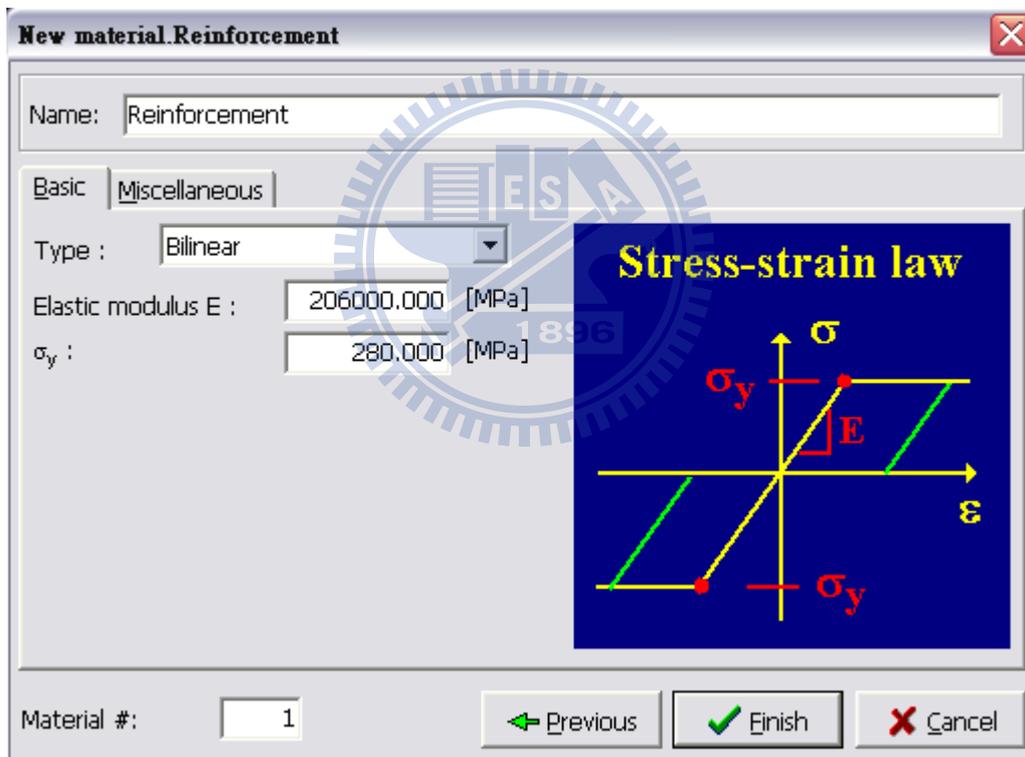


圖3.4.3 鋼筋參數設定

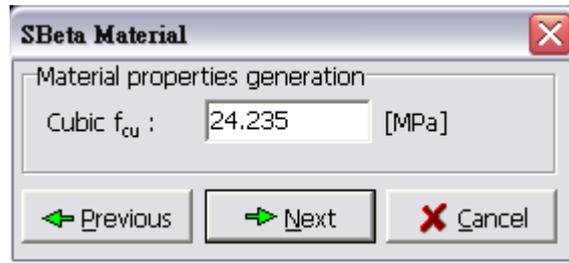


圖3.4.4 混凝土材料抗壓強度設定

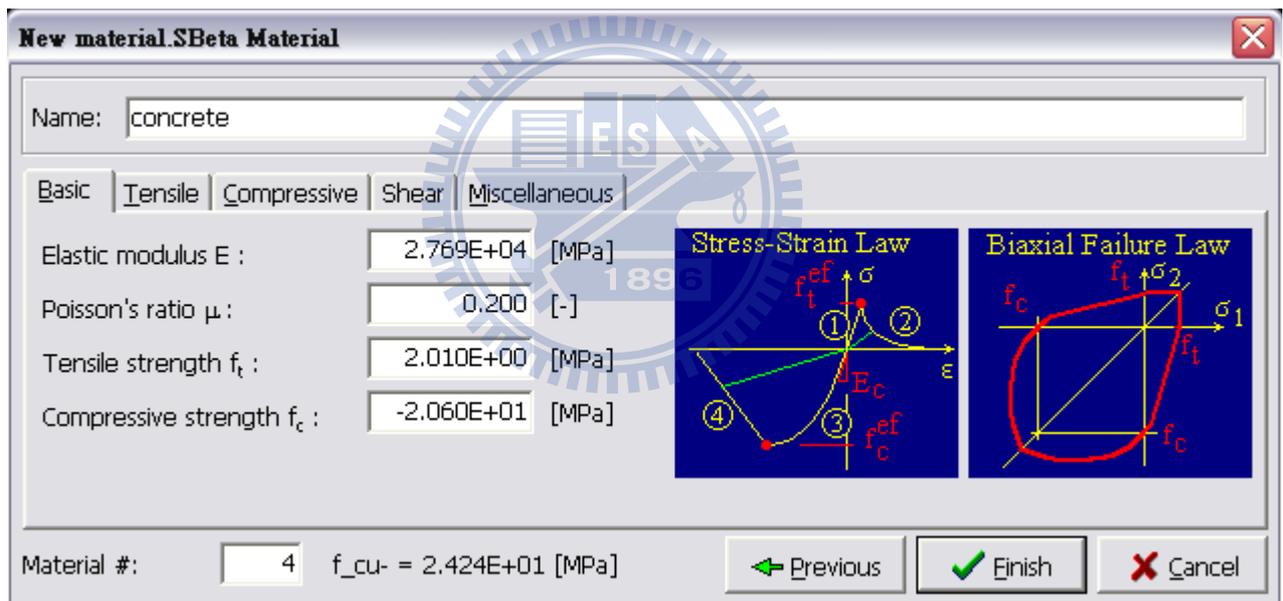


圖3.4.5 混凝土材料參數設定—Basic

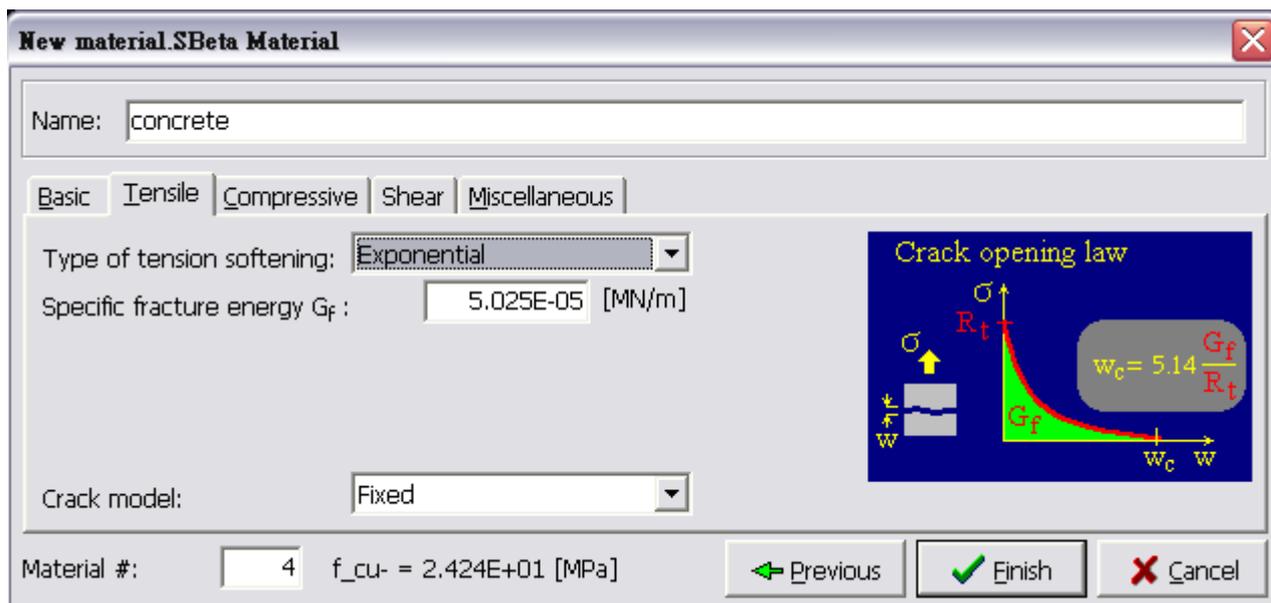


圖3.4.6 設定混凝土材料參數－Tensile

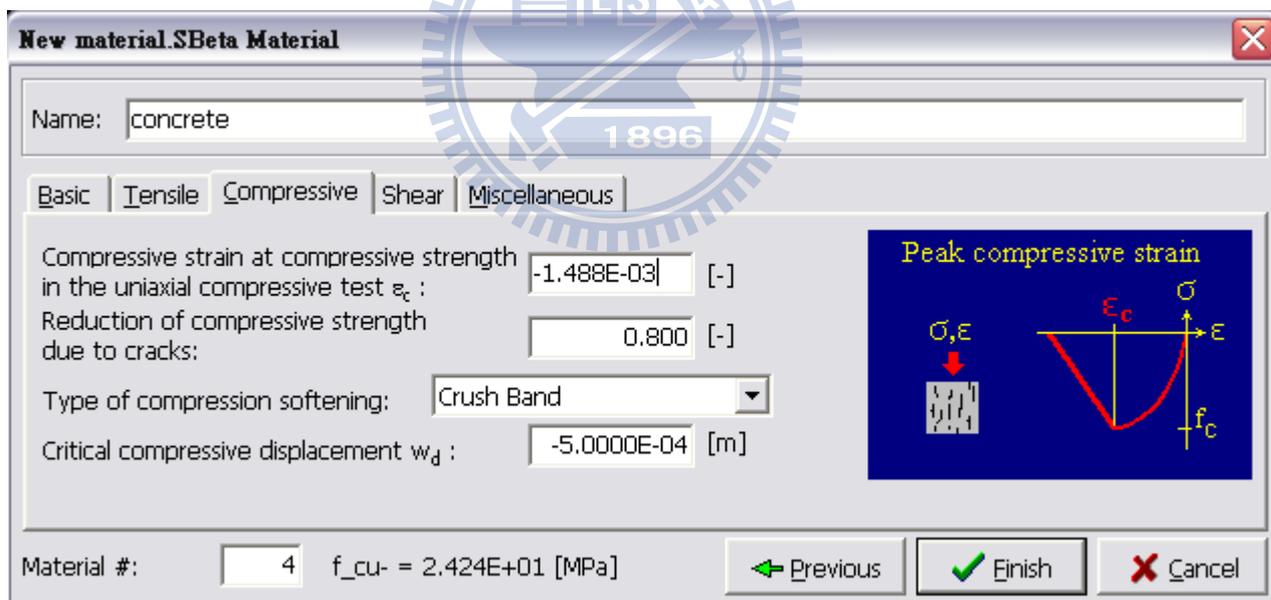


圖3.4.7 設定混凝土材料參數－Compressive

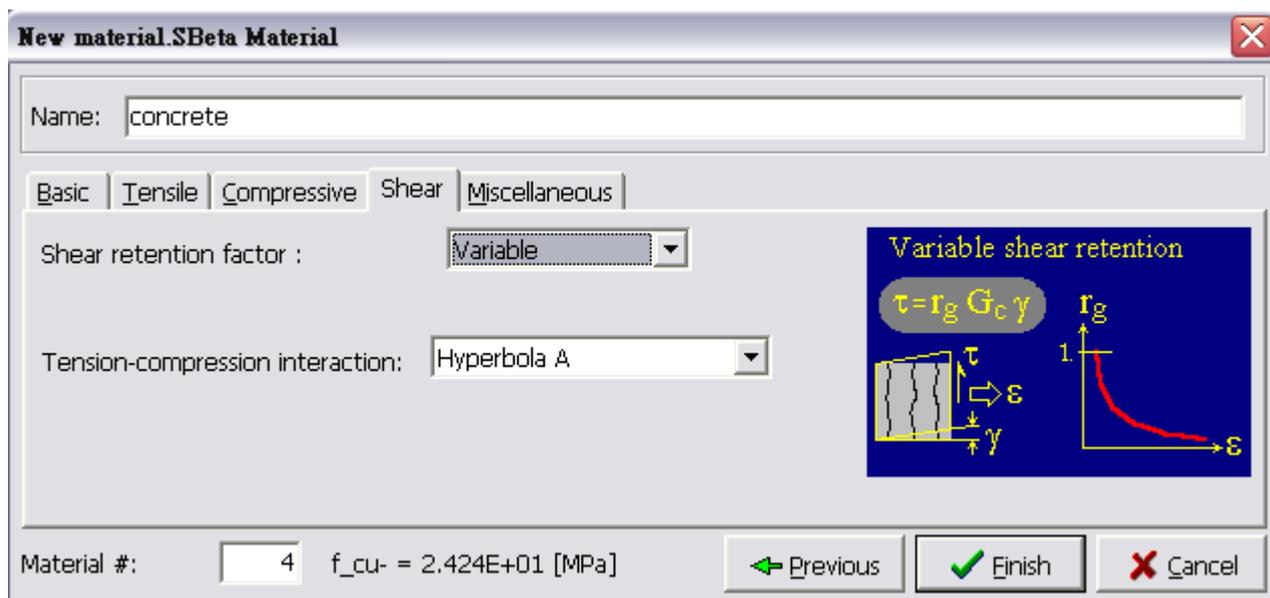


圖3.4.8 設定混凝土材料參數—Shear

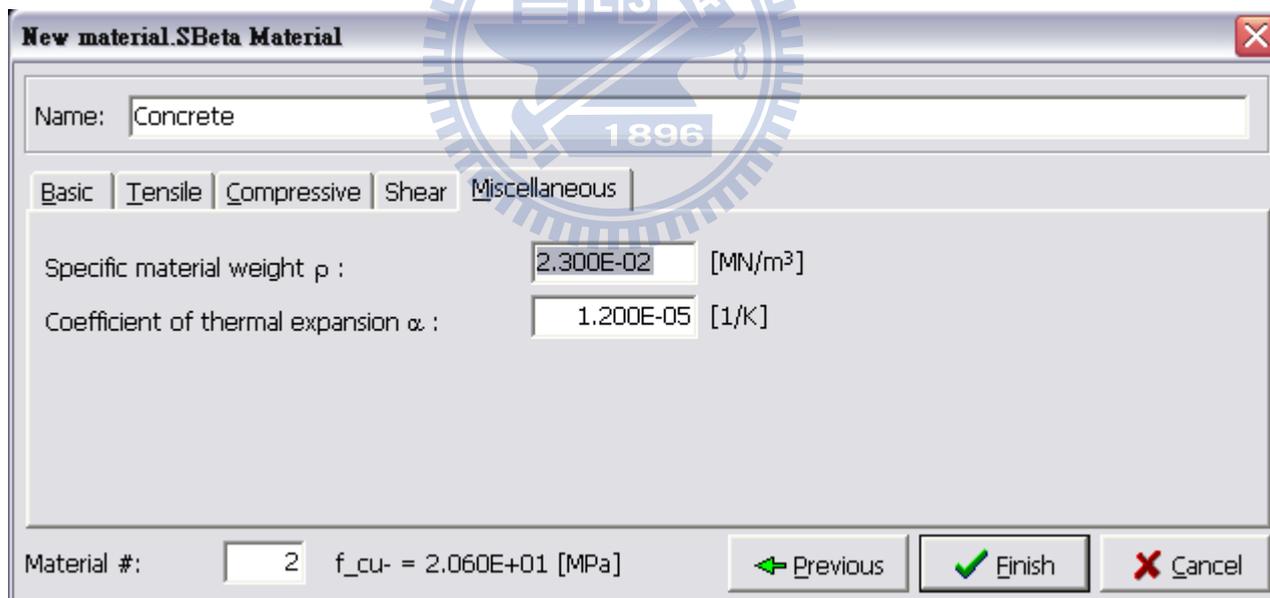


圖3.4.9 設定混凝土材料參數—Miscellaneous

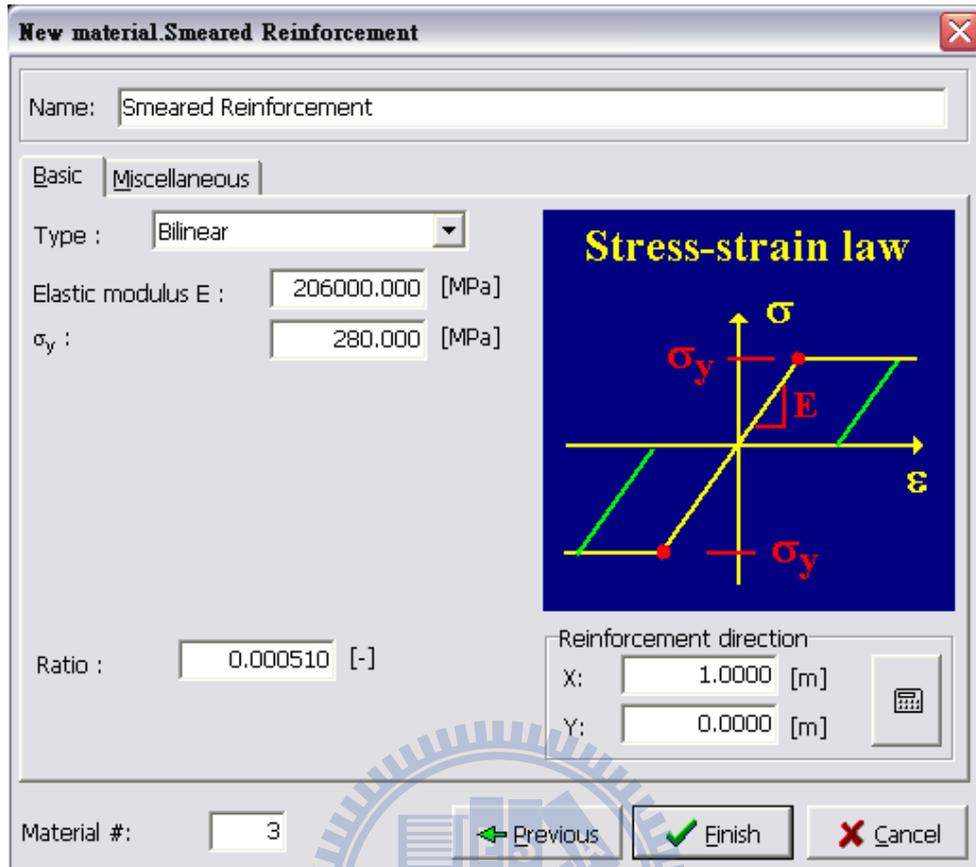


圖3.4.10 設定箍筋材料參數

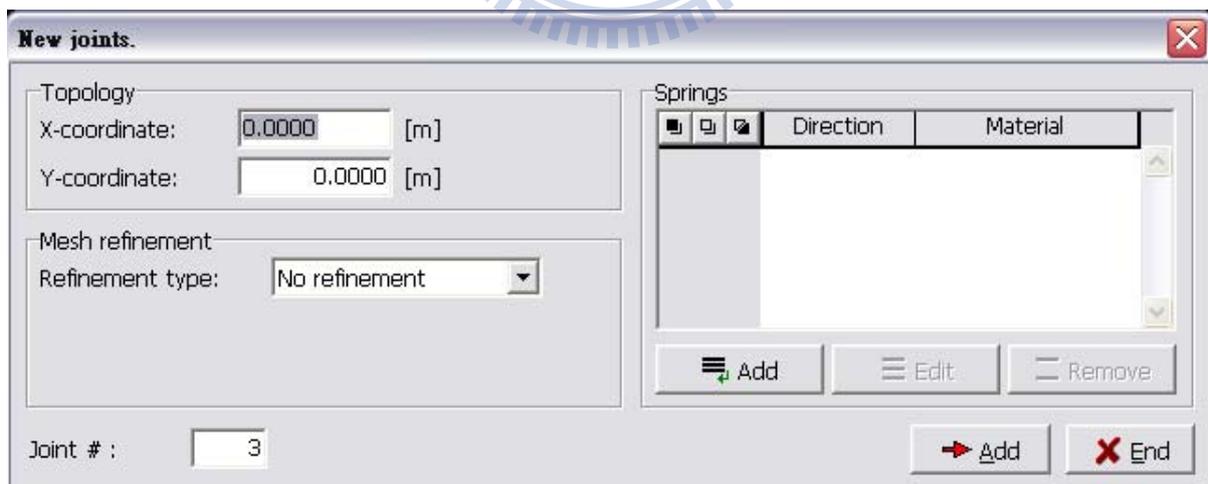


圖3.4.11 建立節點

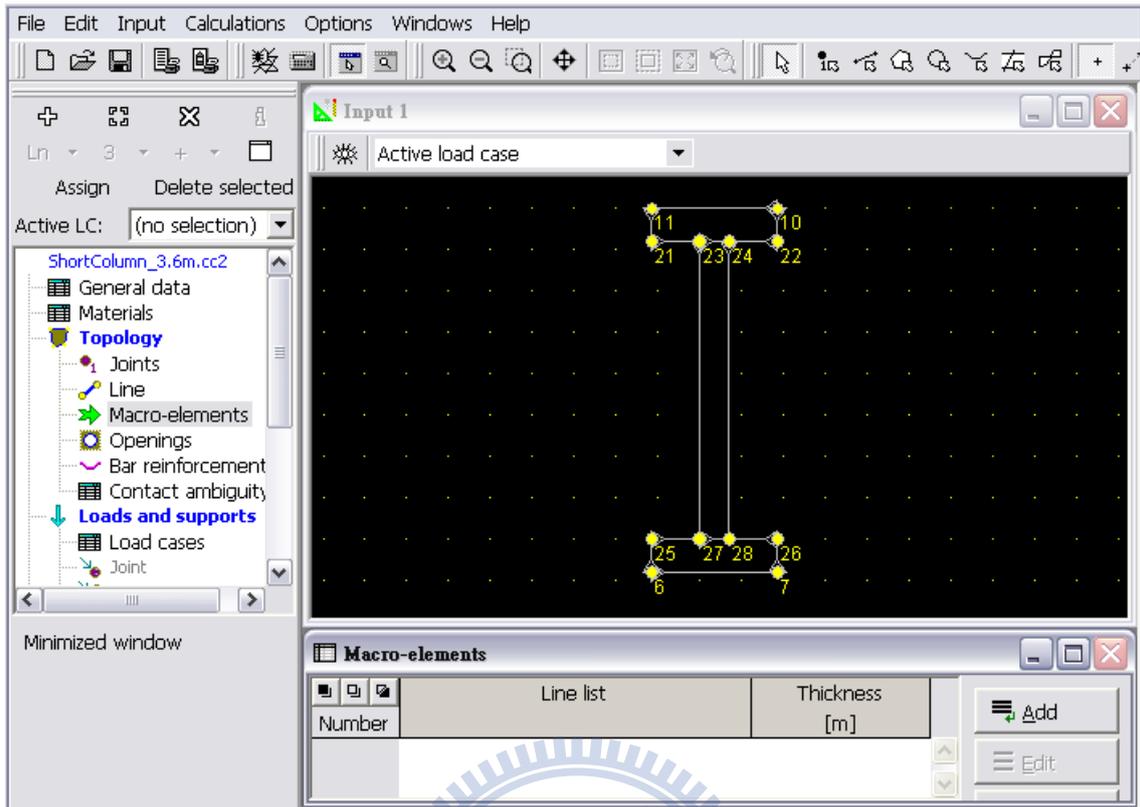


圖3.4.12 節點、線段之定義

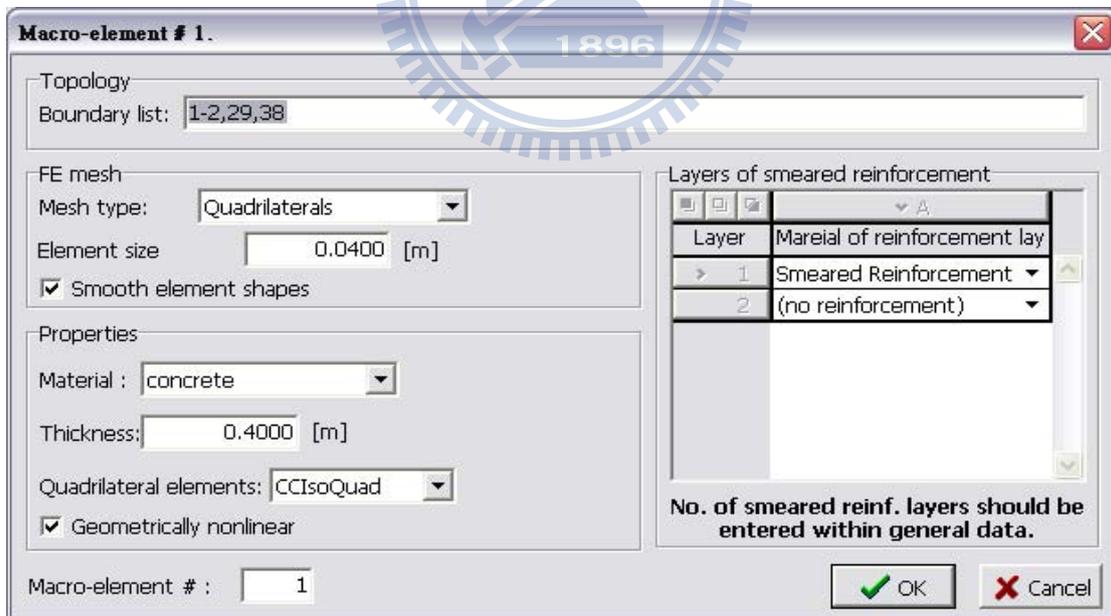


圖3.4.13 定義區域材料性質

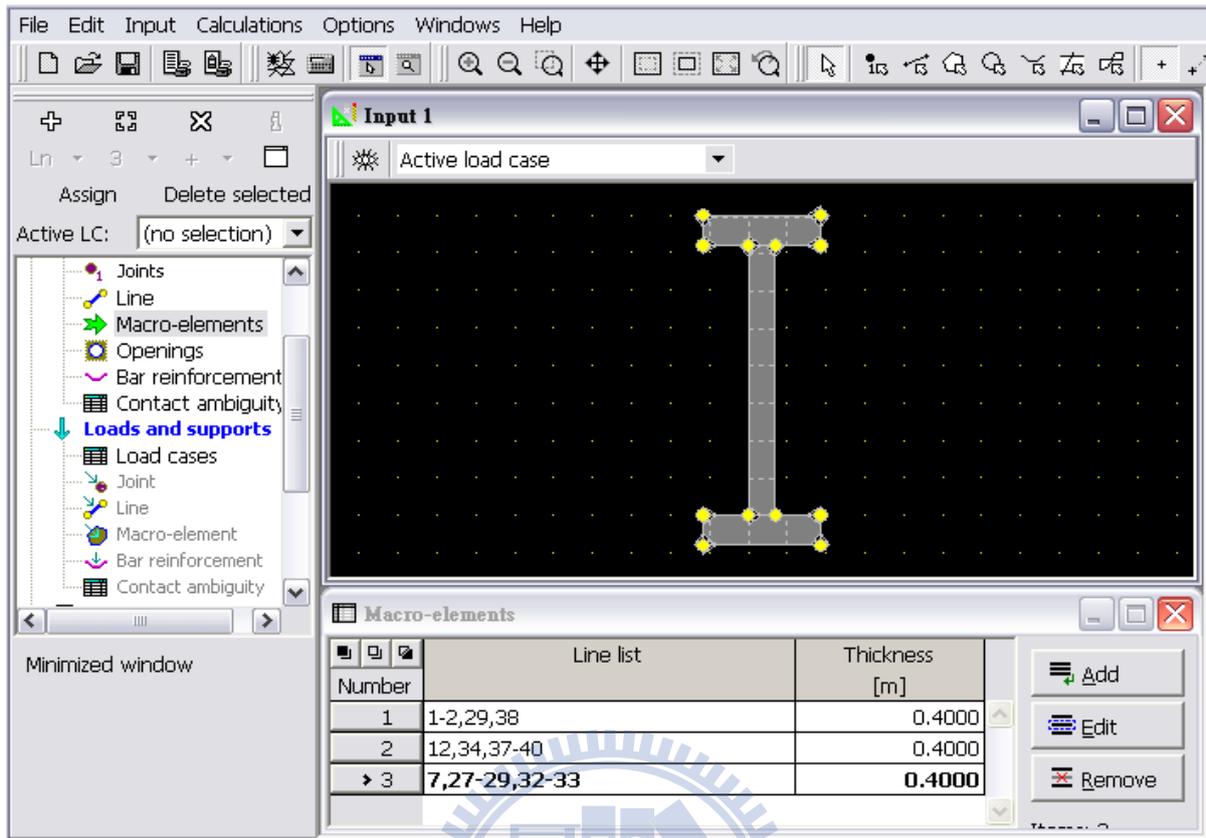


圖3.4.14 區域材料性質定義完成(由原先黑底變為灰底)

