

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

基於推覆分析與短柱效應考量之結構耐震評估方法

**A Structural Seismic Capacity Assessment Method Based on Pushover
Analysis with Consideration of Short Column Effects**

研究生：蔡欣晏

指導教授：王彥博 博士

中華民國九十六年六月

基於推覆分析與短柱效應考量之結構耐震評估方法

**A Structural Seismic Capacity Assessment Method Based on Pushover
Analysis with Consideration of Short Column Effects**

研究生：蔡欣晏

Student : Hsin-Yen Tsai

指導教授：王彥博 博士

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

A Thesis

Submitted to Institute of Civil Engineering

College of Engineering

In Partial Fulfillment of the Requirement

For the Degree of

Master of Science

In

Civil Engineering

June 2007

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十六年六月

基於推覆分析與短柱效應考量之結構耐震評估方法

研究生：蔡欣晏

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

目前工程界進行耐震詳評工作時，多存在「強柱弱梁」的迷思，且未能將窗台導致的短柱效應考慮在評估分析中，不僅無法反映真實的結構行為，還可能高估結構的耐震能力。「強柱弱梁」的立意甚佳，惟梁因樓板的加勁作用使得勁度大幅提昇，以致即使在強震下其主筋無法降伏而未能形成塑鉸，導致整體結構之韌性降低。此由九二一地震之災後調查中，從未有人表示看到過梁端產生塑鉸即為明證。此外，許多中小學校舍的破壞模式幾乎都是沿走廊長向之柱剪力破壞，其主因乃窗台下的填充牆對柱形成局部加勁作用而導致短柱效應所造成。有鑑於此，本研究乃發展一套結構耐震詳細評估方法，以剪力屋為分析架構排除「強柱弱梁」的破壞機制，並以等值斜撐模擬填充牆，將其引致之短柱效應反映在分析模型中。本評估方法主要利用 SAP2000 進行推覆分析，根據實際之混凝土強度、斷面尺寸、配筋及填充牆計算結構之極限耐震容量(Capacity)。另一方面，結構之耐震需求(Demand)則配合我國現行之建築耐震設計規範求得，但其中韌性容量係根據推覆分析結果而非規範建議值。凡耐震容量與耐震需求之比值大於一者即表示結構物之耐震能力無虞。本文並針對兩棟校舍進行耐震詳評，分析結果顯示，教室隔間牆有助於結構耐震能力之提升；沿走廊之矮牆則會造成柱之剪力破壞，降低結構韌性，證明本文所提結構耐震能力評估方法之合理性。

關鍵字：耐震評估、推覆分析、短柱效應、剪力屋架

A Structural Seismic Capacity Assessment Method Based on Pushover Analysis with Consideration of Short Column Effects

Student : Hsin-Yen Tsai

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

Institute of Civil Engineering

College of Engineering

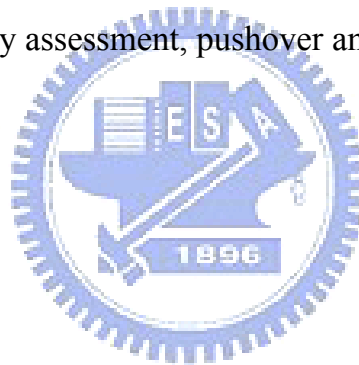
National Chiao Tung University

ABSTRACT

The current practice of seismic capacity assessment is commonly obsessed with the illusive idea of “strong-column weak-beam” while failing to take into account the effects of short-column due to window stages. As a result, the analyses are not reflecting the actual behavior of the structures, and may in turn overestimate the seismic capacity. Theoretically, the “strong-column weak-beam” design concept is not a bad idea. However, the beams are much stiffer than expected as reinforced by concrete slabs, and no plastic hinges will be formed in the beams since the reinforcing steel bars are far from yielding even during severe earthquakes. As a consequence, ductility of the overall structure is reduced. This argument is supported by the fact that no one has ever claimed observing any plastic hinge in beams in the after-shock reconnaissance of 1999 Ji-Ji earthquake. In addition, the collapse mechanisms of most buildings in the elementary and high schools are found to be of a shear-type failure in the columns along the corridor. This is primarily due to the short-column effects with the partial restraint of columns by the infill walls for window stages. In view of the aforementioned problems, this study develops a structural seismic capacity assessment scheme based on shear building structures by which the failure mechanism of beam-sidesway is excluded. In addition, the concept of equivalent diagonal struts is adopted to structurally represent the infill wall so as to sufficiently reflect the short-column effects in the analysis. The proposed method is based on the pushover

analysis by SAP2000 utilizing the actual material strength, dimension and reinforcement of the RC members as well as the infill walls to estimate the ultimate seismic capacity of a structure. While the seismic demand is to be estimated in accordance with the current seismic design standard, however, discarding the code-recommended allowable ductility capacity with that obtained by the pushover analysis. For those structures with a capacity-to-demand ratio of greater than one are considered seismically safe. In this study, seismic capacity assessments of a couple of RC school buildings have been conducted. Results indicate that the partition walls contribute positively to the seismic capacity of the structures, while the partial infill walls under the windows along the corridor may introduce shear-type failure to the columns and decrease the ductility of the structures. These further confirm adequacy of the proposed seismic capacity assessment method.

Keywords: seismic capacity assessment, pushover analysis, short-column effects, shear buildings



致謝

兩年研究所期間，首先要誠摯的感謝恩師 王彥博教授之教誨，吾師悉心的教導使我在研究領域及課業上得到一盞指路明燈外，其待人處事的態度方面給予我很大的影響。老師對學術研究的嚴謹與執著精神更是我輩學習的典範，在此特向吾師致上最誠摯的謝意。

於論文口試期間，承蒙國立交通大學土木系 陳誠直教授、趙文成教授、國立中興大學工學院 林其璋院長及國立高雄第一科技大學營建工程系 盧煉元教授蒞臨交大指導，百忙中抽空審查本文，提供學生諸多寶貴意見，使本文疏漏之處得以改進，在此亦表達最誠摯的謝意。

這兩年裡的日子，我特別珍惜同窗好友志軒、俊成的友誼，這份因為趕作業而徹夜奮戰培養出來的革命情感使我在研究的道路上不再孤獨。好友志偉、信宏、雅晶、佳穎、益鴻、俊祐、勝彥、承儒、建霖與啟勇等，感謝你們陪我嚐盡這兩年來的許多酸甜苦辣。

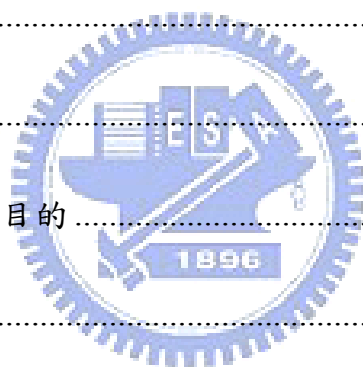
感謝阿良、逸軒學長不厭其煩的指出我研究中的缺失，且總能在我迷惘時為我解惑；感謝家賞學長在各方面的協助，使我順利進行研究工作；也感謝致宇、信結與昆霖同學們的幫忙，恭喜我們順利走過這兩年。當然也不能忘記家杰、建華、羅開、哲維學弟們，你們的支援與協助使我銘感在心。在此，我要向全體研究團隊說聲：You're the best.

最後，謹以此文獻給我摯愛的雙親與弟弟，感謝你們一直以來的支持，使我今天有了小小的成就。在此，我也要感謝女友 依蓮這幾年來在我背後的默默支持，妳的鼓勵是我前進的動力，妳的陪伴使我的研究生生活變得絢麗多彩。

謹誌於新竹交大 工程二館 2007 年 7 月

目錄

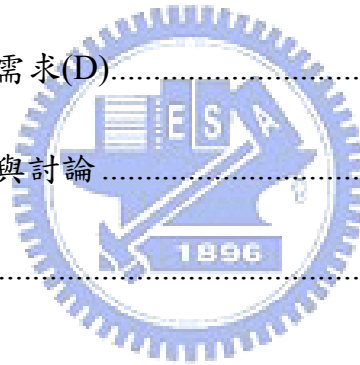
| | |
|------------------------------|-----|
| 摘要 | I |
| ABSTRACT | II |
| 致謝 | IV |
| 目錄 | V |
| 表目錄 | IX |
| 圖目錄 | XII |
| 第一章 緒論 | 1 |
| 1.1 文獻回顧 | 1 |
| 1.2 研究動機與目的 | 1 |
| 1.3 本文內容 | 3 |
| 第二章 非線性靜力分析方法簡介 | 4 |
| 2.1 前言 | 4 |
| 2.2 SAP2000 程式簡介 | 4 |
| 2.3 非線性靜力分析之基本原理 | 6 |
| 2.4 SAP2000 之非線性靜力分析步驟 | 7 |
| 第三章 含磚牆構架之結構行為探討 | 11 |
| 3.1 前言 | 11 |



| | |
|--|----|
| 3.2 短柱效應的成因 | 11 |
| 3.3 含磚牆構架之模擬方式探討 | 12 |
| 3.3.1 磚牆力學行為之等值對角斜撐理論 | 12 |
| 3.3.2 含磚牆構架之線性靜力分析 | 16 |
| 3.3.3 含磚牆構架之非線性靜力分析 | 20 |
| 3.3.4 小結 | 22 |
| 第四章 建築物耐震能力詳細評估方法 | 24 |
| 4.1 前言 | 24 |
| 4.2 耐震指標(I_s) | 24 |
| 4.3 結構之耐震需求(D) | 25 |
| 4.3.1 最小設計水平總橫力(V) | 25 |
| 4.3.2 震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數(S_s^D, S_1^D) | 26 |
| 4.3.3 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數(S_{DS}, S_{D1}) | 26 |
| 4.3.4 工址設計水平譜加速度係數(S_{ad}) | 27 |
| 4.3.5 用途係數(I) | 28 |
| 4.3.6 起始降伏地震力放大係數(α_y) | 28 |
| 4.3.7 結構系統地震力折減係數(F_u) | 28 |
| 4.3.8 耐震需求之修正 | 29 |

| | |
|------------------------------|----|
| 4.4 結構之耐震容量(C)..... | 30 |
| 4.4.1 Response2000 程式簡介..... | 30 |
| 4.4.2 鋼筋混凝土柱之性能曲線..... | 31 |
| 4.4.2.1 鋼筋混凝土柱之彎矩破壞行為..... | 31 |
| 4.4.2.2 鋼筋混凝土柱之剪力破壞行為..... | 36 |
| 4.4.2.3 鋼筋混凝土斷面之韌性..... | 37 |
| 4.4.3 磚牆之性能曲線..... | 38 |
| 4.4.4 柱破壞模式之判斷..... | 38 |
| 4.4.5 耐震容量之定義..... | 39 |
| 4.5 崩塌地表加速度(A_c)..... | 40 |
| 第五章 算例分析與探討..... | 41 |
| 5.1 前言..... | 41 |
| 5.2 算例一 嘉南藥理科技大學-實習藥廠..... | 41 |
| 5.2.1 分析模型..... | 41 |
| 5.2.2 特徵值分析..... | 42 |
| 5.2.3 耐震容量(C)..... | 42 |
| 5.2.3.1 柱斷面強度與等值斜撐參數之計算..... | 42 |
| 5.2.3.2 非線性靜力分析結果..... | 42 |

| | |
|------------------------------|----|
| 5.2.4 耐震需求(D)..... | 43 |
| 5.2.5 結果與討論..... | 44 |
| 5.3 算例二 交通大學-工程二館..... | 44 |
| 5.3.1 分析模型..... | 45 |
| 5.3.2 特徵值分析..... | 45 |
| 5.3.3 耐震容量(C)..... | 45 |
| 5.3.3.1 柱斷面強度與等值斜撐參數之計算..... | 45 |
| 5.3.3.2 非線性靜力分析結果..... | 46 |
| 5.3.4 耐震需求(D)..... | 46 |
| 5.3.5 結果與討論..... | 47 |
| 第六章 結論與建議..... | 48 |
| 參考文獻..... | 50 |



表目錄

| | | |
|----------|--|----|
| 表 3.1 | 等值對角斜撐相關參數..... | 53 |
| 表 3.2 | 平面構架之基本結構資料(線性靜力分析)..... | 54 |
| 表 3.3 | 剪力屋架之基本結構資料(非線性靜力分析)..... | 54 |
| 表 4.1 | 結構物評估方法之流程圖..... | 55 |
| 表 4.2 | 震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D ，以及震區最大考量水平 譜加速度係數 S_s^M 與 S_1^M 【17】..... | 56 |
| 表 4.3 | 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內差求值) 【17】..... | 64 |
| 表 4.4 | 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內差求值) 【17】..... | 64 |
| 表 4.5 | 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 【17】 | 65 |
| 表 4.6(a) | 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_s 與 B_1 【17】 .. | 65 |
| 表 4.6(b) | 一般工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 【17】 .. | 65 |
| 表 4.7 | 各類建築物之用途係數 I 【17】 .. | 66 |
| 表 4.8 | 結構系統韌性容量 R 【17】 .. | 67 |
| 表 5.1 | 柱之斷面尺寸及配筋情形(嘉南藥理科技大學-實習藥廠)..... | 68 |
| 表 5.2 | 結構之特徵分析結果(嘉南藥理科技大學-實習藥廠)..... | 68 |
| 表 5.3(a) | CASE1—斷面強度與破壞模式判斷結果 .. | 69 |
| 表 5.3(b) | CASE2—斷面強度與破壞模式判斷結果 .. | 69 |
| 表 5.3(c) | CASE3—斷面強度與破壞模式判斷結果 .. | 70 |
| 表 5.4(a) | CASE1—等值對角斜撐之相關參數(1F) .. | 71 |
| 表 5.4(b) | CASE1—等值對角斜撐之相關參數(2F) .. | 72 |
| 表 5.5(a) | CASE2—等值對角斜撐之相關參數(1F) .. | 73 |
| 表 5.5(b) | CASE2—等值對角斜撐之相關參數(2F) .. | 74 |
| 表 5.6(a) | CASE3—等值對角斜撐之相關參數(1F) .. | 75 |
| 表 5.6(b) | CASE3—等值對角斜撐之相關參數(2F) .. | 76 |

| | | |
|-----------|--|----|
| 表 5.7(a) | CASE1—結構之耐震需求 | 77 |
| 表 5.7(b) | CASE2—結構之耐震需求 | 77 |
| 表 5.7(c) | CASE3—結構之耐震需求 | 78 |
| 表 5.8 | 耐震能力分析結果(嘉南藥理科技大學-實習藥廠) | 79 |
| 表 5.9 | 柱之斷面尺寸及配筋情形(交通大學-工程二館) | 80 |
| 表 5.10 | 結構之特徵分析結果(交通大學-工程二館) | 81 |
| 表 5.11(a) | 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-X 向) | 81 |
| 表 5.11(b) | 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-X 向) | 82 |
| 表 5.11(c) | 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-X 向) | 82 |
| 表 5.11(d) | 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-X 向) | 83 |
| 表 5.12(a) | 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-Y 向) | 83 |
| 表 5.12(b) | 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-Y 向) | 84 |
| 表 5.12(c) | 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-Y 向) | 84 |
| 表 5.12(d) | 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-Y 向) | 85 |
| 表 5.13(a) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-X 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m) | 85 |
| 表 5.13(b) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-X 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m) | 86 |
| 表 5.13(d) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-X 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m) | 86 |
| 表 5.13(d) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-X 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m) | 87 |
| 表 5.14(a) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-Y 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m) | 87 |
| 表 5.14(b) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-Y 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m) | 88 |
| 表 5.14(c) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-Y 向) | |

| | | |
|-----------|---|----|
| | (有效柱高 $l_{eff}=1.5\text{ m}$)..... | 88 |
| 表 5.14(d) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-Y 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.5\text{ m}$)..... | 89 |
| 表 5.15(a) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-X 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.4\text{ m}$)..... | 89 |
| 表 5.15(b) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-X 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.4\text{ m}$)..... | 90 |
| 表 5.15(c) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-X 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.4\text{ m}$)..... | 90 |
| 表 5.15(d) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-X 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.4\text{ m}$)..... | 91 |
| 表 5.16(a) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-Y 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.4\text{ m}$)..... | 91 |
| 表 5.16(b) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-Y 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.4\text{ m}$)..... | 92 |
| 表 5.16(c) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-Y 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.4\text{ m}$)..... | 92 |
| 表 5.16(d) | 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-Y 向) (有效柱高 $l_{eff}=1.4\text{ m}$)..... | 93 |
| 表 5.17 | 等值對角斜撐之相關參數(W700×H360)..... | 93 |
| 表 5.18 | 等值對角斜撐之相關參數(W525×H360)..... | 94 |
| 表 5.19 | 等值對角斜撐之相關參數(W175×H360)..... | 94 |
| 表 5.20 | 等值對角斜撐之相關參數(W700×H220)..... | 95 |
| 表 5.21 | 等值對角斜撐之相關參數(W700×H90)..... | 95 |
| 表 5.22(a) | 案例 A-結構之耐震需求..... | 96 |
| 表 5.22(b) | 案例 B-結構之耐震需求..... | 96 |
| 表 5.23 | 耐震能力分析結果(交通大學-工程二館)..... | 97 |