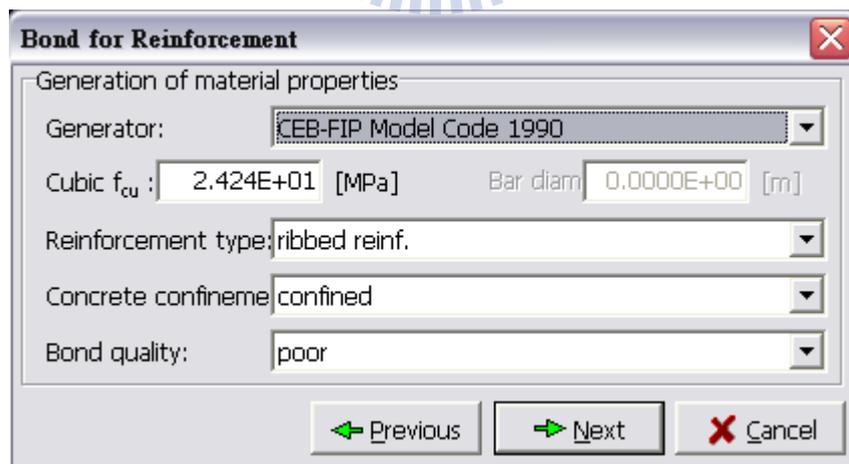


圖3.4.15 定義鋼筋握裹參數

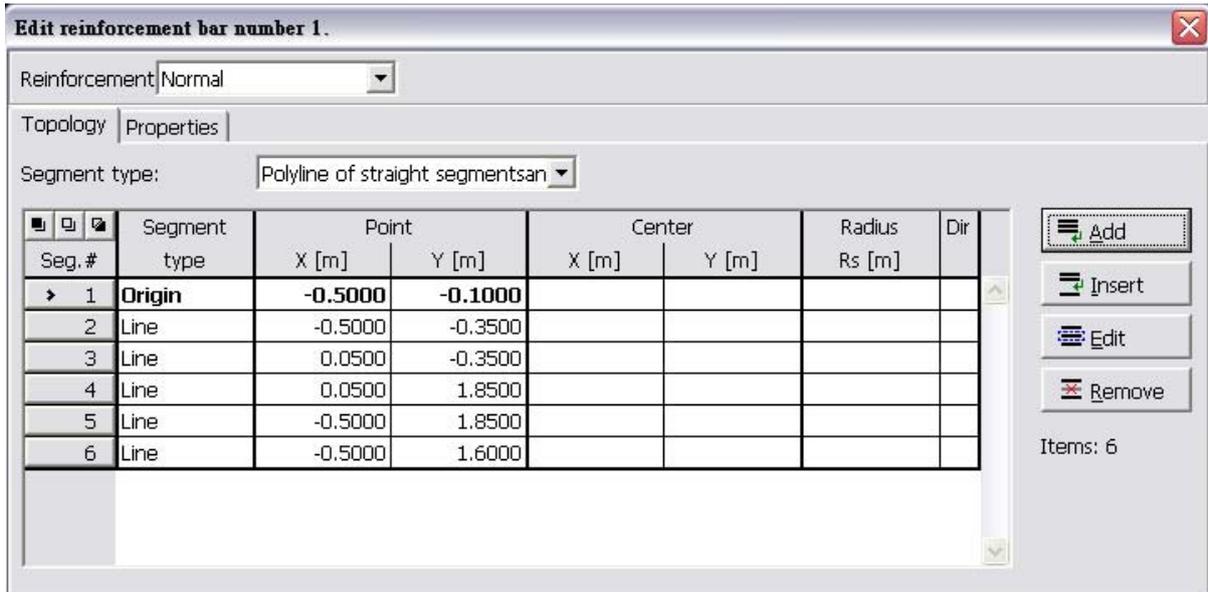


圖3.4.16 配置鋼筋位置

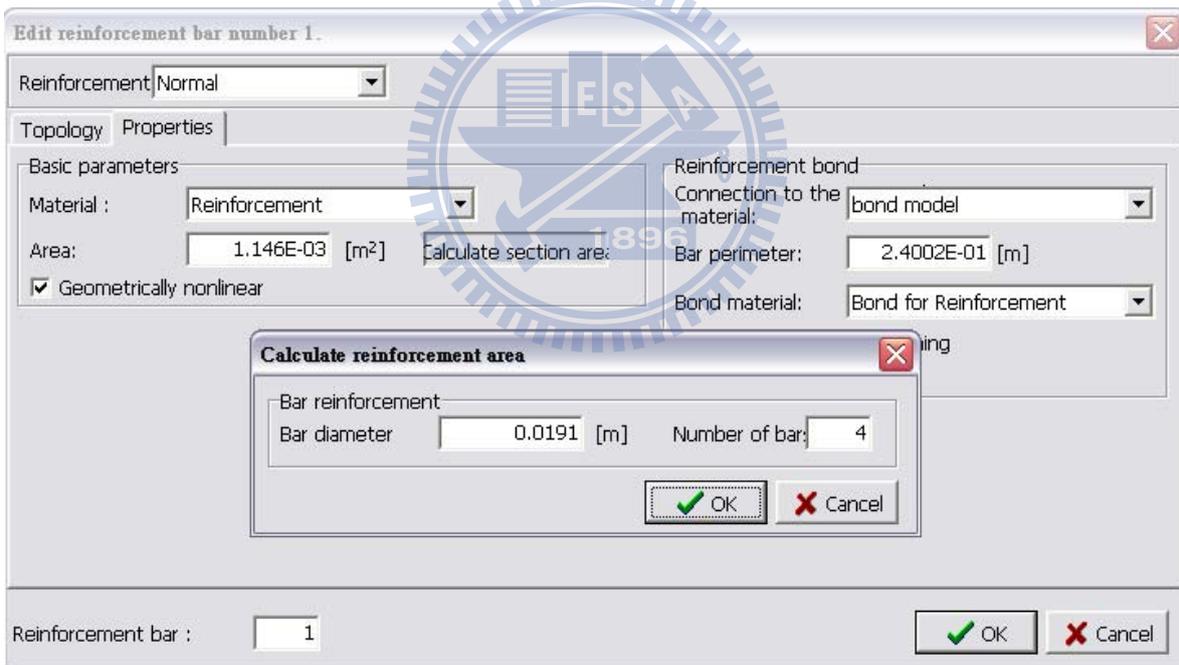


圖3.4.17 定義鋼筋直徑與數量

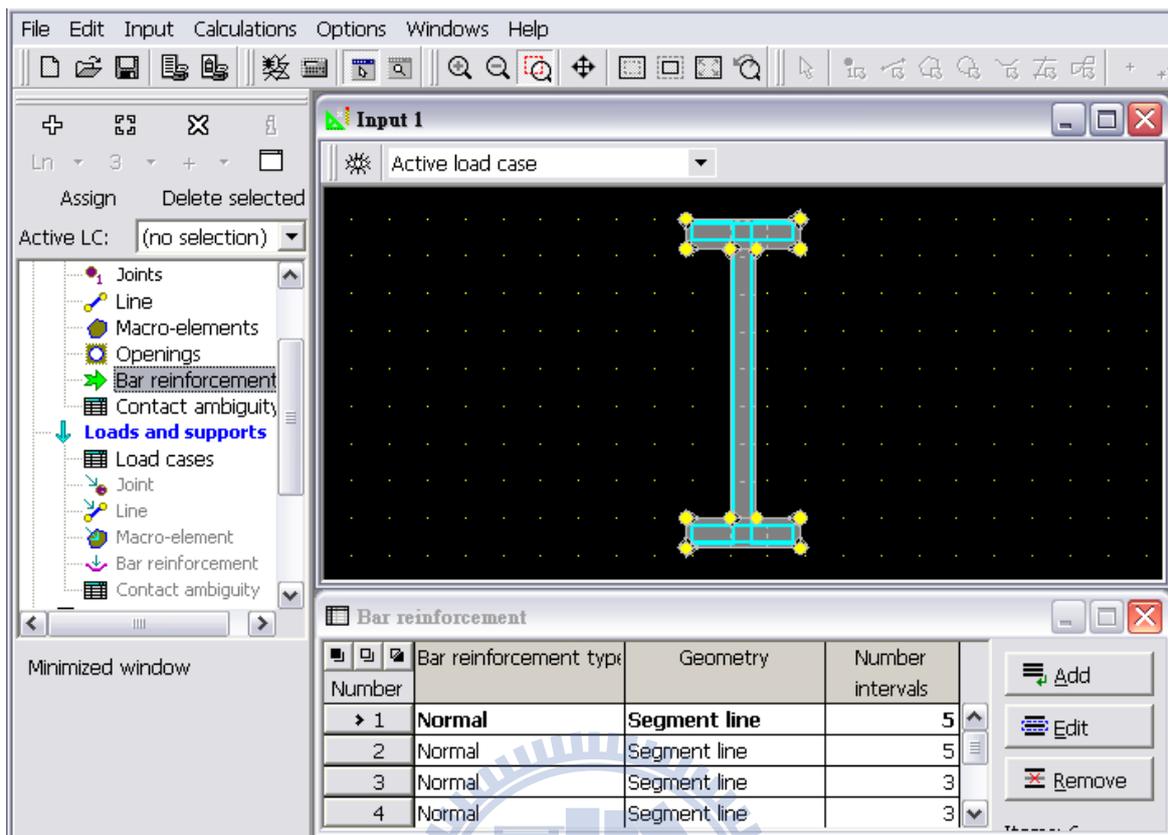


圖3.4.18 鋼筋配置完成圖

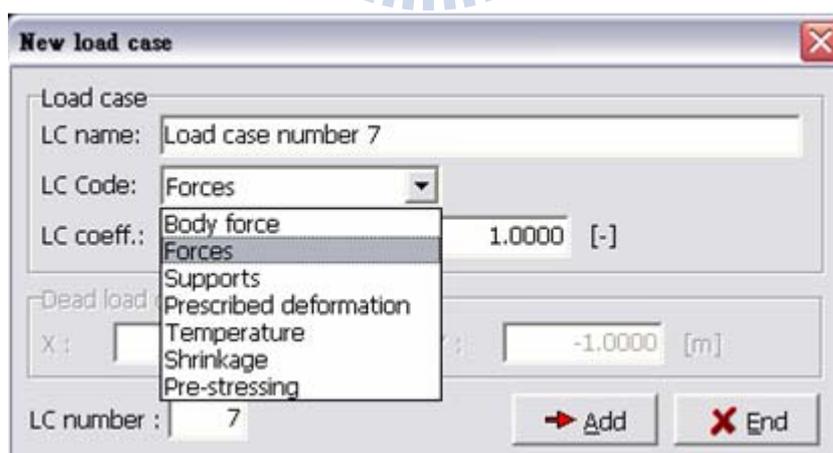


圖3.4.19 建立Load Cases

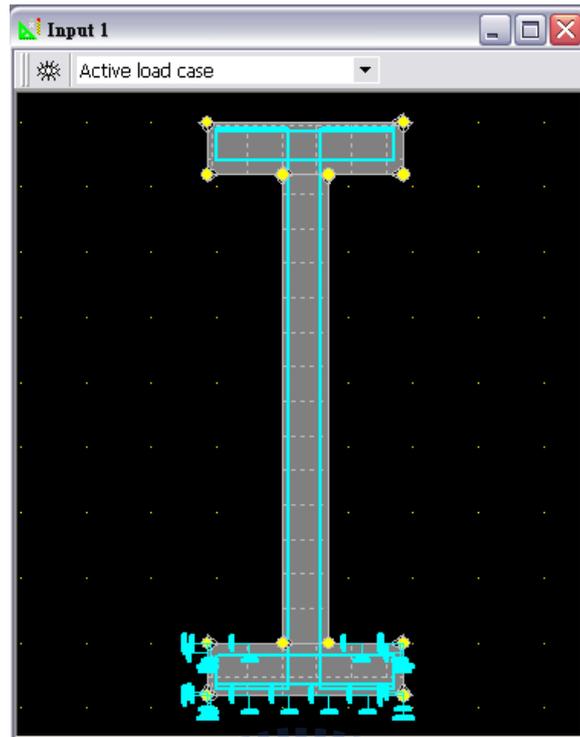


圖3.4.20 模型下部底座在X及Y向予以束制

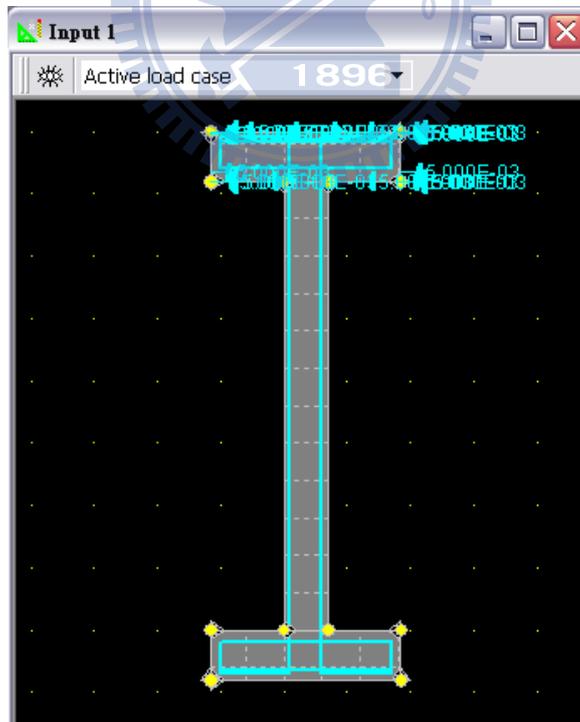


圖3.4.21 上部RC梁及短牆X方向予以束制並施加側位移

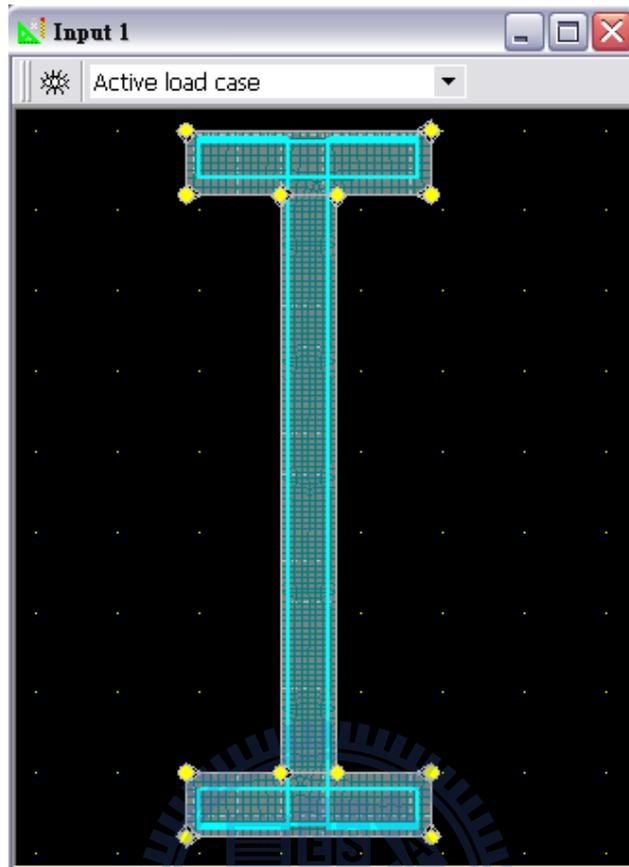


圖3.4.22 執行網格後之圖示

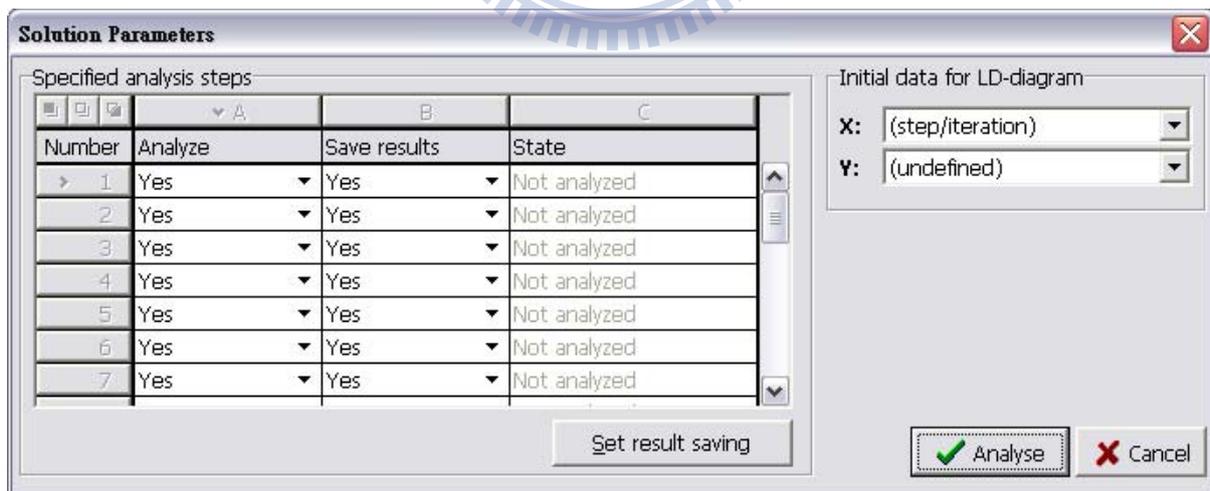


圖3.4.23 執行有限元素分析

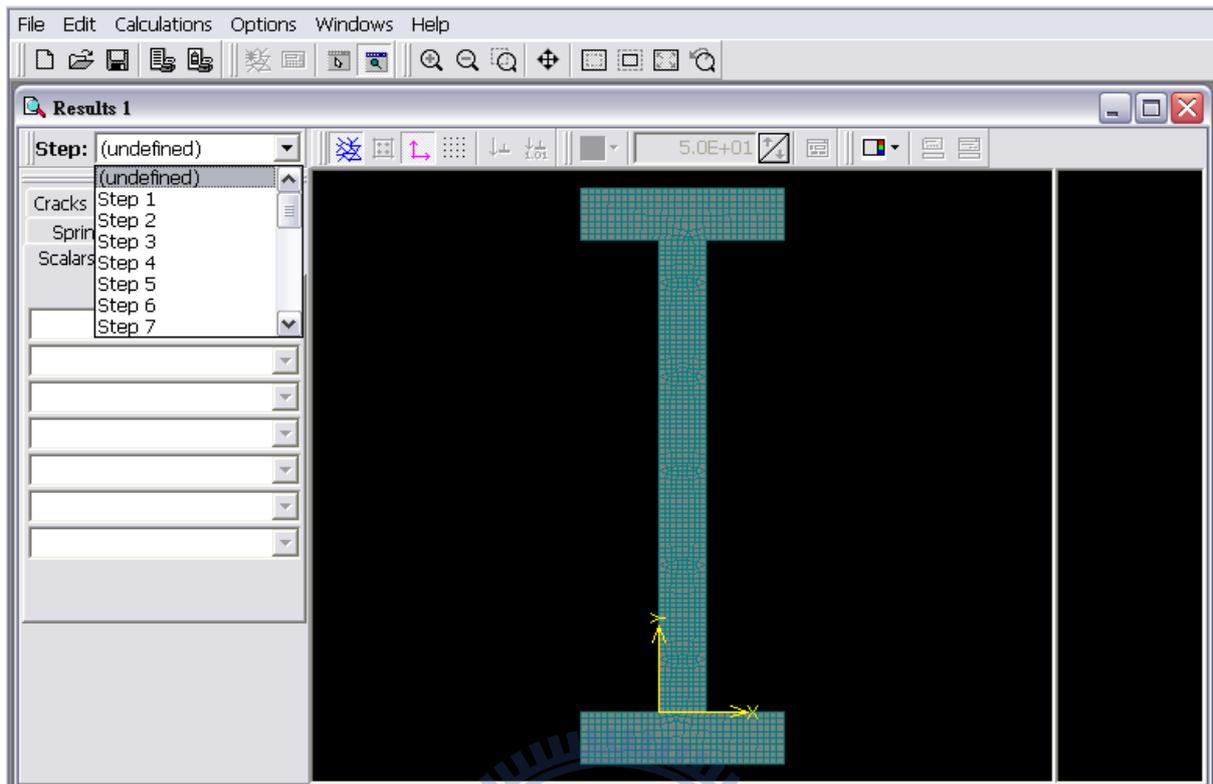


圖3.4.24 後處理模式選擇觀察之步驟

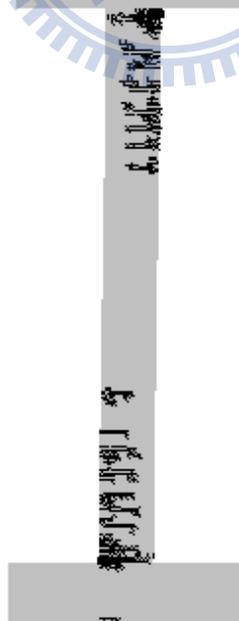


圖3.4.25 裂縫圖

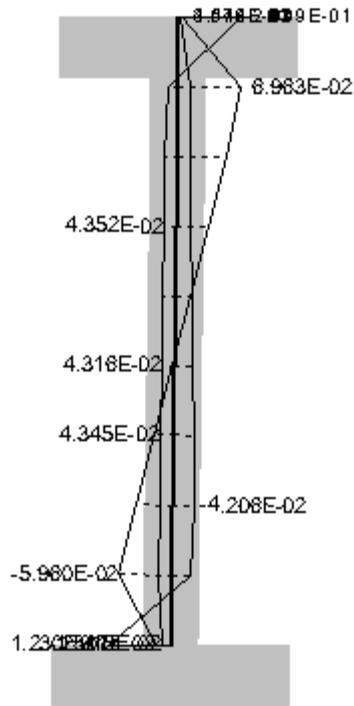


圖3.4.26 彎矩(Moment)、剪力(Shear force)、正向力(Normal force)

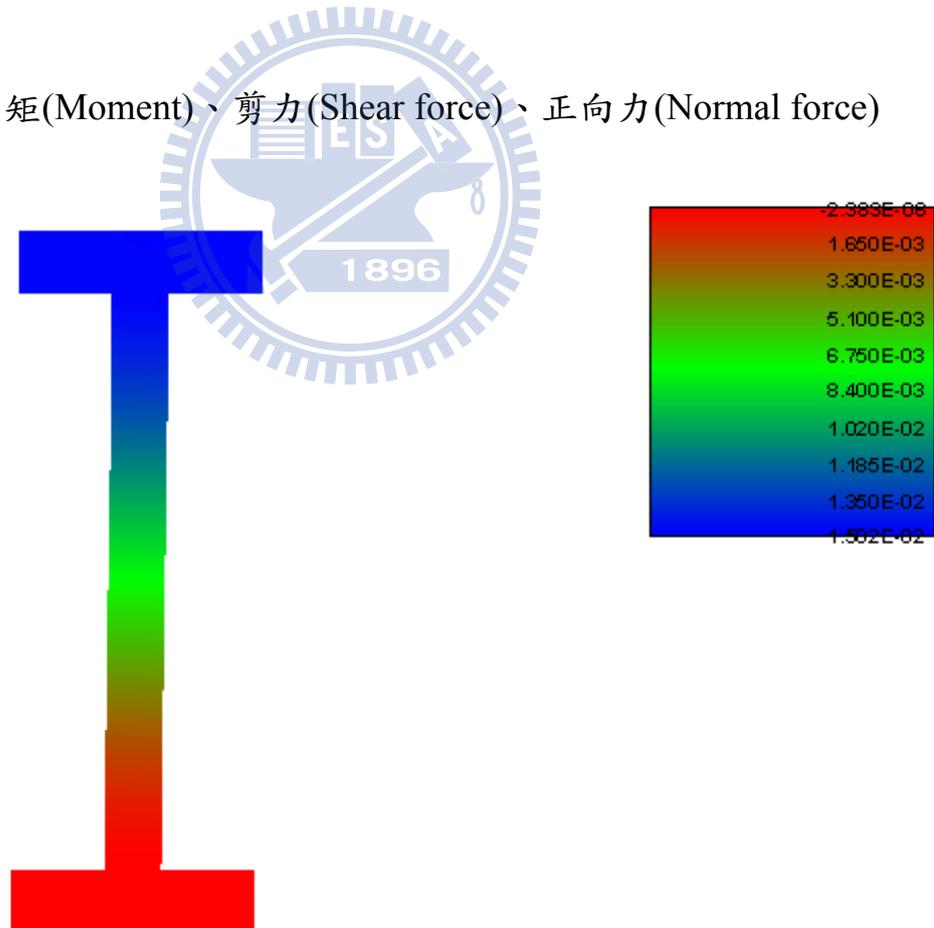


圖3.4.27 X向位移量 (單位: m)

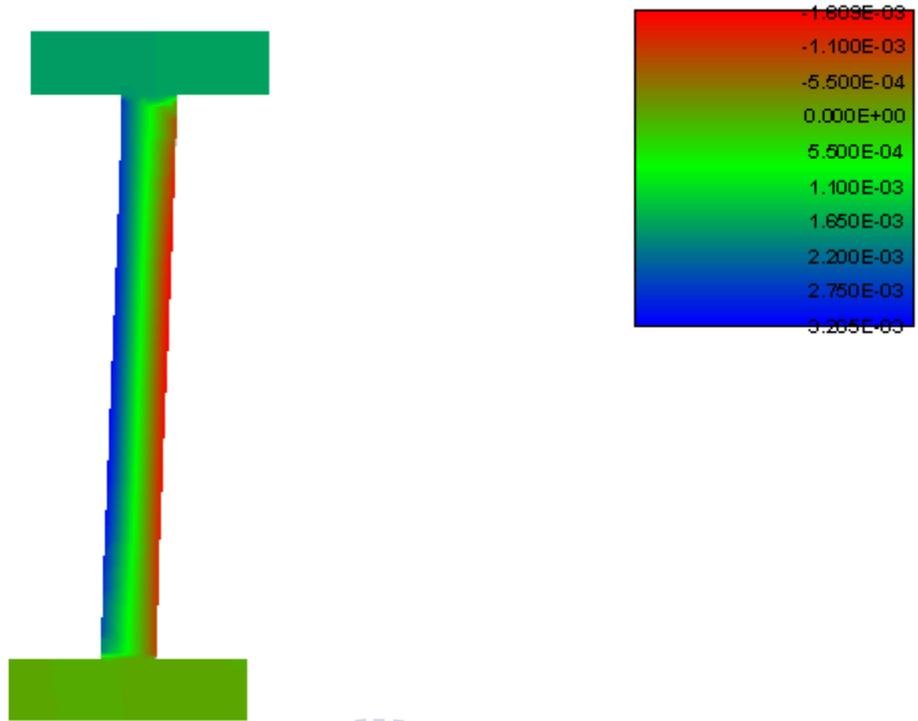


圖3.4.28 Y向位移量 (單位: m)

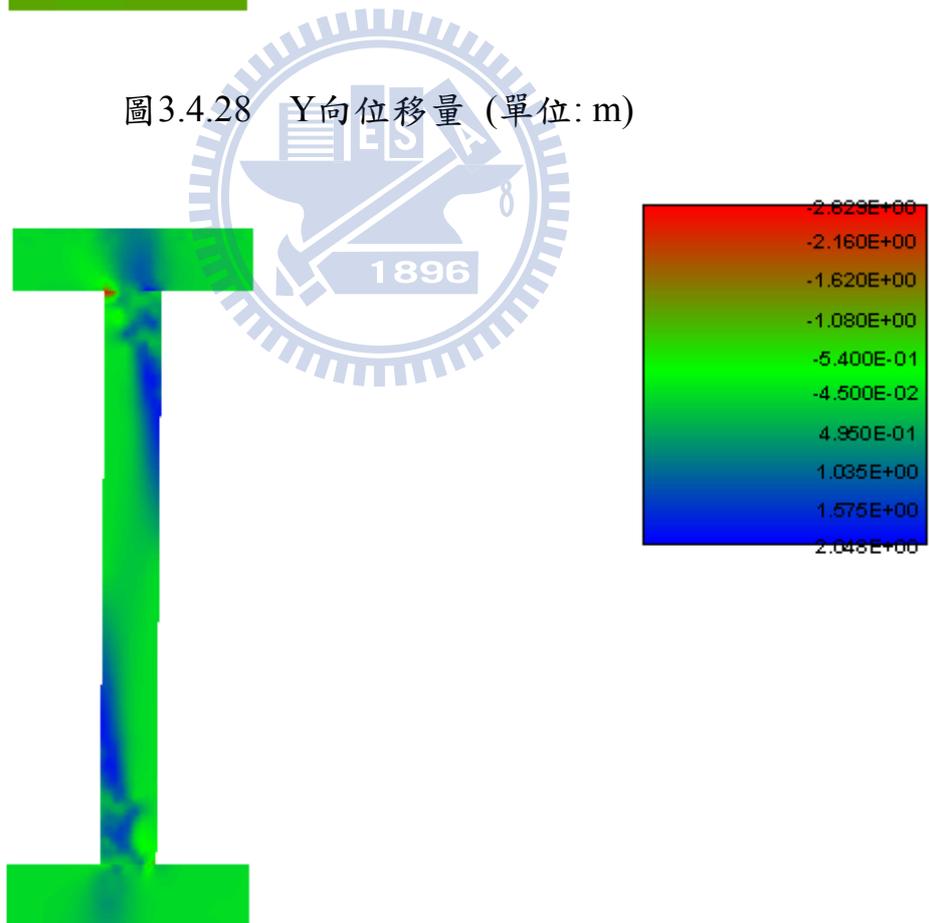


圖3.4.29 主應力圖 (單位: MPa)

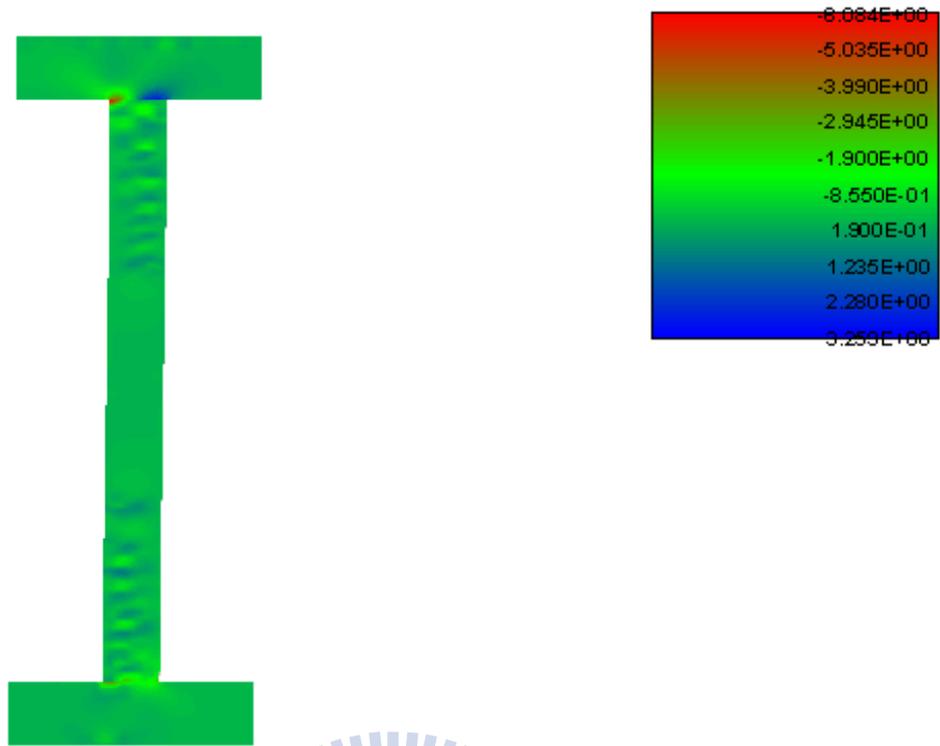


圖3.4.30 側向位移所造成之柱端應力分佈 (單位: MPa)