圖目錄

| | | |
|-----------|--|-----|
| 圖 2.1 | SAP2000 程式之預設結構模型..... | 98 |
| 圖 2.2 | SAP2000 程式之預設桿件材料性質與斷面..... | 98 |
| 圖 2.3 | 剛性樓版的示意圖..... | 99 |
| 圖 2.4 | 非線性靜力分析之塑鉸分佈情形..... | 99 |
| 圖 2.5 | SAP 之幾何非線性參數設定(考慮 P- Δ 效應)..... | 100 |
| 圖 2.6 | 典型容量曲線示意圖..... | 100 |
| 圖 2.7 | SAP 內建之軸力(P)塑鉸..... | 101 |
| 圖 2.8 | SAP 內建之剪力(V2)塑鉸..... | 101 |
| 圖 2.9 | SAP 內建之彎矩(M3)塑鉸..... | 102 |
| 圖 2.10(a) | SAP 內建之軸力-彎矩(PMM)互制塑鉸..... | 102 |
| 圖 2.10(b) | SAP 內建之軸力-彎矩(PMM)互制塑鉸..... | 103 |
| 圖 2.11 | 受軸向載重及單向彎矩柱之強度交互作用圖..... | 103 |
| 圖 3.1(a) | 短柱效應造成短柱的剪力破壞 (圖片來源：國家地震中心) | 104 |
| 圖 3.1(b) | 短柱效應造成短柱的剪力破壞 (圖片來源：國家地震中心) | 104 |
| 圖 3.1(c) | 短柱效應造成短柱的剪力破壞 (圖片來源：國家地震中心) | 104 |
| 圖 3.2 | 有效柱段的剪力和彎矩..... | 105 |
| 圖 3.3 | 有效柱段出現 X 字型裂縫..... | 105 |
| 圖 3.4 | 等向性版受單位牆厚之水平側力..... | 105 |
| 圖 3.5 | 平面構架之分析模型..... | 106 |
| 圖 3.6(a) | 有效柱段之剪力(V_c)示意圖..... | 106 |
| 圖 3.6(b) | 有效柱段之側向勁度(k')示意圖..... | 107 |

| | |
|--|-----|
| 圖 3.7 以版元素模擬磚牆 | 107 |
| 圖 3.8(a) 以版元素模擬磚牆結構-柱之剪力比(CASE 1a：剪力屋架) | 108 |
| 圖 3.8(b) 以版元素模擬磚牆結構-柱之側向勁度(CASE 1a：剪力屋架) | 108 |
| 圖 3.9 以 Link 元素(等值對角斜撐)模擬磚牆結構..... | 109 |
| 圖 3.10(a) 以等值對角斜撐模擬磚牆結構-柱之剪力比(CASE 1b：剪力 屋架)..... | 109 |
| 圖 3.10(b) 以等值對角斜撐模擬磚牆結構-柱之側向勁度(CASE 1b：剪 力屋架)..... | 110 |
| 圖 3.11(a) 以版元素模擬磚牆結構-柱之剪力比(CASE 2a：非剪力屋架) | 110 |
| 圖 3.11(b) 以版元素模擬磚牆結構-柱之側向勁度(CASE 2a：非剪力屋 架)..... | 111 |
| 圖 3.12(a) 以等值對角斜撐模擬磚牆結構-柱之剪力比(CASE 2b：非剪 力屋架)..... | 111 |
| 圖 3.12(b) 以等值對角斜撐模擬磚牆結構-柱之側向勁度(CASE 2b：非 剪力屋架)..... | 112 |
| 圖 3.13 整體結構之韌性容量(R)示意圖..... | 112 |
| 圖 3.14(a) 非線性靜力分析模型-無牆之剪力屋架 | 113 |
| 圖 3.14(b) 非線性靜力分析模型-四分之一牆高之剪力屋架..... | 113 |
| 圖 3.15 結構之容量曲線-柱為彎矩破壞(案例 A)..... | 114 |
| 圖 3.16 結構之容量曲線-柱為剪力破壞(案例 B)..... | 114 |
| 圖 3.17(a) 各種破壞模式對韌性容量的影響-無牆 | 115 |
| 圖 3.17(b) 各種破壞模式對韌性容量的影響-四分之一牆高..... | 115 |
| 圖 4.1 桿件即將開裂的情況(開裂彎矩-曲率)..... | 116 |
| 圖 4.2 桿件之拉力筋達到降伏階段(降伏彎矩-曲率)..... | 116 |
| 圖 4.3 Whitney 等值矩形應力塊 | 116 |

| | | |
|-----------|---|-----|
| 圖 4.4 | 桿件在極限荷載的情況下-壓力筋已降伏(極限彎矩-曲率)..... | 117 |
| 圖 4.5 | 桿件在極限荷載的情況下-壓力筋未降伏(極限彎矩-曲率)..... | 117 |
| 圖 4.6 | 鋼筋混凝土斷面之彎矩-曲率關係..... | 118 |
| 圖 4.7 | 鋼筋混凝土斷面之彎矩-曲率關係(雙線性化)..... | 118 |
| 圖 4.8 | 鋼筋混凝土柱斷面資料..... | 119 |
| 圖 4.9 | 理論式與 Response2000 之計算結果比較..... | 119 |
| 圖 4.10(a) | 設定混凝土強度與鋼筋強度..... | 120 |
| 圖 4.10(b) | 設定柱斷面之形狀與尺寸..... | 120 |
| 圖 4.10(c) | 設定主筋之號數與數量..... | 121 |
| 圖 4.10(d) | 設定箍筋之號數與間距..... | 121 |
| 圖 4.10(e) | 柱斷面資料設定完成(Response-2000)..... | 122 |
| 圖 4.11 | 柱斷面之彎矩-曲率關係(Response-2000)..... | 122 |
| 圖 4.12 | 柱斷面之剪力-位移關係(Response-2000)..... | 123 |
| 圖 4.13 | 設定柱之塑鉸性質-剪力破壞..... | 123 |
| 圖 4.14 | 設定柱之塑鉸性質-彎矩破壞..... | 124 |
| 圖 4.15 | 設定等值斜撐之塑鉸性質-壓力破壞..... | 124 |
| 圖 4.16(a) | 非線性靜力分析求得結構物之容量曲線..... | 125 |
| 圖 4.16(b) | 利用非線性靜力分析求得結構物不同階段之非線性行為-塑 鉸分佈圖..... | 125 |
| 圖 4.17 | 結構之耐震容量(結構用盡韌性)..... | 126 |
| 圖 5.1 | 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之建築全景..... | 127 |
| 圖 5.3 | 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之建築立面圖..... | 128 |
| 圖 5.4(a) | 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之分析模型(CASE1)..... | 128 |
| 圖 5.4(b) | 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之分析模型(CASE2)..... | 129 |
| 圖 5.4(c) | 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之分析模型(CASE3)..... | 129 |
| 圖 5.5(a) | X 向之容量曲線(CASE1)..... | 130 |
| 圖 5.6(a) | X 向之容量曲線(CASE2)..... | 130 |

| | | |
|-----------|---------------------------------|-----|
| 圖 5.7(a) | X 向之容量曲線(CASE3)..... | 130 |
| 圖 5.8(a) | X 向之塑鉸形成順序與頂樓之平面變形圖(CASE1)..... | 131 |
| 圖 5.8(b) | Y 向之塑鉸形成順序與頂樓之平面變形圖(CASE1)..... | 132 |
| 圖 5.9 | 交通大學-工程二館之建築全景..... | 133 |
| 圖 5.10 | 交通大學-工程二館之建築平面圖..... | 133 |
| 圖 5.11 | 交通大學-工程二館之建築立面圖..... | 133 |
| 圖 5.12 | 交通大學-工程二館之分析模型(案例 A)..... | 134 |
| 圖 5.13 | 交通大學-工程二館之分析模型(案例 B)..... | 134 |
| 圖 5.14(a) | X 向之容量曲線(案例 A)..... | 135 |
| 圖 5.15(a) | X 向之容量曲線(案例 B)..... | 135 |
| 圖 5.16(a) | X 向塑鉸形成順序圖(案例 A)..... | 136 |
| 圖 5.16(b) | Y 向塑鉸形成順序圖(案例 A)..... | 137 |



第一章 緒論

1.1 文獻回顧


國內在建築物耐震能力評估的研究上，已有一系列的成果。例如，內政部建築研究所於民國 88 年公佈了「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估及推廣」【1】使用手冊，作為建築物耐震能力評估之依據；薛強【2】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。此外，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 年九月出版了「中小學校舍耐震評估與補強」【3】，以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。

國外有 Freeman 於 1978 年提出容量震譜法，作為非線性靜力分析之用【4、5】；Mahaney 於 1993 年提出的 ADRS 格式的容量震譜法【6】；Fajfar 與 Gaspersic 於 1996 年提出以等值單自由度系統之反應譜分析，求得目標位移，並發展 N2 法對地震下 RC 建物之損害程度作一評估【7】；Reinhorn 於 1997 年提出以 $R-\mu-T-\mu$ 之彈塑性折減方式建立需求震譜【8】；Tso 和 Moghdan 於 1998 年以推覆法求取容量震譜之性能點，分別針對簡單對稱及非對稱結構物進行分析與討論，並與非彈性動力分析之結果比較【9】；Krawinkler 和 Seneviratna 於 1998 年以推覆法及非線性歷時分析法探討三層樓鋼構架之地震反應，並比較其差異【10】；Kuramoto 於 2002 年比較日本 CRLS、美國 ATC-40 及 FEMA273 等耐震性能評估法，並由歷時分析檢驗三者之準確性【11】。

1.2 研究動機與目的

現行之建築耐震能力詳細評估是根據內政部建築研究所所提出之「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估法及推廣」【1】，其概念係考量結構先以其強度抵抗地震

力，當地震之地表加速度增大到使結構產生降伏後，再利用結構的韌性來抵抗地震避免崩塌所發展之評估方法。其評估步驟係先透過 ETABS 程式計算以地表加速度 $PGA=0.1\text{ g}$ 之結構地震反應，針對各單一梁或柱構材之實際尺寸和鋼筋量計算其彎矩強度、剪力強度及韌性，配合彈性地震分析所得之內力，判定該構材將來破壞時係屬彎矩破壞亦或是剪力破壞，以及破壞時所對應的韌性比。每一半層柱的上、下各有兩節點，而由該節點判別柱或梁先破壞，並求得當時該柱承擔的剪力及韌性。但由於各柱承擔剪力及韌性不同，乃以加權平均的觀念求出整個半層綜合的剪力強度與韌性比，以得到該半層的降伏地表加速度，得到該半層達極限強度時所對應之崩塌地表加速度(A_c)。每半層均有其對應之崩塌地表加速度(A_c)，取其最小者為結構整體之崩塌地表加速度(A_c)。然而，目前工程界採用此一評估方法執行耐震詳評工作時，仍存在一些普遍性的問題，其中最主要的問題包括：

- 
- (a) 未能將窗台導致的短柱效應考慮在耐震評估分析中—若忽略短柱效應，分析結果將無法反映真實的結構行為，且會高估結構耐震能力。
 - (b) 強柱弱梁的迷思—就結構構件對整體結構耐震能力影響程度的考量，「強柱弱梁」的設計觀念立意甚佳，梁柱接頭實驗也顯示 RC 或鋼構經由適當的設計可以有很好的韌性。惟真實結構因樓版的加勁作用，使得梁與樓版結合後的整體勁度大幅提昇，不僅使得梁在地震中的變形曲率(M/EI)很小，以致 RC 梁之主筋無法降伏而未能在梁端形成塑鉸，也使柱端分配的彎矩增加而導致塑鉸提前產生。此一現象在九二一地震倒塌的建築結構中已顯露無遺，從未有人看過梁端產生塑鉸。因此「強柱弱梁」的設計目標在真實結構中並不存在，基於此一假設/理論所發展的結構分析軟體或耐震評估程式，自然無法提供合理的分析結果。

前述問題並非僅發生於少數個案，顯示現行評估方法可能存在一些盲點需要克服。因此，本文擬發展一套耐震評估方法，將結合現行商用軟體 SAP2000 進行

結構非線性靜力分析，但採用國家地震工程研究中心「中小學校舍耐震評估與補強」【3】方法之基本精神，並參考陳怡婷【12】針對高科技廠房所探討之耐震初評方法，提出一套新的耐震詳細評估方法，避免前述之不合理現象，讓耐震能力評估結果更為可靠。

1.3 本文內容

第一章將說明本文之研究動機與背景。第二章將介紹非線性分析的基本原理，並簡述如何應用 SAP2000 進行結構非線性靜力分析。第三章除介紹短柱效應的成因外，亦透過線性靜力分析與非線性靜力分析探討含磚牆構架的模擬方式，以供本文所提出之耐震能力詳細評估方法之用。第四章將詳細介紹本研究建議之耐震能力詳細評估方法，俾便作為結構修復補強之依據。第五章將針對實際建築物進行評估，以探討本文所提耐震詳細評估方法之合理性。第六章為結論與建議。



第二章 非線性靜力分析方法簡介

2.1 前言

目前國內普遍採用的建築耐震能力評估方法，多係以“力-強度”為基準，其作法係以結構彈性分析所得結果，利用力折減因數或位移放大因數間接求取結構物之非線性行為，此種作法未必能準確掌握結構物之真正特性。反之，以結構性能為基準的耐震能力評估方法，則直接著重於結構物非線性行為的分析，較能充分獲得結構物彈、塑性階段的結構性能，目前已逐漸成為耐震工程研發的主流【13】。

建築之耐震能力分析工具主要包括非線性靜力分析(Nonlinear Static Analysis)和動態非線性歷時分析(Nonlinear Time History Analysis)等兩種。後者因計算量大，且經由非線性靜力分析與動態非線性歷時分析進行驗證比較，顯示非線性靜力分析仍可有效掌握建築結構物的耐震性能【13】，因此本研究將以非線性靜力分析為基礎去發展耐震詳評方法。本章將介紹非線性靜力分析的基本原理，並說明如何應用 SAP2000 進行結構物的非線性靜力分析，發展合宜的結構非線性靜力分析方法，據以建立一套合宜的耐震能力評估流程。

2.2 SAP2000 程式簡介

SAP2000 程式乃由美國加州大學柏克萊分校 Dr. Edward L. Wilson 及 Professor Emeritus 等人所發展出來的一套工程分析-設計軟體【14】，其主要工作介面為視窗畫面，且完成分析後的結果可以標準化之圖、表或文字格式輸出，因此非常便於工程師或研究人員所使用。近來國內外不少學者陸續在研究新的耐震設計或評估方法-功能設計法(Performance-Based Design Method)，其主要精神在考慮結構物受到地震力作用下，表現結構物在各階段的非線性行為；因此，SAP2000 內建的

非線性靜力分析功能乃逐漸受到重視。本節將簡單介紹 SAP2000 之主要功能與特點如下：

1. 由於工作視窗為物件導向的圖形化介面，因此較傳統的 DOS-文字介面便於操作使用。
2. 可建立的結構模型多樣化，包含：2D 平面桁架、3D 空間桁架、2D 平面構架、3D 空間構架、版殼結構、橋梁結構等，如圖 2.1 所示。
3. 程式內建許多常用之材料性質與斷面(鋼筋混凝土之梁柱、鋼骨結構之梁柱等)，可供使用者快速定義結構之桿件資料，如圖 2.2 所示。
4. Solid 物件由程式自動網格化(Meshing)，亦即不需自行定義元素形式與大小；而 Area(Shell)物件可由程式自動網格化或由使用者自行定義之。
5. 可直接點選外力作用的節點或桿件，依載重的形式、方向與作用位置定義其荷載資料，而外力加載方式可為力量控制或位移控制。
6. 可利用 Fast DOFs 功能快速決定結構自由度的數目，例如空間構架(六個自由度)、平面剛構架(三個自由度)、空間桁架(三個自由度)。
7. 利用束制(Constraints)節點之位移及方向來描述元素剛體的行為。可利用此功能限制同一平面(XY 平面)的節點以平面樓版形式運動，類似於剪力屋架中的剛性樓版(Rigid Diaphragm)，如圖 2.3 所示。
8. 由於真實之梁、柱桿件因梁柱接頭區而使桿件之有效長度縮短，程式可定義桿件端點之剛域，使該區域對於剪力與彎矩呈現剛體性質。
9. 程式內建非線性靜力分析功能，並以不同的塑鉸形式及發生順序來判斷構材破壞情形及其發生時機，如圖 2.4 所示。
10. 可考慮結構的幾何非線性行為，如 P- Δ 效應等。由於 P- Δ 效應使得桿件

內力重新分配而不平衡，因此 SAP200 程式將自動求解幾何勁度矩陣(圖 2.5)，並經過反覆迭代直到桿件內力及變形收斂為止。

2.3 非線性靜力分析之基本原理

非線性靜力分析又稱為推覆分析(Pushover Analysis)，是一種快速且有效的建築耐震能力分析方法，其特點為可計算結構物從線彈性階段達到降伏，最後進入非線性階段乃至崩塌的整個過程，能夠確定結構在受到地震時的潛在破壞機制，找到最先破壞的環節，有助於設計者之工程判斷【15】。

茲說明非線性靜力分析之主要計算過程如後。每當側向力或側向位移增加一增量時，檢視構件是否降伏或減載，若有，則更改有效勁度矩陣及計算不平衡力後，再行施加側向力增量，如此循序漸進直至結構崩塌為止【16】。分析之結果主要以容量曲線與塑鉸形成順序來呈現結構物之非線性行為。茲介紹容量曲線及 ATC-40 所建議的 Pushover 側向力豎向分配方式如下：

1. 容量曲線：為基底剪力與節點位移的關係圖，代表結構物的抗震能力。由圖 2.6 可知，當側向力不大時，結構物仍保持在線彈性範圍內；當側向力逐漸增加時，結構中的某些桿件逐步產生降伏進入非線性階段，造成容量曲線的斜率開始變緩，直到整體結構的韌性用盡，基底剪力遽然下降為止(與設定結構物卸載方式或該塑鉸性質的殘餘強度有關)。
2. ATC-40 建議了兩種不同的側向力豎向分配方式：
 - (i) 照現行建築設計規範【17】所使用之公式，但並不加頂層集中力 F_t ，其式如下：

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\sum_i W_i h_i} V \quad (2.1)$$

(ii) 依各層質量與第一彈性振態乘積比例分佈，其式如下：

$$F_x = \frac{W_x \phi_{1x}}{\sum_i W_i \phi_{1i}} V \quad (2.2)$$

其中，

W_x 為第 x 層重量；

W_i 為第 i 層重量；

h_x 為第 x 層樓版至基底的高度；

h_i 為第 i 層樓版至基底的高度；

ϕ_{1x} 為第一振態於第 x 樓層之分量；

ϕ_{1i} 為第一振態於第 i 樓層之分量。

基本上，非線性靜力分析是一種反覆迭代的方法，因此不宜以人工計算方式完成；目前市面上已發展出許多軟體具有非線性靜力分析的功能，如有限元素分析程式 SAP2000。但需注意一點的是，SAP2000 在分析的每一步增量中，樓層側力均固定作用於質心上，當側力逐漸增加時，將使某些桿件逐漸產生塑鉸，而造成結構的剛心位置改變；當質心位置與剛心位置愈加偏離，結構的扭轉效應愈加明顯。

2.4 SAP2000 之非線性靜力分析步驟

結構物之非線性靜力分析完成後，其非線性行為將反映在塑鉸之形成結果；塑鉸之力學性質關係到分析結果的可靠度，本節將詳細介紹 SAP2000 所提供的塑鉸種類與設定方式，並說明以 SAP2000 進行非線性靜力分析之方式如下：

(一) 建立結構模型：

進行非線性靜力分析前，需先設定結構桿件(梁、柱、牆等)的材料性質與斷面尺寸，接著建立結構分析模型、邊界束制條件與載重形式等。

(二) 設定塑鉸性質：

可根據實際的結構斷面及配筋資料計算桿件的降伏與極限強度，設定其塑鉸性質；SAP2000 所提供的塑鉸種類依桿件破壞的模式，大致可分為：

1. 軸力破壞：

除了可考慮桿件的軸向降伏強度外，亦包含桿件的挫屈分析，如圖 2.7 所示。由於目前 SAP2000 所提供的版元素無法考慮材料的非線性行為，因此目前大多數使用者仍以等值對角斜撐模擬磚牆，並以軸力塑鉸考慮磚牆的主應力破壞行為(參見 3.3.1 節)。

2. 剪力破壞：

在鋼筋混凝土或鋼骨結構中，一般以此塑鉸性質考慮其桿件的剪力破壞強度，如圖 2.8 所示。本文所提出的耐震詳細評估方法中，乃將柱的極限剪力強度與位移設定於此塑鉸性質中。

3. 彎矩破壞：

在鋼筋混凝土與鋼骨結構中，一般以此塑鉸性質考慮其桿件的彎矩破壞強度，如圖 2.9 所示。本文所提出的耐震詳細評估方法中，乃根據桿件的彎矩-曲率關係設定於此塑鉸性質中。

4. 軸力-彎矩互制破壞：

雖然塑鉸性質可考慮柱的軸力-彎矩互制行為，如圖 2.10 所示，但由圖 2.11 可知，若軸力介於 P-M 包絡線上的拉力破壞範圍與部分壓力破壞範圍之間，訂定純彎矩時之極限強度為柱的彎矩破壞強度乃偏保守側，唯若軸力位於上述的範圍

之外時，軸力的增加將使柱的彎矩破壞強度小於純彎矩極限強度；於非線性靜力分析的過程中，側力的施加將導致柱的軸力的變化，理論上需進行每根柱的反覆迭代工作，直到柱破壞時其軸力與彎矩值恰巧於 P-M 包絡線上為止。為簡化分析，本研究假設柱的彎矩破壞為純彎矩的行為造成，亦即彎矩容量為 P-M 包絡線上的純彎矩極限強度。

(三) 塑性鉸的設置：

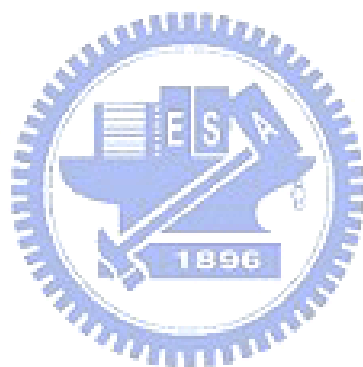
塑性鉸的位置，應設置在彈性階段之最大彎矩處，因為這個位置最將先達到降伏。對於柱斷面的彎矩破壞行為，一般情況是兩端彎矩最大，彎矩塑鉸應設定於有效柱段的兩端處；若為剪力破壞行為，可設定剪力塑鉸於有效柱段的任一位置；對於等值對角斜撐的軸力破壞行為，一般指定軸力塑鉸於軸力最大處(考慮結構之自重)。

(四) 加載方法與側力分佈形式之設定：

SAP2000 對於荷重的加載方法可分為兩種：「力量控制」與「位移控制」，並提供「自行定義分佈」、「均勻加速度分佈」和「振形荷載分佈」等三種側力分佈方式。均勻加速度分佈提供的側向力是用均值的加速度和相應質量分佈的乘積而得；振形荷載分佈提供的側向力是用給定的振形和該振形下的圓周頻率的平方(ω^2)及相應質量分佈的乘積獲得的，當取第一振態時，則接近倒三角形分佈。除了側力的施加外，也必須考慮結構物的靜載重於分析過程中。因此可於側向力側推分析前，先執行力量控制的非線性靜力分析，將靜載重施加於結構物上，而後再進行側推分析；SAP2000 在計算時，先計算靜載重下結構的內力和變形，而側推分析的計算是在前一步的內力和變形基礎上施加水平荷載，水平荷載不斷增加，結構側移亦相應增大，直到達到目標位移為止。

依上述步驟完成分析後，即可得到結構物之容量曲線及塑鉸形成順序，並可觀察結構物的非線性行為與先後破壞的環節，最後由分析結果計算出結構之耐震

容量(參見 4.4 節)，作為耐震能力評估之依據。



第三章 含磚牆構架之結構行為探討

3.1 前言

在 921 地震中，以中小學校舍的損壞情況最為慘重，其破壞模式幾乎都是沿走廊方向的崩塌情況居多。究其原因其實不單只是校舍老舊或施工品質不良等問題，主要禍源為工程設計階段考慮不夠周詳而造成結構上先天的缺陷，短柱效應更是校舍提前崩塌最直接的原因；因此，短柱效應的負面影響在結構耐震能力評估分析中須確實考量，以反映真實的結構行為。本章除了介紹短柱效應成因外，亦透過線性靜力分析與非線性靜力分析，探討含磚牆構架的模擬方式，最後並介紹等值對角斜撐相關參數的計算方法，以作為耐震詳細評估之依據。

3.2 短柱效應的成因

一般於中小學校舍中，為了教室的採光考量，設計者乃在沿走廊的方向設置大量的玻璃窗；因此，柱子左右兩端將被窗台下的磚牆或 RC 牆束制住，進而對緊鄰填入牆的柱子形成局部加勁作用，造成柱子有效長度的縮短；而每逢地震時，因有效柱段之勁度變大，反而較其他正常柱吸收更大之水平力，故有效柱段所受之剪力容易達到斷面之極限剪力強度而形成剪力破壞，而非預期之韌性彎矩破壞，此現象即稱為短柱效應，如圖 3.1(a)~(c)所示。由圖 3.2 可知，當結構物受地震力作用時，柱所受到的剪力主要由有效柱段所承擔，如 3.1 式所示：

$$V_c = \frac{M_t + M_b}{l_{eff}} \quad (3.1)$$

其中，

V_c 為有效柱段內的剪力；

M_t 為有效柱段內頂部的彎矩；

M_b 為有效柱段內底部的彎矩；

l_{eff} 為有效柱高。

由式(3.1)可知，填入的牆越高，有效柱高越短。短柱內所承受的剪力越大，越容易造成剪力破壞，一般可由有效柱段出現 X 字型裂縫的情況判斷之，如圖 3.3 所示。一般設計者在作結構設計時，並未將牆體考慮在分析模型內，而把被牆體圍束的柱以一般柱分析之，以致忽略該柱之真實高度，造成短柱的需求剪力增加而形成剪力破壞，嚴重時甚至造成結構物底層的崩塌(collapse)；因此，若設計者在設計階段時考慮到這個現象，就可以避免之。

綜上所述，若結構中具有填充牆，則可能影響整體結構的耐震能力，為將短柱效應考慮在本文所提出的耐震能力評估方法內，下節將針對含磚牆構架的模擬方式作一系列探討。

3.3 含磚牆構架之模擬方式探討

3.3.1 磚牆力學行為之等值對角斜撐理論

一般在結構設計的階段，工程師鮮少將填充牆的結構行為考慮在分析模型內；如此一來，柱在承受水平地震力時產生剪力破壞(shear-type failure)的機率將大於彎矩破壞(flexural-type failure)，嚴重者將造成有效柱段的剪力容量不足而將柱剪壞，甚至造成結構物的崩塌；因此，為考慮磚牆對結構耐震能力的影響，本文所提出之耐震詳細評估方法乃將磚牆一併考慮在分析模型內。工程界有關磚牆行為之分析大多以等值對角斜撐模擬，其相關理論整理如下所述：

(i) 磚牆元體之主應力(σ_1)

若以等值牆版模擬磚牆，並在等向性版施加一單位牆厚之水平外力 P_h ，如圖

3.4 所示。假設等向性版的應力函數及其應力分佈，求解得版上任一點的應力分佈 σ_x 、 σ_y 與 τ_{xy} ，分析得版之中心點應力 σ_{xc} 、 σ_{yc} 與 τ_{xyc} 最大，如下式所示：

$$\sigma_{xc} = \frac{-5P_h}{8h}, \quad \sigma_{yc} = \frac{-5hP_h}{8b^2}, \quad \tau_{xyc} = \frac{-5P_h}{4b} \quad (3.2)$$

由於磚牆之破壞主要係由主應力所導致，所以欲分析磚牆之極限受力行爲時，需將版之中心點所受應力轉成主應力 σ_1 (拉應力)來判斷磚牆是否達到破壞【18】。因此，

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{xc} + \sigma_{yc}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xc} - \sigma_{yc}}{2}\right)^2 + \tau_{xyc}^2} \quad (3.3)$$

$$\therefore \sigma_1 = P_h f(b, h) \quad (3.4)$$

其中，

$$f(b, h) = \frac{-5b^2 - 5h^2}{16hb^2} + \sqrt{\left(\frac{-5b^2 + 5h^2}{16hb^2}\right)^2 + \frac{25}{16b^2}} \quad (3.5)$$

(ii) 磚牆達極限破壞時之劈裂強度(F_t)

陳明生之研究【19】提供了砂漿、紅磚及其介面等材料之劈裂強度。磚牆產生裂縫時，裂縫必須經過一層砂漿橫縫，而後再經過一層紅磚或紅磚與砂漿之介面。根據試體裂縫經過砂漿、紅磚及其介面之比例，並參考曾凱瀚碩士論文【20】磚墩中砂漿、紅磚所佔面積比例關係，估算出磚牆產生裂縫時，砂漿的貢獻比例為 0.13，而紅磚、紅磚與砂漿介面兩者平均貢獻約佔 0.87。所以歸納得出當磚牆達極限破壞時之劈裂強度公式為：

$$F_t = 0.13f_{tm} + 0.87\left(\frac{\sigma_t + f_{tb}}{2}\right) \quad (3.6)$$

其中，

f_{tm} 為砂漿劈裂強度；

f_{tb} 為紅磚劈裂強度；

σ_t 為紅磚與砂漿介面劈裂強度。

其中砂漿劈裂強度(f_{tm})約為砂漿單軸抗壓強度之 10%；紅磚劈裂強度(f_{tb})約為紅磚單軸抗壓強度之 22%；紅磚與砂漿介面劈裂強度(σ_t)約為 2.04 kgf/cm²。由陳奕信博士論文【21】可知，砂漿單軸抗壓強度(f_{mc})之實驗平均值約為 22 MPa(224.3 kgf/cm²)；紅磚單軸抗壓強度(f_{bc})之實驗平均值約為 15.3 MPa(155.9 kgf/cm²)。

(iii) 磚牆之有效寬度(b_{eff})

根據李威震【22】及陳威成【23】之研究，當磚牆的高寬比大於 1 時，磚牆會沿對角線開裂；而當磚牆的高寬比小於 1 時，在形成裂縫的過程中，僅在兩邊受壓處產生 45° 斜向裂縫，其間則由水平滑移裂縫聯繫兩角隅的斜向裂縫，故真正抵抗水平外力的牆體寬度僅有斜向裂縫形成的區域，分析時須考慮磚牆的有效寬度(b_{eff})，即

$$b_{eff} = \min(h, b) \quad (3.7)$$

其中，

h 為磚牆之實際高度；

b 為磚牆之實際寬度。

(iv) 磚牆之極限水平強度(P_{uh})

為計算等值斜撐之軸向抗壓強度，可從磚體試驗求得其水平極限強度值，依

據磚牆之對角線夾角換算其等值斜撐之軸向抗壓強度。水平極限強度的修正係數 α 之經驗公式【18】如下：

$$\text{當磚牆為三邊圍束(3BE)時: } \alpha = 0.1108 (b_{\text{eff}}/h)$$

$$\text{當磚牆為四邊圍束(4BE)時: } \alpha = 0.2591 (b_{\text{eff}}/h)$$

磚牆之水平極限載重可由下式預測：

$$P_{uh} = \left(\frac{\alpha F_t}{\sigma_1} \right) t P_h = \left(\frac{\alpha F_t}{f(b, h)} \right) t \quad (3.8)$$

其中，

P_h 為施加於一單位牆厚之水平外力；

t 為牆厚。

(v) 磚牆之極限水平位移 (u_{uh})

在磚牆受側力之位移預測上，陳奕信博士論文【21】提出磚牆極限點割線彈性模數，並以彈性力學之應力函數推導建立磚牆均質平板承受面內水平力之變形關係：

$$u_{uh} = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{b}{h} + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \frac{h}{b} + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \frac{h^3}{b^3} \right] \frac{P_{uh}}{E_u t} \quad (3.9)$$

$$E_u = 227 \eta_1 \eta_2 f'_p \quad (3.10)$$

式(3.9)中之 P_{uh} 為水平極限載重，磚牆之波松比 ν 考慮分析應用之便利性取 0.15 計算。依磚牆試驗結果，式(3.10)中之修正係數 η_1 之平均值為 1.023， η_2 值在三邊圍束及台度磚牆試體可取 0.367，四邊圍束試體可取 0.556。而磚礮(brick prism) 抗壓強度 f'_p 可以下式表示：

$$f'_p = 0.27f_{bc}^{0.7}f_{mc}^{0.3} \quad (3.11)$$

其中，

f_{bc} ：紅磚之單軸抗壓強度；

f_{mc} ：砂漿之單軸抗壓強度。

(vi) 等值對角斜撐軸向極限強度與位移

由等值對角斜撐的夾角 θ ，並依式(3.8)與式(3.9)換算成等值對角斜撐之極限強度與位移如下式：

$$P_d = \frac{P_{uh}}{\cos \theta} \quad (3.12)$$

$$u_d = u_{uh} \cos \theta \quad (3.13)$$

經由上述過程，即可算出等值對角斜撐之相關參數，以供設定 SAP 模型的磚牆極限強度之用。以上所有計算參數可見表 3.1 所示。

3.3.2 含磚牆構架之線性靜力分析

現行耐震詳評或補強設計分析之工程實務上，多未將窗台所導致之短柱效應納入結構分析模型中，分析結果將無法反映真實的結構行為，且會高估結構的耐震能力，增添耐震詳評結果之不確定性。因此，本研究嘗試將短柱效應納入耐震詳評分析中，探討不同牆高所引致的短柱效應，並印證隨著短柱效應之增加，柱的破壞模式由彎矩破壞轉為剪力破壞的現象。

本節所分析之案例乃一平面構架，其分析模型與基本結構資料分別如圖 3.5 及表 3.2 所示。本例之主要目的在探討不同牆高下，以線性靜力分析求得有效柱段之剪力及勁度的變化，並評估以 SAP2000 為工具建立一套可考慮短柱效應的耐