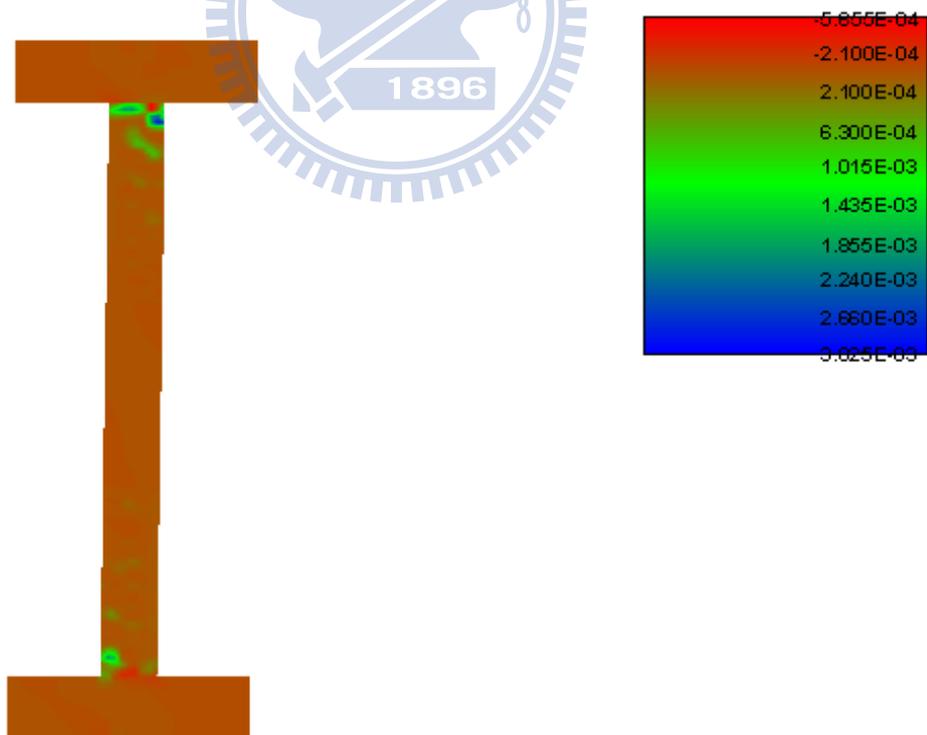


圖3.4.31 側向位移所造成之柱端應變圖

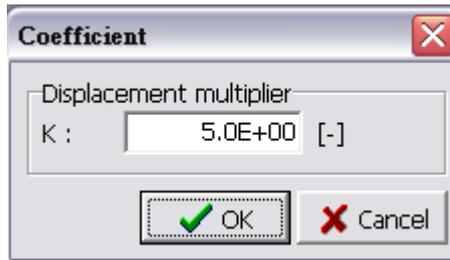


圖3.4.32 變形放大倍數

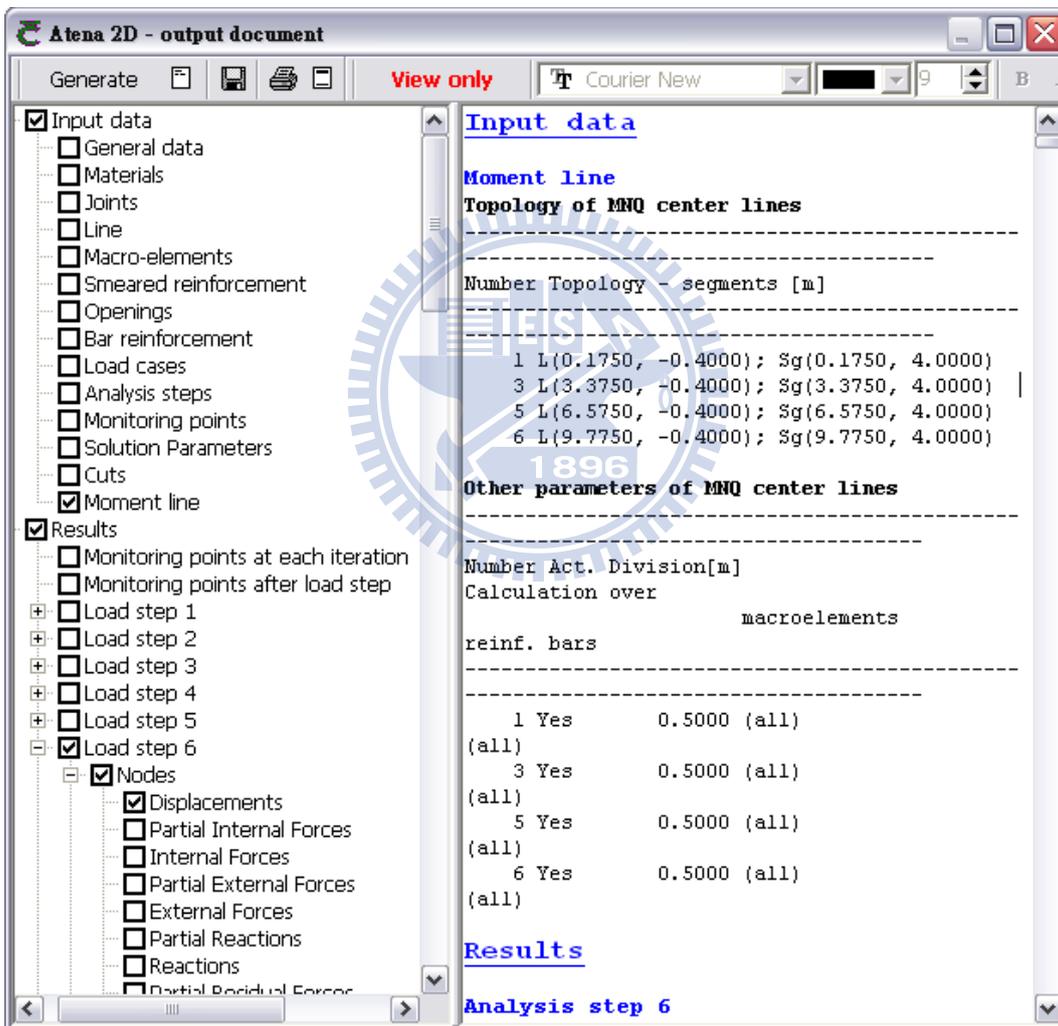


圖3.4.33 輸出文字檔資料

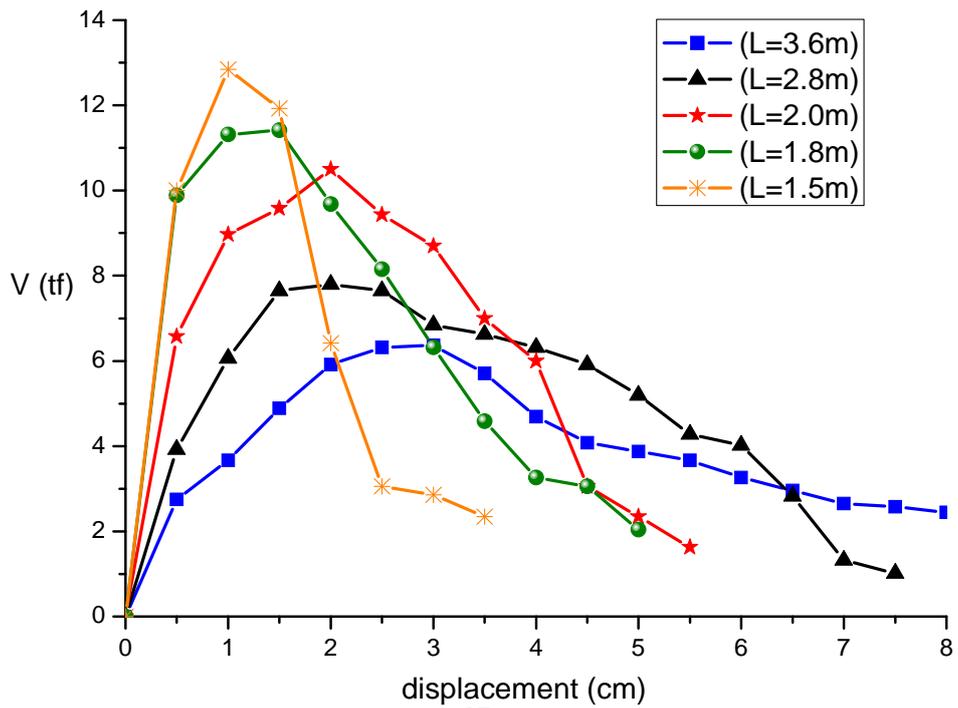


圖3.4.34 RC柱耐震容量曲線之比較

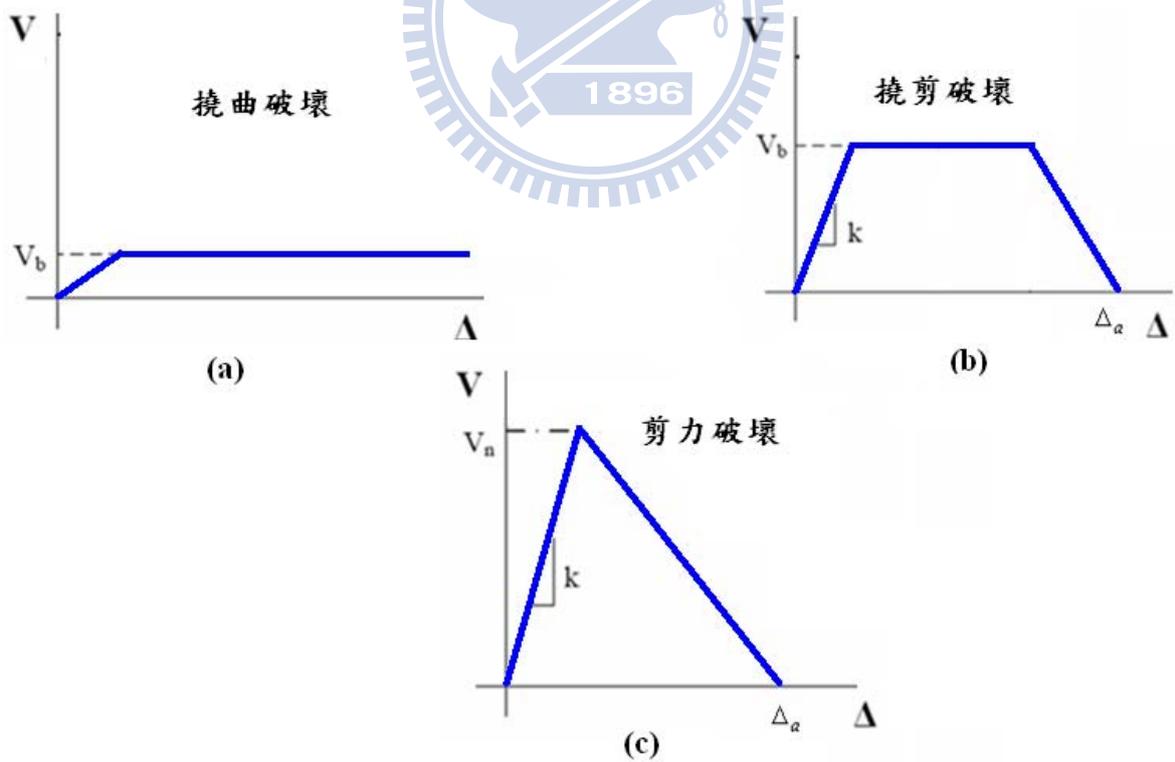


圖3.4.35 RC柱三種破壞模式(撓曲、撓剪及剪力破壞)【7】

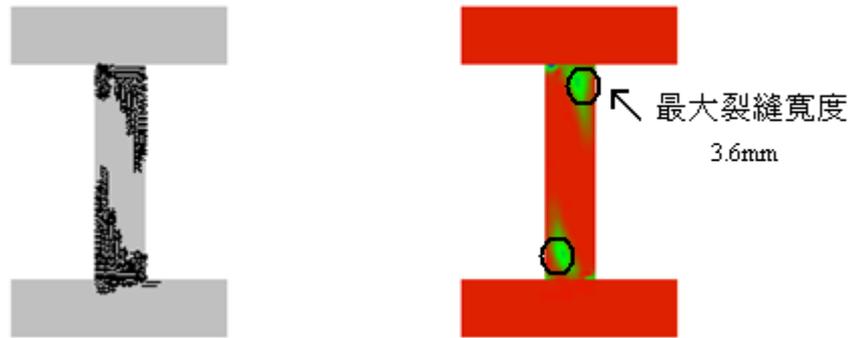


圖3.4.36 RC柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=1.5m)

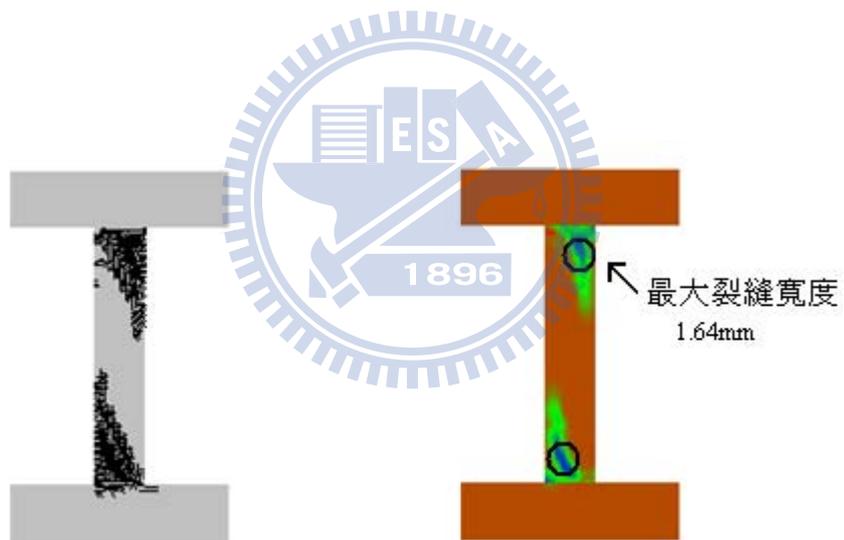


圖3.4.37 RC柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=1.8m)

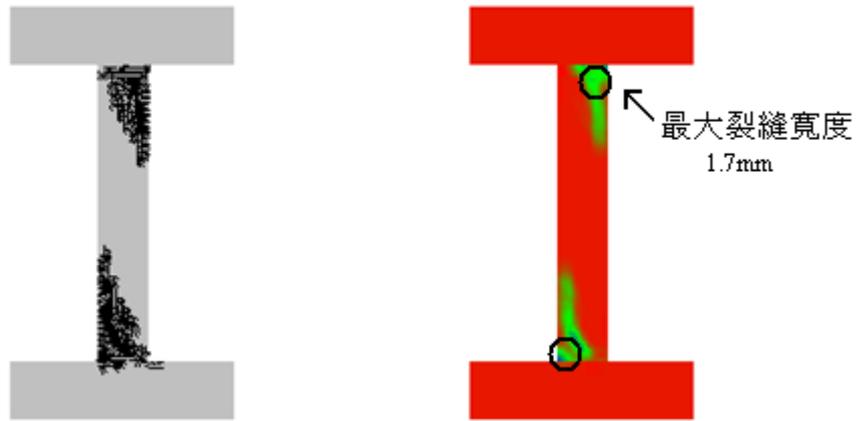


圖3.4.38 RC柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=2.0m)

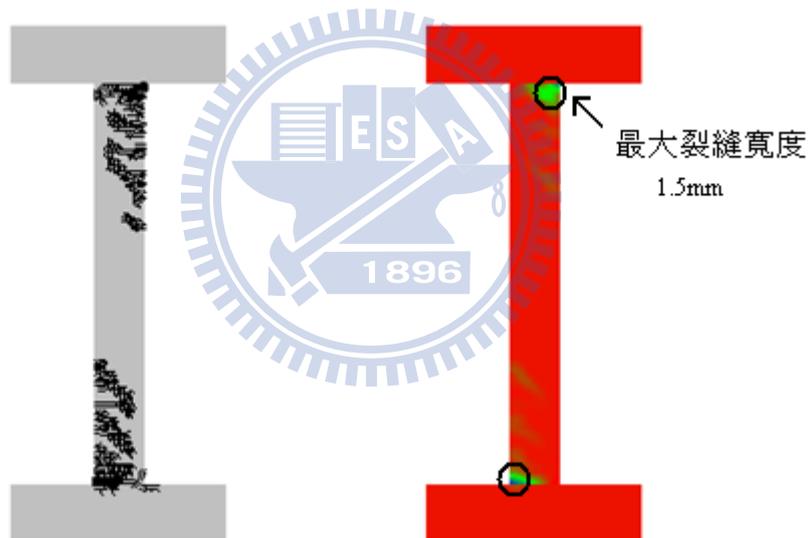


圖3.4.39 RC柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=2.8m)

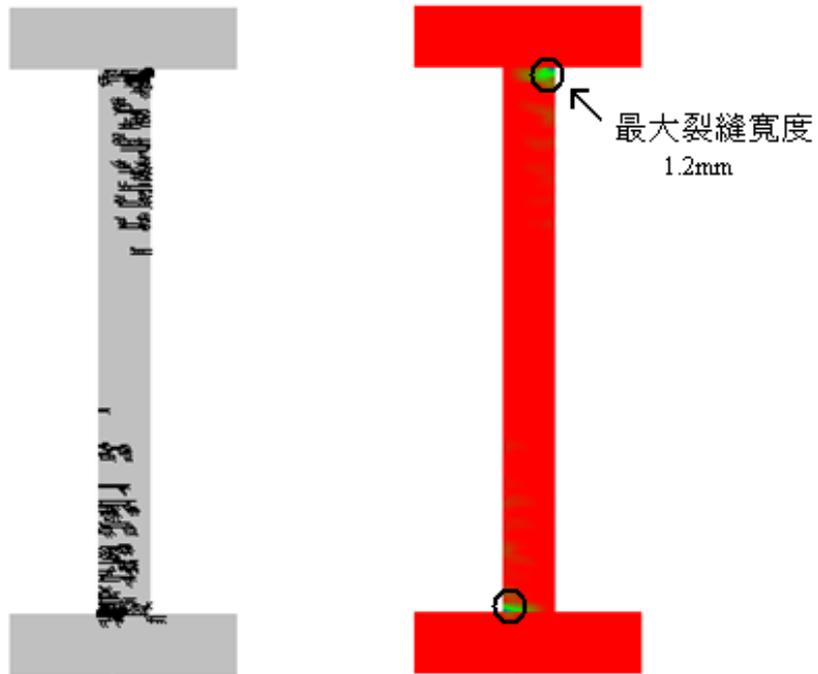


圖3.4.40 RC柱在推覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=3.6m)



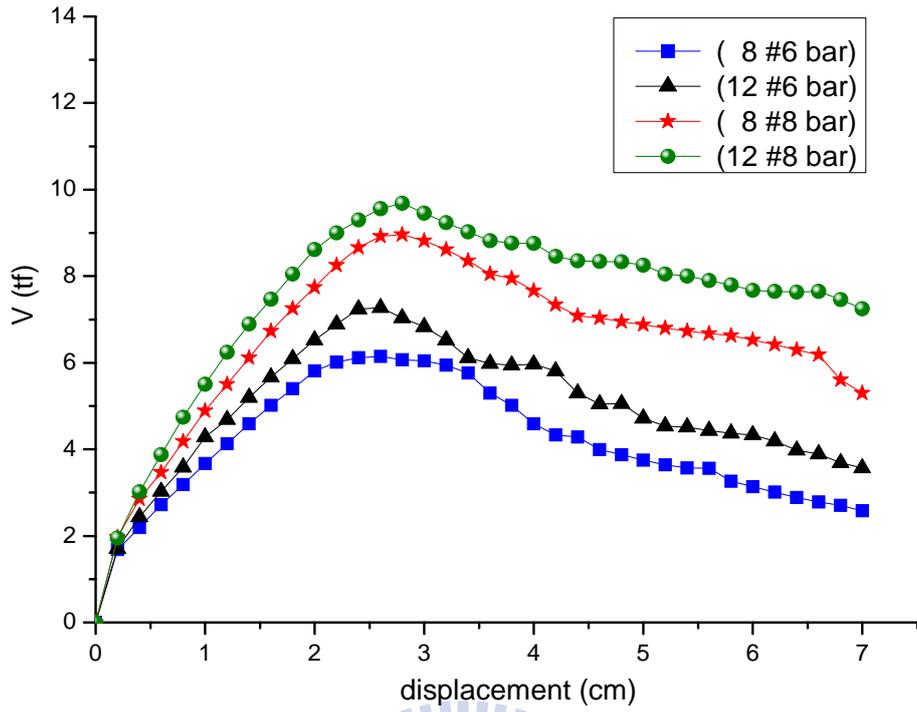


圖3.4.41 RC柱四種配筋條件下之耐震容量曲線比較(L=3.6m)

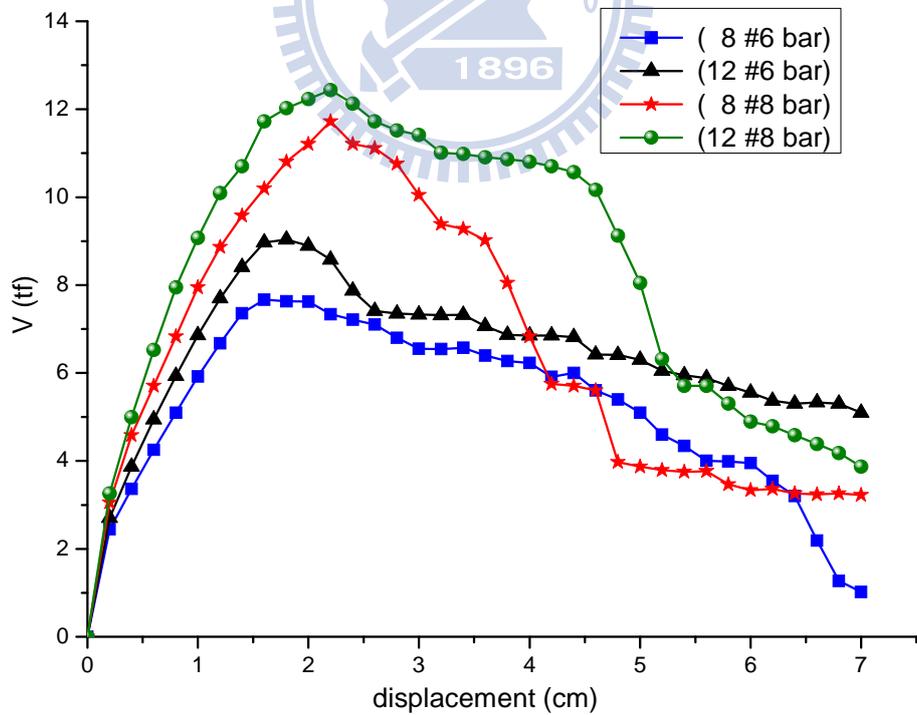


圖3.4.42 RC柱四種配筋條件下之耐震容量曲線比較(L=2.8m)

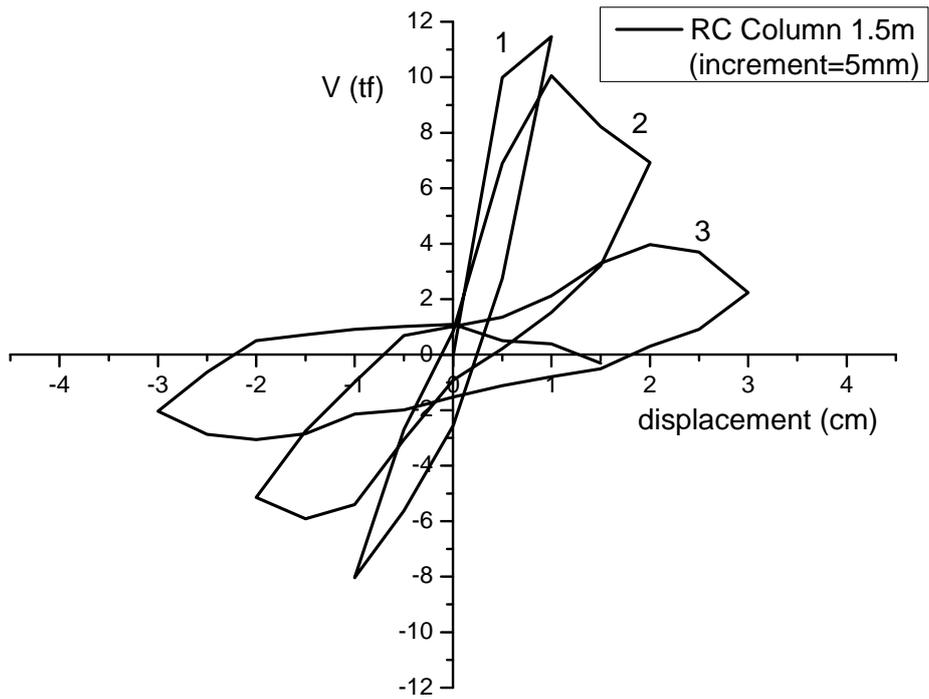


圖3.4.43 RC柱往覆分析之遲滯迴圈(L=1.5m)

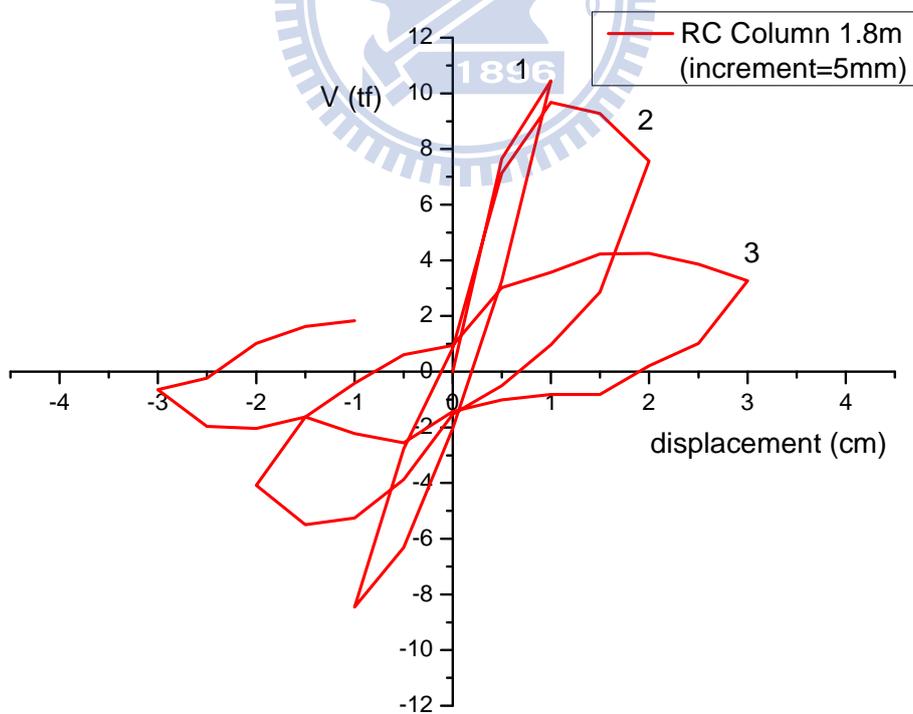


圖3.4.44 RC柱往覆分析之遲滯迴圈(L=1.8m)

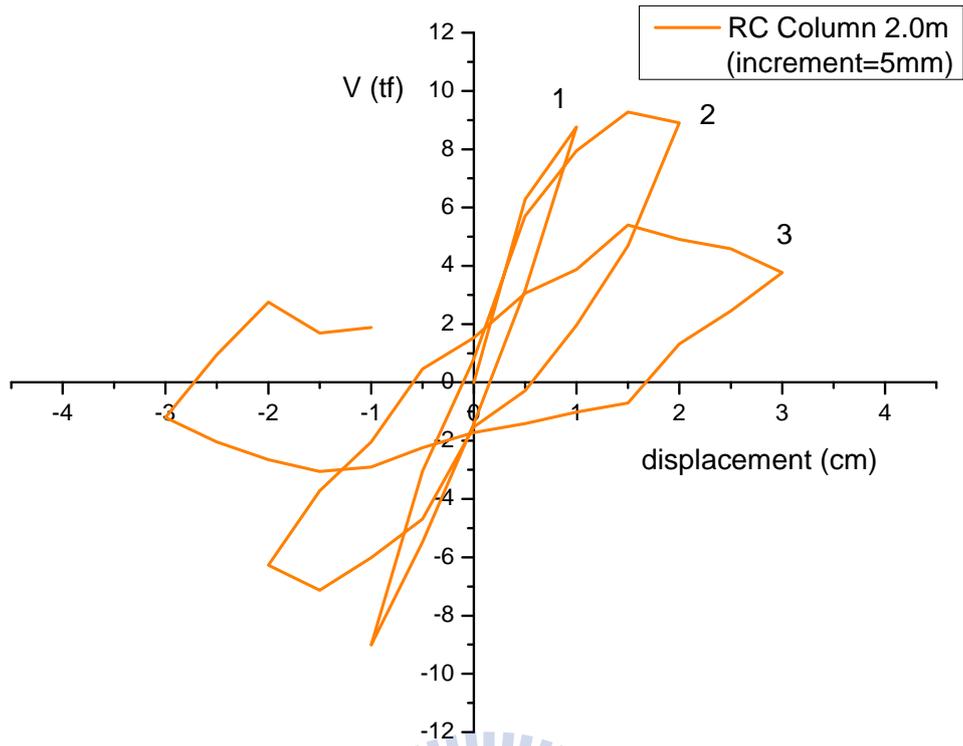


圖3.4.45 RC柱往覆分析之遲滯迴圈(L=2.0m)

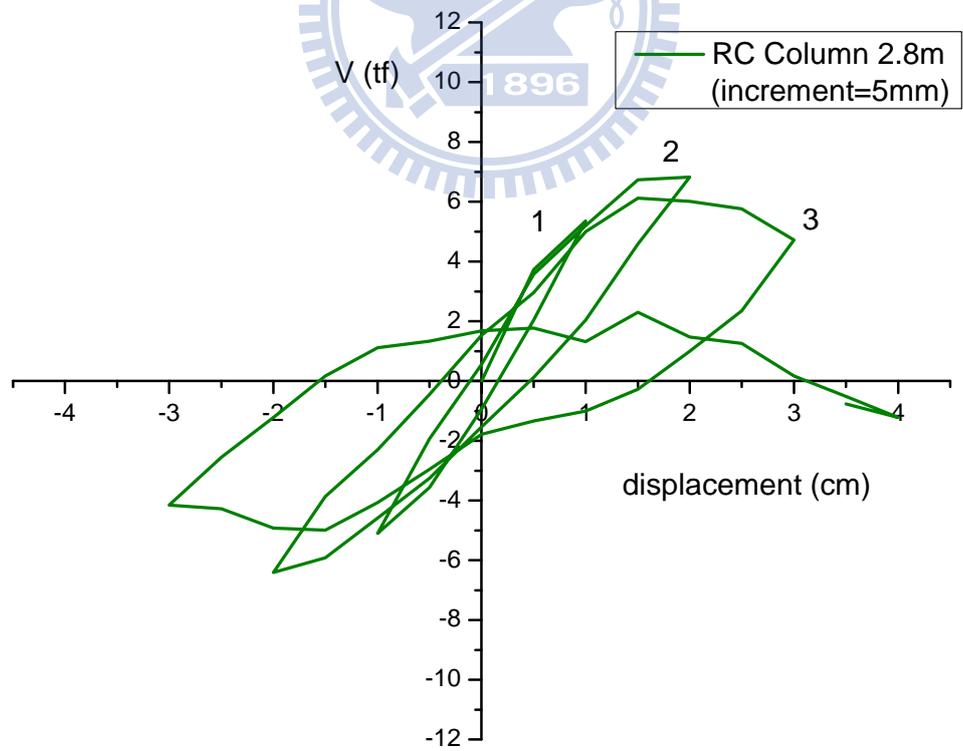


圖3.4.46 RC柱往覆分析之遲滯迴圈(L=2.8m)

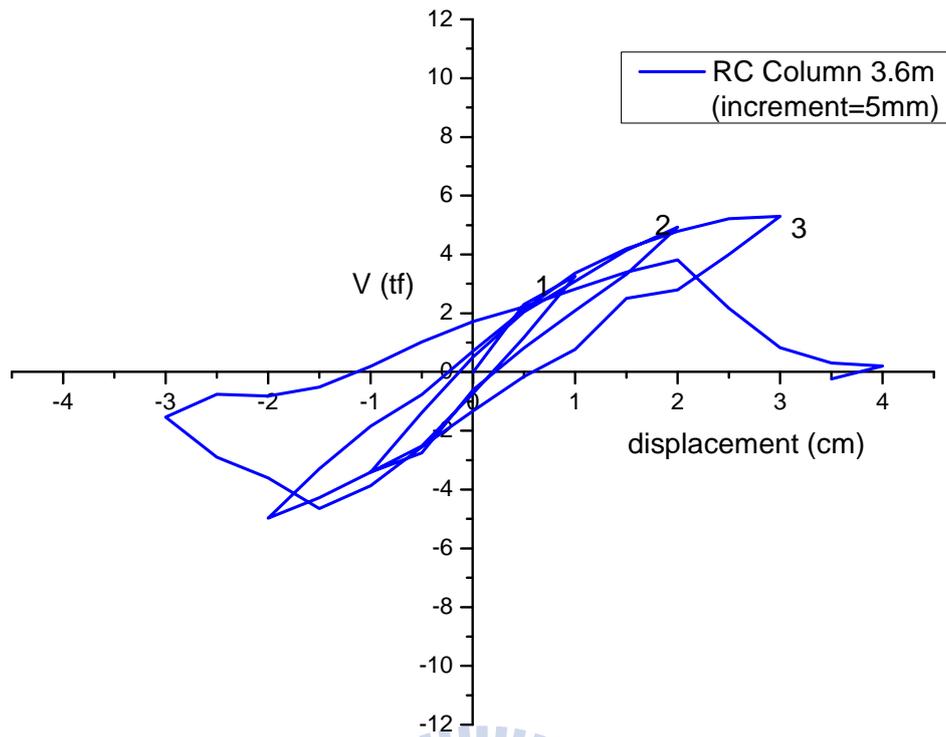


圖3.4.47 RC柱往覆分析之遲滯迴圈(L=3.6m)



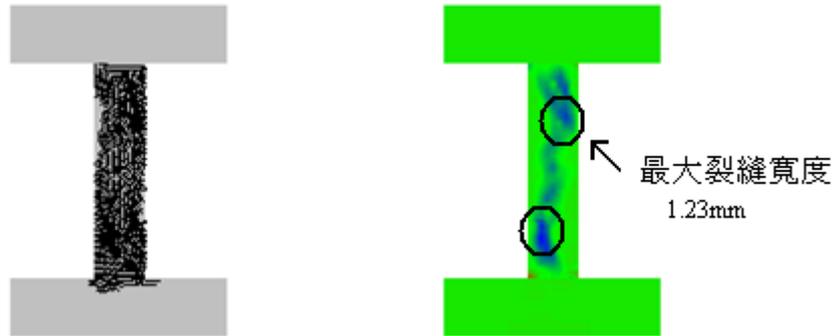


圖3.4.48 RC柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=1.5m)

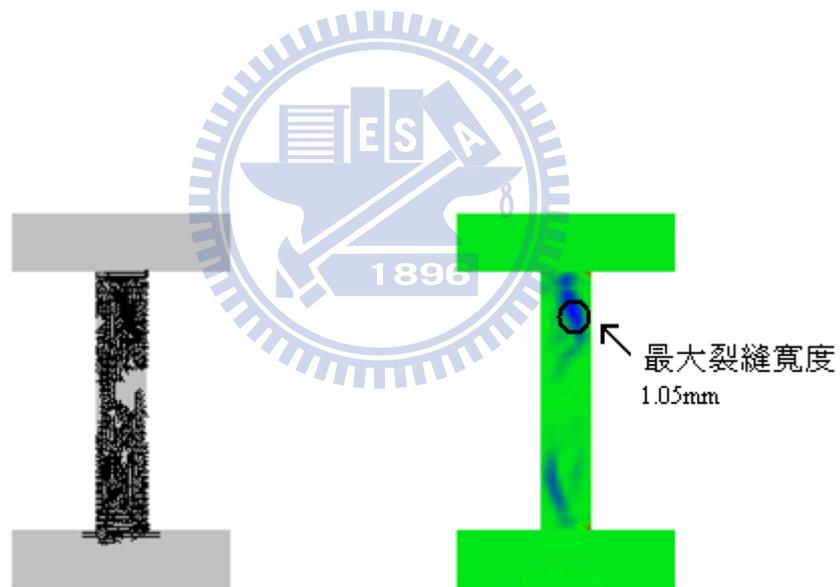


圖3.4.49 RC柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=1.8m)

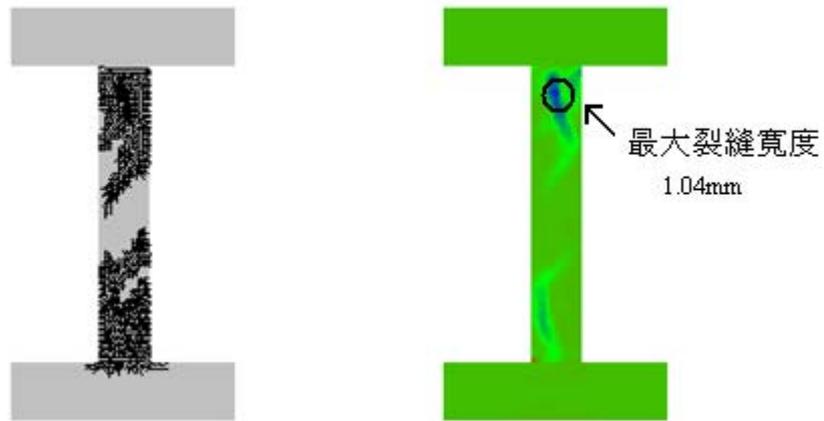


圖3.4.50 RC柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=2.0m)

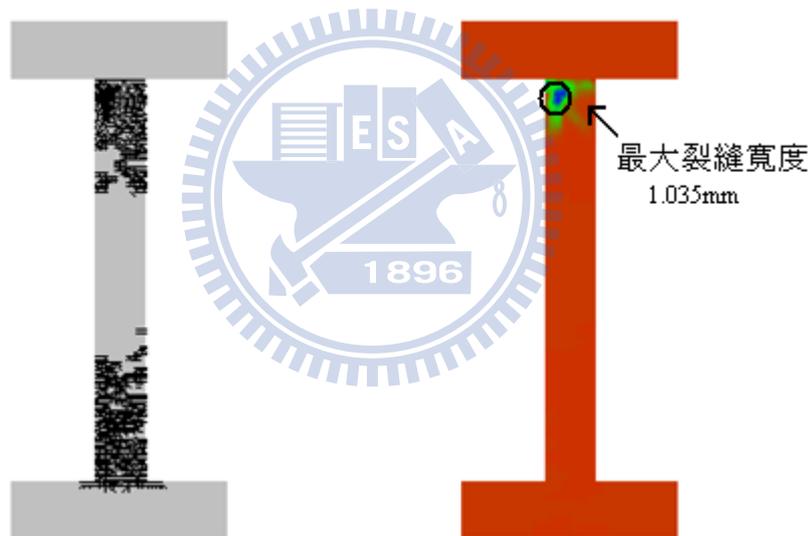


圖3.4.51 RC柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=2.8m)

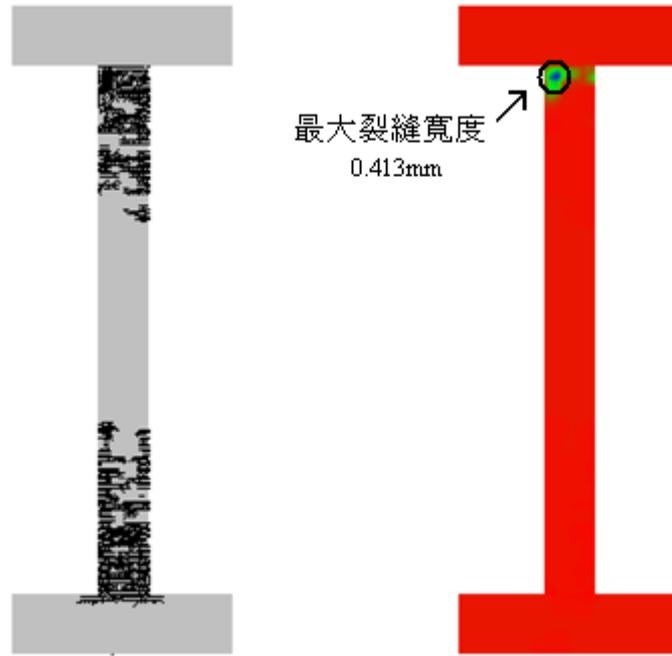
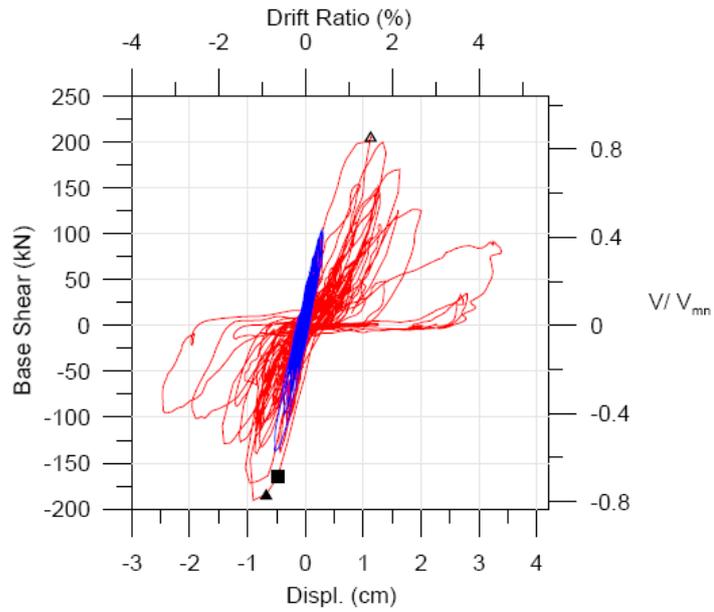


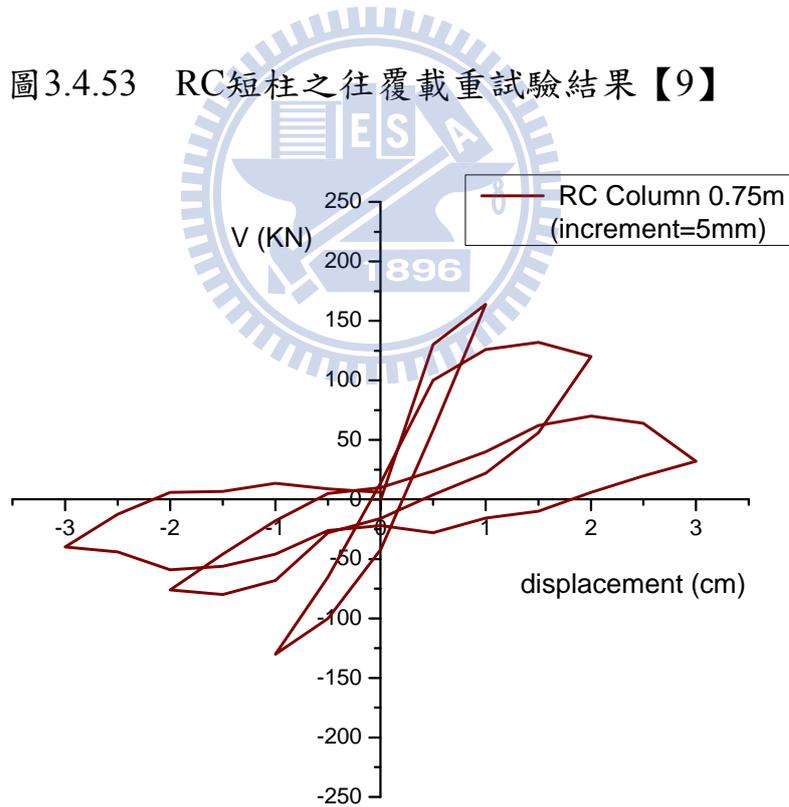
圖3.4.52 RC柱在往覆分析後之裂縫分佈與裂縫寬度(L=3.6m)





(柱斷面 25cm×25cm，柱高 75cm，主筋用 16—#4 號鋼筋)

圖3.4.53 RC短柱之往覆載重試驗結果【9】



(柱斷面 25cm×25cm，柱高 75cm，主筋用 16—#4 號鋼筋)

圖3.4.54 RC短柱之往覆載重ATENA分析結果

第四章 校舍 RC 結構之非線性有限元素分析

由第三章 RC 構件推覆分析與往覆載重分析結果，顯示 ATENA 2D 於 RC 結構耐震分析上確實相當合理可靠。本章將接續針對典型校舍 RC 結構進行模擬分析，並探討短牆束制效應對整體結構耐震行為之影響。分析模型將分別考慮單層樓及雙層樓之校舍結構。藉由 RC 結構之推覆分析，找出其耐震容量曲線，期能了解校舍結構受地震作用下時，整體結構之非線性力學行為，作為耐震詳評之基礎。

4.1 單層 RC 校舍之推覆分析

本節將利用 ATENA 2D 軟體建立校舍結構模型，進行推覆分析。受限於 ATENA 2D 軟體，目前只能進行二維平面結構之分析，鑒於校舍破壞主要都在沿走廊之長向，因此本節將針對校舍長向之單層樓平面構架進行分析。

4.1.1 ATENA 2D RC 結構模型

本節分析案例係參考桃園縣瑞埔國小校舍單間教室之實際尺寸，乃三跨四柱之 RC 構架。每根柱之斷面均為 35cm×40cm，柱高 3.6m，柱跨距為 3.2m；各柱之主筋配置皆採用 8 根 6 號鋼筋，箍筋尺寸均為 3 號鋼筋；梁的部份則以剛性梁來模擬，以反映樓板對梁的加勁效應；邊界條件則針對

柱底部作水平(X及Y)向之束制。此外，並考慮於中間跨增添短牆，對其相鄰兩根柱子形成束制而使有效柱高縮短；短牆係以混凝土材料模擬，目的在模擬校舍因開窗所設計之窗台對鄰柱之影響。本研究中暫將短牆考慮為剛體，分析時乃將短牆作(X及Y)向之束制，使其不產生任何變形。本案例將考慮以下三種束制條件進行比較：

- (1) 無短牆束制，有效柱高 $L=3.6\text{m}$ ，如圖 4.1.1 所示；
- (2) 中央兩柱受短牆束制，短牆高度為原柱高二分之一，即有效柱高 $L=1.8\text{m}$ ，如圖 4.1.2 所示；
- (3) 中央兩柱受短牆束制，短牆高度為原柱高三分之二，即有效柱高 $L=1.2\text{m}$ ，如圖 4.1.3 所示。

以上各案例只考慮材料自重，無額外施加活載之軸壓力，並以位移控制方式進行非線性推覆分析。

4.1.2 單層 RC 校舍之推覆分析結果

單層平面結構，無短牆束制條件下，由推覆分析所得之耐震容量曲線如圖 4.1.4 所示。其極限側向強度達 25tf ，韌性比約為 11，該容量曲線特徵顯示其破壞模式為撓剪破壞；單層平面結構，受二分之一短牆束制條件下，由推覆分析所得之容量曲線如圖 4.1.5 所示。其極限強度為 32.5tf ，韌性比

約為 8，該容量曲線特徵顯示其破壞模式亦呈撓剪破壞；單層平面結構，受三分之二短牆束制條件下，由推覆分析所得之耐震容量曲線如圖 4.1.6 所示，極限側向強度達到 43tf，但韌性比只有 1，該容量曲線特徵顯示其破壞模式呈剪力破壞，一旦受力達極限值後其強度即迅速衰減。

單層平面結構無短牆束制，當側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度，如圖 4.1.7 與圖 4.1.8 所示。由裂縫寬度得知，破壞位置主要集中於柱頂與柱底兩端，最大裂縫寬度約為 1.76mm，應屬典型之撓剪破壞型式。

單層平面結構受二分之一短牆束制，當側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度，如圖 4.1.9 與圖 4.1.10 所示。未受束制之邊柱主要裂縫仍產生於柱兩端，最大裂縫寬度約 0.87mm，屬撓剪破壞型式；而中央受短牆束制之短柱，其破壞程度較邊柱顯著，且有斜裂縫產生，最大裂縫寬度約為 3.2mm，破壞型式傾向於剪力破壞。

單層平面結構受三分之二短牆束制，側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度，如圖 4.1.11 與圖 4.1.12 所示。未受束制之邊柱仍呈上下兩端之撓剪破壞，其裂縫寬度約為 2.2mm。中央受短牆束制之短柱，斜裂縫已遍及柱身，且最大裂縫寬度達 6.23mm，屬典型之剪力破壞型式。綜上所述，可歸納結論如下：

1. 無短牆束制時，RC 構架之極限側向強度為 25tf，韌性比為 11，其容

量曲線特徵與裂縫分佈情況顯示其破壞模式為撓剪破壞。

2. 二分之一短牆束制時，其極限側向強度提升至 32.5tf，相較於無短牆束制時，有明顯增大，韌性比則降為 8，其容量曲線特徵屬撓剪破壞模式。
3. 三分之二短牆束制時，極限側向強度提升至 43tf，韌性比則降為 1，其容量曲線特徵呈典型之剪力破壞模式，一旦達極限強度後其強度即迅速衰減。
4. 有效柱高之縮短，使得整體 RC 結構之勁度提升，極限側向強度也隨之提升。但也因柱高的縮短，使得韌性下降。破壞模式亦隨著有效柱高縮短，由撓剪破壞轉變成剪力破壞。

4.2 雙層 RC 校舍之推覆分析

本節將利用 ATENA 2D 軟體建立雙層校舍 RC 結構模型，進行推覆分析，並探討活載重對於結構耐震行為之影響。

4.2.1 ATENA 2D RC 結構模型

本節之結構模型乃依據 4.1 節所考慮之模型，將其延伸為雙層樓之三跨四柱 RC 平面構架。RC 柱斷面均為 35cm×40cm，柱高 3.6m，柱跨距 3.2m，主筋皆採用 8 根 6 號鋼筋，箍筋尺寸使用 3 號鋼筋。本節並將考慮活載重

對結構耐震行為之影響，考慮之案例包括以下六種情況：

- (1) 無短牆束制，考慮材料自重但不考慮活載重，有效柱高 $L=3.6\text{m}$ ，如圖 4.2.1 所示；
- (2) 中央兩柱受短牆束制，短牆高度為原柱高二分之一，考慮材料自重但不考慮活載重，有效柱高 $L=1.8\text{m}$ ，如圖 4.2.2 所示；
- (3) 中央兩柱受短牆束制，短牆高度為原柱高三分之二，考慮材料自重但不考慮活載重，有效柱高 $L=1.2\text{m}$ ，如圖 4.2.3 所示；
- (4) 無短牆束制，考慮材料自重與活載重，有效柱高 $L=3.6\text{m}$ ，如圖 4.2.4 所示；
- (5) 中央兩柱受短牆束制，短牆高度為原柱高二分之一，考慮材料自重與活載重，有效柱高 $L=1.8\text{m}$ ，如圖 4.2.5 所示；
- (6) 中央兩柱受短牆束制，短牆高度為原柱高三分之二，考慮材料自重與活載重，有效柱高 $L=1.2\text{m}$ ，如圖 4.2.6 所示。

以上各分析模型之邊界條件係針對柱底部作水平(X 及 Y)向束制。其中，活載重的定義乃依建築技術規則建築構造編【23】之規定，校舍教室之設計活載重為 $250\text{kgf}/\text{m}^2$ 。以教室面積約 71.8m^2 計算，教室規定之設計總活載重為 17.95tf 。為求保守，本例設計總活載重考慮為 20tf 。此外，本

例亦忽略隔間牆之承壓能力，以設計總活載重之半作為單一平面構架之設計活載重，並以均佈荷載之方式加載。推覆分析之機制則與 4.1 節相同，仍以樓層之水平位移作為控制，而各樓層位移之東向配置方式則如圖 4.2.7 所示，即於二樓橫梁給予之位移量為一樓橫梁的兩倍，呈倒三角形之東向分配。

4.2.2 雙層 RC 校舍之推覆分析結果

(一)未考慮活載重

雙層 RC 平面結構，不考慮活載重，且無短牆束制條件下之推覆分析結果如圖 4.2.8 所示。本例整體結構之極限側向強度達 26.5tf，韌性比為 10.5；雙層 RC 平面結構，不考慮活載重，且受二分之一短牆束制條件下之推覆分析結果如圖 4.2.9 所示。相較於無短牆之案例，此例因有效柱高縮短，構架之側向勁度大幅提升，其整體結構之極限側向強度上升至 32.5tf，韌性比則稍微下降至 9.8；雙層 RC 平面結構，不考慮活載重，受三分之二短牆束制條件下之推覆分析結果如圖 4.2.10 所示。此例因有效柱高更為短，使得構架之側向勁度更為增大，整體結構之極限側向強度達到 40tf，但韌性比則驟降為 2。

由裂縫分佈與寬度分析結果觀之，雙層 RC 平面結構，無短牆束制，且不考慮活載重條件下，當側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度如圖

4.2.11 與圖 4.2.12 所示。其主要破壞位置發生於柱上下兩端，屬典型之撓剪破壞型式；雙層 RC 平面結構，受二分之一短牆束制，且不考慮活載重條件下，當側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度如圖 4.2.13 與圖 4.2.14 所示。其中未受束制之邊柱主要破壞位置仍發生於柱上下兩端，裂縫寬度約為 1.0mm，而中央受短牆束制之短柱，破壞程度較邊柱顯著，最大裂縫寬度達 2.25mm，其裂縫破壞行為傾向剪力破壞之模式；雙層 RC 平面結構，受三分之二短牆束制，且不考慮活載重條件下，當側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度如圖 4.2.15 與圖 4.2.16 所示。其中未受束制之邊柱主要破壞位置亦發生於柱兩端，裂縫寬度約擴大為 2.5mm，呈現撓曲或撓剪破壞模式。而中央受短牆束制之短柱，斜裂縫則遍及柱身，最大裂縫寬度達 6.6mm，屬典型之剪力破壞模式。

(二)考慮活載重

雙層 RC 平面結構，考慮活載重且無短牆束制條件下之推覆分析結果如圖 4.2.17 所示。相較於未考慮活載重者，本例之極限強度提升至 30tf，韌性比則由 10.5 下降為 8；雙層 RC 平面結構，考慮活載重且受二分之一短牆束制條件下之推覆分析結果如圖 4.2.18 所示。比較相同模型但未考慮活載重者，其極限強度上升約 5tf 達到 37tf，但韌性比卻由 9.8 大幅下降為 4；雙層 RC 平面結構，考慮活載重且受三分之二短牆束制條件下之推覆分

析結果如圖 4.2.19 所示。相較於未考慮活載重者，其極限強度由 40tf 增大為 43tf，而整體結構之側向強度達到極限值後其衰減速率更為明顯，該容量曲線呈剪力破壞模式，韌性比亦由 2 略微下降為 1.8。由以上案例分析比較可知，活載重的考慮與否，足以影響整體結構之極限強度及韌性。

再由裂縫分佈及寬度進行檢討。雙層 RC 平面結構，考慮活載重且無短牆束制條件下，當側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度如圖 4.2.20 與圖 4.2.21 所示。其最大裂縫寬度約 0.96mm，且主要破壞位置發生於柱上下兩端，呈撓剪破壞模式；受二分之一短牆束制且考慮活載重條件下，當側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度如圖 4.2.22 與圖 4.2.23 所示。其中未受束制之邊柱呈上下兩端撓曲破壞，最大裂縫寬度約 0.91mm。而中央受短牆束制之短柱，其破壞程度較邊柱顯著，最大裂縫寬度達 2.33mm，傾向剪力破壞模式；受三分之二短牆束制，考慮活載重條件下，當側向位移達 4cm 時之裂縫分佈與裂縫寬度如圖 4.2.24 與圖 4.2.25 所示。中央受短牆束制之短柱破壞程度更為顯著，最大裂縫寬度達 4mm，且斜裂縫已遍及柱身，呈明顯之剪力破壞型式。

綜上所述，歸納本節雙層樓 RC 構架推覆分析之結論如下：

1. 整體結構之側向勁度與極限強度隨著有效柱高之縮短而增大，但韌性則隨之縮小。

2. 耐震容量曲線顯示，有效柱高愈短者，其破壞模式愈傾向剪力破壞。
3. 由裂縫分佈及裂縫寬度研判，破壞型式隨著有效柱高縮短由撓曲或撓剪破壞轉為剪力破壞，裂縫分佈範圍較廣且裂縫較寬。
4. 活載重會使結構之極限強度略微提升，但導致韌性下降，較早達極限強度，且強度達極限值後，衰減速率加快。
5. 由本節雙層 RC 構架推覆分析結果顯示，活載重足以影響結構之力學行為。建議未來在進行推覆分析時應考慮活載重，才能更真實地模擬結構在地震力作用下之行為。



4.3 小結

綜合4.1節與4.2節之分析結果，RC平面構架，無論單層樓或雙層樓案例，均顯示無短牆束制者之韌性較佳，但極限側向強度較小；而考慮短牆束制之案例，因柱子之有效柱高縮短，造成側向勁度增大，其極限強度亦較無短牆束制者為大。短牆的存在雖造成整體結構破壞模式趨向剪力破壞，降低韌性，但另一方面其整體結構之側向強度亦有提升。根據蘇啟亮【1】於2009年5月國際地震工程會議—汶川地震一週年紀念會所指出，低矮結構之耐震設計考量，強度之重要性更勝於韌性。由川震災後調查結果顯示，倒塌建築之側向強度均遠低於設計需求強度，而未倒塌之建築其固有的側向強度滿足規定之需求強度，因而防止了結構於強震中破壞、倒塌。結構固有側向強度的重要性可能遠比韌性來得重要。客觀而言，短牆束制效應雖造成RC柱之破壞模式轉為吾人直覺上較不願見到的剪力破壞，但其作用亦使得整體結構之側向抵抗能力(強度)增加，就結構整體之抗震能力而言，未必絕對不利。現實中結構短柱無法避免，既然沒有證據顯示其必然導致結構耐震能力之劣化，結構設計上或許就不須刻意避免短柱的存在。

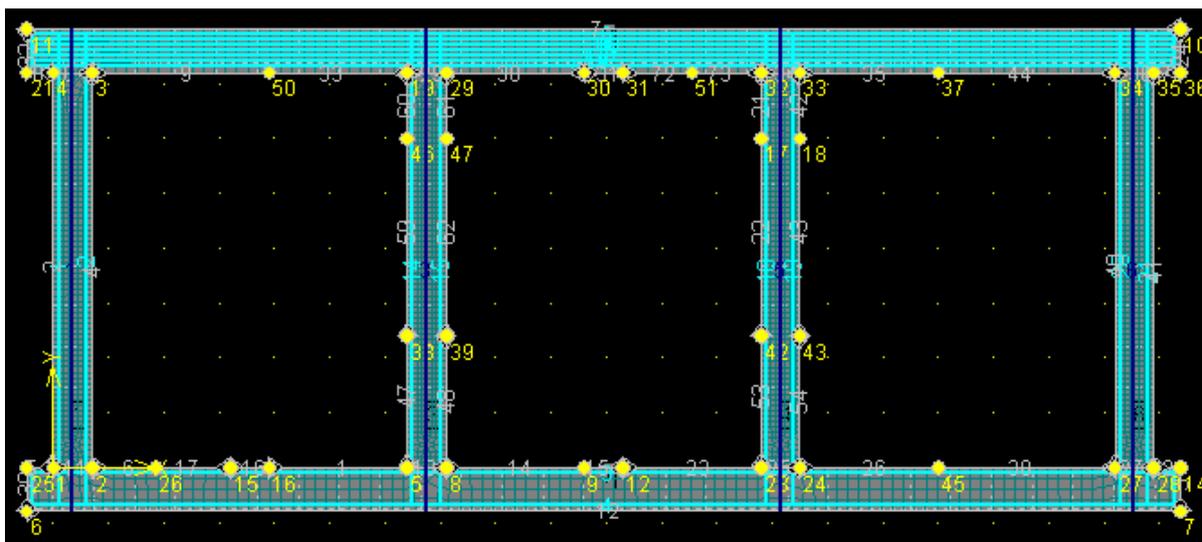


圖4.1.1 單層RC構架平面結構模型(無短牆束制)

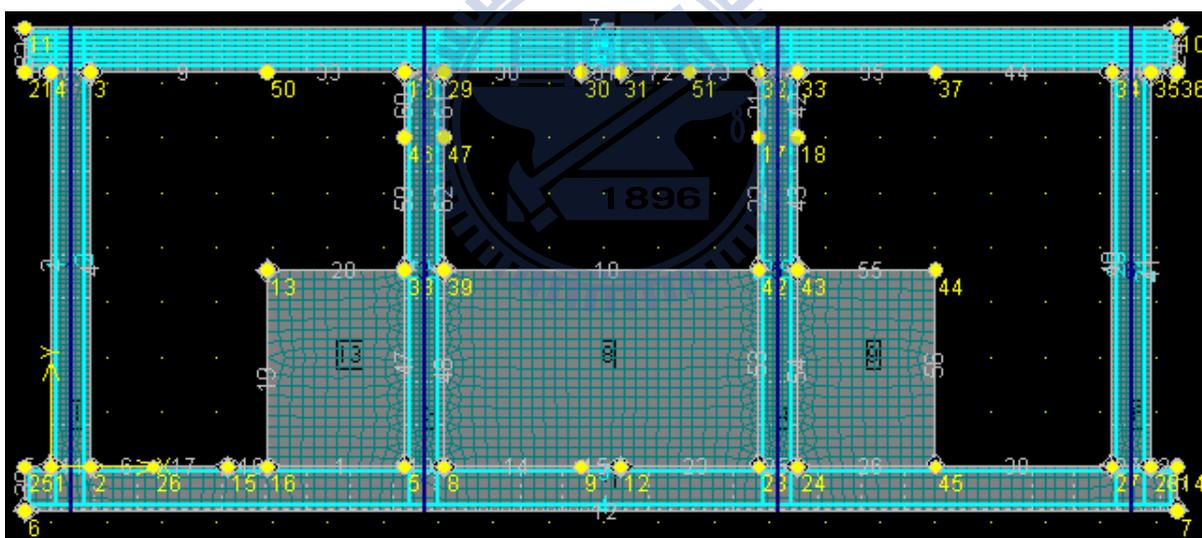


圖4.1.2 單層RC構架平面結構模型(1/2短牆束制)

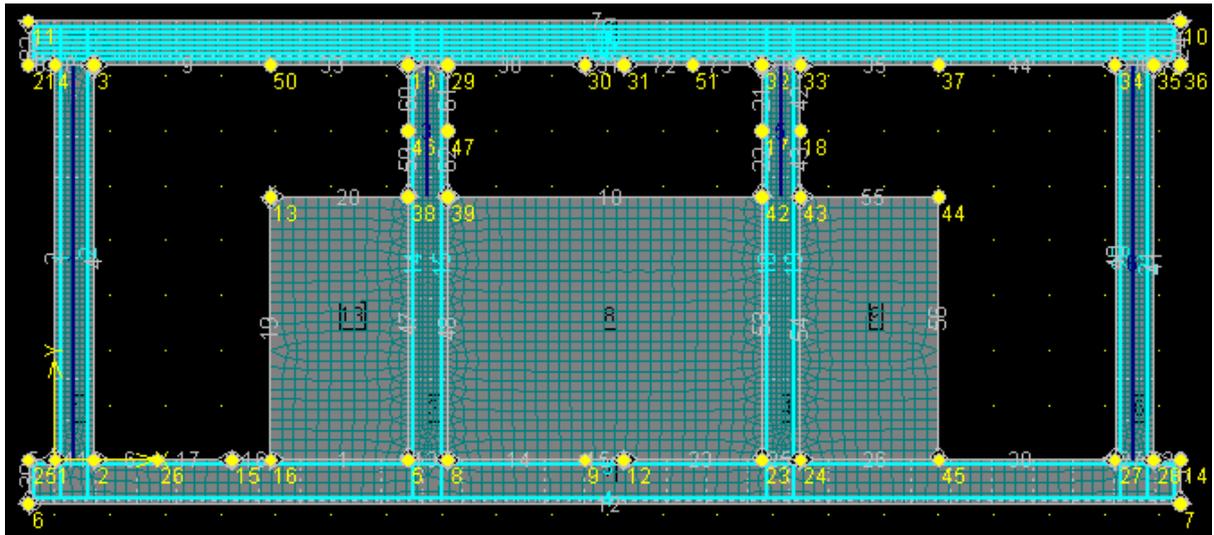
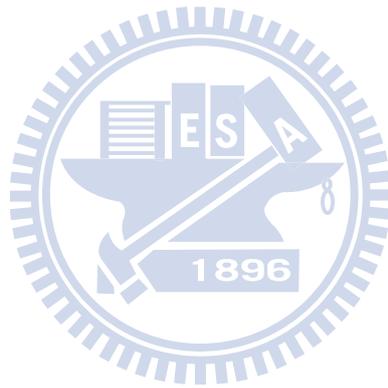


圖4.1.3 單層RC構架平面結構模型(2/3短牆束制)



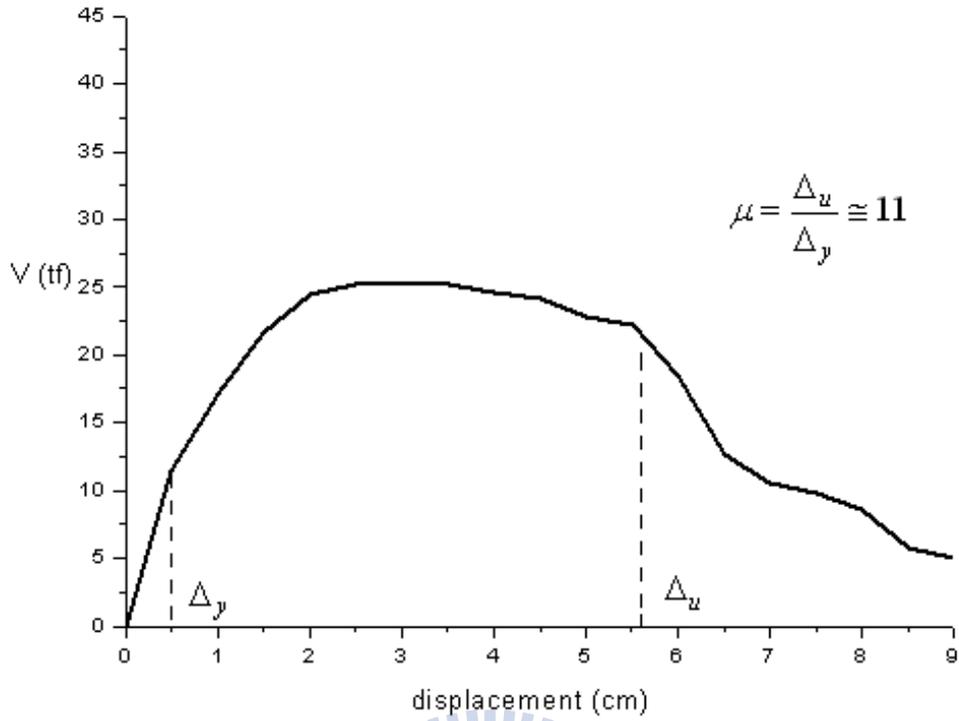


圖4.1.4 單層RC構架平面結構推覆分析之耐震容量曲線(無短牆束制)

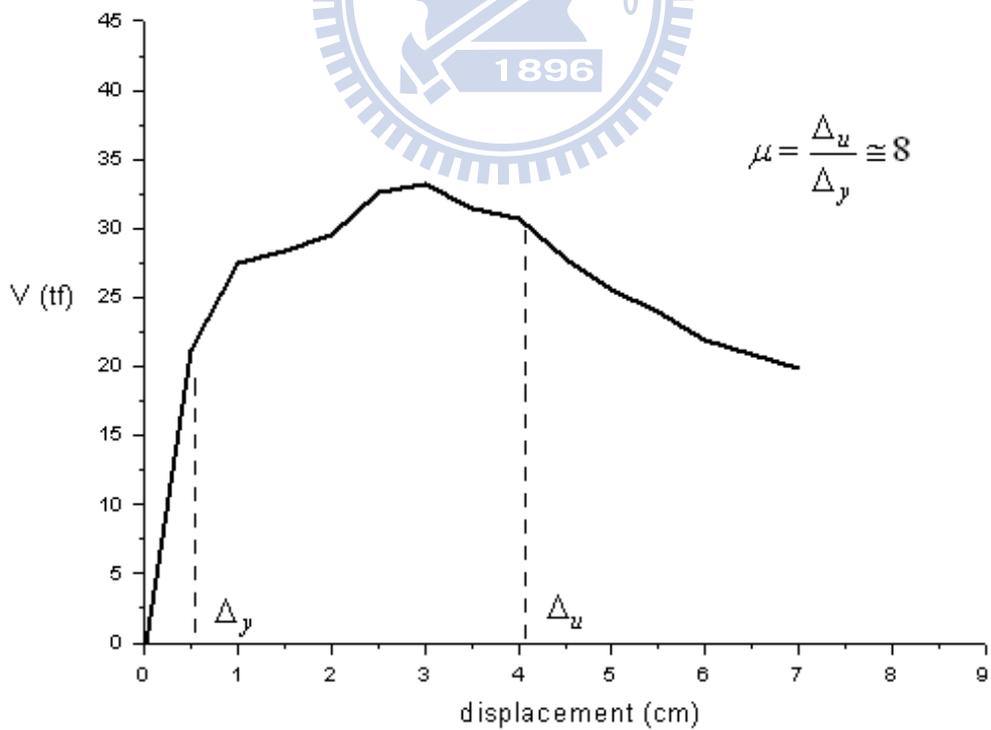


圖4.1.5 單層RC構架平面結構推覆分析之耐震容量曲線(1/2短牆束制)

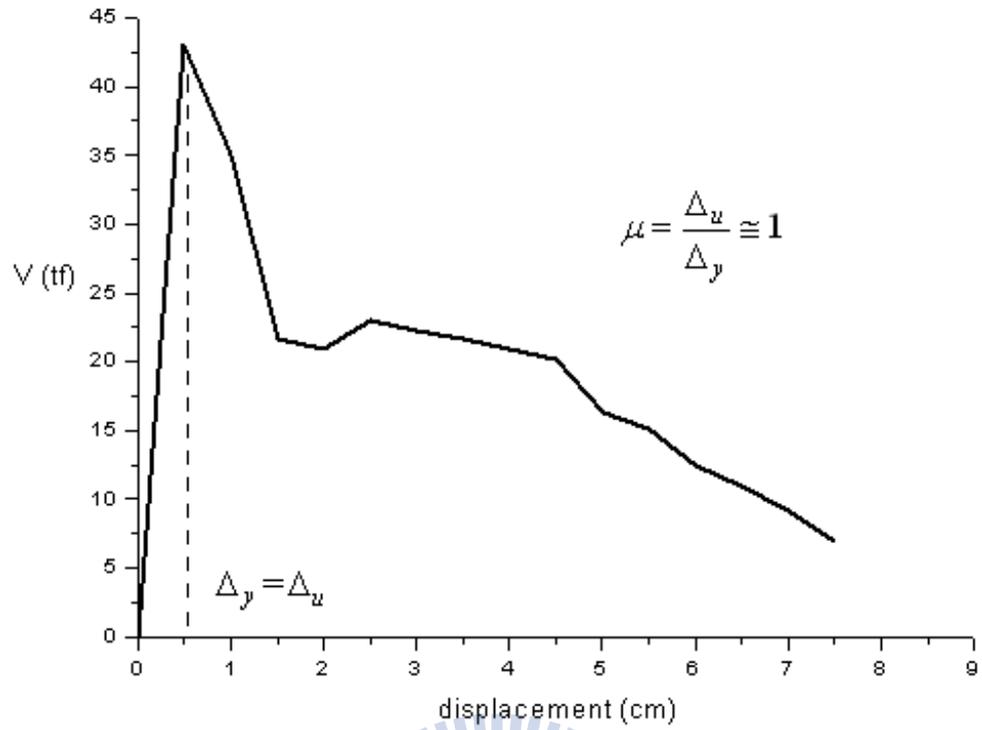


圖4.1.6 單層RC構架平面結構推覆分析之耐震容量曲線(2/3短牆束制)



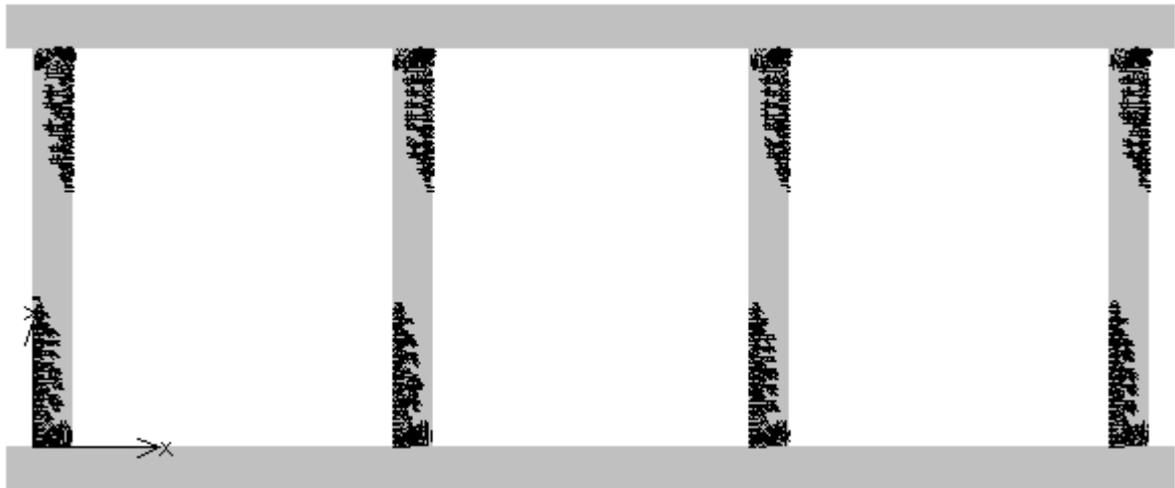


圖4.1.7 單層RC構架平面結構裂縫分佈圖(無短牆束制)