震詳評方法之可行性。其判斷指標為有效柱段之剪力比 SFR 與側向勁度 k' ，如圖 3.6(a)與圖 3.6(b)所示，其定義方法如下式所示：

$$SFR = \frac{V_c}{V_0} \quad (3.14)$$

$$k' = \frac{V_c}{\Delta_A - \Delta_B} \quad (3.15)$$

其中，

V_c ：有效柱段之剪力；

V_0 ：無牆時，柱之剪力；

Δ_A ：有效柱段之頂層位移；

Δ_B ：有效柱段之底層位移。

當 SFR 大於一時，代表有效柱段之剪力較無牆時的有效柱段之剪力大；若 SFR 越大，越容易引致短柱效應，使柱的破壞模式由彎矩破壞轉為剪力破壞。當 k' 越大，代表結構受相同水平側力之作用下，隨牆高的增加將造成有效柱段之勁度變大，而較正常柱吸收更多水平外力，導致剪力破壞的現象。

由於樓版剛性會造成結構行為的差異，因此結構分析模型可概分為以下兩種【24】：

(一) 剪力型 (Shear Type)：適用於“多自由度質量集中系統 (lumped MDOF system)”，亦即，一般的構架系統，包括具剛性樓版的建築物、一般橋梁下部結構等。

(二) 撓曲型 (Flexural Type)：適用於“廣義單自由度系統 (generalized SDOF system)”，亦即，一般具有巨大水平勁度的剪力牆系統。包括具不完全剛性樓版

的建築物、煙囪結構等。

因此，本節之分析案例將分別針對剪力屋架(CASE1)與非剪力屋架(CASE2)進行探討。

CASE1：剪力屋架

(a) 以 SAP 內建之版元素模擬磚牆：

SAP2000 使用手冊中的 Basic Analysis Reference【14】建議，若無特殊需求，使用 Shell 元素模擬一些近似版元素構造，其內含之自由度最多，且最能符合真實狀況，所產生的分析問題也最少。因此，本研究嘗試選用 Shell 元素來模擬磚牆，如圖 3.7 所示，並以增加矮磚牆的高度，俾能觀察有效柱段內的需求剪力比(SFR)與側向勁度(k')的變化是否反映出短柱效應的現象，其分析結果分別如圖 3.8(a)及圖 3.8(b)所示。由圖 3.8(a)可知，若以版元素模擬磚牆時，除了 C1 與 C6 以外，其餘柱將隨著有效柱高減少，其需求剪力比(SFR)以非線性的方式增加；其中，當 C5 的有效柱高比為 0.25 時，其需求剪力強度較無牆時多了 13.2%。由圖 3.8(b)可知，隨著有效柱高的減少，每根柱之側向勁度(k')也以非線性的方式增加；其中，當 C5 的有效柱高比為 0.25 時，其側向勁度(k')為無牆時的 14 倍。亦即，在此模型中，除了 C1 與 C6，每根柱皆反映出短柱效應的現象。

(b) 以等值對角斜撐模擬磚牆：

吾人可根據 3.3.1 節之理論計算出等值對角斜撐之相關參數。本研究嘗試選用 SAP 內建之 Link 元素，屬軸力桿件，如圖 3.9 所示。在模擬不同磚牆高度的情況，將等值對角斜撐之相關參數指定到 Link 元素內，並觀察有效柱段內的需求剪力比(SFR)與側向勁度(k')的變化是否反映出短柱效應的現象，其分析結果分別如圖 3.10(a)及圖 3.10(b)所示。由圖 3.10(a)可知，若以等值對角斜撐模擬磚牆時，除了 C6 以外，其餘各柱將隨著有效柱高減少，其需求剪力比(SFR)以非線性

的方式增加；其中，C5 的有效柱高比為 0.25 時，其需求剪力較無牆時多了 7.4%。由圖 3.10(b)可知，隨著有效柱高的減少，每根柱之側向勁度(k')也以非線性的方式增加；其中，C5 的有效柱高比為 0.25 時，其側向勁度(k')為無牆時的 9 倍。亦即，在此模型中，除了 C6 之外，每根柱皆反映出短柱效應的現象。

CASE2：非剪力屋架

(a) 以 SAP 內建之版元素模擬磚牆：

本研究嘗試選用 SAP 內建的 Shell 元素來模擬磚牆，如圖 3.7 所示，並以增加矮磚牆的高度，俾能觀察有效柱段內的需求剪力比(SFR)與側向勁度(k')的變化是否反映出短柱效應的現象，其分析結果分別如圖 3.11(a)及圖 3.11(b)所示。其結果顯示，若以版元素模擬磚牆時，每根柱之需求剪力比(SFR)與側向勁度(k')的變化趨勢不若以剪力屋架模擬時有規律，其原因為梁以非剛性樓版形式運動，亦即結構在受水平側力作用時使梁產生軸向變形，導致分析模型偏離反對稱結構的力學行為。

(b) 以等值對角斜撐模擬磚牆：

吾人可根據 3.3.1 節之理論計算出等值對角斜撐之相關參數。本研究嘗試選用 SAP 內建之 Link 元素來模擬磚牆，並以增加矮磚牆的高度，俾能觀察有效柱段內的需求剪力比(SFR)與側向勁度(k')的變化是否反映出短柱效應的現象，其分析結果分別如圖 3.12(a)及圖 3.12(b)所示。其結果顯示，若以等值對角斜撐模擬磚牆時，其每根柱之需求剪力比(SFR)與側向勁度(k')的變化趨勢不若以剪力屋架模擬時有規律，其原因亦可能為分析模型中的梁以非剛性樓版形式運動，結構在受水平側力作用時使梁產生軸向變形，導致分析模型偏離反對稱結構的力學行為。

綜合前述分析結果，歸納結論如下：

考慮一般結構物的梁通常與樓版澆製為一體，使得梁與樓版結合後的整體勁度大幅提昇，所以可假設結構之破壞將由垂直構件控制，亦即，若發生大地震時，將造成典型的強梁弱柱破壞(塑鉸產生在柱上而非梁上)，所以分析模型以剪力屋架形式模擬之結果將較為接近真實情況。分析結果也顯示，若以剪力屋架模擬真實結構，增加磚牆高度除了造成有效柱高的縮短外，也會造成有效柱段內的需求剪力比(SFR)和側向勁度(k')的增加，反映出短柱效應的現象。此外，在剪力屋架的案例中，若以等值對角斜撐模擬磚牆結構時，其每根柱的需求剪力比(SFR)和側向勁度(k')較一致，符合反對稱結構的預期行為。因此，採用剪力屋架的模式建立分析模型，並以等值對角斜撐模擬磚牆時，其分析結果較為合理，本文後續將利用 SAP2000 以前述方式進行含磚牆構架的耐震能力評估。

3.3.3 含磚牆構架之非線性靜力分析

由 2.3 節可知非線性靜力分析方法包含兩個主要特色：第一，作用在結構物的側向力是逐步增加，但與時間無關，其分析方法仍屬靜力分析，因此分析時間較動力歷時分析法為快速；第二，每根結構桿件均可定義其非線性行為，因此結構之強度(Strength)與韌性(Ductility)均可考慮於評估分析模型內。

由 3.3.2 節之分析結果可知，若以剪力屋架和等值對角斜撐模擬含磚牆構架時，構架內填入矮磚牆將產生短柱效應。本節將進一步以案例 A.柱為彎矩破壞之情形及案例 B.柱為剪力破壞之情形探討含磚牆之剪力屋架的韌性行為，其判斷指標為利用非線性靜力分析法求出整體結構之韌性容量(R)，如圖 3.13 所示，其定義方法如下式：

$$R = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.16)$$

其中，

Δ_u 為結構破壞時之變形量；

Δ_v 為結構首次降伏時之變形量。

當整體結構的韌性容量(R)越大，代表結構消散地震能量的能力越佳。吾人可詳見本文 4.4.4 節所介紹的柱破壞模式之判斷方法，以判斷真實結構中的柱為何種破壞模式，如下：

$$V_{u,M} = \frac{2M_u}{l_{eff}} \quad (3.17)$$

其中，

$V_{u,M}$ 為彎矩破壞所致之等效極限剪力強度；

M_u 為極限彎矩強度；

$V_{u,S}$ 為極限剪力強度；

l_{eff} 為柱之有效高度；

當 $V_{u,M} = \frac{2M_u}{l_{eff}} > V_{u,S}$ 時，柱為剪力破壞；

當 $V_{u,M} = \frac{2M_u}{l_{eff}} \leq V_{u,S}$ 時，柱為彎矩破壞。



另一方面，由於短柱效應可能導致柱較牆先產生破壞，因此，本節假設磚牆在柱破壞前皆保持在線彈性範圍內，故以 SAP2000 內建之 Link 元素模擬等值對角斜撐，而不設定其極限破壞強度。結構分析模型採剪力屋架模式，其基本結構資料如表 3.3 所示。

A. 柱為彎矩破壞之情況

本案例之結構分析模型如圖 3.14(a)及圖 3.14(b)所示。分析時採用 SAP 內建之 Default-PMM 塑鉸(圖 2.10)來定義每根柱的彎矩破壞行為，每根柱之軸力與彎

矩互制強度係由 ACI318-02 所建議之經驗公式計算而得。以 SAP 進行非線性靜力分析前，將依據柱斷面參數，如斷面積、慣性矩與相應之材料性質計算其塑鉸力學行為，分析結果如圖 3.15 所示。由分析結果可知，當此分析模型的有效柱高比為 0.75 時，其韌性容量(R)較無牆時減少 38%。亦即，在此模型中，若結構有矮牆的存在，將造成結構整體的韌性容量(R)降低，顯示此一分析模式之合理性。

B. 柱為剪力破壞之情況

分析模型與案例 A 相同，但此例中採用程式內建之 Default-V2 塑鉸(圖 2.8)來定義每根柱的剪力破壞行為，每根柱之極限剪力強度與位移係由 ATC-40 所建議之經驗公式計算而得。以 SAP 進行非線性靜力分析前，亦根據柱斷面參數計算其極限剪力強度與位移，分析結果如圖 3.16 所示。當此分析模型的有效柱高比為 0.75 時，其韌性容量(R)較無牆時減少 5%。亦即，在此模型中，若結構有短牆的存在，將造成結構整體的韌性容量(R)降低，此亦為一合理現象。

由圖 3.17(a)可知，當結構無牆（有效柱高比為 1）時，柱為彎矩破壞所對應之韌性容量(R)為 6.8；柱為剪力破壞時所對應之韌性容量(R)為 1.5。如圖 3.17(b)所示，當結構填入矮牆（有效柱高比為 0.75）時，柱為彎矩破壞所對應之韌性容量(R)為 4.3；柱為剪力破壞所對應之韌性容量(R)為 1.4。由上述分析結果顯示，無論結構有無矮牆存在，若柱為剪力破壞先發生時，將較彎矩破壞提早用完結構之韌性。由 3.3.2 節之分析結果也顯示，短柱效應會使有效柱段的需求剪力增加，因此越容易提前達到柱的極限剪力強度而造成柱之剪力破壞。綜上所述，若結構具有矮牆時，柱發生剪力破壞的機會將大於彎矩破壞，造成結構物的韌性容量降低。

3.3.4 小結

綜合 3.3.2 節與 3.3.3 節的分析，顯示以剪力屋架為分析模型，並以等值對角斜撐模擬磚牆，SAP2000 確實可反映短柱效應對結構耐震能力的影響。因此，吾

人確認可採用 SAP2000 為輔助工具，以其內建的非線性靜力分析功能計算含牆構架的耐震容量(參見 4.4 節)，據以建立一套可考慮短柱效應的耐震能力評估方法。



第四章 建築物耐震能力詳細評估方法

4.1 前言

建築物耐震能力的分析方法包括歷時法(Time History Method)和容量震譜法(Capacity Spectrum Method)，但因為計算效率低，近年來學界乃傾向以非線性靜力分析法增進計算的效率，其最主要之優點在於可表現不同耐震性能等級結構物之強度與韌性，因此，國內工程師亦開始利用 SAP2000 或 ETABS 內建的非線性靜力分析工具來評估結構物之耐震能力。本研究擬採用國家地震工程研究中心「中小學校舍耐震評估與補強」【3】方法之基本精神，並參考陳怡婷針對高科技廠房所探討之耐震初評方法【12】，提出一套合理且符合性能設計精神之結構耐震能力詳細評估方法，以供業主作為後續結構補強之決策依據，進而提昇結構物之耐震能力。

本研究提出之評估方法主要乃利用非線性靜力分析法計算結構物所能承受之耐震容量，但考慮到一般結構梁因受到樓版的加勁作用，使得結構行為較接近剪力屋架模式，亦即極限層破壞時均為柱與牆產生破壞，而不考慮梁構材產生塑鉸之可能性，結構的耐震容量悉由柱及牆所提供。另一方面，配合我國現行之建築耐震設計規範【17】，並將其中與剪力屋架之地震反應行為不符之處加以修正，以合理決定結構之耐震需求。由耐震容量與耐震需求之比值(Capacity/Demand)即可判斷結構物之耐震能力是否足夠。凡耐震指標大於 1 者即表示「無耐震疑慮」，小於 1 時則表示「有耐震疑慮」。表 4.1 為本文所提建築物耐震能力詳細評估方法之評估流程圖。

4.2 耐震指標(I_s)

耐震容量之計算，係根據實際柱與牆之結構資料，包括柱斷面尺寸、配筋、

混凝土抗壓強度、鋼筋降伏強度、磚牆斷面尺寸、紅磚與砂漿強度等，定義出所有柱與牆構材之塑鉸性質或極限強度，最後進行非線性靜力分析，依塑鉸在極限層形成的比例及容量曲線(詳 4.4.5 節對耐震容量的定義方法)，即可求出結構之耐震容量(C)。此外，按照我國最新頒佈之建築物耐震設計規範【17】，可由查表得知工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 、用途係數 I 、地震力折減係數 F_u 及調整之韌性容量 R ，再配合結構之載重 W (DL、LL)等，求出結構之耐震需求(D)。由結構之耐震容量(C)與耐震需求(D)之比值定義整體結構之耐震指標(I_s)如下式：

$$I_s = \frac{C}{D} \quad (4.1)$$

若耐震指標(I_s)大於或等於 1，則表示該結構為「無耐震疑慮」；若耐震指標小於 1，則表示該結構之耐震能力不足，「有耐震疑慮」。有關結構之耐震需求與耐震容量之詳細計算方法，將於 4.3 節與 4.4 節詳細說明。

4.3 結構之耐震需求(D)

4.3.1 最小設計水平總橫力(V)

依據我國建築物耐震設計規範【17】可知，構造物各主軸方向分別所受地震之最小設計水平總橫力 V 可計算如下：

$$V = \frac{S_{aD} I}{1.4 \alpha_y F_u} W \quad (4.2)$$

其中，

S_{aD} 為工址設計水平譜加速度係數；

I 為用途係數；

F_u 為結構系統地震力折減係數；

α_y 為起始降伏地震力放大倍數；

W 為建築物所承載之重量。

式(4.2)中， $\frac{S_{ad}}{F_u}$ 得依式(4.3)修正，修正後命為 $\left[\frac{S_{ad}}{F_u}\right]_m$ 如下式：

$$\left[\frac{S_{ad}}{F_u}\right]_m = \begin{cases} \frac{S_{ad}}{F_u} & ; \frac{S_{ad}}{F_u} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{ad}}{F_u} + 0.144 & ; 0.3 \leq \frac{S_{ad}}{F_u} \leq 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{ad}}{F_u} & ; \frac{S_{ad}}{F_u} \geq 0.8 \end{cases} \quad (4.3)$$

因此，最小設計水平總橫力可修正為：

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left[\frac{S_{ad}}{F_u}\right]_m W \quad (4.4)$$

4.3.2 震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數(S_S^D, S_1^D)

台灣地區堅實地盤之工址設計與最大水平考量水平譜加速度係數分別根據50年10%與2%超越機率之均佈危害度分析求得。若要更精細的將近斷層影響區域劃分出來，必須進行震區微分化。除台北盆地外，震區設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D ，以及震區最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M ，如表4.2所示，分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，設計地震或最大考量地震作用時之短週期與一秒週期結構阻尼比5%之反應譜加速度與重力加速度 g 之比值。

4.3.3 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數(S_{DS}, S_{D1})

不同之地表搖晃程度將會改變地盤週期，進而改變短週期與長週期結構之譜加速度放大倍率。因此，必須考量土壤非線性放大效應，依據地盤種類與震區水平譜加速度係數，訂定工址放大係數。除台北盆地外，工址短週期與一秒週期設

計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} ，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 與 S_{M1} 依下式計算：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a S_S^D ; S_{MS} = F_a S_S^M \\ S_{D1} &= F_v S_1^D ; S_{M1} = F_v S_1^M \end{aligned} \quad (4.5)$$

其中，

F_a 為反應譜等加速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數 $S_S(S_S^D$ 或 $S_S^M)$ 而改變，可由表 4.3 求得；

F_v 為反應譜等速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1(S_1^D$ 或 $S_1^M)$ 而改變，可由表 4.4 求得。

4.3.4 工址設計水平譜加速度係數(S_{aD})

一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，隨建築物基本週期 T 、工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 而改變；工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，如表 4.5 所示；其中，表 4.5 之短週期與中、長週期之分界 T_0^D 滿足：

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.6)$$

建築物之基本振動週期 T ，單位為秒，可由下列經驗公式計算之：

1. 剛構架構造物，無非結構剛性牆、剪力牆或加勁構材者：

$$\text{鋼構造建築物：} T = 0.085h_n^{3/4} \quad (4.7 a)$$

$$\text{鋼筋混凝土、鋼骨鋼筋混凝土及鋼造偏心斜撐建築物：} T = 0.07h_n^{3/4} \quad (4.7 b)$$

2. 其他建築物

$$T = 0.05h_n^{3/4} \quad (4.7 c)$$

其中，

h_n 為基面至屋頂面高度，單位為公尺。

建築物耐震規範靜力分析採用之結構阻尼比均假設為 5%，若結構阻尼比小於 5% 時，工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 可根據動力分析所提到之短週期與長週期的阻尼修正係數 B_S 與 B_1 修正為 S_{DS}/B_S 與 S_{D1}/B_1 ，如表 4.6(a) 及表 4.6(b) 所示。

4.3.5 用途係數(I)

用途係數 I 依建築物(如重要建築物、儲存危險物品之建築物、供公眾使用之建築物)之重要程度而定，目的在增加重要建築物之安全性，進而提高其設計地震力，其它不同建築物之用途係數如表 4.7 所示。

4.3.6 起始降伏地震力放大係數(α_y)

起始降伏地震力放大倍數 α_y 係計及設計地震力放大 α_y 倍後，構造開始產生第一個降伏斷面，其數值與所採用之設計方法有關。依極限設計法，鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土構造之 α_y 可採用 1.0，鋼筋混凝土結構之 α_y 則採用 1.5。

4.3.7 結構系統地震力折減係數(F_u)

結構系統地震力折減係數 F_u 與結構系統韌性容量 R 、基本振動週期 T 有關。 R 值與抵抗地震力之各種結構系統有關，如表 4.8 所示。除台北盆地外，一般工址與近斷層區域之容許韌性容量 R_a 與韌性容量 R 之關係為：

$$R_a = 1 + \frac{(R - 1)}{1.5} \quad (4.8)$$

結構韌性的好壞可反映在其承受水平力 V 及相應之側向位移 D 之 V - D 曲線

(即容量曲線)中。因此本研究將採用結構推覆分析所得之容量曲線，換算出韌性容量 R 值，如 3.16 式所示，以取代耐震規範所建議之結構系統韌性容量(參見 4.3.8 節)。

結構系統地震力折減係數 F_u 與容許韌性容量 R_a 及基本振動週期 T 之關係式如下：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (4.9)$$

其中， T_0^D 為設計水平譜加速度係數短週期與中週期的分界點，按式(4.6)所定義。

4.3.8 耐震需求之修正

由 4.3.1 至 4.3.7 節可求出結構之標稱耐震需求。本節乃將規範中的幾個不合理處作修正，以供本文所提出之耐震詳細評估方法所用，其修正項目與解說如下：

1. 起始降伏地震力放大倍數(α_y)

由耐震設計規範之解說【17】可知， α_y 的定義是建立在強柱弱梁的基礎上，亦即假設塑鉸會發生在梁端。但真實結構因樓版的加勁作用，使得梁與樓版結合後的整體勁度大幅提昇，不僅使得梁在地震中的變形曲率(M/EI)變小，以致 RC 梁之主筋無法降伏而未能在梁端形成塑鉸，也使柱端分配的彎矩增加導致塑鉸提前產生。因此，本研究在計算耐震需求時，最小設計水平總橫力將不除以 α_y 。

2. 結構系統韌性容量(R)

由耐震設計規範之解說【17】可知，韌性容量為 R 之結構，當結構起始降伏

後，直到韌性用罄地表加速度增加之倍數，與建築物的週期及設計反應譜有關。由於規範只簡略建議幾種結構系統之韌性容量(R)，而與實際結構材料之強度、配筋與斷面尺寸等無關，因此不確定性很高。非線性靜力分析除方便快捷外，可根據實際結構材料之強度、配筋與斷面尺寸計算出結構之容量曲線，進一步求得韌性容量(R)，如 3.16 式所示。因此，以非線性靜力分析所得之 R 值取代規範之建議值，將更為合理可信。本文所提出之耐震詳細評估方法將採用非線性靜力分析所得之韌性容量(R)來計算耐震需求。

基於上述之構想，結構耐震需求(D)乃修正如下式：

$$D = \frac{I}{1.4} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right) W \quad (4.10)$$

經過式(4.10)對結構耐震需求之修正，主要在跳脫對「強柱弱梁」的迷思，惟並非完全否定韌性設計之原意，在柱的圍束情況良好且混凝土強度充分的前提下，結構的韌性仍可由柱來提供。

4.4 結構之耐震容量(C)

本文所提出之耐震詳細評估方法考慮之結構系統為剪力屋架，因此結構的抗震強度與韌性主要係由柱與牆所提供。在此前提下，梁及樓版的強度對耐震行為並無影響，因此本節將僅介紹柱與牆之耐震容量計算方法。

4.4.1 Response2000 程式簡介

Response2000 乃加拿大多倫多大學所發展的「鋼筋混凝土梁-柱斷面分析程式」【25】。其操作介面為視窗畫面，且單位系統包含英制與公制系統，使用上對國內的工程師或研究人員而言仍相當方便。此程式主要的功能為計算鋼筋混凝土斷面在受到軸力、剪力與彎矩作用下的斷面強度與韌性；此外，亦提供鋼筋混凝土梁-柱之力學與材料行為的預測，所有分析結果均以圖形化或標準文字化格式輸

出，以利使用者作後續的分析與探討。本文係利用此程式計算柱斷面的強度，以供使用者合理設定桿件斷面的塑鉸性質或其極限強度。

4.4.2 鋼筋混凝土柱之性能曲線

柱的破壞主要可分為「彎矩破壞」及「剪力破壞」模式。為使結構在破壞機制形成前，能產生足夠數量的塑性鉸以消散地震能量，在結構設計上，需控制柱的破壞為彎矩破壞模式，並避免脆性破壞的發生一如短柱效應所造成的剪力破壞。以下將詳細介紹 RC 桿件的破壞行為，以瞭解彎矩破壞及剪力破壞的整個過程。

4.4.2.1 鋼筋混凝土柱之彎矩破壞行為

在強度分析法中，撓曲構材的分析與設計所依據之基本假設條件如下 (ACI-10.2)：

- 1、 構材強度必須能滿足所有應力平衡及應變諧和條件。
- 2、 鋼筋及混凝土應變係與其中性軸之距離成正比，即桿件在受到載重前後平面保持平面。
- 3、 混凝土最外緣受壓面之最大容許壓應變為 $\epsilon_{cu}=0.003$ 。
- 4、 混凝土之拉力強度(Tensile Strength)可忽略不計。
- 5、 鋼筋之彈性模數為 $E_s=2.04\times 10^6 \text{ kgf/cm}^2(29\times 10^6 \text{ psi})$ ；且為使設計結果有更大的安全裕度，鋼筋應力-應變關係需滿足下式：

$$\epsilon_s < \epsilon_y \quad , \quad f_s = E_s \epsilon_s$$

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y \quad , \quad f_s = f_y$$

在不同載重情況下，桿件斷面彎矩破壞行為如下：

一. 開裂彎矩及曲率

如圖 4.1 所示，桿件在即將開裂的情況下，受拉表面的混凝土應力正好達到破裂模數 f_r 。在此階段鋼筋還未降伏，而混凝土的最大壓應力仍遠低於比例限度，因此可由轉換斷面法計算此階段的中性軸位置，如下式所示：

$$c_1 = \frac{bh^2 + 2(n-1)(A_s d + A'_s d')}{2 \left[bh + (n-1)(A_s + A'_s) \right]} \quad (4.11)$$

$$c_2 = h - c_1 \quad (4.12)$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.13)$$

而轉換斷面的慣性矩如下式所示：

$$I_{ut} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - c_1 \right)^2 + (n-1) \left[A_s (d - c_1)^2 + A'_s (c_1 - d')^2 \right] \quad (4.14)$$

開裂曲率及彎矩分別如下式所示：

$$\phi_{cr} = \frac{\varepsilon_r}{c_2} = \frac{f_r / E_c}{c_2} \quad (4.15)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_{ut}}{c_2} \quad (4.16)$$

其中，

f_r 為混凝土之破裂模數，取 $2\sqrt{f'_c}$ kgf/cm²；

E_c 為混凝土之彈性模數。常重混凝土之單位重 W_c 以 2.3 t/m^3 計時，

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2。$$

二. 降伏彎矩及曲率

隨著載重的增加，拉力筋達到降伏階段時，桿件的彎矩及曲率分別稱為降伏彎矩及降伏曲率。在此情況下，受拉側的混凝土因開裂而產生裂縫，將不承受任何拉力，其斷面的拉力將由鋼筋所承受，如圖 4.2 所示。而混凝土的最大壓應力仍低於比例限度，因此仍然可用轉換斷面法計算中性軸的位置，如下式所示：

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2 \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) n} - (\rho + \rho') n \quad (4.17)$$

$$c_1 = kd \quad (4.18)$$

降伏彎矩及曲率分別如下式所示

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d(1-k)} \quad (4.19)$$

$$M_y = A_s f_y \left(d - \frac{kd}{3} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{kd}{3} - d' \right) \quad (4.20)$$

在計算降伏彎矩時，需依據下式判斷壓力筋是否降伏，可由下式判斷：

$$\varepsilon'_s = \frac{c_1 - d'}{d - c_1} \varepsilon_y \quad (4.21 \text{ a})$$

$$\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad (4.21 \text{ b})$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_y, \quad f'_s = f_y \quad (4.21 \text{ c})$$

三. 極限彎矩及曲率

當桿件處於極限荷載的情況下，拉力筋已進入降伏階段，即 $f_s=f_y$ ，而混凝土的最大壓應變也達到 ϵ_{cu} 。此時桿件的彎矩及曲率，分別稱為極限彎矩及極限曲率。在此情況下，混凝土的壓應力分佈雖為非線性關係，但吾人可以 Whitney 等值矩形應力塊求出混凝土壓應力合力的大小及作用位置，如圖 4.3 所示。在計算極限彎矩與曲率前，需先判斷桿件在極限荷載下，壓力筋是否已進入降伏階段，說明如下：

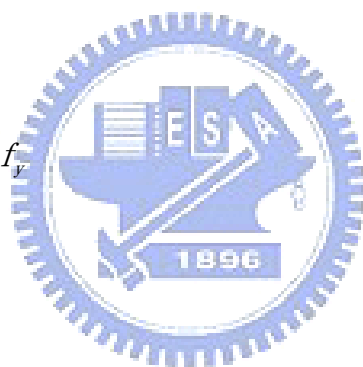
A. 壓力筋降伏

$$\rho \geq \bar{\rho}_{cy} \quad , \quad f'_s = f_y \quad (4.22)$$

B. 壓力筋未降伏

$$\rho < \bar{\rho}_{cy} \quad , \quad f'_s = E_s \epsilon'_s < f_y \quad (4.23)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (4.24)$$



$$\bar{\rho}_{cy} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y} \right) \frac{d'}{d} + \rho' \quad (4.25)$$

其中，

ρ 為拉力鋼筋比；

$\bar{\rho}_{cy}$ 乃保證桿件破壞時，壓力鋼筋降伏的最小拉力鋼筋比。

若 $\rho \geq \bar{\rho}_{cy}$ ，可參考圖 4.4 計算中性軸的位置，如下：

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 b f'_c} \quad (4.26)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (4.27)$$

對應之極限彎矩及曲率分別計算如下：

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (4.28)$$

$$M_u = A'_s f_y (d - d') + (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.29)$$

若 $\rho < \bar{\rho}_{cy}$ ，可參考圖 4.5 計算壓力筋的應變，如下：

$$\varepsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \varepsilon_{cu} \quad (4.30)$$

而中性軸的位置則計算如下：

$$c = \left[\sqrt{m \rho' \frac{d'}{d} + \left(\frac{m \rho' - n \rho}{2} \right)^2} - \frac{m \rho' - n \rho}{2} \right] d \quad (4.31)$$

$$m = \frac{E_s \varepsilon_{cu}}{0.85 f'_c \beta_1} \quad (4.32)$$

$$n = \frac{f_y}{0.85 f'_c \beta_1} \quad (4.33)$$

極限彎矩及曲率分別如下式所示：

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (4.34)$$

$$M_u = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (4.35)$$

綜上所述，桿件從加載到破壞的過程中，其塑性鉸的發展大致可分為三個主要階段，如圖 4.6 所示。利用上述的彎矩-曲率關係並將其雙線性化(圖 4.7)，由計算所得之各點彎矩與曲率，於 SAP 中設定塑鉸性質。但若柱的配筋較為複雜或斷面非矩形時，建議使用 Response2000 程式(參見 4.4.1 節)求取斷面的彎矩-曲率關係。

茲針對一已知斷面，分別以上述彎矩與曲率理論公式和 Response2000 程式求出其斷面之彎矩-曲率關係，比較計算結果之差異，以驗證利用 Response2000 程式計算斷面強度之正確性。斷面資料如圖 4.8 所示，為使斷面有更大的安全裕度，鋼筋應力-應變關係建議採用理想彈塑性模型，以符合上述理論公式的基本假設。分析結果如圖 4.9 所示，其結果顯示，利用 Response2000 程式求取斷面的彎矩-曲率關係與理論值相當接近。

4.4.2.2 鋼筋混凝土柱之剪力破壞行為

在 921 震災中，所看到的結構破壞模式大都屬於柱剪斷這類脆性破壞行為。因此本文乃利用 ACI 規範所建議的標稱剪力強度公式計算柱的剪力極限強度，如下：

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.36)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (4.37)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \quad (4.38)$$

其中，

α 為剪力筋的傾斜夾角，若 $\alpha=90^\circ$ ，則 $V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s}$ ；

A_v 為剪力筋的兩肢面積；

f_{yh} 為剪力筋的降伏強度。

本研究利用 Respon2000 計算柱斷面的剪力與位移關係；而由式(4.37)與式(4.38)可知，若柱的混凝土抗壓強度不足或箍筋間距過大時， V_c 與 V_s 剪力容量值較小，容易造成斷面剪力破壞。

4.4.2.3 鋼筋混凝土斷面之韌性

韌性一詞的定義，一般如下所示【26】：

$$\text{韌性} = \frac{\text{破壞時之變形量}}{\text{首次降伏時之變形量}}$$

而對撓曲桿件而言，其變形量可為斷面之曲率或轉角，因此可定義鋼筋混凝土斷面之韌性(μ)如下：

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (4.39)$$

將式(4.19)與式(4.34)代入式(4.39)，可得：

$$\mu = \frac{E_s \varepsilon_{cu}}{f_y} \frac{0.85 f'_c \beta_1 \left[1 - \sqrt{n^2 (\rho + \rho')^2 + 2n \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) - n(\rho + \rho')} \right]}{(\rho f_y + \rho' f'_s)} \quad (4.40)$$

由式(4.40)可知，鋼筋混凝土斷面之韌性將隨著混凝土抗壓強度的增加而增加，但隨著鋼筋降伏強度的增加而減少；此外，韌性隨著拉力筋面積增加而減少，隨壓力筋面積之增加而增加。

4.4.3 磚牆之性能曲線

工程實務上，磚牆之行為常以等值對角斜撐(Equivalent Diagonal Strut)模擬磚牆之行為，並廣為運用於非線性耐震評估【1】。有關磚牆對結構耐震能力的影響，本文第三章已探討磚牆之行為與模擬方式，並提供等值對角斜撐之相關參數計算方法，以供使用者設定 SAP 模型中的塑鉸性質。由於磚牆的破壞乃脆性破壞行為，因此建議等值對角斜撐在極限位移時，其殘餘強度陡降到極限軸力強度的10%進行分析。

4.4.4 柱破壞模式之判斷

本研究係利用 Response2000 計算鋼筋混凝土柱斷面的標稱彎矩與剪力強度，並以此判斷其破壞模式。斷面的標稱彎矩與剪力強度均需乘上強度折減係數(若為彎矩破壞， ϕ 取 0.9；若為剪力破壞， ϕ 取 0.75)以得到極限強度。計算柱斷面強度時，首先將其斷面資料輸入 Response2000 內，如圖 4.10(a)至圖 4.10(e)所示，再由程式分別計算出斷面的彎矩強度與剪力強度，如圖 4.11 及圖 4.12 所示；將柱的極限彎矩強度轉換成等效剪力強度如下：

$$V_{u,M} = \frac{2M_u}{l_{eff}} \quad (4.41)$$

其中，

$V_{u,M}$ 為彎矩破壞所致之等效極限剪力強度；

M_u 為極限彎矩強度；

$V_{u,S}$ 為極限剪力強度；

l_{eff} 為柱之有效高度。

當 $V_{u,M} = \frac{2M_u}{l_{eff}} > V_{u,S}$ 時，柱為剪力破壞；

當 $V_{u,M} = \frac{2M_u}{l_{eff}} \leq V_{u,S}$ 時，柱為彎矩破壞。

4.4.5 耐震容量之定義

- (1) 首先利用 Response2000 計算出柱斷面的極限彎矩與剪力強度，再判斷柱之破壞模式，並以此定義柱的極限強度，如下：

$$V_u = \min(V_{u,M}, V_{u,S}) \quad (4.42)$$

若為剪力破壞，因剪力破壞行為較無韌性，因此假設柱達到極限剪力強度時即判定其為破壞，並於 SAP2000 內建的 V2 塑鉸之 C 點設定極限剪力強度與位移，如圖 4.13 所示；若為彎矩破壞，考慮其韌性行為，因此假設彎矩塑鉸行為乃雙線性模式，並在 SAP2000 內建的 M3 塑鉸之 B 點及 C 點分別設定柱斷面的降伏彎矩(M_y)-曲率(ϕ_y)及極限彎矩(M_u)-曲率(ϕ_u)，其斷面之韌性比(μ)可由式(4.39)計算求得，如圖 4.14 所示。