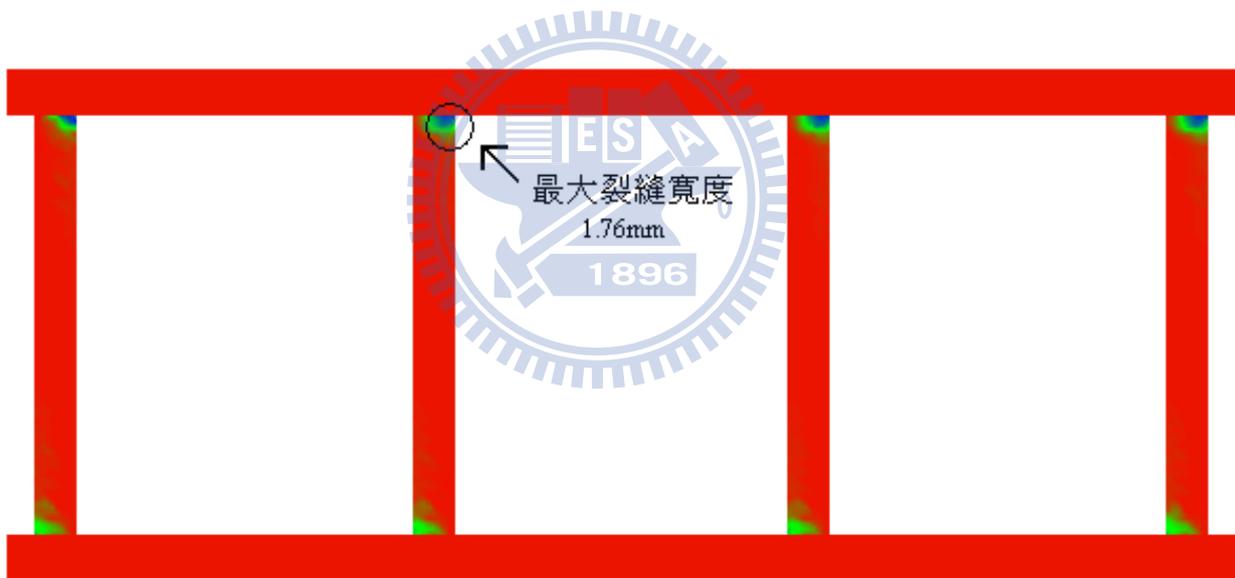


圖4.1.8 單層RC構架平面結構裂縫寬度(無短牆束制)

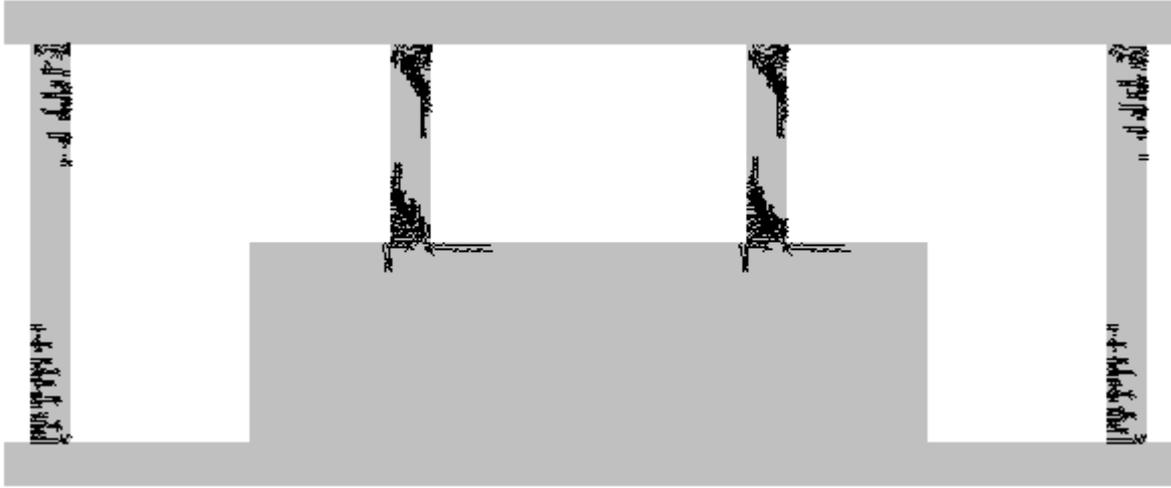


圖4.1.9 單層RC構架平面結構裂縫分佈圖(1/2短牆束制)



圖4.1.10 單層RC構架平面結構裂縫寬度(1/2短牆束制)

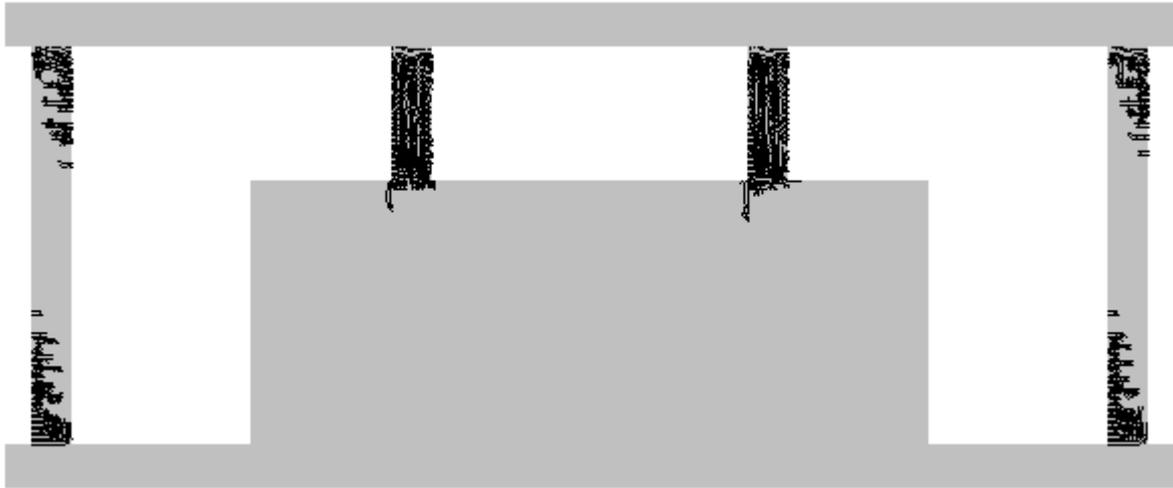


圖4.1.11 單層RC構架平面結構裂縫分佈圖(2/3短牆束制)

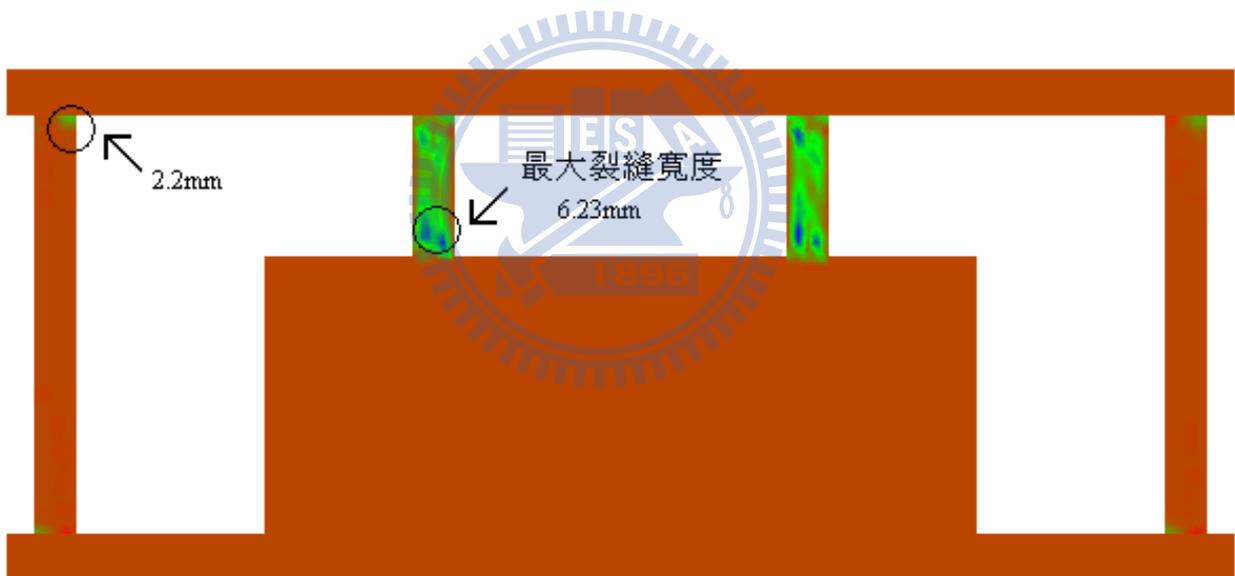


圖4.1.12 單層RC構架平面結構裂縫寬度(2/3短牆束制)

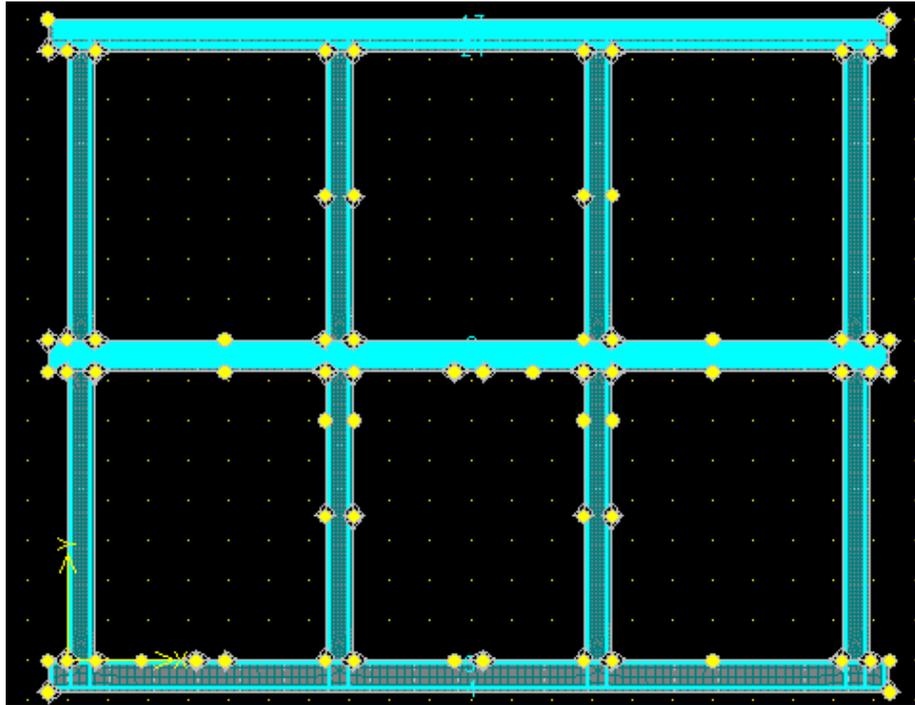


圖4.2.1 雙層RC構架未考慮活載重之平面結構模型(無短牆束制)

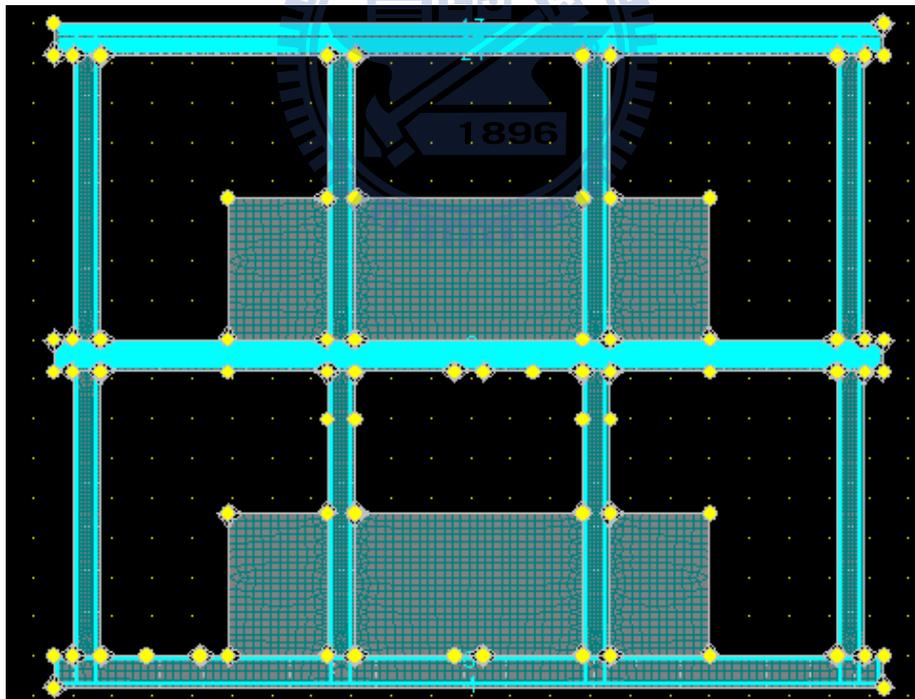


圖4.2.2 雙層RC構架平面結構未考慮活載重之平面結構模型(1/2短牆束制)

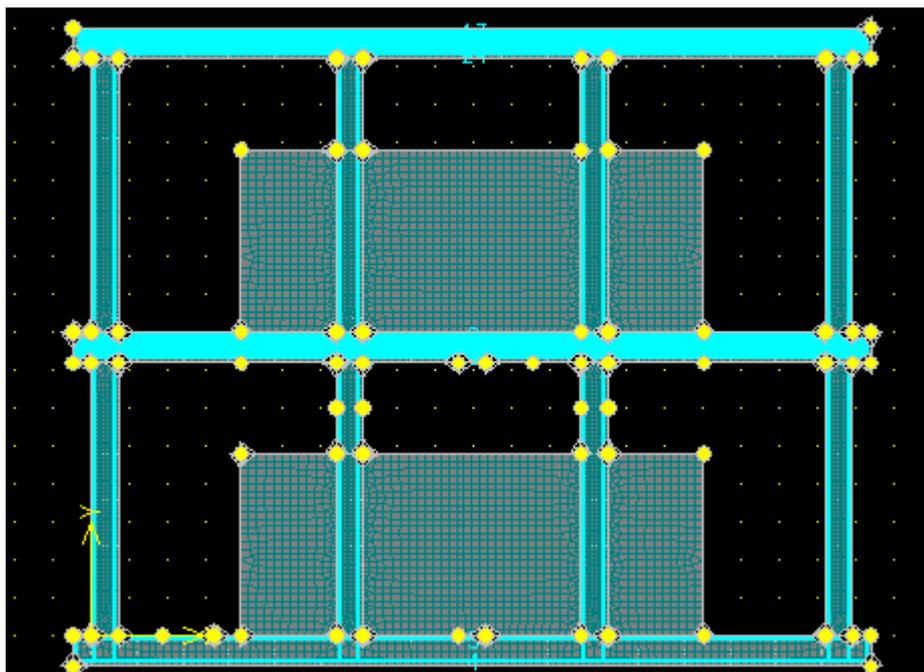


圖4.2.3 雙層RC構架未考慮活載重之平面結構模型(2/3短牆束制)

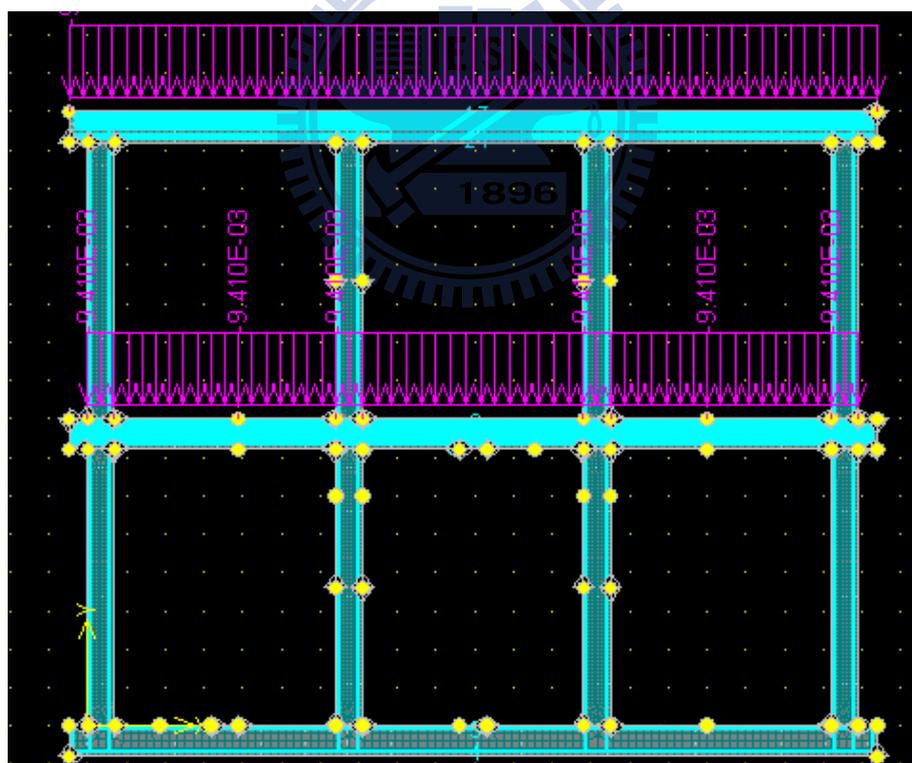


圖4.2.4 雙層RC構架考慮活載重之平面結構模型(無短牆束制)

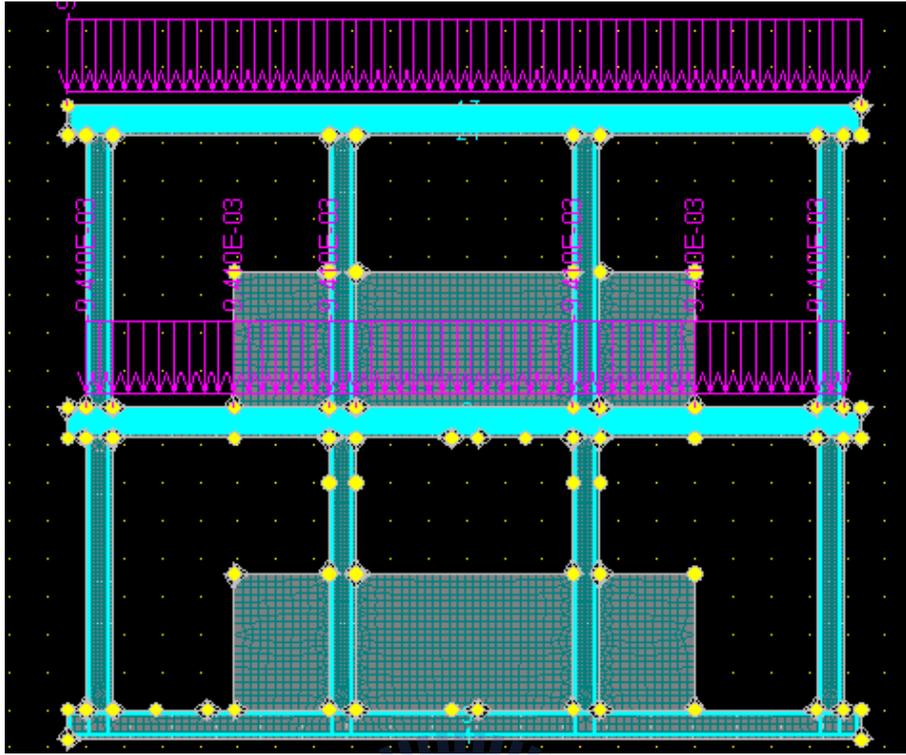


圖4.2.5 雙層RC構架考慮活載重之平面結構模型(1/2短牆束制)

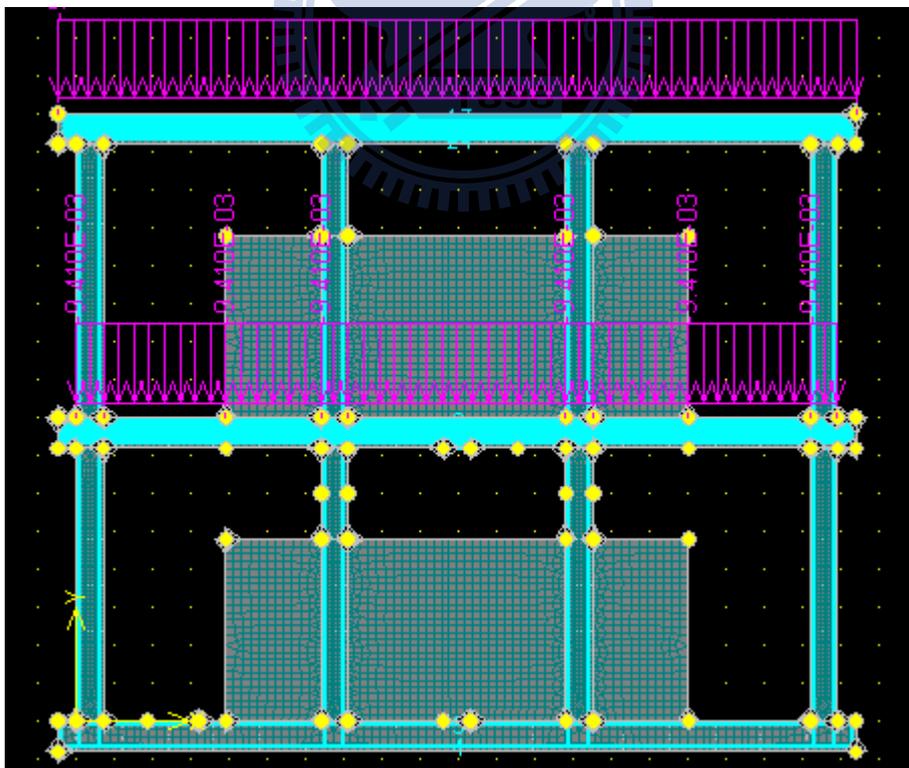


圖4.2.6 雙層RC構架考慮活載重之平面結構模型(2/3短牆束制)

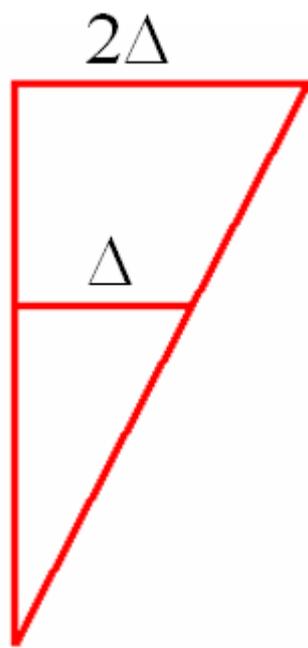


圖4.2.7 雙層樓推覆分析之位移控制方式



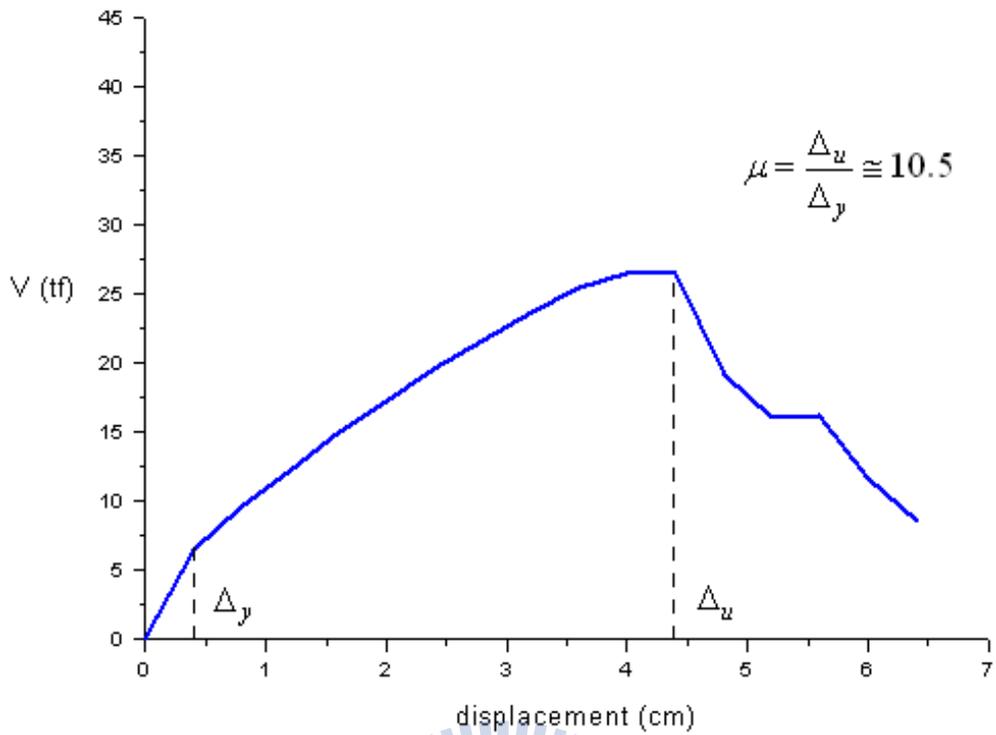


圖4.2.8 雙層RC構架平面結構之容量曲線(未考慮活載重，無短牆束制)

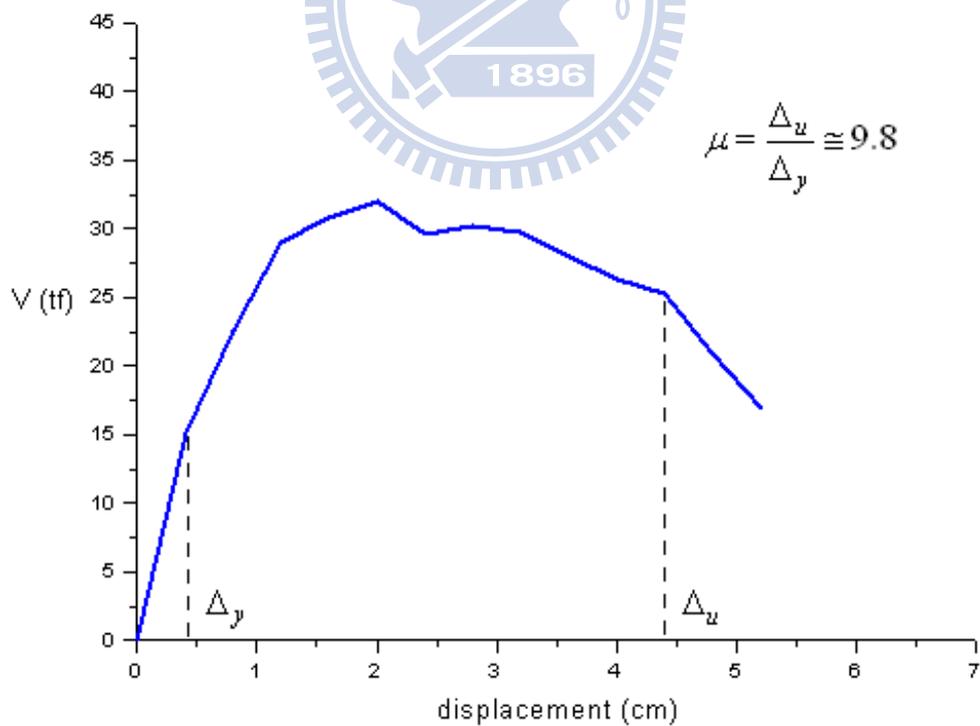


圖4.2.9 雙層RC構架平面結構之容量曲線(未考慮活載重，1/2短牆束制)

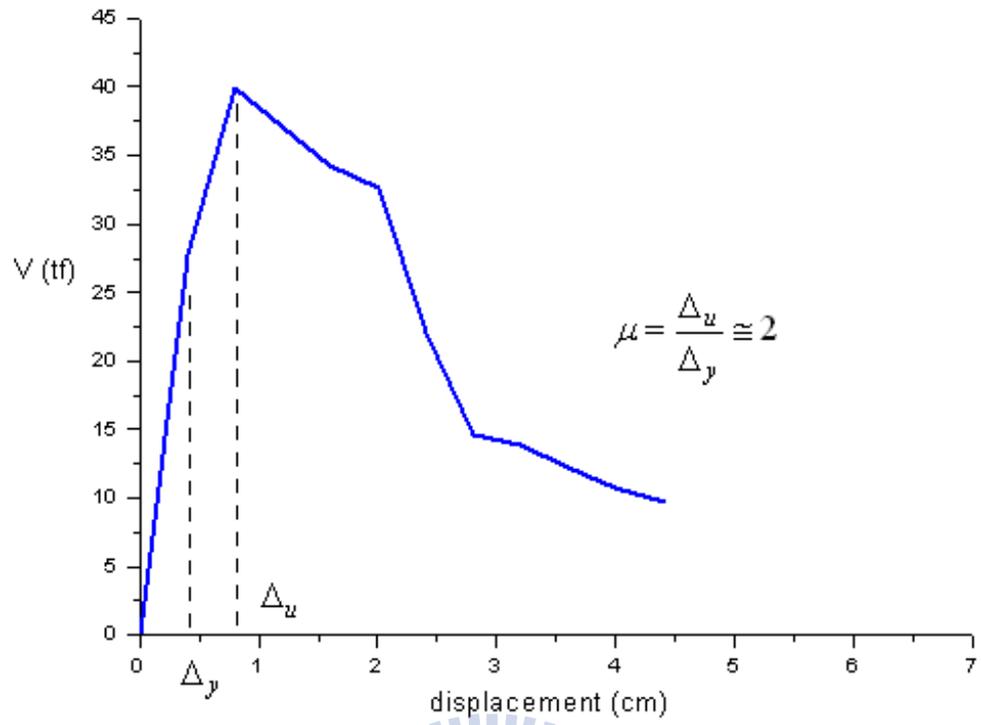


圖4.2.10 雙層RC構架平面結構之容量曲線(未考慮活載重，2/3短牆束制)



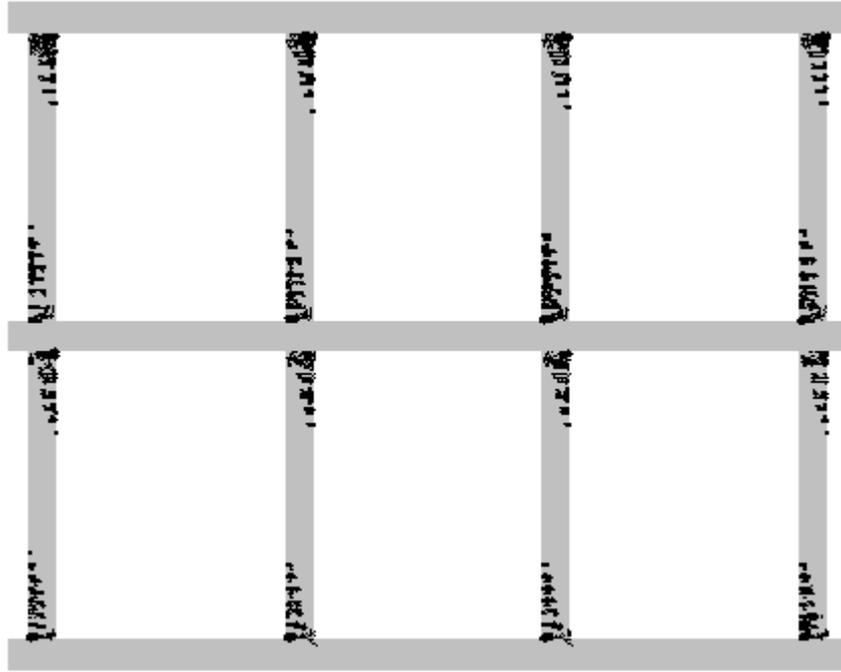


圖4.2.11 雙層RC構架平面結構之裂縫分佈圖(未考慮活載重，無短牆束制)

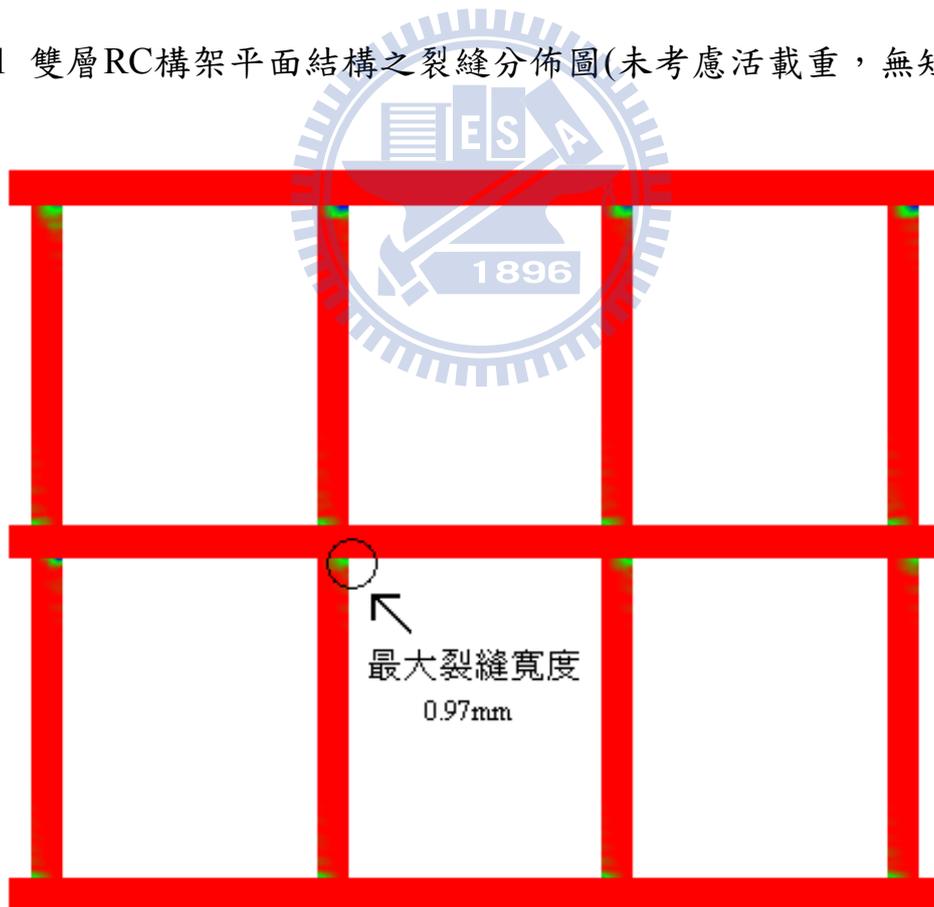


圖4.2.12 雙層RC構架平面結構之裂縫寬度(未考慮活載重，無短牆束制)

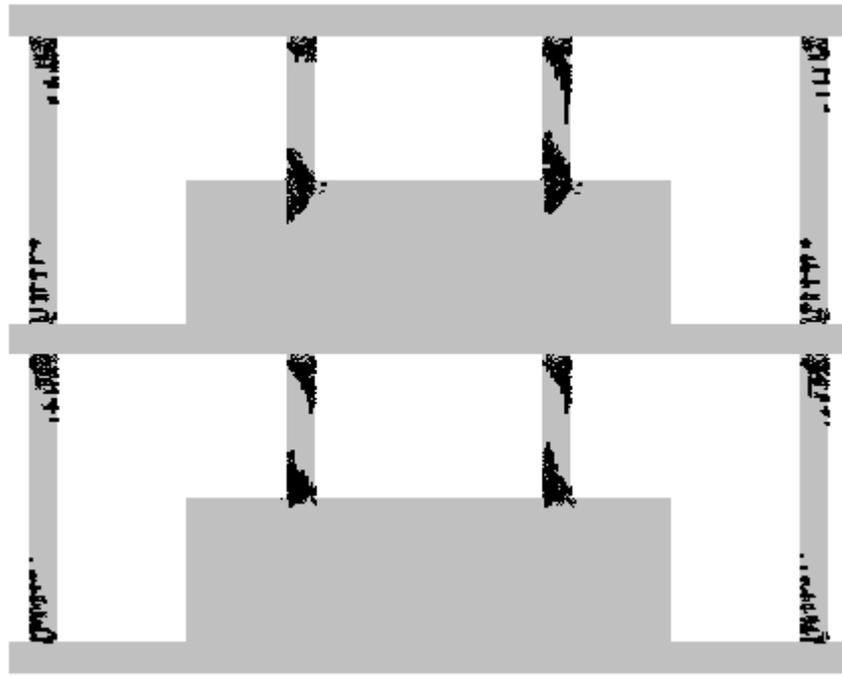


圖4.2.13 雙層RC構架平面結構之裂縫分佈圖(未考慮活載重，1/2短牆束制)

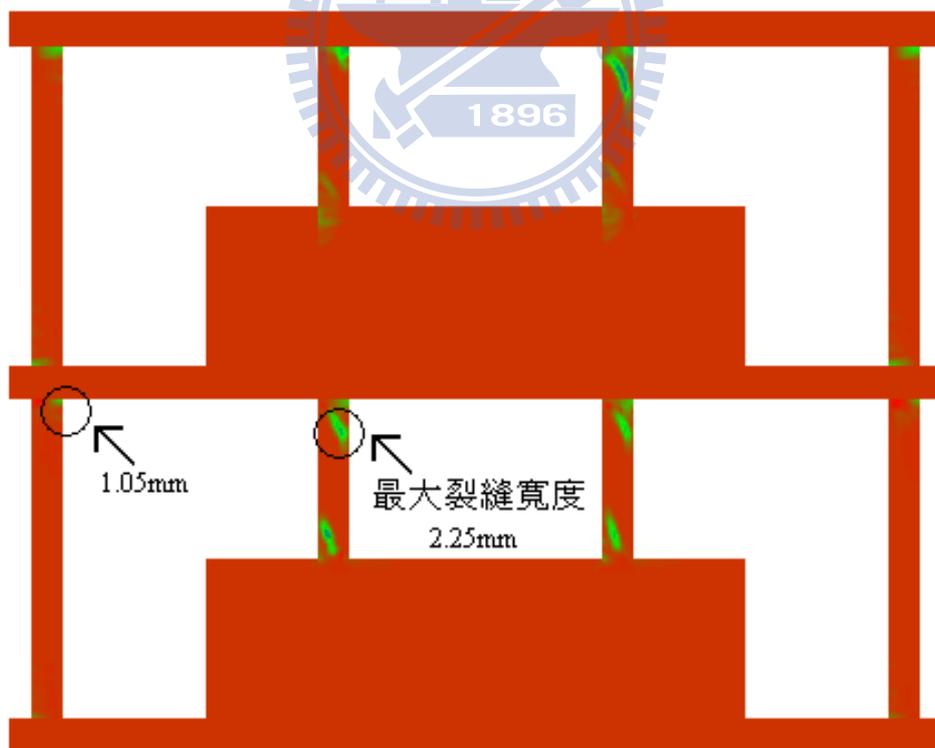


圖4.2.14 雙層RC構架平面結構之裂縫寬度(未考慮活載重，1/2短牆束制)

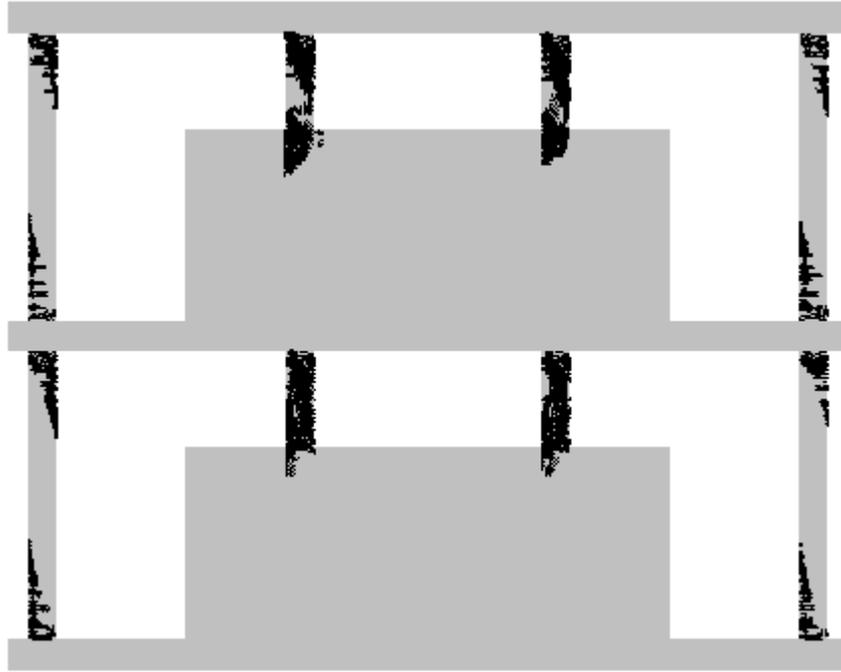


圖4.2.15 雙層RC構架平面結構之裂縫分佈圖(未考慮活載重，2/3短牆束制)

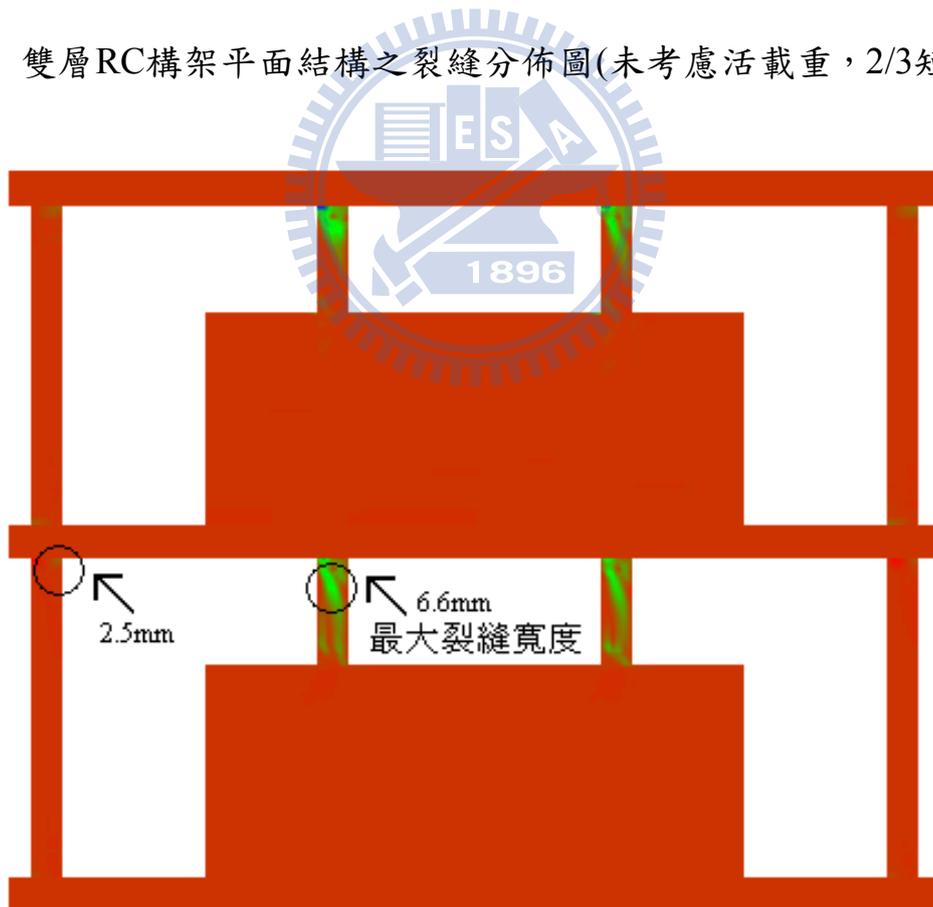


圖4.2.16 雙層RC構架平面結構之裂縫寬度(未考慮活載重，2/3短牆束制)

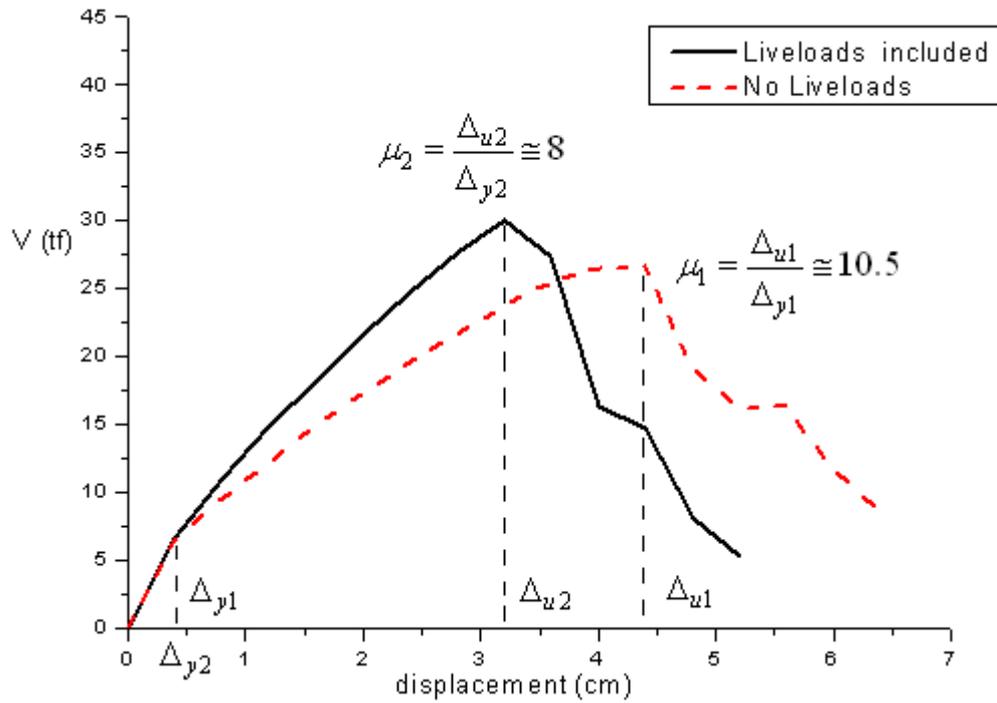


圖4.2.17 雙層RC構架考慮及未考慮活載重之容量曲線(無短牆束制)

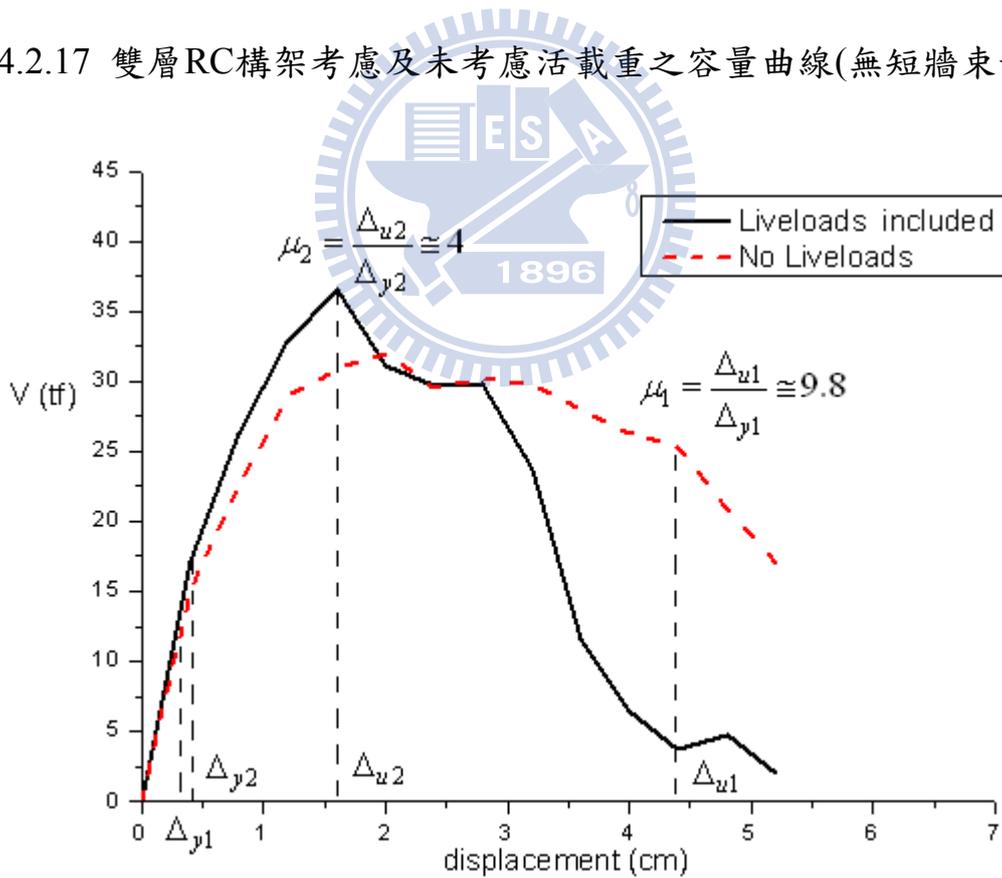


圖4.2.18 雙層RC構架考慮及未考慮活載重之容量曲線(1/2短牆束制)

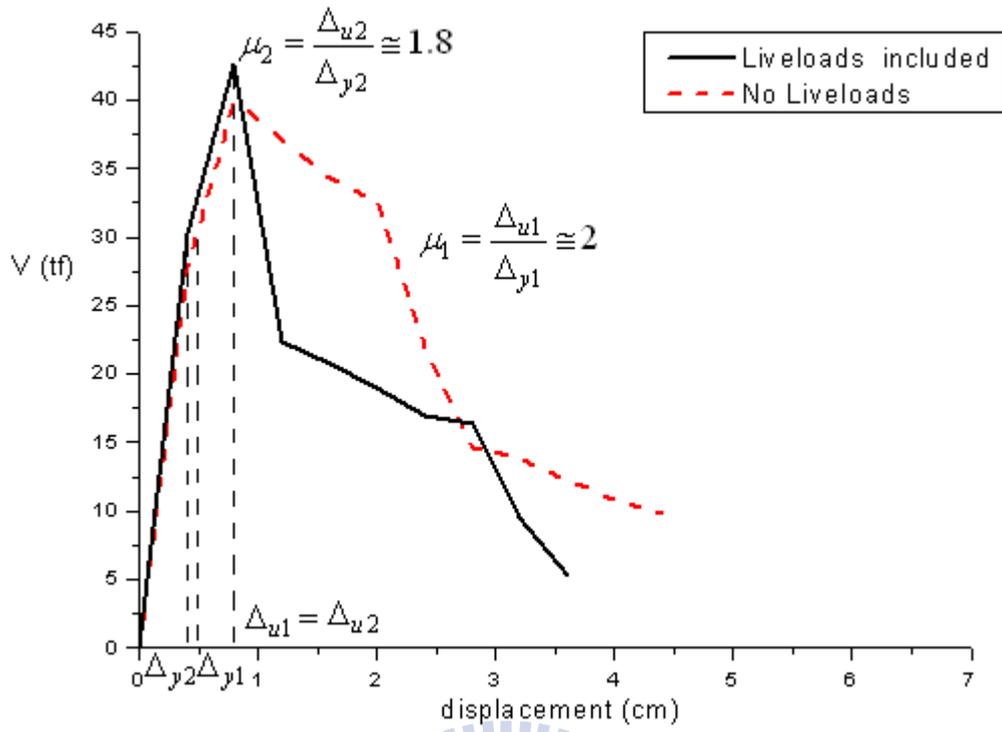


圖4.2.19 雙層RC構架考慮及未考慮活載重之容量曲線(2/3短牆束制)



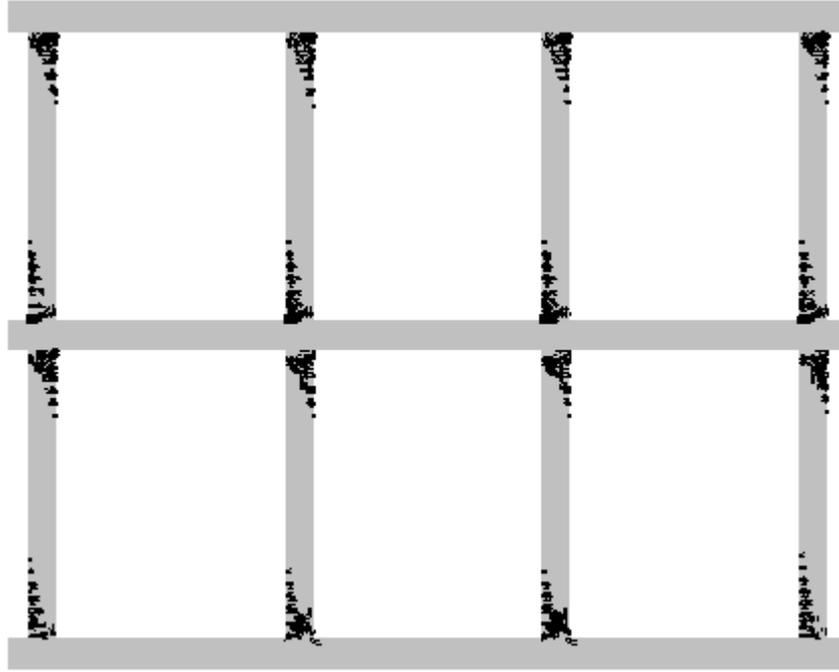


圖4.2.20 雙層RC構架平面結構之裂縫分佈圖(考慮活載重，無短牆束制)

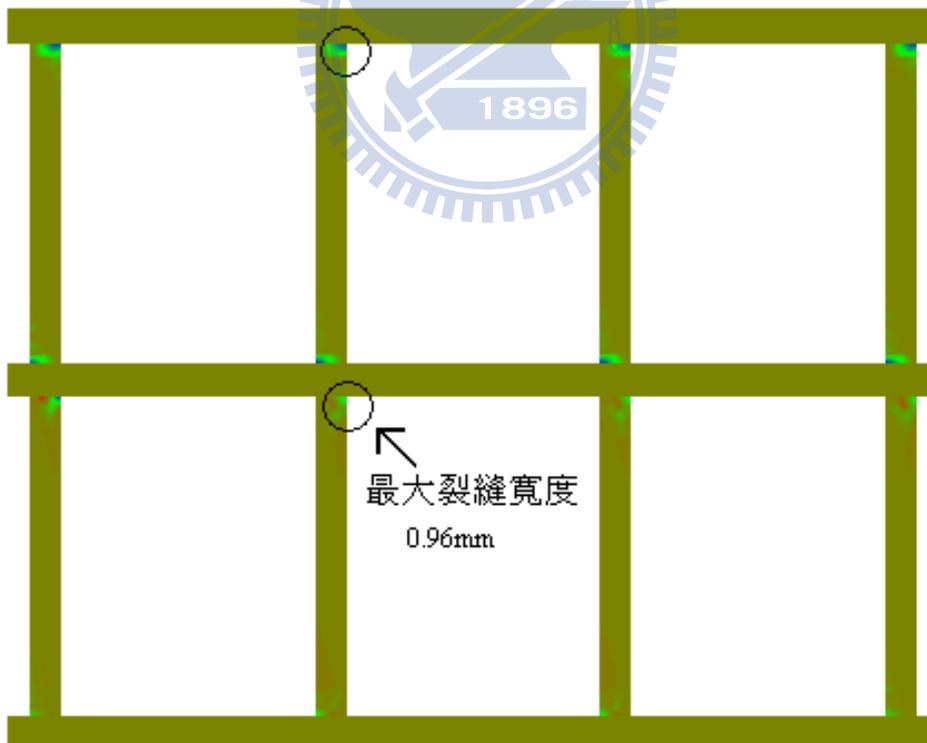


圖4.2.21 雙層RC構架平面結構之裂縫寬度(考慮活載重，無短牆束制)

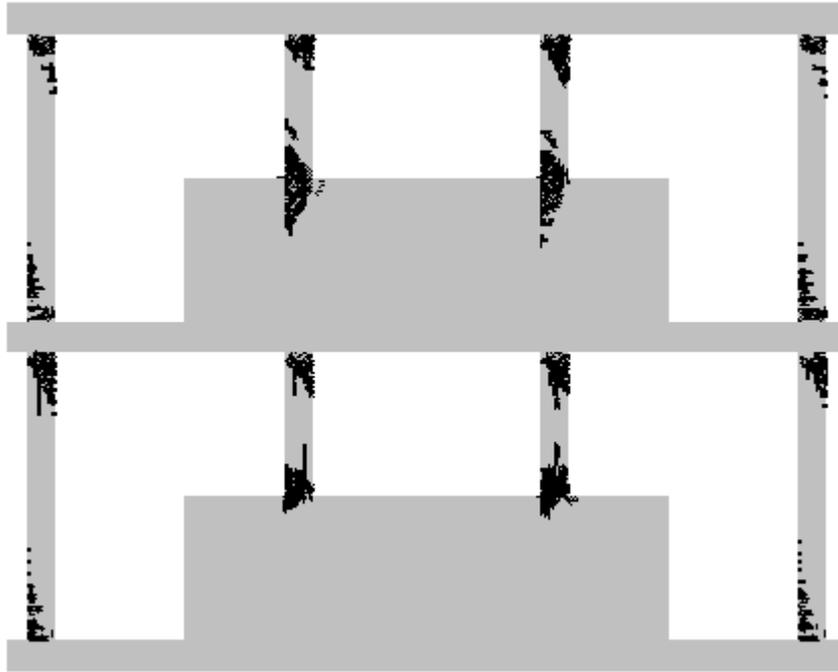


圖4.2.22 雙層RC構架平面結構之裂縫分佈圖(考慮活載重，1/2短牆束制)

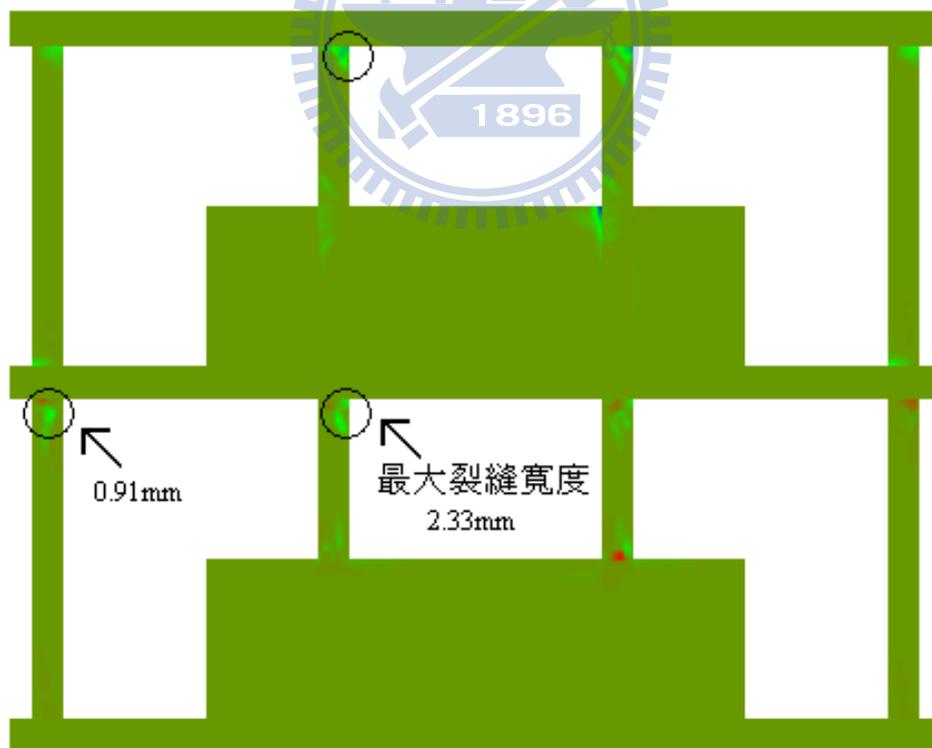


圖4.2.23 雙層RC構架平面結構之裂縫寬度(考慮活載重，1/2短牆束制)

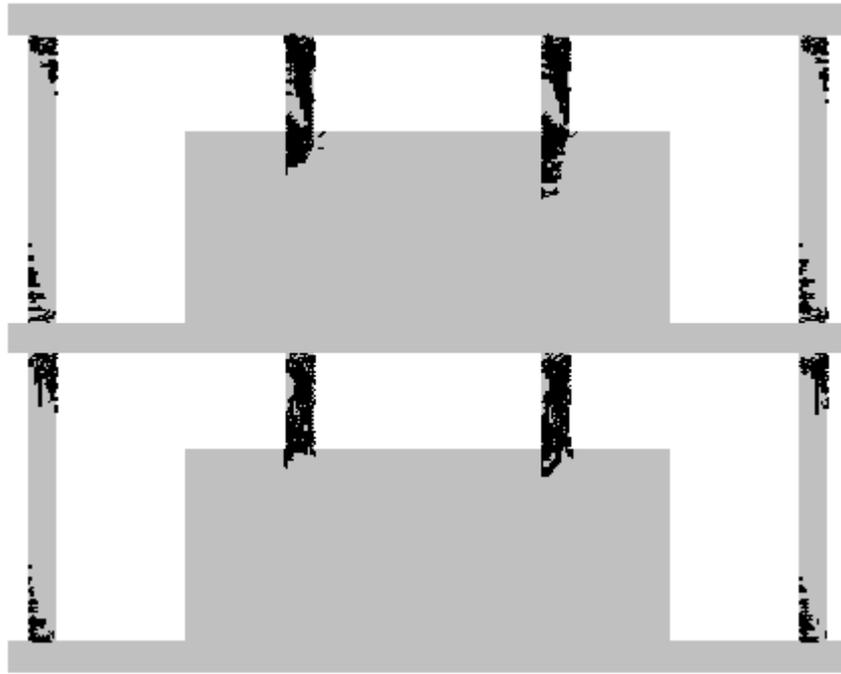


圖4.2.24 雙層RC構架平面結構之裂縫分佈圖(考慮活載重，2/3短牆束制)

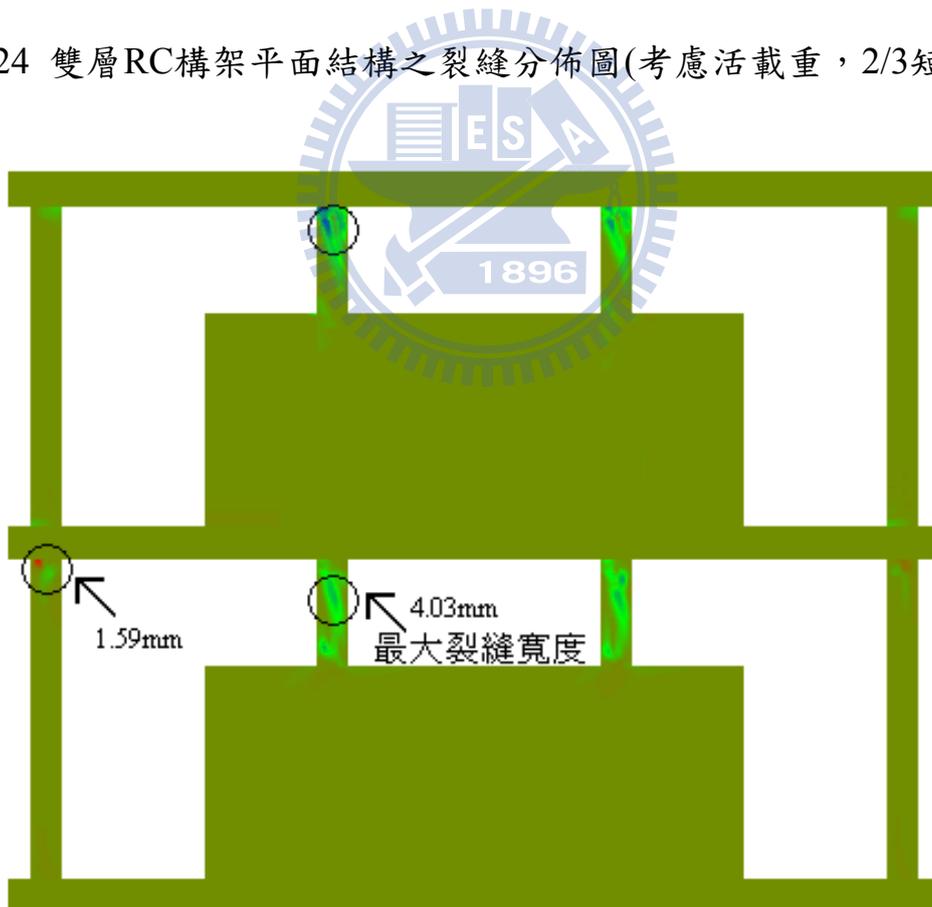


圖4.2.25 雙層RC構架平面結構之裂縫寬度(考慮活載重，2/3短牆束制)

第五章 RC 結構之 ETABS 推覆分析

5.1 前言

本章將以第四章所考慮之單層 RC 結構分析案例，在 ETABS 架構下進行推覆分析，惟其中磚牆束制的部份則改以等值斜撐來模擬。模擬分析結果將與先前之 ATENA 分析結果進行比較，以研判二者之可靠性與合理性。本章進行 ETABS 推覆分析時乃依據國家地震工程研究中心「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法」【7】之建議進行塑鉸的設定。

在設定梁之塑鉸參數時，一般而言與樓板連接之梁需考慮為 T 型梁；若梁之上下有隔間牆者，則因為牆及樓板對梁產生之加勁作用，將不致產生塑鉸，可不必作塑鉸之設定。本研究之結構模型將考慮為剪力屋架，即梁的部份不作塑鉸之設定。實際案例中，若未與樓板或牆相連之梁構件，凡可能產生塑鉸破壞之情況者，建議仍應考慮設定梁之塑鉸。

5.2 ETABS 推覆分析方法介紹

ETABS 軟體是美國 CSI 公司(Computer and Sciences, Inc.)所發展之結構應用軟體【24】，被廣泛應用於工程界的結構分析上。ETABS 於建築結構設計時是以梁、柱及樓層系統建構分析模型。ETABS 之非線性版本已將 ATC-40【25】及 FEMA 273【26】所提出的非線性靜力推覆分析(Pushover

Analysis)概念納入其中。在進行推覆分析前，須先定義材料性質與結構元件，如梁、柱及牆等斷面之尺寸，接著建立整體結構分析模型、邊界束制條件與載重型式，再設定塑鉸性質及塑鉸產生之位置。最後，經由利用推覆分析計算出結構之容量曲線。以 ETABS 進行結構分析時，構件之非線性變形完全由結構元件上設置塑鉸的力—位移關係來呈現。ETABS 提供兩種塑鉸設定方式，分別為預設塑鉸(default hinge)以及使用者定義塑鉸(user-defined hinge)。預設塑鉸力學行為之參數設定乃依據 FEMA 273 及 ATC-40 之建議內建，使用者無法進行修改。使用者定義塑鉸則可依其內建之塑鉸模式設定特性參數，或自訂新的塑鉸模式。以下為 ETABS 內建之四種塑鉸：

- 
1. 軸力塑鉸(axial hinge)—P。
 2. 與軸力互制之彎矩塑鉸(P-M-M hinge)—PMM。
 3. 彎矩塑鉸(moment hinge)—M3(X向)、M2(Y向)。
 4. 剪力塑鉸(shear hinge)—V2(X向)、V3(Y向)。