- (2) 根據磚牆斷面資料計算出其等值對角斜撐的相關參數，如等值對角斜撐之面積、極限強度與極限位移等，並在 SAP2000 內建的 Axial-P 塑鉸性質中設定相關之參數，如圖 4.15 所示。
- (3) 接著利用 SAP2000 進行結構之非線性靜力分析。首先定義結構物的材料性質與結構元件(梁、柱、牆等)斷面尺寸；接著建立分析模型、邊界束制條件與載重型式；再根據先前計算所得到的柱與牆之極限強度設定塑鉸性質與塑鉸位置；最後進行非線性靜力分析，即可求得結構物的容量曲線與每一增量分析後的塑鉸分佈如圖 4.16(a)及 4.16(b)所示。從塑鉸產生順序圖中可觀察出，結構隨基底剪力增大時，逐漸由彈性進入非線性階段，而陸續在柱與牆中達到極限強度(產生塑鉸)。當結構達到“崩塌”時的基底剪力，即為該結構之耐震容量。結構“崩塌”之定義如下：

- (i) 極限層以上的樓層數超過五層樓時，考慮到 P- Δ 效應，當極限層有 10

%以上的柱產生破壞時，即認定結構為崩塌。

- (ii) 極限層以上的樓層數為五層樓以下時，當極限層有 50%以上的柱產生破壞時，則認定結構為崩塌。
- (iii) 當極限層之柱尚未達到上述破壞比例，但結構已用盡韌性容量(R)，其極限位移(Δ_u)所對應之基底剪力即為該結構之耐震容量(可能為扭轉效應造成某些桿件的應力集中)，如圖 4.17 所示。

4.5 崩塌地表加速度(A_c)

建築物是用強度與韌性來抵抗地震，在彈性階段乃用強度來抵抗，當地表加速度增大使局部構件降伏或破壞後，需有足夠的韌性來維持其結構安全。當韌性用盡時，結構物即為破壞，此時所對應的地表加速度值即崩塌地表加速度(A_c)。而由 4.1 節所定義之耐震指標 I_s 可知，其所代表之意義為結構物達到耐震需求(設計地表加速度)的 I_s 倍時才宣告破壞；因此將耐震指標(I_s)乘上設計地表加速度，即為崩塌地表加速度(A_c)，亦即：

$$A_c = I_s \frac{I}{1.4} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m g \quad (4.43)$$

第五章 算例分析與探討

5.1 前言

為驗證本研究提出之耐震能力詳細評估方法之合理性，本章將針對兩棟 RC 校舍進行非線性靜力分析，分別為算例一：嘉南藥理科技大學之實習藥廠及算例二：交通大學之工程二館，並參考本文所建議之分析流程如表 4.1 所示，求出建築物之耐震能力大小，其結果以耐震指標 I_s 及崩塌地表加速度 A_c 來表示，可供吾人判斷建築物是否有耐震疑慮。

5.2 算例一 嘉南藥理科技大學-實習藥廠

本建築位於台南縣仁德鄉的嘉南藥理科技大學內，其結構尺寸為 X 向(短向)長 15.3 公尺，Y 向(長向)長 45 公尺，總樓高為 7.38 公尺，屬於兩層樓的鋼筋混凝土造建築物，其結構物全景如圖 5.1 所示，平面圖與立面圖如圖 5.2 與圖 5.3 所示，柱之斷面尺寸及配筋情形如表 5.1 所示。由於此結構物為民國 66~67 年間設計，由設計圖說可推估鋼筋之降伏應力 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ ，而混凝土抗壓強度 $f_c'=210 \text{ kgf/cm}^2$ 。分析時，假設此結構物之樓層單位面積載重為 1100 kgf/m^2 ，計算得結構物總重 $W=831.6 \text{ tf}$ 。

5.2.1 分析模型

由於取得之資料並無牆體資料，為探討短柱效應對建築耐震能力的影響，故在本算例中假設三種分析案例進行探討，分別為：CASE1.校舍長向無牆、CASE2.校舍長向填四分之一柱高之磚牆、CASE3.校舍長向填二分之一柱高之磚牆，以上分析案例均在短向(X 向)填充四面圍束之隔間磚牆，並以等值對角斜撐模擬磚牆，分析模型如圖 5.4(a)~(c)所示。

5.2.2 特徵值分析

由於結構物之耐震需求與基本振動週期 T 有關，因此於耐震評估前，需對結構物進行特徵值分析以求得其模態與週期，而一般可由耐震規範【17】所提出之經驗公式求得基本週期，如式 4.7 所示。特徵值分析與經驗公式所求得之基本週期結果如表 5.2 所示，其結果顯示，X 向(短向)的基本週期較 Y 向(長向)小，其原因乃三個案例之分析模型於 X 向均填充四面圍束之隔間牆，因此結構 X 向之側向勁度較 Y 向大，造成 X 向的週期較 Y 向為短。

5.2.3 耐震容量(C)

5.2.3.1 柱斷面強度與等值斜撐參數之計算

本文假設結構在強震作用下，其破壞屬強梁弱柱的模式，因此結構物之耐震容量除由柱所提供外，亦考慮到非結構牆體對結構耐震容量的影響。由 4.4 節可知欲計算某一柱斷面強度時，可利用 Response2000 求出其彎矩強度與剪力強度後，進而判斷柱的破壞模式，以此決定柱的極限強度。

三個分析案例之主軸方向的柱斷面彎矩強度、剪力強度與破壞模式判斷結果分別如表 5.3(a)~(c)所示。由 3.3.1 節可知磚牆以等值斜撐模擬時，需計算磚牆之等值斜撐面積、極限軸向強度與位移等，故可根據 3.3.1 節對等值對角斜撐力學行為的模擬，計算三個分析案例在主軸方向的等值斜撐相關參數分別列於表 5.4~表 5.6 所示。

5.2.3.2 非線性靜力分析結果

三個分析案例中，本文除考慮材料的非線性反應外，亦考慮幾何的非線性於分析過程中，例如 P- Δ 效應，而樓層的豎向力分配採用均勻加速度分佈方式。由 2.3 節可知，側力為固定作用於質心上，但側力逐漸增加時，會造成某些桿件逐漸產生塑鉸，亦即結構的剛心位置改變，使質心位置與剛心位置愈加偏離，而造成扭轉效應產生。

各案例經非線性靜力分析後，其極限層(1F)之容量曲線如圖 5.5~圖 5.7 所示。由於 X 向的隔間磚牆在各案例中均為同樣高度，故 X 向的韌性容量(R)均可由容量曲線得到為 1.22。由各案例的容量曲線得知，其 Y 向的韌性容量(R)分別為 1.36、1.20 與 1.07，顯示磚牆越高其韌性容量越差。由建築物耐震規範【17】可知，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制，其值不得超過 0.005。其主要考量為在地震不大時，層間相對側向位移角亦有所限制，以避免非結構構材在地震不大時，即產生破壞而影響使用性及安全。因此，吾人可利用上述檢核方式觀察結構之容量曲線是否超過層間相對側向位移角(0.005)之要求。由各案例之容量曲線得知，結構用盡韌性時的層間相對側向位移角皆小於 0.005。

CASE1 的前三步之塑鉸形成順序與頂樓之平面變形曲線如圖 5.8(a)與(b)所示，由圖 5.8(a)可看出，側力施加於結構的 X 向時，塑鉸是從結構的一樓角隅處開始產生，最後在一樓的每根柱端產生塑鉸形成極限層。圖 5.8(a)之結果亦顯示，側力作用於 X 向時，其頂樓之平面變形有扭轉效應的趨勢產生。由圖 5.8(b)發現，側力施加於 Y 向時，塑鉸呈對稱形式分佈(對稱於 Y 軸)，剛心位置偏心的情況較不明顯，圖 5.8(b)亦顯示頂樓之平面變形較無扭轉效應。最後，由 4.4.5 節對耐震容量的定義可知，此建築為五層樓以下，因此當側力增加到使極限層有 50%的柱破壞時，所對應的基底剪力即為耐震容量，其結果詳 5.2.5 節。

5.2.4 耐震需求(D)

結構之耐震需求乃由 4.3 節所介紹的最小設計水平總橫力求得。此建築位於台南縣仁德鄉，在此假設此工址所屬地盤位於第二類-普通地盤，並假設結構阻尼比為 5%進行評估。查表 4.2~表 4.4 可得工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數分別為 0.7 與 0.52，由式 4.6 可得此建築物之工址反應譜係數之短、中週期分界：

$$T_o^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.52}{0.7} = 0.74$$

由特徵值分析結果查表 4.5 可得三個分析案例之不同方向的工址設計水平譜加速度係數皆為 $S_{aD}=0.7$ 。查表 4.7 可知此建築用途係數 I 應取 1.25，並由非線性靜力分析求得韌性容量(R)與結構系統地震力折減係數(F_u)，將最小設計水平總橫力作一折減後，CASE1~CASE3 之耐震需求計算結果如表 5.7(a)~(c)所示。

5.2.5 結果與討論

各案例的耐震指標(I_s)與崩塌地表加速度(A_c)結果如表 5.8 所示，由分析結果可知，在三個案例中，校舍短向(X 向)皆填滿四面圍束之隔間牆，對校舍短向的耐震能力有正面的助益，因此三個案例中的短向耐震指標(I_s)皆較長向為大，且無耐震疑慮($I_s \geq 1$)，其最小的崩塌地表加速度 $A_c=0.42$ g，代表校舍短向至少可承受震度為 7 級之劇震；另一方面，三個案例中的長向(Y 向)耐震指標(I_s)皆小於一，代表校舍長向的耐震能力有疑慮。分析結果也顯示，校舍長向的磚牆高度為四分之一柱高(CASE2)時，長向耐震指標 $I_s=0.73$ ，而磚牆高度為二分之一柱高(CASE3)時，長向耐震指標 $I_s=0.68$ ，顯示其長向耐震指標 I_s 隨磚牆高度增加有變小的趨勢，證明本文所提出的耐震能力評估方法確實能反映出短柱效應；而校舍長向無牆(CASE1)的耐震指標雖然最小，但由柱的破壞模式可知，除校舍長向無牆的柱屬彎矩破壞，凡鄰矮牆之柱皆為剪力破壞，代表矮磚牆填入構架中確實會使有效柱段的剪力增加，造成剪力破壞。但整體結構的耐震能力不見得會因矮磚牆的存在而變差，需視短柱效應的嚴重性而定。由表 5.8 可知，其最小的耐震指標 $I_s=0.63$ ，而崩塌地表加速度 $A_c=0.25$ g，代表結構的耐震能力有疑慮，若遇到震度為 6 級的烈震時，結構可能有崩塌的危險，因此需進行修復補強，以增加結構物的耐震能力。

5.3 算例二 交通大學-工程二館

本建築位於新竹市東區的交通大學內，其結構尺寸為 X 向(長向)長 70 公尺，

Y 向(短向)長 42.5 公尺，總樓高為 14.4 公尺，屬於四層樓的鋼筋混凝土造建築物，其結構物全景如圖 5.9 所示，平面圖與立面圖如圖 5.10 與圖 5.11 所示，柱之斷面尺寸及配筋情形如表 5.9 所示。分析時假設鋼筋之降伏應力 $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$ ，而混凝土抗壓強度 $f_c'=210 \text{ kgf/cm}^2$ ，單位樓版面積之活載重為 250 kgf/m^2 。

5.3.1 分析模型

在本算例中假設兩種分析案例進行探討，分別為案例 A.結構無牆及案例 B.結構加牆，其中案例 A 較符合設計時的結構行為，而案例 B 較符合真實情況的結構行為，分析模型分別如圖 5.12 與圖 5.13 所示。在案例 B 中，本研究茲考慮 RC 牆與磚牆對結構耐震行為的影響，故以 SAP 內建版元素模擬 RC 牆，並以等值對角斜撐模擬磚牆，計算得案例 A 之結構物總重 $W=3035.2 \text{ tf}$ ，而案例 B 之結構物總重為 $W=4562.8 \text{ tf}$ 。

5.3.2 特徵值分析

特徵值分析與經驗公式所求得之基本週期結果如表 5.10 所示。其特徵值分析結果顯示，在案例 B 中，其 Y 向(短向)的基本週期較 X 向(長向)小，其原因為 Y 向填入較多的四面圍束之隔間牆，因此結構 Y 向的側向勁度較 X 向大，造成 Y 向的週期較 X 向為短。

5.3.3 耐震容量(C)

5.3.3.1 柱斷面強度與等值斜撐參數之計算

由 4.4 節可知欲計算某一柱斷面強度時，可利用 Response2000 求出其彎矩強度與剪力強度後，進而判斷柱的破壞模式，以此決定柱的極限強度。兩個分析案例之主軸方向的柱斷面彎矩強度、剪力強度與破壞模式判斷結果如表 5.11~表 5.16 所示。由分析結果可知，當結構的有效柱高為 1.5 m 與 1.4 m 時，各樓層的柱幾乎為剪力破壞。根據 3.3.1 節對等值對角斜撐的模擬，計算兩個分析案例在主軸方向的等值斜撐相關參數如表 5.17~表 5.21 所示。

5.3.3.2 非線性靜力分析結果

本文除考慮材料的非線性反應外，亦考慮幾何的非線性於分析過程中，例如 P- Δ 效應，而樓層的豎向力分配採用均勻加速度分佈方式。兩個案例經非線性靜力分析後，其極限層之容量曲線分別如圖 5.14 與圖 5.15 所示。由各案例的容量曲線得知，案例 A 的 X 向之韌性容量(R)為 2.42，Y 向之韌性容量為 2.30；而案例 B 的 X 向之韌性容量(R)為 1.62，Y 向之韌性容量為 1.03。其結果顯示結構加牆後，韌性容量將下降，而案例 B 的 Y 向之韌性容量為最小的原因可能為結構填入較多四面圍束之隔間牆所致。由各案例的容量曲線亦可得知，結構用盡韌性時的層間相對側向位移角皆小於 0.005。

案例 A 的前六步塑鉸形成順序如圖 5.16(a)與(b)所示，由圖 5.16(a)與(b)可看出側力施加於結構的 X 向或 Y 向時，塑鉸是從一樓的角隅處開始產生，最後在一樓的部分柱上產生塑鉸形成極限層。由 4.4.5 節對耐震容量的定義可知，此建築為五層樓以下，因此當側力增加到使極限層有 50% 的柱破壞時，所對應的基底剪力即為耐震容量，其結果詳見 5.3.5 節。

5.3.4 耐震需求(D)

結構之耐震需求乃由 4.3 節所介紹的最小設計水平總橫力求得。此建築位於新竹市東區，在此假設工址所屬地盤位於第二類-普通地盤，並假設結構阻尼比為 5% 進行評估。查表 4.2~表 4.4 可得工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數分別為 0.7 與 0.52，由式 4.6 可得此建築之工址反應譜係數之短、中週期分界：

$$T_o^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.52}{0.7} = 0.74$$

由特徵值分析結果查表 4.5 可得案例 A 之各方向的工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 皆為 0.7；案例 B 之 X 向的工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 為 0.7，而 Y 向的工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 為 0.54。查表 4.7 可知此建築用途係數 I 應取

1.25，並由非線性靜力分析求得韌性容量(R)與結構系統地震力折減係數(F_u)，將最小設計水平力作一折減後，各案例之耐震需求計算結果如表 5.22(a)與(b)所示。

5.3.5 結果與討論

各案例的耐震指標(I_s)與崩塌地表加速度(A_c)結果如表 5.23 所示，由分析結果可知，在案例 A(結構無牆)中，其 X 向(長向)與 Y 向(短向)的耐震指標(I_s)皆小於 1，代表結構有耐震疑慮，其中最小的崩塌地表加速度 $A_c=0.23$ g，代表若遇到震度為 5 級的強震時，結構可能有崩塌的危險；另一方面，在案例 B(結構加牆)中，其 Y 向的耐震指標 $I_s=1.40$ ，而崩塌地表加速度 $A_c=0.53$ g，代表結構無耐震疑慮，可能為此建築的 Y 向填入較多的四面圍束之隔間牆之故，因此對結構的耐震能力有正面的助益，但 X 向的耐震指標 $I_s=0.89$ ，而崩塌地表加速度 $A_c=0.33$ g，代表結構的耐震能力有疑慮，若遇到震度為 6 級之烈震時，結構可能有崩塌的危險，因此需進行修復補強，以增加結構物的耐震能力。