使用者可依照構件之實際受力行為，選擇適當的塑鉸。以彎矩塑鉸中的 M3 塑鉸為例，ETABS 塑鉸之設定說明如圖 5.2.1 所示。其塑鉸曲線圖之縱軸與橫軸分別代表力與位移，圖形隨著表格內 A~E 值參數設定而變化，A~E 之位置如圖 5.2.2 所示，其值乘以下方之 SF(Scale Factor)即為對應

之彎矩及非線性轉角。SF 可由使用者自行輸入，或由 ETABS 程式自動估算彎矩 M_n 而定義之。由於 ETABS 內建之塑鉸性質乃是根據 FEMA 273 而來，分析結果過於保守，且在進行含磚牆或 RC 牆構架之推覆分析時，亦沒提供對應於殼元素(shell element)之塑鉸定義，因此無法進行含牆構架之推覆分析。故本文將依據國家地震中心【7】所提出之梁柱側向載重一位移曲線關係，定義構件塑鉸所需要的參數，包含 RC 柱及磚牆之塑鉸定義。

A. RC 柱塑鉸之設置

由於在構架非線性反應過程中，梁、柱的反曲點位置會變動，在分析之前，無法預先指定梁、柱的破壞模式。因此在塑鉸的設定上，須在梁、柱的兩端設置彎矩塑鉸，以反映撓剪或撓曲的破壞模式；剪力塑鉸則設置於梁、柱構件的中央，以呈現剪力破壞的狀態，如圖 5.2.3 所示。本文將依據文獻【7】RC 柱之側向載重一位移曲線來定義彎矩塑鉸與剪力塑鉸之參數。

(a) 柱彎矩塑鉸之參數設定

雙曲率柱在撓剪破壞模式下的側向載重一位移曲線，可保守地定義能反映撓剪或撓曲破壞模式的彎矩塑鉸參數。彎矩塑鉸參數曲線與側向載重一位移曲線如圖 5.2.4 所示，其對應之參數設定值如表 5.1 所示。表中 M_{SF} 代表為標稱彎曲強度 M_n ；而 R_{SF} 固定為 1，其中，於塑鉸參數輸入時，

Rotation/ R_{SF} 欄中之 A 點與 B 點之預設值為 0，使用者無法更改其參數值。

此一設定亦即代表 ETABS 軟體於模擬彎矩塑鉸曲線時，假設 AB 段之斜率

為無限大，如圖 5.2.4(a)所示。表 5.1 中各參數定義如下：

$$a = \frac{\Delta_s}{L} - \frac{\Delta_y}{L} \quad (5.1)$$

$$b = \max\left(\frac{\Delta_a}{L}, \frac{\Delta_s}{L}\right) \quad (5.2)$$

$$\Delta_y = \frac{V_b L^3}{12(EI)_c} \quad (5.3)$$

其中， L = 為柱高；

Δ_s = 撓剪破壞位移；

Δ_a = 軸向承载力完全喪失所對應之位移；

Δ_y = 降伏位移；

$(EI)_c$ = 楊氏係數與柱斷面慣性矩之積；

撓剪破壞位移(Δ_s)係依Elwood及Moehle【27】依據試驗結果歸納之經

驗公式計算如下：

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (5.4)$$

其中， ρ'' = 剪力箍筋體積比， $\rho'' = \frac{A_{st}}{b_s}$ ；

$$v_m = \text{剪應力}, v_m = \frac{V_b}{bd};$$

$V_b = 2M_n/L$ 為雙曲率柱之撓曲破壞剪力強度， M_n 為標稱彎矩強度，

可由式(2.1)計算之；

A_{st} = 剪力筋總斷面積，計算剪力筋於箍筋間距 s 內之斷面積；

A_g = 柱斷面積；

b = 柱寬；

d = 柱斷面有效深度，可假設為柱深(h)的 0.8 倍；

s = 箍筋間距；

柱試體達軸向破壞(完全喪失垂直承載力)時所對應之軸向破壞位移

(Δ_a)則依 Elwood 及 Moehle 【28】建議之公式計算如下：

$$\frac{\Delta_a}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (5.5)$$

其中， P = 柱承受之軸力；

f'_c = 混凝土抗壓強度；

f_{yt} = 箍筋降伏強度；

d_c = 柱核心混凝土之深度，為箍筋之中心至中心距離；

θ = 剪力裂縫與水平之夾角，依【7】設定為 65° ，但不可超過

$$\tan^{-1}\left(\frac{L}{h}\right) ;$$

h = 柱深。

為了避免式(5.5)之數值過大，以符合脆性破壞特性， Δ_a 可限制其值不大於 $0.04L$ 。

吾人可依照上述彎矩塑鉸之定義曲線，修改 ETABS 之 M3 塑鉸(若推覆方向為 Y 向，則修改 M2 塑鉸)。ETABS 係由 A~E 五個點的座標來完整定義塑鉸曲線，因本文柱端產生撓剪破壞之側力載重—位移曲線僅需要四個點即可定義，因此在塑鉸參數設定上，D 點與 E 點座標可設定為到達軸向破壞位移時之數值。然為避免 ETABS 之推覆分析過程產生數值發散，建議將 E 點之位移值放大為 D 點的 10 倍甚至 20 倍。依據吾人之經驗，此項設定並不會影響分析結果之準確性。

(b)柱剪力塑鉸之參數設定

雙曲率柱在剪力破壞模式下之剪力塑鉸參數曲線與側向載重—位移曲線如圖 5.2.5 所示，其對應之參數設定值如表 5.2 所示。表中之 V_{SF} 對應為

V_n ，即柱之抗剪強度，可由式(2.5)計算之；而 D_{SF} 則對應於柱之淨長(L)。

表 5.2 中之各項參數定義如下：

$$c = \min\left(\frac{\Delta_a}{L}, 0.04\right) \quad (5.6)$$

其中， Δ_a 係由式(5.5)計算。

在定義塑鉸參數時， $Disp./D_{SF}$ 欄中之 A 點與 B 點一樣為預設值(0)，使用者無法更改其參數值，即 ETABS 軟體於定義剪力破壞參數曲線時，係假設 AB 段之斜率為無限大，如圖 5.2.5(a)所示。

吾人可依表 5.2 之剪力塑鉸參數定義 ETABS 之 V2 塑鉸(若推覆方向為 Y 向則為 V3 塑鉸)。本文考慮之柱剪力塑鉸側力載重—位移曲線僅需三個點即可完整定義，因此在塑鉸參數設定上，可將 C、D 與 E 點的座標皆設定為到達軸向破壞位移時之參數值。惟為避免 ETABS 於推覆分析中產生數值發散，建議可將 E 點之座標值放大為 D 點之 10 倍甚至 20 倍。根據吾人之經驗，此項設定並不會影響分析結果之準確性。

B. 等值斜撐塑鉸之設置

本文採用建築物磚構造設計及施工規範【29】以破裂路徑理論所建立之磚牆分析模型，考慮磚牆破壞乃受對角斜撐作用及砌體構造疊砌特性等因素之影響，其主要破壞裂縫將沿對角中心線附近之磚縫間擴展，而達到

極限強度。由於磚牆受水平側向外力作用時具有壓力斜撐之機制，故可將磚牆在地震時之行為模擬為等值受壓斜撐，其端點是以鉸接與構架相連。若是屬於台度磚牆(與上梁無接觸之磚牆)，亦可以等值受壓斜撐來模擬磚窗台之行為；相鄰之柱因受到此窗台束制作用會產生短柱效應，所以在磚窗台相鄰柱之塑鉸設定上，必須考慮短柱行為之塑鉸設定方式，以符合實際之力學行為。以下為定義等值斜撐所需之參數計算：

(a) 磚牆之等值斜撐寬度

如圖 5.2.6 所示，當磚牆受水平力 V 作用而產生位移 Δ 時，以壓力斜撐模擬之，則此斜撐的軸力 P_d 可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos \phi} \quad (5.7)$$

其中， ϕ = 磚牆對角線與水平之夾角，可表示為 $\phi = \tan^{-1} \left(\frac{H_b}{W_b} \right)$ ；

H_b = 磚牆高度；

W_b = 磚牆寬度。

根據材料力學之軸力與位移關係，軸向位移可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \quad (5.8)$$

其中， A_d = 等值斜撐之斷面積；

L_d = 斜撐之長度；

E_d = 等值斜撐之彈性模數。

再根據虎克定律、平面應力—應變及應變—位移關係所推導出的磚牆水平外力(V)與水平位移(Δ)之關係，如下式表示：

$$\Delta = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7}{4}\nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right] \frac{V}{E_d T_b} \quad (5.9)$$

令 $\lambda = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{W_b}{H_b} + \left(2 + \frac{7}{4}\nu \right) \frac{H_b}{W_b} + \left(2 + \frac{3}{2}\nu \right) \frac{H_b^3}{W_b^3} \right]$ (5.10)

即 $\Delta = \lambda \frac{V}{E_d T_b}$ (5.11)

其中， $0.5 \leq \frac{H_b}{W_b} \leq 2.0$ ，凡 $\frac{H_b}{W_b}$ 小於 0.5 者，以 0.5 計；

若 $\frac{H_b}{W_b}$ 大於 2.0 時，則以 2.0 計；

ν = 波松比，其建議值一般為 0.15；

T_b = 磚牆之厚度。

故 $\Delta_d = \Delta \cos \phi = \lambda \frac{V}{E_d T_b} \cos \phi = \lambda \frac{P_d \cos^2 \phi}{E_d T_b}$ (5.12)

由式(5.8)與(5.12)可得：

$$A_d = \frac{L_d T_b}{\lambda \cos^2 \phi} \quad (5.13)$$

磚牆等值之斜撐寬度可計算如下：

$$W_d = \frac{A_d}{T_b} = \frac{L_d}{\lambda \cos^2 \phi} \quad (5.14)$$

(b) 磚牆之側向載重－位移曲線

建築物磚構造設計及施工規範所建議之磚牆之側向載重－位移曲線如圖 5.2.7 所示，以多項式的型式模擬到達極限點前之線段：

(i) 四面圍束磚牆

$$\frac{V}{V_u} = 3\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right) - 3\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^2 + \left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^3 \quad (5.15)$$

(ii) 三面圍束磚牆

$$\frac{V}{V_u} = 2\left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right) - \left(\frac{\Delta}{\Delta_u}\right)^2 \quad (5.16)$$

鑑於其分析結果在彈性段的斜率皆大於實驗結果，且 ETABS 之分析只能定義原點與極限點間為直線段，故修正建築物磚構造設計及施工規範建議的側向載重－位移曲線，直接取其多項式曲線之割線，即連接原點至

極限點之線段(圖 5.2.8 所示)來定義。定義磚牆的側向載重—位移曲線，必須先求得磚牆之極限強度(V_n)、極限位移(Δ_u)及殘餘強度(V_r)等物理量，其估算方法說明如後。

(c) 磚牆之極限強度

磚牆之面內水平剪力強度受不同高寬比、RC 構架束制條件的影響而有不同破壞路徑。建築物磚構造設計及施工規範依照其破壞路徑、試驗結果及前人研究的推估公式整理出磚牆面內水平剪力強度之計算公式，並就其邊界束制條件做出下列區分：

(i) 四邊圍束

$\tan \theta \geq (H_b / W_b)$ 時，

$$V_n = T_b (W_b \tau_f + 0.45 f_{mbt} H_b) \quad (5.17)$$

$\tan \theta < (H_b / W_b)$ 時，

$$V_n = T_b \left[W_b \tau_f + 0.45 f_{mbt} H_1 + \frac{(H'_b - H_1)(0.45 f_{mbt} + 0.45 f_{bt})}{2} \right] \quad (5.18)$$

(ii) 三邊圍束

$$V_n = T_b (W_b \tau_f + 0.45 f_{mbt} H_2) \quad (5.19)$$



(iii) 無側邊圍束一雙側邊均無鄰接邊柱之磚牆

$$V_n = T_b (W_b \tau_f) \quad (5.20)$$

(iv) 台度磚牆一頂邊因開窗而未鄰接邊梁之磚牆

$$V_n = T_b (0.7 \tau_f W_b + 0.45 f_{mbt} H_2) \quad (5.21)$$

其中， $H'_b = \min(H_b, W_b)$ ；

$$H_1 = W_b \tan \theta ;$$

$$H_2 = 0.5 W_b \tan \theta \leq H_b ;$$

τ_f = 紅磚與砂漿介面之摩擦強度 (kgf/cm^2)；

f_{mbt} = 紅磚與砂漿介面之劈裂強度 (kgf/cm^2)；

f_{bt} = 紅磚劈裂強度 (kgf/cm^2)。

而 τ_f 、 f_{mbt} 及 f_{bt} 可分別計算如下：

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc})\sigma_N \quad (5.22)$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} \quad (5.23)$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \quad (5.24)$$

其中， σ_N = 磚牆之垂直向軸應力 (kgf/cm^2)；

f_{mc} = 砂漿之單軸抗壓強度，可依 CNS 國家標準規定 (kgf/cm^2)；

f_{bc} = 紅磚之單軸抗壓強度，可依 CNS 國家標準規定 (kgf/cm^2)。

(d) 磚牆之極限位移

依據(5.8)式磚牆水平力與位移關係，可得到磚牆極限位移的計算公式

如下：

$$\Delta_u = \lambda \frac{V_n}{E_u T_b} \quad (5.25)$$

其中， T_b = 磚牆之厚度；

E_u = 磚牆達極限點時之割線模數。

磚牆達極限點時之割線模數(E_u)可依文獻【30~32】所建議之經驗公式

計算如下：

$$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (5.26)$$

其中， η_1 為磚牆剛度修正係數， $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b)$ ；

η_2 為磚牆剛度修正係數，於三邊圍束及窗台磚牆時取 0.367，四邊圍

束時取 0.556。

(e) 磚牆之殘餘強度

當磚牆達極限強度後，其紅磚與砂漿介面或紅磚自體之劈裂強度將逐漸喪失，使其強度逐漸降低至僅存紅磚與砂漿介面之摩擦力，可將其視為殘餘強度，當磚牆強度達殘餘強度後即不再衰減。磚牆殘餘強度依照其磚牆束制條件之不同，可計算如下：

(i) 非台度磚牆

$$V_r = \tau_f T_b W_b \leq 0.6V_n \quad (5.27)$$

(ii) 台度磚牆(頂邊因開窗而未鄰接邊梁之磚牆)

$$V_r = 0.7\tau_f T_b W_b \leq 0.6V_n \quad (5.28)$$

(f) 磚牆塑鉸設定

ETABS 磚牆塑鉸之參數設定，乃依前述之磚牆側力載重—位移曲線來模擬，再轉換成對角等值斜撐之軸力載重—位移曲線。本文考慮之磚牆等值斜撐之軸力塑鉸曲線如圖 5.2.9 所示。定義塑鉸之參數如表 5.3 所示，對應於 P_{SF} 者為 $V_n / \cos \phi$ ；而對應於 Δ_{SF} 者為 $\Delta_u \cos \phi$ ，其中 $\phi = \tan^{-1}(H_b / W_b)$ 。定義等值對角斜撐之參數值，如表 5.4 所示。惟因 ETABS 是由 A~E 五個點來定義塑鉸曲線，根據國家地震中心【7】其磚牆之側力載重—位移曲線，僅需要四個點即可完整定義，因此在塑鉸參數之設定上，乃依照其建議將 D 與 E 點的座標值皆設定為相同，即到達最大位移時之對應參數。

5.3 ETABS 分析模型

本節乃依據 4.1 節考慮之單層平面結構分析案例，於 ETABS 軟體中建立其分析模型，並依前節所述之方法於 RC 柱構件及等值斜撐上設置塑性鉸。RC 柱之尺寸及配筋設置如圖 5.3.1 所示，等值對角斜撐之尺寸如表 5.5 所示。本節探討單層 RC 構架案例包括以下三種情況：

- (1) 無短牆束制，有效柱高 $L=3.6\text{m}$ ，如圖 5.3.2 所示；
- (2) 二分之一短牆束制，有效柱高 $L=1.8\text{m}$ ，如圖 5.3.3 所示；
- (3) 三分之二短牆束制，有效柱高 $L=1.2\text{m}$ ，如圖 5.3.4 所示。

5.4 推覆分析結果與比較

單層平面 RC 結構模型進行非線性推覆分析，得到之耐震容量曲線如圖 5.4.1~圖 5.4.3 所示，圖中之虛線為 ETABS 分析結果，實線則為先前由 ATENA 2D 之分析結果。結果顯示，ETABS 無短牆束制案例之極限強度達 32tf，而 ATENA 2D 之極限強度約 25tf，顯示 ATENA 2D 之結果較為保守。此外，由 ETABS 容量曲線推算之韌性比(μ)約 20，亦較 ATENA 2D 之 11 為大，依據經驗，真實結構之韌性很難達到這樣的程度；以二分之一短牆束制時，ETABS 所得之極限強度約達 40.5tf，而 ATENA 2D 分析之極限強度則約 32.5tf，仍以 ATENA 2D 之結果較為保守。此例中二者韌性比均約

等於 8，幾無差異；以三分之二短牆束制時，其極限強度達 52tf，而 ATENA 2D 之極限強度約 43tf，仍以 ATENA 2D 之結果較為保守。由 ETABS 容量曲線推算之韌性比約為 6，並無剪力破壞之特徵，相對於 ATENA 2D 之韌性比等於 1，ETABS 的韌性值似嫌過大。

綜上所述，ATENA 2D 與 ETABS 於相同條件下，分析結果無論由極限強度或韌性來看，都以 ATENA 之結果較為保守。惟二者分析結果均顯示，隨著 RC 柱之有效柱高縮短，其極限強度變大，韌性則變差。

比較二者間之理論分析基礎，ATENA 之非線性分析乃基於混凝土材料符合破壞力學理論所建立之組合律(Constitutive Law)，且該組合律適用在每一個有限元素之節點，並未侷限於特定之斷面，其學理依據更為嚴謹詳實，故能充分掌握 RC 構件在推覆分析過程中之行為，包括裂縫發展與強度衰減特性都能充分呈現出來，因此結果更為合理；ETABS 雖然亦可進行非線性分析，但它並未從材料之組合律出發，只於特定斷面設定塑鉸，有限元素之結構模型連續性不存在，其分析結果之合理性與可信度堪慮。

綜上所述，歸納本章結論如下：

1. 推覆分析結果顯示，無論由極限強度或韌性來看，均以 ATENA 之分析較為保守。

2. ATENA 2D 及 ETABS 分析結果均顯示 RC 構架之極限強度隨有效柱高之縮短增大，而韌性則隨之下降。
3. 相較於 ETABS，ATENA 乃以更嚴謹之破壞力學理論為基礎所發展出來，推測其分析結果之可信度應較 ETABS 為高。目前內政部正積極推廣由國家地震工程研究中心基於 ETABS 推覆分析構架所發展之結構耐震能力詳細評估方法。由本章之分析結果看來，該耐震詳評方法可能會高估結構之極限強度與韌性，在工程應用上宜更為審慎。



表5.1 RC柱彎矩塑鉸之參數(M3 Type)【7】

Point	$Moment / M_{SF}$	$Rotation / R_{SF}$
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	0	b
E	0	10b

表5.2 RC柱剪力塑鉸之參數(V2 Type)【7】

Point	$Force / V_{SF}$	$Disp. / D_{SF}$
A	0	0
B	1	0
C	0	c
D	0	10c
E	0	10c

表5.3 磚牆等值斜撐軸力塑鉸參數(P Type) 【7】

Point	$\frac{P}{P_{SF}}$	$\frac{\Delta}{\Delta_{SF}}$
A	0	0
B	1	0
C	V_r/V_n	1
D	V_r/V_n	$\frac{0.02H_b}{\Delta_u \cos \phi}$
E	V_r/V_n	$\frac{0.02H_b}{\Delta_u \cos \phi}$

表5.4 等值對角斜撐參數

砂漿單軸抗壓強度(kgf/cm^2)	224.4
紅磚單軸抗壓強度(kgf/cm^2)	156.06
紅磚與砂漿介面之劈裂強度(kgf/cm^2)	2.04
砂漿劈裂強度(kgf/cm^2)	22.44
紅磚劈裂強度(kgf/cm^2)	34.33
磚牆達極限點時之割線模數(kgf/cm^2)	4004.4

表5.5 等值斜撐尺寸

	磚牆寬度(cm)	磚牆高度(cm)	等值斜撐尺寸(cm)
二分之一短牆案例	320	120	33 × 33
三分之二短牆案例	320	240	45 × 45

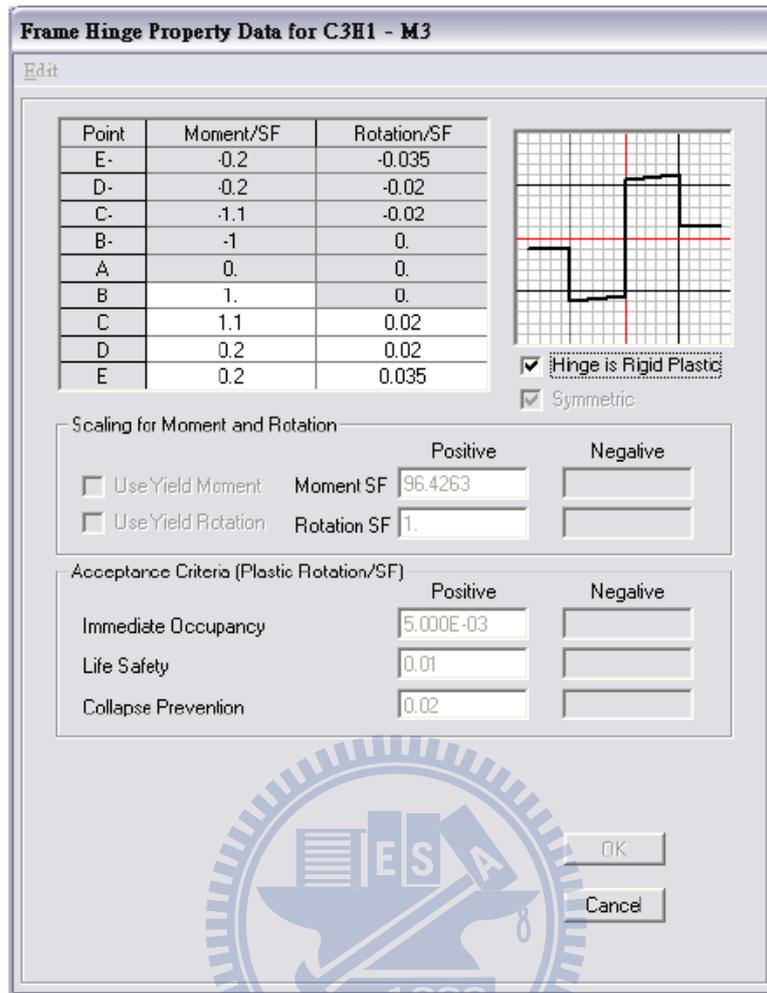


圖5.2.1 ETABS設定塑鉸參數(M3)

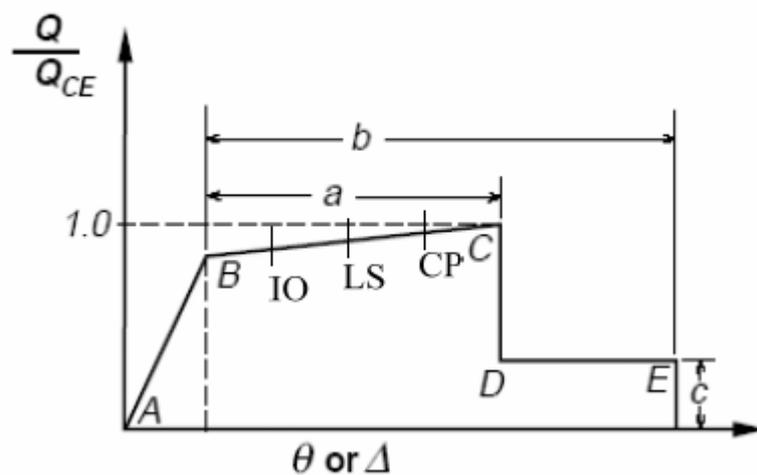


圖5.2.2 FEMA 273設定塑鉸曲線之參數圖【26】

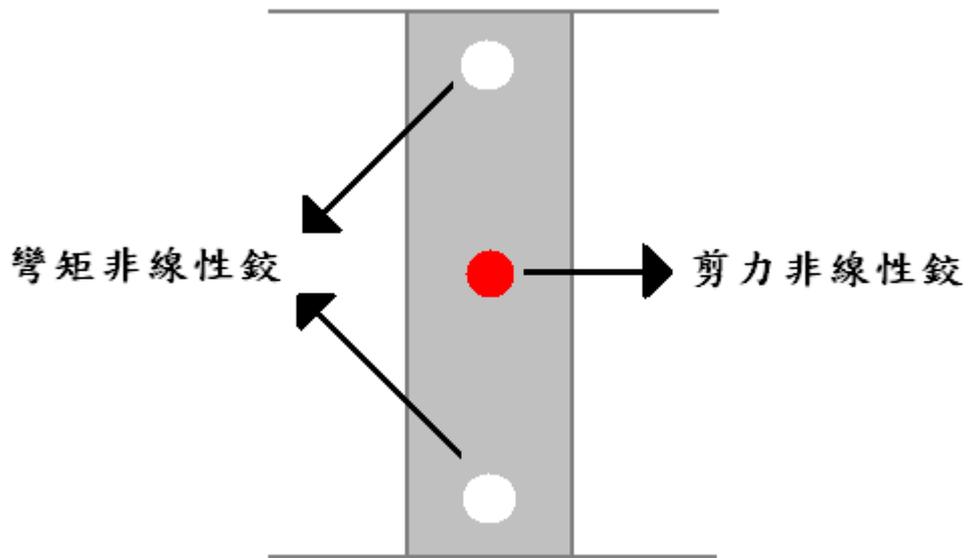
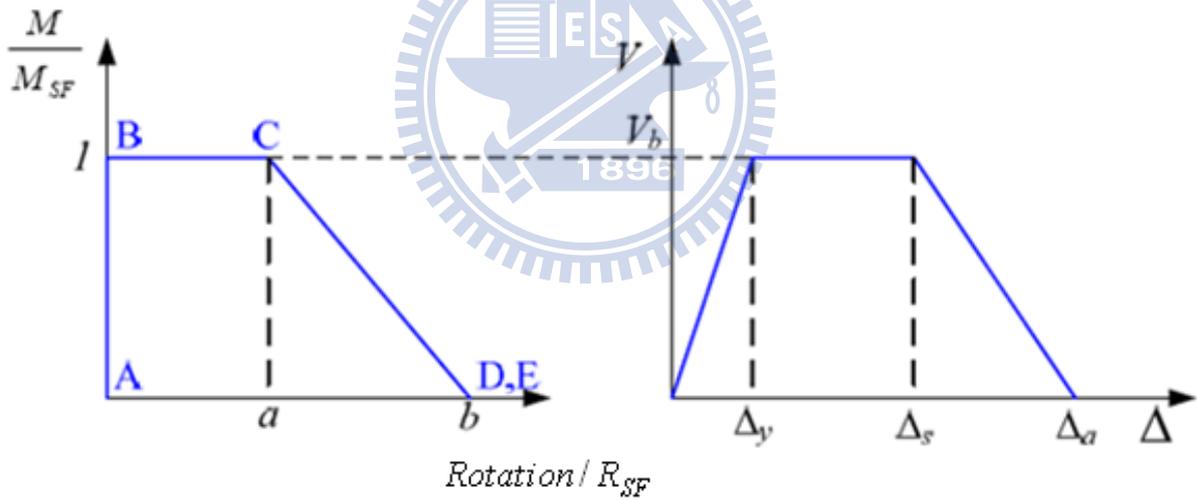


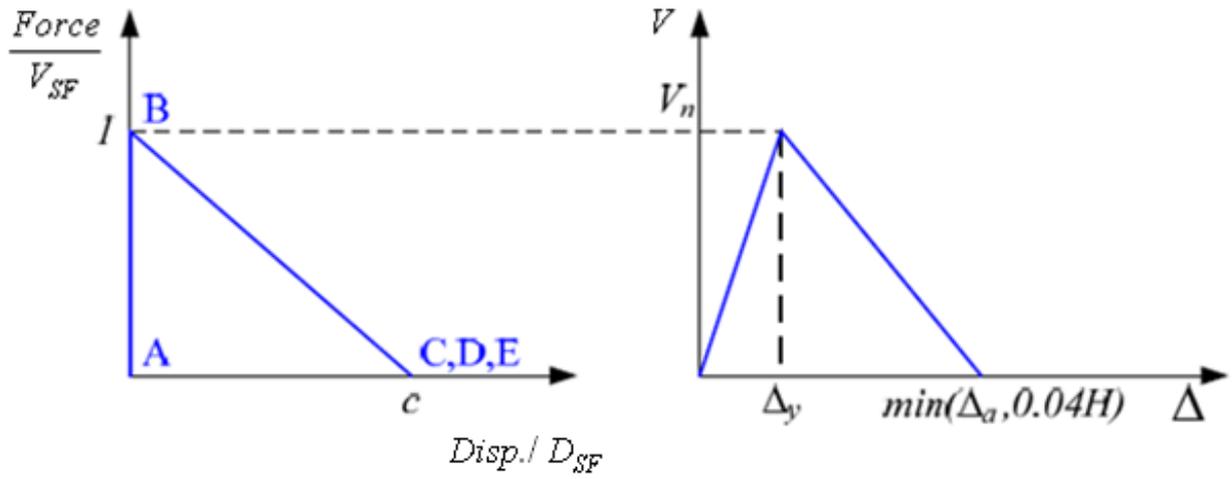
圖5.2.3 RC柱之塑鉸位置示意圖



(a) 彎矩之塑鉸參數曲線

(b) 側向載重—位移曲線

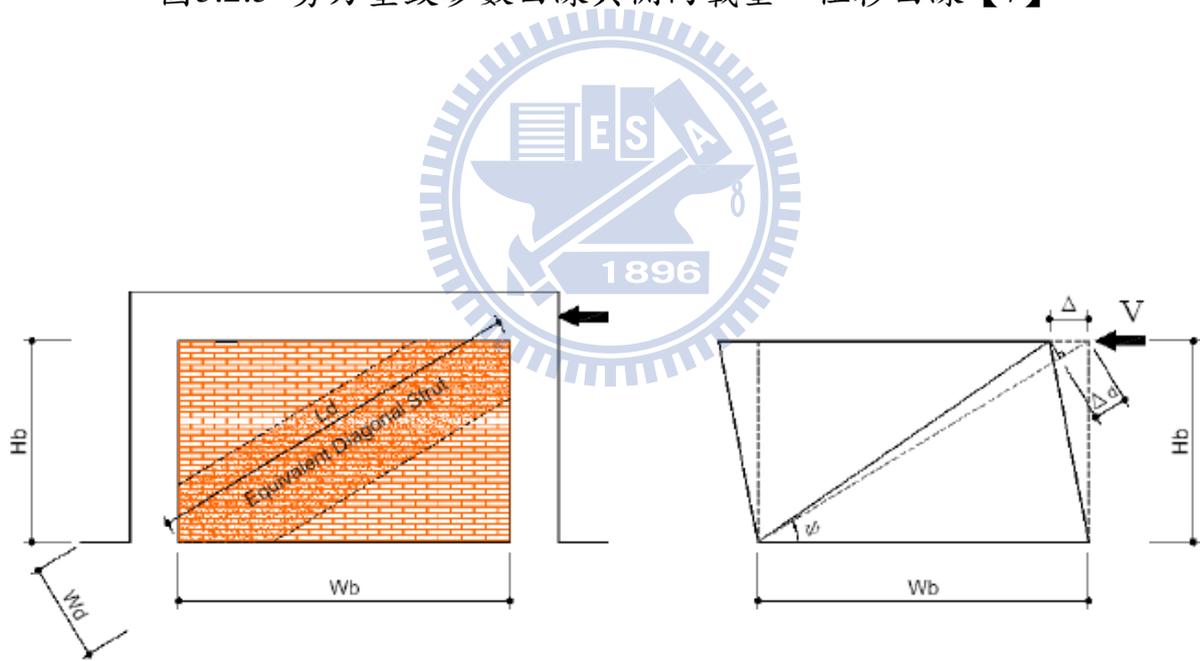
圖5.2.4 彎矩塑鉸參數曲線與側向載重—位移曲線【7】



(a) 剪力之塑鉸參數曲線

(b) 側向載重—位移曲線

圖5.2.5 剪力塑鉸參數曲線與側向載重—位移曲線【7】



(a) 等值斜撐

(b) 斜撐位移關係

圖5.2.6 磚牆之等值斜撐模式【7】

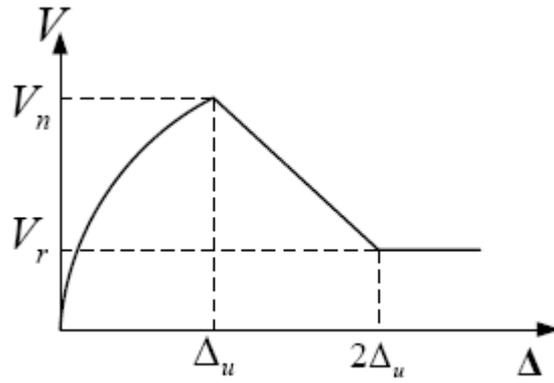


圖5.2.7 建築物磚構造設計及施工規範側向載重—位移關係【29】

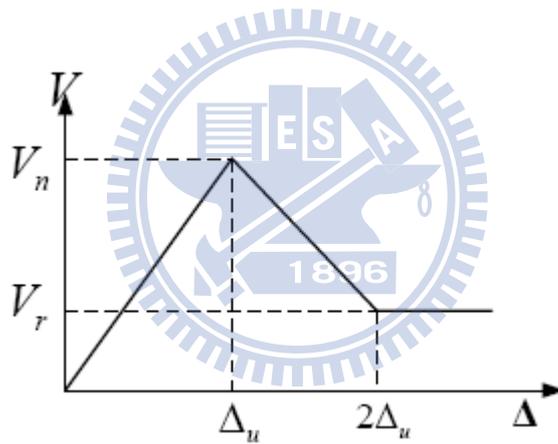


圖5.2.8 修正後之磚牆載重—位移曲線關係【7】

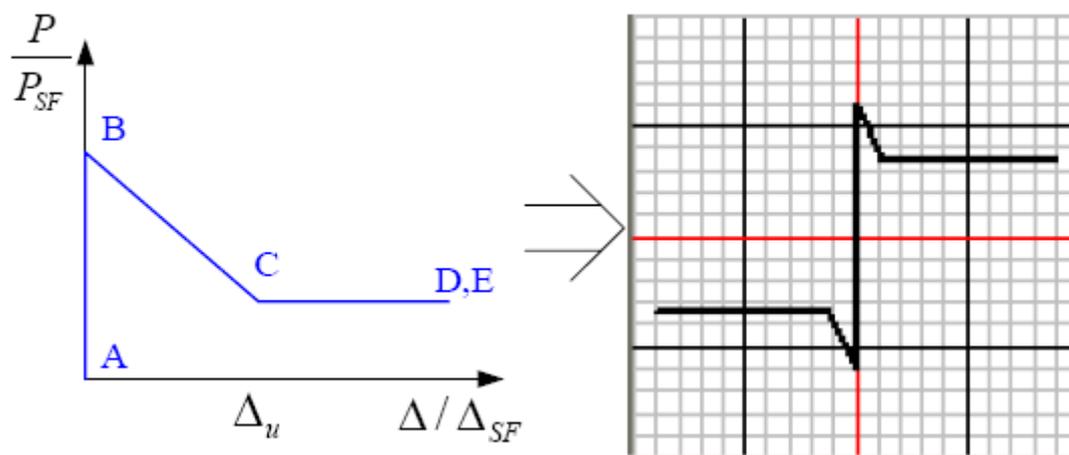


圖5.2.9 磚牆之塑鉸參數【7】



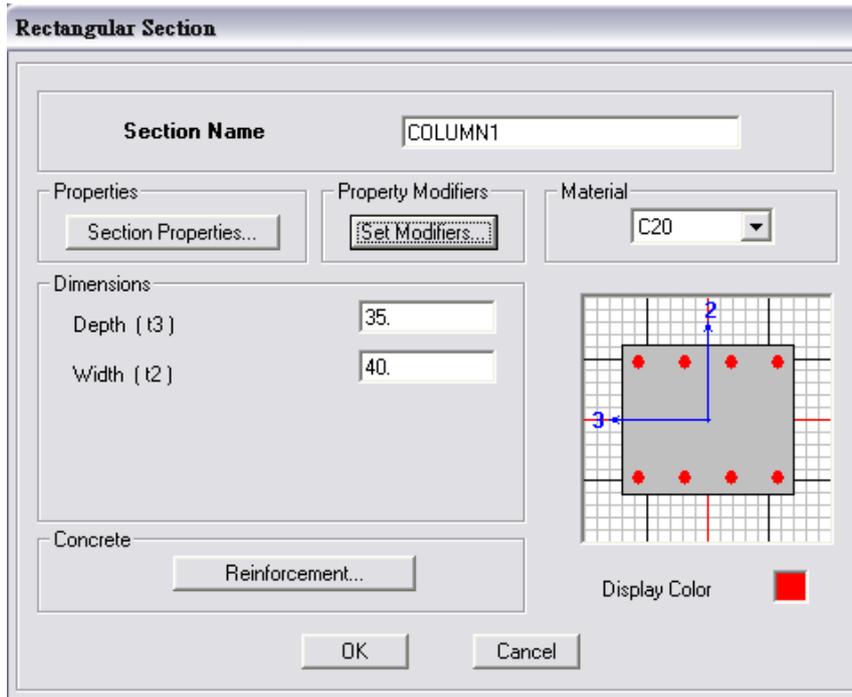


圖5.3.1(a) RC柱之尺寸及材料設置

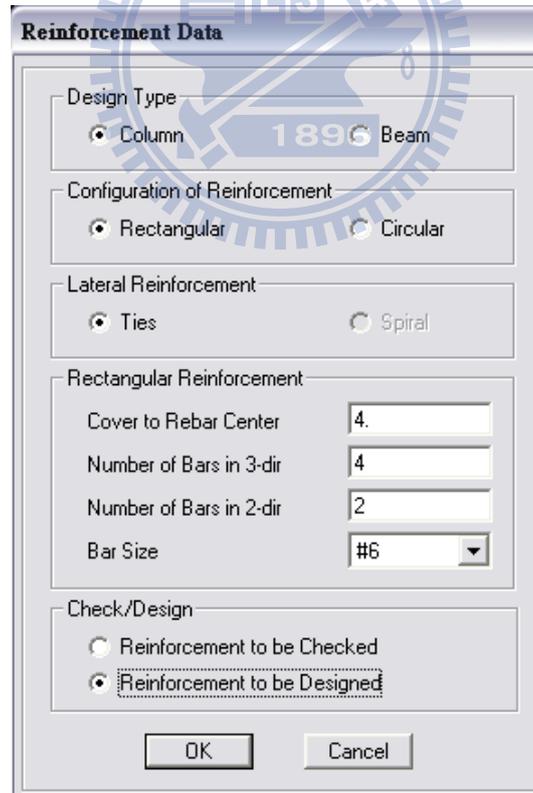


圖5.3.1(b) RC柱之配筋設置

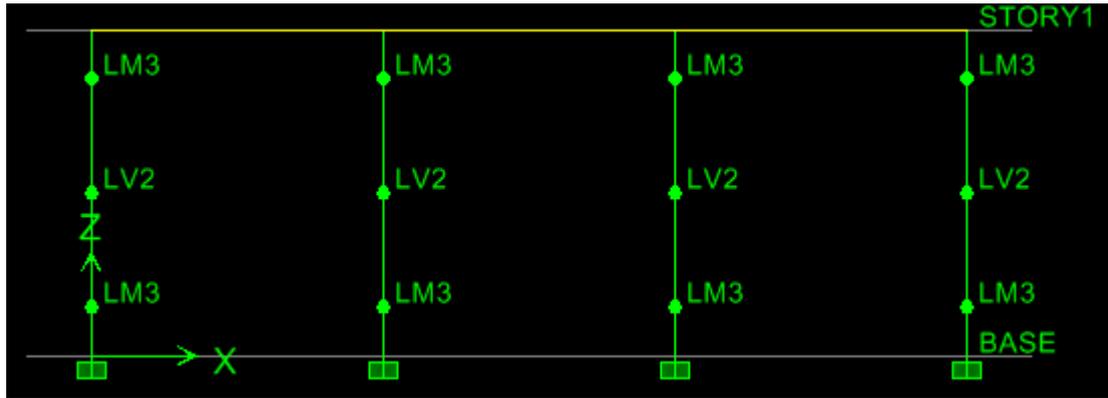


圖5.3.2(a) 塑鉸設置(無短牆束制)

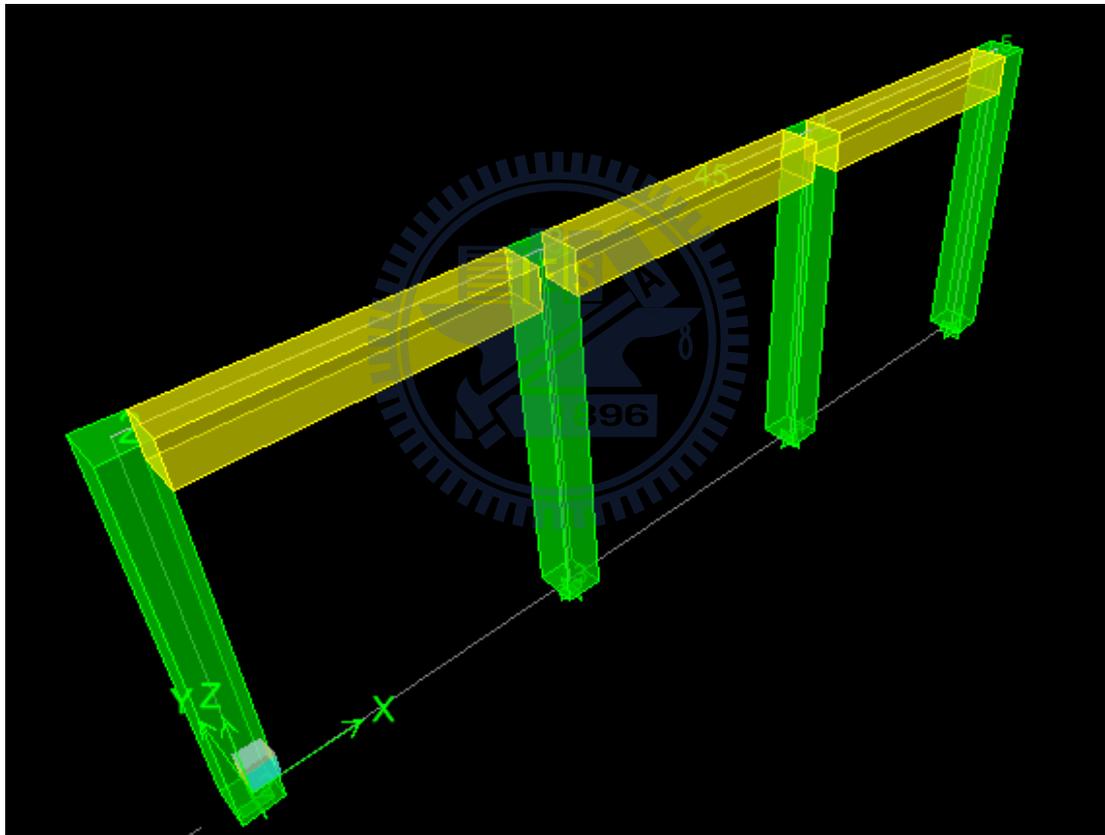


圖5.3.2(b) ETABS建立之單層RC構架模型(無短牆束制)

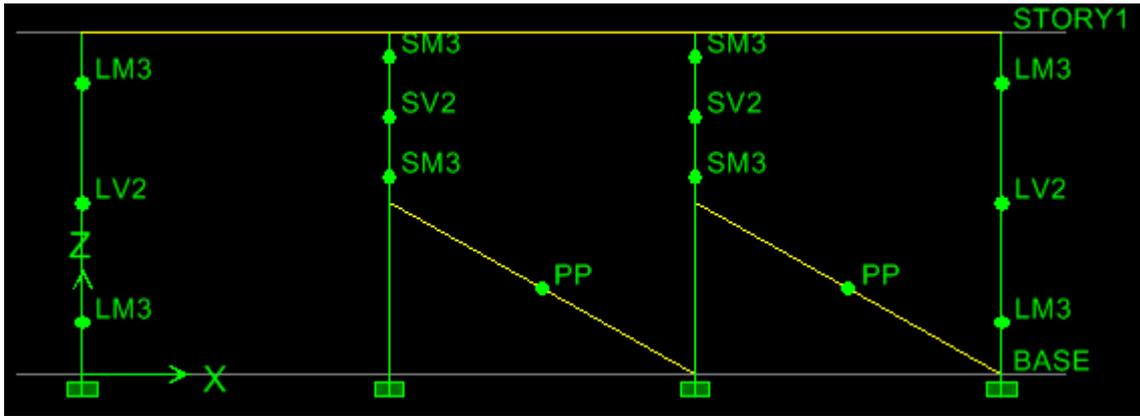


圖5.3.3(a) 塑鉸設置(1/2短牆束制)

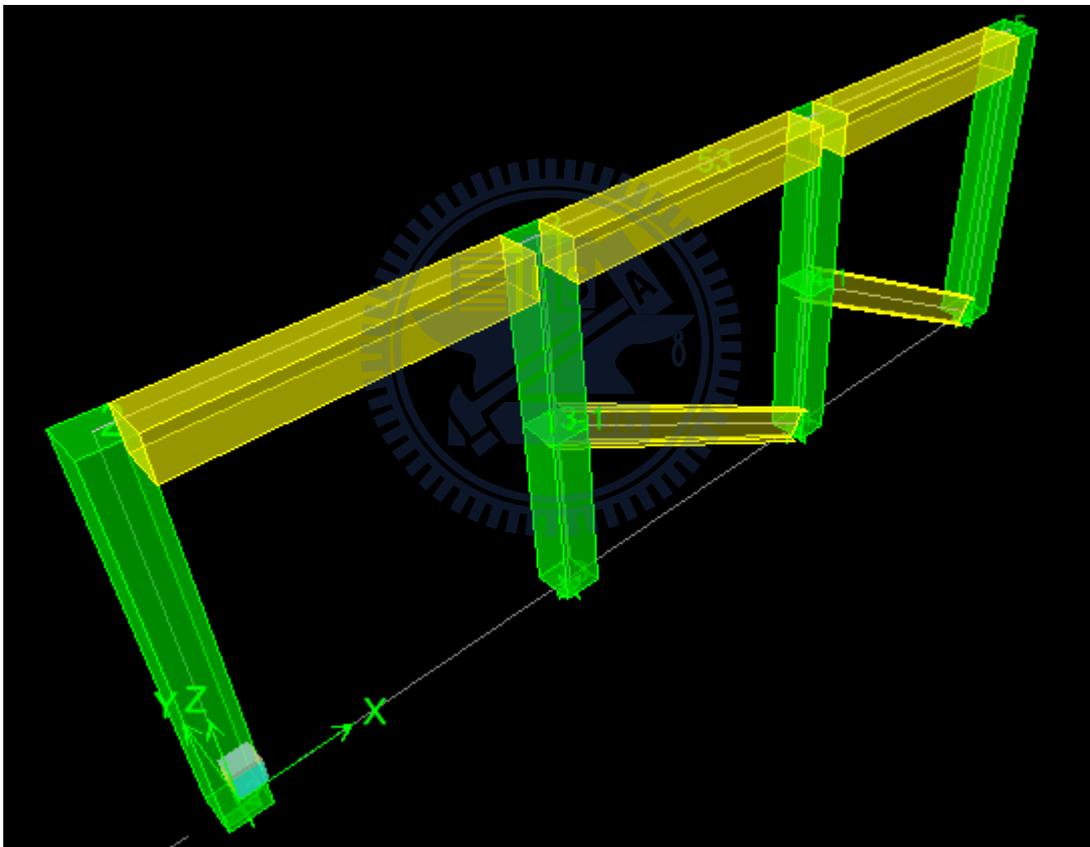


圖5.3.3(b) ETABS建立之單層RC構架模型(1/2短牆束制)

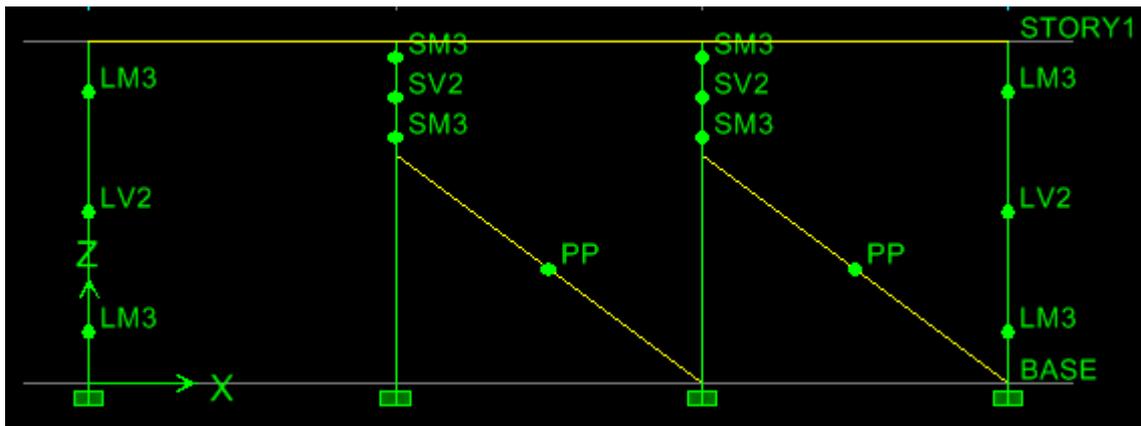


圖5.3.4(a) 塑鉸設置(2/3短牆束制)

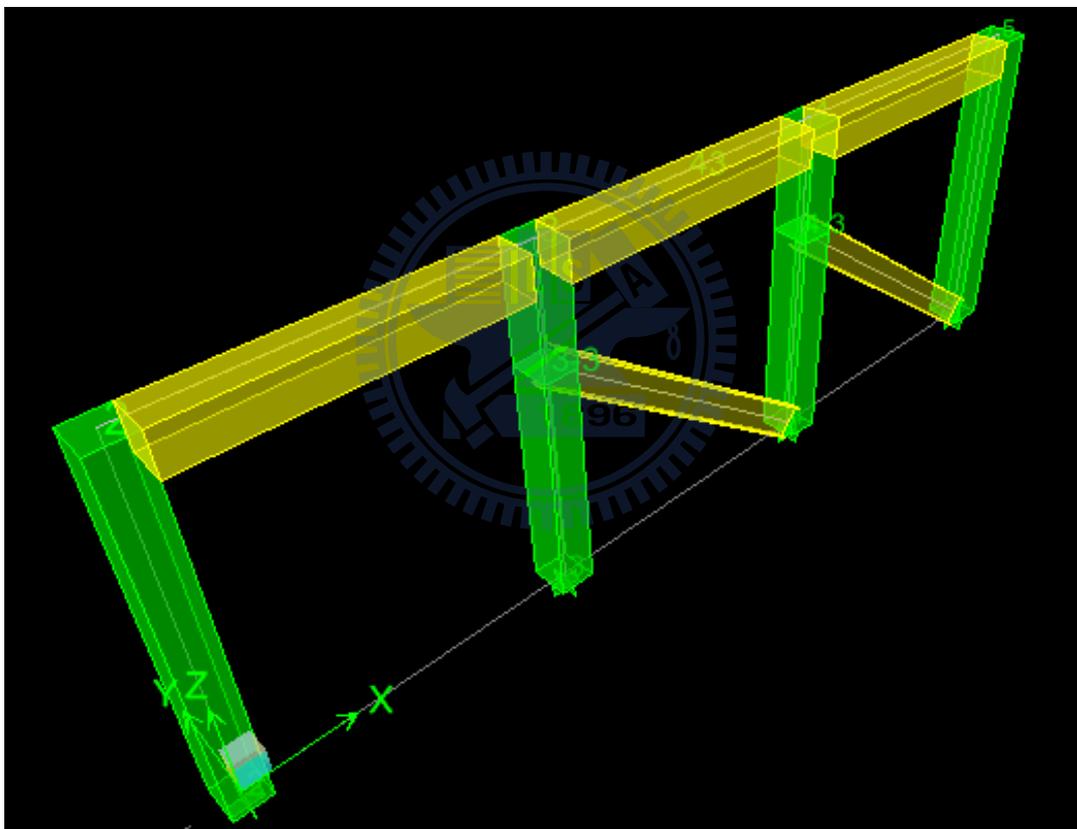


圖5.3.4(b) ETABS建立之單層RC構架模型(2/3短牆束制)

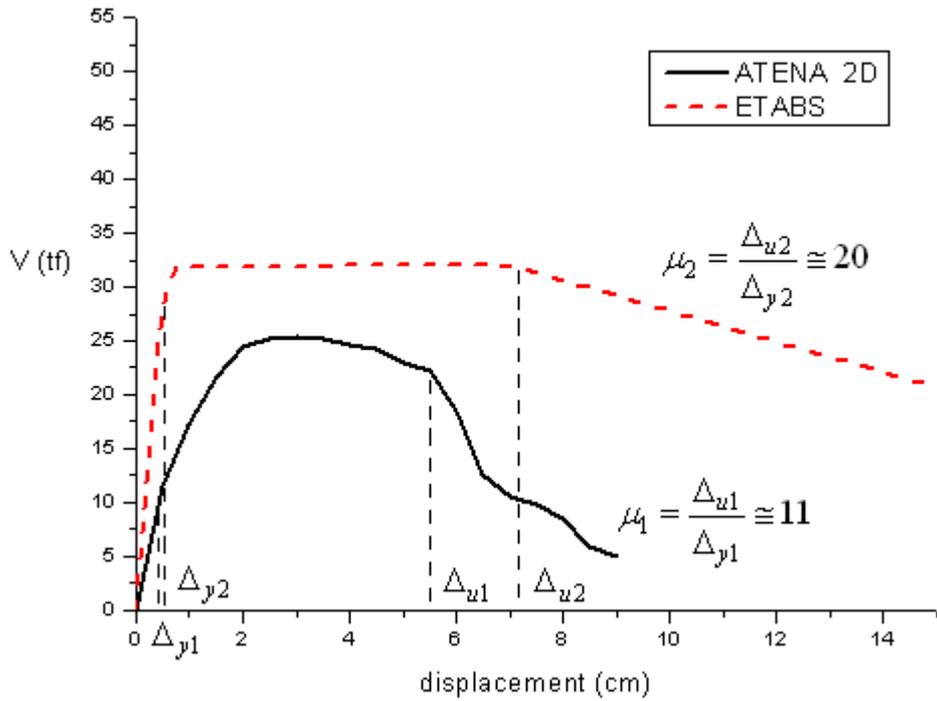


圖5.4-1 ATENA與ETABS耐震容量曲線之比較(無短牆束制)

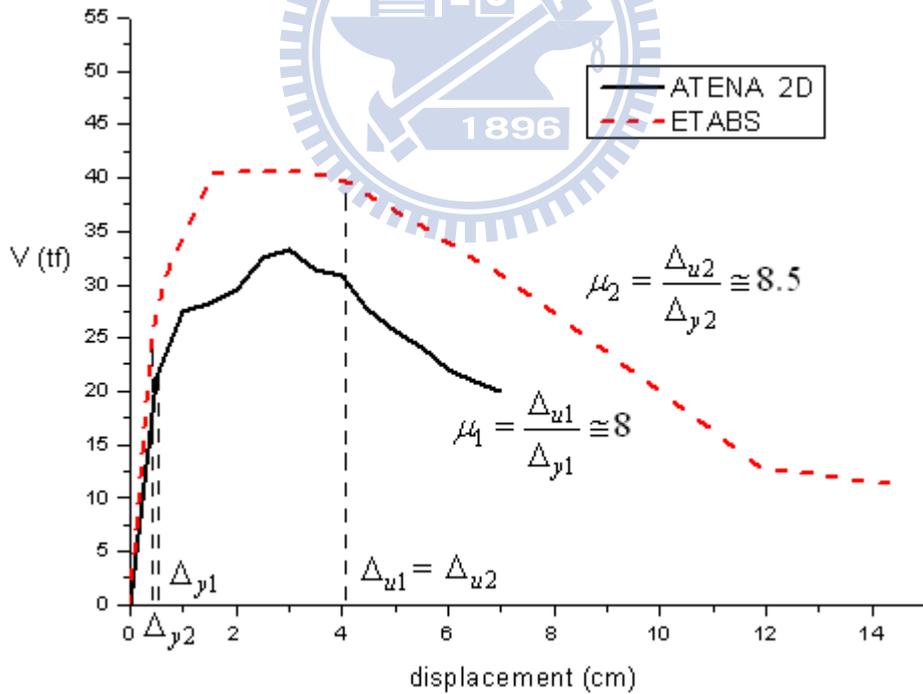


圖5.4-2 ATENA與ETABS耐震容量曲線之比較(1/2短牆束制)

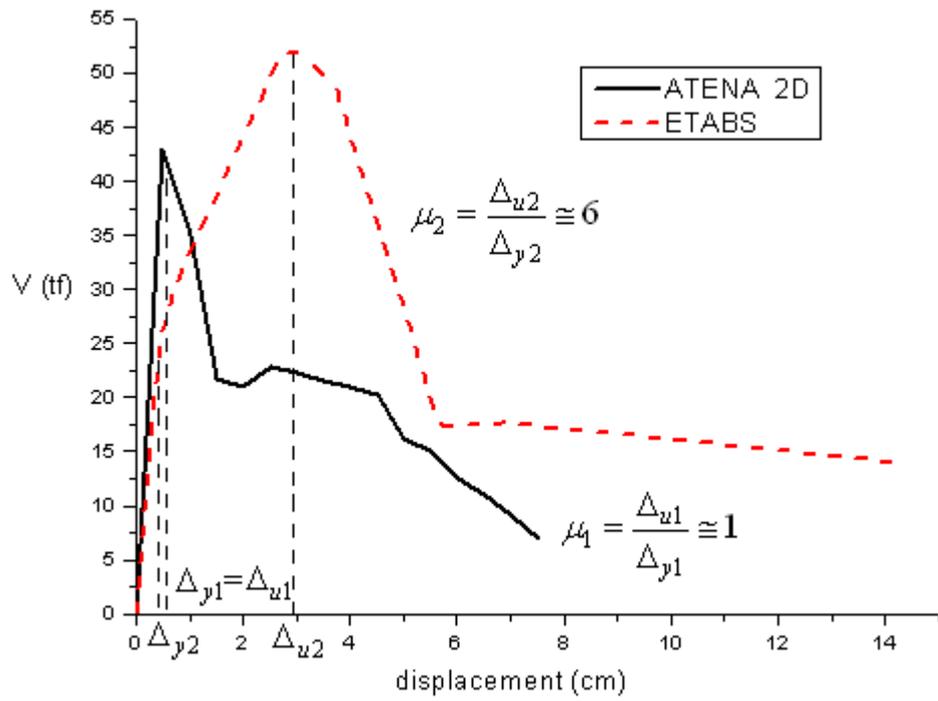


圖5.4-3 ATENA與ETABS耐震容量曲線之比較(2/3短牆束制)



第六章 結論與建議

本研究旨在探討鋼筋混凝土結構之耐震行為，特別針對 RC 校舍因窗台導致之短柱效應進行評估。本研究應用非線性有限元素軟體 ATENA 2D 針對 RC 柱及模擬一般校舍之含短牆 RC 框架結構進行一系列的非線性力學分析，包括推覆分析與往復載重分析，由耐震容量曲線或遲滯迴圈研判其極限側向強度、韌性表現及破壞模式。在 RC 單柱之非線性力學分析中，特別探討有效柱高、配筋量及主筋直徑等因素對其耐震行為之影響；在 RC 框架結構的推覆分析中，除考慮短柱效應外，亦探討柱軸力對於 RC 框架結構極限側向強度及韌性之影響。此外，本文亦參考內政部營建署委由國家地震工程研究中心所提出基於 ETABS 軟體而發展之「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法」進行分析，並與 ATENA 2D 之分析結果進行比較。由於 ATENA 軟體乃基於鋼筋混凝土破壞力學理論所建立之材料非線性應力-應變關係（組合律）所發展，ETABS 則僅著眼於桿件局部位置之塑角行為（彎矩塑角設於柱端、剪力塑角設於柱中央），有限元素間之強度及變形連續性未必成立，其正確性有待商榷。相較之下，ATENA 更為全面而嚴謹，因此其非線性分析結果具較佳之可信度。茲針對本文分析結果，歸納結論與建議如下：

結論

1. RC柱斷面配筋相同之條件下，有效柱高較長者，其破壞模式傾向撓剪破壞；有效柱高較短者，其破壞模式傾向剪力破壞。撓剪破壞時，裂縫較集中於柱端；剪力破壞時，裂縫廣佈於柱身，且裂縫較寬。
2. RC柱斷面配筋相同之條件下，短柱之側向勁度與極限抗剪強度較長柱為高，韌性則較差。儘管如此，往復載重分析結果顯示，短柱之遲滯迴圈反而較長柱飽滿。整體而言，RC短柱之抗震能力未必較差。
3. RC柱之主筋配置愈多時，其極限抗剪強度愈高、彈—塑性變位(對應於極限剪力強度之位移量)愈大；使用主筋之直徑較大者，發生剪力破壞的可能性會增加。
4. 短牆會導致RC框架結構之剪力破壞、韌性降低，但卻能提高其極限側向強度，未必不利於結構整體之抗震能力。
5. 柱軸力會提高RC柱之極限抗剪強度，但降低韌性，影響其實際之耐震表現。建議未來進行推覆分析時，不宜忽略活載重引致之軸力，以免影響耐震評估結果。
6. 由耐震容量曲線之結果比較顯示，相較於ATENA之推覆分析，根據「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法」進行之ETABS推覆分析

會高估結構之極限強度與韌性。建議工程界在應用「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法」時須更為謹慎，以免因高估結構之耐震能力而錯失補強先機。

建議

1. 本研究在RC柱配筋量及主筋直徑對其耐震行為影響之相關分析中，只針對有效柱高2.8m及3.6m，以及#6及#8兩種主筋尺寸進行探討，且未探討主筋排列方式對整體構件受力之行為。建議未來應進一步作更詳盡之參數研究，俾能提供實際工程應用之參考。
2. 相較於ETABS軟體，儘管ATENA可以提供較合理之結果，但因計算量過大，運算時間太長，計算效益不彰，不利於實務工程之推廣應用。建議未來應思考提升其計算效益之方法，俾能有效提升鋼筋混凝土結構耐震能力評估之技術。

參考文獻

- 【1】 Su, R.K.L. (2009), " Collapse Modes Of Confined Masonry Buildings In The Wenchuan Earthquake," International Conference on Earthquake Engineering, the 1st Anniversary of Wenchuan Earthquake.
- 【2】 內政部建築研究所(1999), 「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估及推廣」, 內政部建築研究所專題研究計畫成果報告。
- 【3】 薛強(2001), 「ATC-40 能力譜或容量譜法之改進」, 中興工程季刊, 第 70 期, 第 17-26 頁。
- 【4】 國家地震工程研究中心(2000), 「中小學校舍耐震評估與補強」。
- 【5】 台灣省結構工程技師公會(2002), 「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊」。
- 【6】 內政部建築研究所(2001), 「建築物耐震規範及解說之修訂研究」, 內政部建築研究所專題研究計劃成果報告。
- 【7】 國家地震工程研究中心(2008), 「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法」。
- 【8】 丁煒宏(2001), 「高強度混凝土柱韌性行為之研究」, 國立台灣大學土木工程研究所碩士論文(詹穎雯教授指導)。
- 【9】 國家地震工程研究中心(2007), 「鋼筋混凝土短柱受剪破壞之振動台實驗研究」。

- 【10】 Lam, W.Y., Su, R.K.L., and Pam, H.J.(2001), "Embedded steel composite coupling beams – A new proposal," In: Proceedings of international conference on construction, Vol. 2, pp. 93-104.
- 【11】 Su, R.K.L., and Lam, W.Y. (2008), " A unified design approach for plate-reinforced composite coupling beams," Journal of Construction Steel Research, in press, doi:10.1016/j.jcsr.2008.07.030.
- 【12】 Su, R.K.L. and Zhu, Y. (2005), " Experimental and numerical studies of external steel plate strengthened reinforced concrete coupling beams," Engineering Structures, Vol. 27, pp. 1537-1550.
- 【13】 Su, R.K.L., Lam, W.Y. and Pam, H.J. (2007), " Behavior of plate anchorage in plate-reinforced composite beams," , Steel and composite Structures.
- 【14】 Cervenka V, Cervenka J. (2002), " User's manual for ATENA 2D," Prague (Czech Republic): Cervenka Consulting.
- 【15】 Lam, W.Y. (2006), " Plate-reinforced composite coupling beams— Experimental and numerical studies," Ph.D thesis. The University of Hong Kong.
- 【16】 Sezen, H. and Moehle, J. P. (2005), " Shear strength model for lightly reinforced concrete columns," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 11, 1692-1703.
- 【17】 混凝土工程設計規範與解說(2007)，中國土木水利工程學會。

- 【18】 Kupfer, H., Hilsdorf, H.K. and Rusch, H. (1969), " Behavior of concrete under biaxial stress ," J ACI, Proc 1969;66(8):656-66.
- 【19】 Hordijk, D.A. (1991), " Local approach to fatigue of concrete," Doctor dissertation, The Netherlands: Delf University of Technology.
- 【20】 Vos E. (1991), " Influence of loading rate and radial pressure on bond in reinforced concrete," Dissertation. Delft University, p. 219 - 20.
- 【21】 CEB-FIP Model Code(1990), First Draft, Committee Euro-International du Beton. Bulletin d'information No. 195,196, Mars.
- 【22】 Van Mier J.G.M (1986), " Multiaxial strain-softening of concrete," Part I: fracture. Mater Struct, RILEM.
- 【23】 營建署(1945), 「建築技術規則—建築構造編」。
- 【24】 CSI(1999), " ETABS : Extended 3D analysis of building systems, Nonlinear Version 8.5.4, " User's Manual, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
- 【25】 ACT-40(1996), " Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Report No. SSC 96-01, " Applied Technology Council.
- 【26】 FEMA 273(1997), " NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, " Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- 【27】 Elwood, K. J., and Moehle, J. P. (2005), " Axial capacity model for

shear damaged columns,” ACI Structural Journal, Vol. 102, No.4, 578-587.

- 【28】 Elwood, K. J., and Moehle, J. P. (2005), ” Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement, ” Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, 71-89.
- 【29】 內政部(2008), 「建築物磚構造設計及施工規範」, 台北。
- 【30】 陳奕信(2003), 「含磚牆 RC 建築結構之耐震診斷」, 國立成功大學建築研究所博士論文(許茂雄教授指導)。
- 【31】 曾凱瀚(1994), 「磚礮與磚牆基本力學性質試驗研究」, 國立成功大學建築研究所碩士論文(許茂雄、蔡萬傳教授指導)。
- 【32】 張文德(1996), 「磚牆及含磚牆 RC 構架之耐震試驗分析與應用」, 國立成功大學建築研究所博士論文(許茂雄教授指導)。