第六章 結論與建議

本研究提出了一套基於推覆分析與考量短柱效應之結構耐震評估方法，其主要特色在於採用剪力屋為結構分析架構（此係九二一震災普遍觀察到的結構破壞現象，乃因梁受樓版束制而剛性大增，其撓曲變形極小，故梁端斷面不會產生彎矩破壞而形成塑鉸，整體結構之耐震行為與剪力屋架較為相符），排除了規範所隱然假設「強柱弱梁」的韌性構架破壞模式，並將填充牆以等值斜撐的方式考慮到分析模型中，以忠實反映其強度貢獻或短柱效應，確實掌握其非線性行為；此外，有關結構耐震需求之評估，係根據推覆分析結果所得之韌性容量去計算，而非規範所建議之數值（規範建議值往往高估結構韌性容量）。非線性靜力分析中，塑鉸性質之設定將影響到分析結果。本文係以 P-M 包絡線上的純彎矩極限強度作為 RC 柱的彎矩容量，並以 ACI 所建議的 RC 桿件之極限剪力強度公式計算柱的剪力容量。透過實例分析結果，證實本文所提之耐震評估方法可將矮牆可能導致的短柱效應合理地反映在結構行為中，確認其實用性與合理性。茲歸納結論與建議如下：

1. 以 SAP2000 進行結構分析時，工程師可選擇以內建之版元素或等值對角斜撐模擬磚牆；但內建之版元素為一線彈性構件，無法定義其破壞曲線，因此若欲進行非線性推覆分析時，應以等值對角斜撐模擬磚牆行為。
2. 緊鄰矮牆之柱因受到束制作用使有效柱長變短，造成其側向勁度及需求剪力之增加；束制段因有矮牆加勁補強，柱之破壞行為將發生在有效柱段，其破壞模式可能為有效柱段上下兩端斷面形成塑鉸之韌性破壞，或因柱抗剪能力不足而發生剪力破壞，可由韌性破壞時之等效極限剪力與柱本身之抗剪強度比較，其較小者將先行發生。

3. 本研究以 SAP2000 為分析工具探討含磚牆構架之結構行為，分析結果顯示，採剪力屋架模擬時，有效柱段內的剪力比(SFR)和側向勁度(k')隨填充磚牆之高度增加而增加，充分反映出短柱效應的現象；此外，同一樓層每根柱的剪力比(SFR)和側向勁度(k')較為一致，符合反對稱結構的預期行為。因此，採用剪力屋架的分析模型，並配合等值對角斜撐模擬磚牆時，其分析結果較為合理。
4. 根據實際案例之分析結果顯示，矮牆填入構架中確實會使有效柱段的需求剪力增加，造成柱的剪力破壞之機會增加。但整體結構的耐震能力不見得會因矮牆的存在而變差，需視短柱效應的嚴重性而定。
5. 非線性靜力分析過程中，塑性鉸形成之位置及順序可以反映出結構受到地震力作用下其構件受損之狀態，對於分析結果合理性之研判，以及未來結構補強設計工作，將有參考價值。
6. 本研究目前只針對兩棟 RC 校舍結構進行耐震能力詳細評估，儘管其評估結果都在預期範圍內，建議後續研究者應針對較高樓層數之 RC 結構來作評估，以進一步驗證本文所提出之耐震能力評估方法之適用性。
7. 本研究有關柱的斷面極限彎矩強度係取純彎矩時之結果以簡化分析，實際上非線性靜力分析的過程中，側力的施加將導致柱的軸力的變化，理論上應進行每根柱的反覆迭代工作，直到柱破壞時其軸力與彎矩值恰巧於 P-M 包絡線上為止。建議後續之研究可考慮將柱的軸力-彎矩互制效應納入分析。
8. 本耐震評估方法目前僅適用於無消能元件之 RC 結構，建議後續可發展含消能阻尼器之結構耐震能力評估方法。

參考文獻

- 【1】 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。
- 【2】 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。
- 【3】 國家地震工程研究中心(2000),「中小學校舍耐震評估與補強」。
- 【4】 Freeman, S.A. (1978), “Prediction of Response of Concrete Building to Severe Earthquake Motion”, Douglas Mchenry Int. Symp. on Concrete Struct., ACI SP-55, American Concrete Institute, Detroit, pp.589-605.
- 【5】 Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., and Tyrell, J.V. (1978), “Evaluation of Existing Building for Seismic Risk- A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington”, Proceedings of 1st U.S National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, pp.113-122.
- 【6】 Mahaney, J.A., Freeman, S.A., Paret, T.F., and Kehoe, B.E. (1993), “The Capacity Spectrum Method of Evaluation Structural Response during the Loma Prieta Earthquake”, Proc. National Earthquake Conference, Memphis, pp.501-510.
- 【7】 Fajfar, P. and Gaspersic, P. (1996). “The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings”, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 31-46.
- 【8】 Reinhorn, A.M. (1997), “Inelastic Analysis Techniques in Seismic Evaluations”, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, pp. 277-287, Eds. Fajfar, P. and Krawinkler, Balkema, Rotterdam.
- 【9】 TSO, W-K and Moghdan, A.S. (1998), “Pushover Procedure for Seismic Analysis of Building”, Structural Engineering and Materials Vol. 3,

pp.337-344.

- 【10】 Helmut, K. and Seneviratna, P.K. (1998), “Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation”, Engineering Structures, Vol. 20, No.4-6, pp. 452-464.
- 【11】 Hiroshi KURAMOTO and Kazuyuki MATSUMOTO (2002), “Comparison between US and Japan on Performance Based Seismic Evaluation Method for RC Buildings” , Structural Engineering Word Congress October 9-12.
- 【12】 陳怡婷(2006), “高科技廠房耐震能力初步評估與補強方法”, 國立交通大學土木工程研究所碩士論文(指導教授: 王彥博)。
- 【13】 蘇進國(2004), “以結構性能為基準之房屋建築耐震能力評估”, 國立台北科技大學土木與防災技術研究所碩士論文(指導教授: 宋裕祺、吳傳威)。
- 【14】 Computer and Structures, Inc. “SAP2000 Basic Analysis Reference”, Berkeley, California, USA, 1998.
- 【15】 汪大綏、賀軍利、張鳳新(2004), 「靜力彈塑性分析(Pushover Analysis)的基本原理和計算實例」, 世界地震工程, 第 20 卷, 第 1 期。
- 【16】 李森楠(2005), “SAP2000 結構設計實務(V8 & V9)”, 聯邦工程顧問有限公司。
- 【17】 建築物耐震設計規範(2005), 內政部營建署。
- 【18】 蘇侯傑(2003), “修正 ATC-40 於受損建築物耐震能力分析研究”, 私立中原大學土木工程研究所碩士論文(指導教授: 林炳昌)。
- 【19】 陳明生(1994), “紅磚、砂漿與其介面之基本力學性質研究”, 國立成功大學建築研究所碩士論文(指導教授: 許茂雄、蔡萬傳)。
- 【20】 曾凱瀚(1994), “磚墩與磚牆之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(指導教授: 許茂雄、蔡萬傳)。

- 【21】 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(指導教授：許茂雄)。
- 【22】 李威震(2000)， “建築物之強度韌性耐震能力評估研究”， 國立台灣大學土木工程研究所碩士論文(指導教授：蔡益超)。
- 【23】 陳威成(2000)， “學校建築結構耐震能力詳細評估與補強”， 國立台灣大學土木工程研究所碩士論文(指導教授：蔡益超)。
- 【24】 李位育(2000)， “結構耐震設計概論”， 文笙書局。
- 【25】 Evan Bentz, “Response-2000 User Manual”, Toronto, Ontario Canada, 2001.
- 【26】 李錫霖、黃心怡、黃偉統(1999)， "由 RC 構件及結構系統之韌性行為談集集地震結構破壞行為及其因應之道"， 結構工程， 第 14 卷， 第 4 期， 第 50-68 頁。



表 3.1 等值對角斜撐相關參數

| 牆寬, t (cm) | 牆高, b (cm) | 牆厚, t (cm) | |
|--|------------|------------|----------|
| 500.00 | 75.00 | 24.00 | |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.15 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 |
| f(b,h) (1/cm) | | | 0.00920 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 75.00 |
| 波松比, ν | | | 0.15 |
| | | | |
| 極限強度的修正係數, α | | | |
| 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 |
| 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 5416.44 |
| | | | |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.367 |
| f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 4004.44 |
| | | | |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 0.57 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 5477.04 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 0.57 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 9652.94 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 1682.34 |
| 等值對角斜撐的長度, L_d (cm) | | | 505.59 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 |
| $E_u A_d / L_d$ (kgf/cm) | | | 13324.62 |

表 3.2 平面構架之基本結構資料(線性靜力分析)

| 剪力屋架 | | 非剪力屋架 | |
|---------------------------------|-----------------------|---------------------------------|---------------------|
| 梁斷面 (cm ²) | 30*60 | 梁斷面 (cm ²) | 30*60 |
| 柱斷面 (cm ²) | 40*40 | 柱斷面 (cm ²) | 40*40 |
| 牆厚 (cm) | 24 | 牆厚 (cm) | 24 |
| 梁之混凝土彈性模數 (tf/cm ²) | 2.04*10 ¹⁰ | 梁之混凝土彈性模數 (tf/cm ²) | 2.5*10 ² |
| 柱之混凝土彈性模數 (tf/cm ²) | 2.5*10 ² | 柱之混凝土彈性模數 (tf/cm ²) | 2.5*10 ² |
| 水平側力 (tf) | 5 | 水平側力 (tf) | 5 |
| 限制同一平面內的各節點以平面剛性樓版形式運動 | | 對同一平面內的各節點無外加的限制條件 | |

表 3.3 剪力屋架之基本結構資料(非線性靜力分析)

| 剪力屋架 | |
|---------------------------------|-----------------------|
| 梁斷面 (cm ²) | 30*60 |
| 柱斷面 (cm ²) | 40*40 |
| 牆厚 (cm) | 24 |
| 梁之混凝土彈性模數 (tf/cm ²) | 2.04*10 ¹⁰ |
| 柱之混凝土彈性模數 (tf/cm ²) | 2.5*10 ² |
| 限制同一平面內的各節點以平面剛性樓版形式運動 | |

表 4.1 結構物評估方法之流程圖

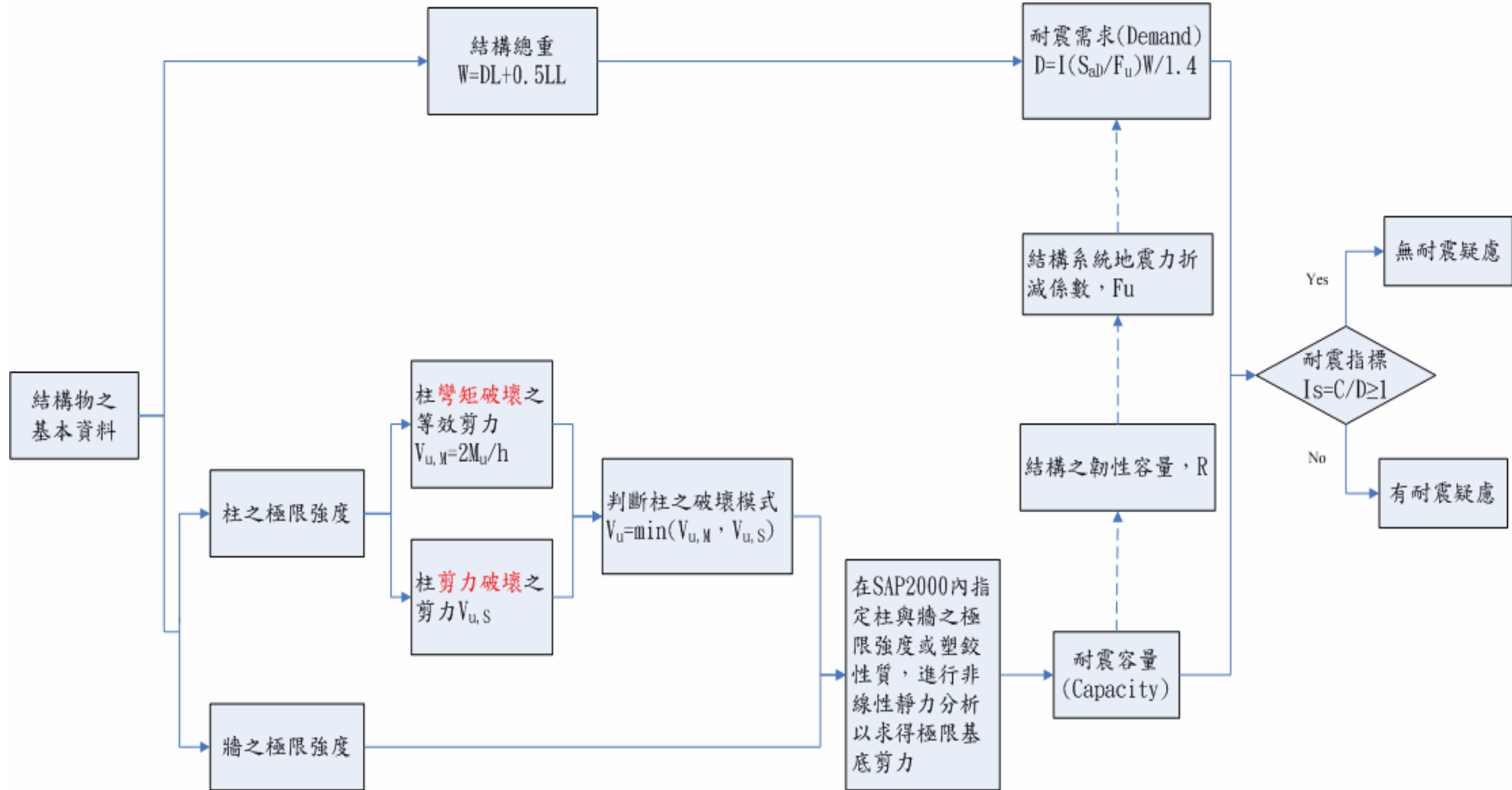


表 4.2 震區設計水平譜加速度係數 S_s^D 與 S_1^D ，以及震區最大考量水平譜加速度係數 S_s^M 與 S_1^M 【17】

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s^D | S_1^D | S_s^M | S_1^M | 臨近之斷層 |
|-----|------|---------|---------|---------|---------|-------|
| 台北縣 | 鶯歌鎮 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 三峽鎮 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 淡水鎮 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 汐止市 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 瑞芳鎮 | 0.6 | 0.35 | 0.9 | 0.55 | |
| | 林口鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 深坑鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 石碇鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 坪林鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | |
| | 三芝鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 石門鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 八里鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 平溪鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 雙溪鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | |
| | 貢寮鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | |
| | 金山鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 萬里鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 烏來鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 基隆市 | 中正區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 七堵區 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 暖暖區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 仁愛區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 中山區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 安樂區 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.5 | |
| | 信義區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| 宜蘭縣 | 宜蘭市 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 羅東鎮 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 蘇澳鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 頭城鎮 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 礁溪鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 壯圍鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 員山鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 冬山鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 五結鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 三星鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 大同鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.5 | |
| 南澳鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | | |

| | | | | | | |
|-----|-----|------|------|------|----------|------------------|
| 桃園縣 | 桃園市 | 0.5 | 0.3 | 0.8 | 0.4 | |
| | 中壢市 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 大溪鎮 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 楊梅鎮 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 蘆竹鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 大園鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 龜山鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 八德市 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 龍潭鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 平鎮市 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 新屋鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 觀音鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 復興鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 新竹縣 | 竹北市 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 竹東鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 新埔鎮 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 關西鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 湖口鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 新豐鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 芎林鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 橫山鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 北埔鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 寶山鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 峨眉鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 尖石鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 五峰鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 獅潭與神卓山斷層 |
| 新竹市 | 東區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 北區 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 香山區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 苗栗縣 | 苗栗市 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 苑裡鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳、卓籠埔斷層 |
| | 通霄鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層 |
| | 竹南鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 頭份鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 後龍鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 卓蘭鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳、卓籠埔斷層 |
| | 大湖鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 獅潭與神卓山、屯子腳、卓籠埔斷層 |
| | 公館鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 銅鑼鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 屯子腳、卓籠埔斷層 |
| | 南庄鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| 頭屋鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 | |

| | | | | | | |
|-----|-----|------|------|-----|-------|--------------|
| 苗栗縣 | 三義鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 西湖鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 造橋鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 三灣鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 獅潭鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| | 泰安鄉 | 0.7 | 0.40 | 0.9 | 0.5 | 獅潭與神卓山、車籠埔斷層 |
| 台中縣 | 豐原市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 東勢鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 大甲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層 |
| | 清水鎮 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 屯子腳斷層 |
| | 沙鹿鎮 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 屯子腳斷層 |
| | 梧棲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層 |
| | 后里鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 神岡鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 潭子鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 大雅鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 新社鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 石岡鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 外埔鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 大安鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 烏日鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 大肚鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 龍井鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層 |
| | 霧峰鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| | 太平市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| | 大里市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| 和平鄉 | 0.7 | 0.40 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 | |
| 台中市 | 中區 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 東區 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| | 南區 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 西區 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 北區 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 西屯區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| | 南屯區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 北屯區 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳、車籠埔斷層 |
| 彰化縣 | 彰化市 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 鹿港鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 和美鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 線西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 伸港鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 福興鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 秀水鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |

| | | | | | | |
|-----|-----|-----|------|-----|------|--------------|
| 彰化縣 | 花壇鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 芬園鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 員林鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 溪湖鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 田中鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 大村鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 埔鹽鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 埔心鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 永靖鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 社頭鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 二水鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| | 北斗鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 二林鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 田尾鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 埤頭鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 芳苑鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 大城鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 竹塘鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 溪州鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | | |
| 南投縣 | 南投市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| | 埔里鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 草屯鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| | 竹山鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 大尖山與觸口、車籠埔斷層 |
| | 集集鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 名間鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| | 鹿谷鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.5 | 大尖山與觸口、車籠埔斷層 |
| | 中寮鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 車籠埔斷層 |
| | 魚池鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 國姓鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 水里鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 車籠埔斷層 |
| | 信義鄉 | 0.7 | 0.40 | 0.9 | 0.5 | |
| | 仁愛鄉 | 0.7 | 0.40 | 0.9 | 0.5 | |
| 雲林縣 | 斗六市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 大尖山與觸口、車籠埔斷層 |
| | 斗南鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 梅山斷層 |
| | 虎尾鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 西螺鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 土庫鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 北港鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 古坑鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 梅山、車籠埔斷層 |
| | 大埤鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 梅山斷層 |
| | 莿桐鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 林內鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 大尖山與觸口、車籠埔斷層 |

| | | | | | | |
|-----|------|-----|------|-----|------|-------------|
| 雲林縣 | 二崙鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 崙背鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 麥寮鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 東勢鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 褒忠鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 台西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 元長鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 四湖鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 口湖鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 水林鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 嘉義縣 | 太保市 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 梅山斷層 |
| | 朴子市 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 布袋鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 大林鎮 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 梅山、大尖山與觸口斷層 |
| | 民雄鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 梅山斷層 |
| | 溪口鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 梅山斷層 |
| | 新港鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 梅山斷層 |
| | 六腳鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 東石鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 義竹鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 鹿草鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 水上鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 大尖山與觸口斷層 |
| | 中埔鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 大尖山與觸口斷層 |
| | 竹崎鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 大尖山與觸口、梅山斷層 |
| | 梅山鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 大尖山與觸口、梅山斷層 |
| | 番路鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 大尖山與觸口斷層 |
| | 大埔鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 大尖山與觸口斷層 |
| | 阿里山鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 大尖山與觸口斷層 |
| 嘉義市 | 東區 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 梅山斷層 |
| | 西區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 梅山斷層 |
| 台南縣 | 新營市 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 鹽水鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 白河鎮 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 大尖山與觸口斷層 |
| | 柳營鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 後壁鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 東山鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 大尖山與觸口斷層 |
| | 麻豆鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 下營鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 六甲鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 官田鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 大內鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新化斷層 |
| 佳里鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | | |

| | | | | | | |
|-----|-----|------|------|-----|------|------|
| 台南縣 | 學甲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 西港鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 七股鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 將軍鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 北門鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 新化鎮 | 0.8 | 0.4 | 1.0 | 0.55 | 新化斷層 |
| | 善化鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新化斷層 |
| | 新市鄉 | 0.8 | 0.4 | 1.0 | 0.55 | 新化斷層 |
| | 安定鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新化斷層 |
| | 山上鄉 | 0.8 | 0.4 | 1.0 | 0.55 | 新化斷層 |
| | 玉井鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新化斷層 |
| | 楠西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 南化鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 左鎮鄉 | 0.8 | 0.4 | 1.0 | 0.55 | 新化斷層 |
| | 仁德鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 歸仁鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新化斷層 |
| | 關廟鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新化斷層 |
| | 龍崎鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新化斷層 |
| | 永康市 | 0.8 | 0.4 | 1.0 | 0.55 | 新化斷層 |
| 台南市 | 東區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 南區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 西區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 北區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 中區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 安南區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | 新化斷層 |
| | 安平區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 高雄縣 | 鳳山市 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 林園鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 大寮鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 大樹鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 大社鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 仁武鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 鳥松鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 岡山镇 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 橋頭鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 燕巢鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 田寮鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 阿蓮鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 路竹鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 湖內鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| 茄萣鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | | |
| 永安鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | | |

| | | | | | | |
|-----|-----|-----|------|------|------|--|
| 高雄縣 | 彌陀鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 梓官鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 旗山鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 美濃鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 六龜鄉 | 0.7 | 0.40 | 0.9 | 0.5 | |
| | 甲仙鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 杉林鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 內門鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 茂林鄉 | 0.7 | 0.40 | 0.9 | 0.5 | |
| | 桃源鄉 | 0.7 | 0.40 | 0.9 | 0.5 | |
| 高雄市 | 三民鄉 | 0.7 | 0.40 | 0.9 | 0.5 | |
| | 鹽埕區 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 鼓山區 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 左營區 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 楠梓區 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 三民區 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 新興區 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 前金區 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 苓雅區 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 前鎮區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| 屏東縣 | 旗津區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 小港區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 屏東市 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 潮州鎮 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 東港鎮 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 恆春鎮 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 萬丹鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 長治鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 麟洛鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 九如鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 里港鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 鹽埔鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 高樹鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 萬巒鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 內埔鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 竹田鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| | 新埤鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 枋寮鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| 新園鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | | |
| 崁頂鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | | |
| 林邊鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | | |
| 南州鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | | |

| | | | | | | |
|-----|------|-----|------|------|------|--------|
| 屏東縣 | 佳冬鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 琉球鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 車城鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 滿州鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 枋山鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 三地門鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 霧台鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 瑪家鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 泰武鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 來義鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 春日鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 獅子鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 牡丹鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| 澎湖縣 | 馬公市 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 湖西鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 白沙鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 西嶼鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 望安鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| 台東縣 | 台東市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 成功鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 關山鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 卑南鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 鹿野鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 池上鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 東河鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 長濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 太麻里鄉 | 0.8 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | |
| | 大武鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 綠島鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 海端鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 延平鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 金峰鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 達仁鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| 蘭嶼鄉 | 0.8 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | | |
| 花蓮縣 | 花蓮市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 鳳林鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 玉里鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 新城鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 吉安鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 壽豐鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 光復鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 豐濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |

| | | | | | | |
|---------|-----|-----|------|-----|------|--------|
| 花蓮縣 | 瑞穗鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 富里鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 秀林鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 萬榮鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 卓溪鄉 | 0.8 | 0.45 | 1.0 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 金門與馬祖地區 | | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |

表 4.3 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內差求值) 【17】

| 地盤分類 | 震區短週期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 或 S_S^M) | | | | |
|-------|---|-------------|-------------|-------------|----------------|
| | $S_S \leq 0.5$ | $S_S = 0.6$ | $S_S = 0.7$ | $S_S = 0.8$ | $S_S \geq 0.9$ |
| 第一類地盤 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 第二類地盤 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 第三類地盤 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |



表 4.4 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內差求值) 【17】

| 地盤分類 | 震區一秒週期水平譜加速度係數 S_I (S_I^D 或 S_I^M) | | | | |
|-------|--|--------------|--------------|--------------|-----------------|
| | $S_I \leq 0.30$ | $S_I = 0.35$ | $S_I = 0.40$ | $S_I = 0.45$ | $S_I \geq 0.50$ |
| 第一類地盤 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 第二類地盤 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 第三類地盤 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 |

表 4.5 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 【17】

| 較短週期 | 短週期 | 中週期 | 長週期 |
|-----------------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------|
| $T \leq 0.2T_0^D$ | $0.2T_0^D < T \leq T_0^D$ | $T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$ | $2.5T_0^D < T$ |
| $S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$ | $S_{aD} = S_{DS}$ | $S_{aD} = S_{D1}/T$ | $S_{aD} = 0.4S_{DS}$ |

表 4.6(a) 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_s 與 B_l 【17】

| 有效阻尼比 ξ (%) | B_s | B_l |
|-----------------|-------|-------|
| <2 | 0.80 | 0.80 |
| 5 | 1.00 | 1.00 |
| 10 | 1.33 | 1.25 |
| 20 | 1.60 | 1.50 |
| 30 | 1.79 | 1.63 |
| 40 | 1.87 | 1.70 |
| >50 | 1.93 | 1.75 |



表 4.6(b) 一般工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 【17】

| 較短週期 | 短週期 | 中週期 | 長週期 |
|--|-------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| $T \leq 0.2T_0$ | $0.2T_0 < T \leq T_0$ | $T_0 < T \leq 2.5T_0$ | $2.5T_0 < T$ |
| $S_{aD} = S_{DS} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_s} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$ | $S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_s}$ | $S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_l T}$ | $S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_s}$ |

表 4.7 各類建築物之用途係數 I 【17】

用途係數 I 依下列規定：

第一類建築物

地震災害發生後，必須維持機能以救濟大眾之重要建築物， $I=1.5$ 。

- (1) 中央、直轄市及縣(市)政府、鄉鎮市(區)公所之辦公廳舍。
- (2) 消防、警務及電信單位執行公務之建築物。
- (3) 國中、小學校之校舍。
- (4) 教學醫院、區域醫院、省市立醫院或政府指定醫院。
- (5) 發電廠、自來水廠與緊急供電、供水直接有關之廠房與建築物。
- (6) 其他經中央主管機關認定之建築物。

第二類建築物

儲存多量具有毒性、爆炸性等危險物品之建築物， $I=1.5$ 。

第三類建築物

下列公眾使用之建築物， $I=1.25$ 。

- (1) 教育文化類：幼稚園；各級學校校舍(第一類建築物之外)；集會堂、活動中心；圖書館、資料館；博物館、美術館、展覽館；寺廟、教堂；補習班；體育館。
- (2) 衛生及社會福利類：醫院、診所(第一類建築物之外)；安養、療養、扶養、教養場所；殯儀館。
- (3) 營業類：餐廳；百貨公司、商場、超級市場、零售市場；批發量販營業場所；展售場、觀覽場；地下街。
- (4) 娛樂業：電影院、演藝場所、歌廳；舞廳、舞場、夜總會；錄影節目播映、視聽歌唱營業場所；保齡球館。
- (5) 工作類：金融證券營業交易場所之營業廳。
- (6) 遊覽交通類：車站、航運站。
- (7) 其他經中央主管機關認定之建築物。

一棟建築物如係混合使用，上述供公眾使用場所累計樓地板面積超過三千平方公尺或總樓地板面積百分之二十以上時，用途係數才需用 1.25。如一棟建築物單種用途使用時，必須總樓版面積超過一千平方公尺，用途係數才需用 1.25。

第四類建築物

其他一般建築物， $I=1.0$ 。

表 4.8 結構系統韌性容量 R 【17】

| 基本結構系統 | 抵抗地震力結構系統敘述 | R | 高度限制 (m) |
|------------------------|------------------------|-----|----------|
| 一、承重牆系統 | 1.具剪力嵌版之輕構架牆 | | |
| | (1)三樓以下三夾版嵌版牆 | 3.2 | 20 |
| | (2)其他輕構架嵌版牆 | 2.4 | 20 |
| | 2.剪力牆 | | |
| | (1)鋼筋混凝土造 | 3.3 | 50 |
| | (2)磚石造 | 2.0 | 20 |
| | 3.僅具受拉斜撐之輕量鋼架承重牆 | 1.6 | 20 |
| | 4.斜撐承受垂直載重之斜撐構架 | | |
| | (1)鋼造 | 3.0 | 50 |
| | (2)木造 | 1.6 | 20 |
| 二、構架系統 | 1.鋼造偏心斜撐構架 (EBF) | 4.2 | 75 |
| | 2.具剪力嵌版牆之輕構架 | | |
| | (1)三樓以下三夾版嵌版牆 | 3.6 | 20 |
| | (2)其他輕構架嵌版牆 | 2.8 | 20 |
| | 3.剪力牆 | | |
| | (1)鋼造 | 4.0 | 50 |
| | (2)鋼筋混凝土造 | 3.6 | 50 |
| | (3)磚石造 | 3.2 | 50 |
| 4.鋼造特殊同心斜撐構架 (SCBF) | 3.6 | 50 | |
| 5.合成構造具偏心斜撐構架 | 4.2 | 75 | |
| 6.合成構造具特殊同心斜撐構架 (SCBF) | 3.6 | 50 | |
| 三、抗彎矩構架系統 | 1.韌性抗彎矩構架 (SMRF) | | |
| | (1)鋼造 | 4.8 | 不限 |
| | (2)混凝土造 | 4.8 | 不限 |
| | (3)合成構造 | 4.8 | 不限 |
| | (4)具非結構牆 | 4.0 | 不限 |
| | 2.部分韌性抗彎矩構架 | | |
| | (1)鋼造 | 3.2 | 50 |
| | (2)鋼筋混凝土造 | 3.2 | 50 |
| 3.鋼造韌性桁架 | 4.0 | 50 | |
| 四、二元系統 | 1.剪力牆 | | |
| | (1)鋼筋混凝土造，具 SMRF | 4.8 | 不限 |
| | (2)鋼筋混凝土造，具非結構牆 SMRF | 4.0 | 不限 |
| | (3)鋼造，具 SMRF | 4.8 | 不限 |
| | (4)鋼造，具非結構牆 SMRF | 4.0 | 不限 |
| | (5)磚石造，但具 SMRF | 3.2 | 50 |
| | 2.斜撐系統 | | |
| | (1)鋼造偏心斜撐，具 SMRF | 4.8 | 不限 |
| | (2)鋼造特殊同心斜撐，具 SMRF | 4.8 | 不限 |
| | (3)鋼造偏心斜撐，具非結構牆 SMRF | 4.0 | 不限 |
| | (4)鋼造特殊同心斜撐，具非結構牆 SMRF | 4.0 | 不限 |

表 5.1 柱之斷面尺寸及配筋情形(嘉南藥理科技大學-實習藥廠)

| 柱尺寸 | | 主筋至邊之 長度d (cm) | 混凝土抗 壓強度 f_c (kgf/cm ²) | 主筋 | | 箍筋 | | |
|---------------|---------------|-------------------|---|--------------------------------------|-----|---|-----|-------------|
| 斷面深度h (cm) | 斷面寬度b (cm) | | | 降伏強度 f_y (kgf/cm ²) | 號數# | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 間距s (cm) |
| 45 | 40 | 40.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | |
| 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | |

表 5.2 結構之特徵值分析結果(嘉南藥理科技大學-實習藥廠)

| 週期由特徵值分析求得 | | 週期由經驗公式求得 | |
|---------------------|---------|---------------------|---------|
| CASE1. 長向無牆 | | CASE1. 長向無牆 | |
| 模態方向 | 週期(sec) | 模態方向 | 週期(sec) |
| X(短向) | 0.206 | X(短向) | 0.313 |
| Y(長向) | 0.271 | Y(長向) | 0.313 |
| CASE2. 長向填四分之一柱高之磚牆 | | CASE2. 長向填四分之一柱高之磚牆 | |
| 模態方向 | 週期(sec) | 模態方向 | 週期(sec) |
| X(短向) | 0.207 | X(短向) | 0.224 |
| Y(長向) | 0.270 | Y(長向) | 0.224 |
| CASE3. 長向填二分之一柱高之磚牆 | | CASE3. 長向填二分之一柱高之磚牆 | |
| 模態方向 | 週期(sec) | 模態方向 | 週期(sec) |
| X(短向) | 0.209 | X(短向) | 0.224 |
| Y(長向) | 0.257 | Y(長向) | 0.224 |

表 5.3(a) CASE1—斷面強度與破壞模式判斷結果

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|-------------------------|---------------|---------------|----------------------|---|---|-----|---|-----|-------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 柱尺寸 | | 主筋至邊 之長度d (cm) | 混凝土抗 壓強度 f_c (kgf/cm ²) | 主筋 | | 箍筋 | | | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| | | 斷面深度H (cm) | 斷面寬度B (cm) | | | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 間距s (cm) | | | | | |
| 第一種 | 414 | 45 | 40 | 40.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1826460.00 | 8823.48 | 9004.50 | ☆ | |
| 第二種 | 324 | 45 | 40 | 40.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1826460.00 | 11274.44 | 9004.50 | | ☆ |
| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 柱尺寸 | | 主筋至邊 之長度d (cm) | 混凝土抗 壓強度 f_c (kgf/cm ²) | 主筋 | | 箍筋 | | | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| | | 斷面深度H (cm) | 斷面寬度B (cm) | | | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 間距s (cm) | | | | | |
| 第一種 | 414 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 7694.35 | 8875.50 | ☆ | |
| 第二種 | 324 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 9831.67 | 8875.50 | | ☆ |

表 5.3(b) CASE2—斷面強度與破壞模式判斷結果

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|-------------------------|---------------|---------------|----------------------|---|---|-----|---|-----|-------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 柱尺寸 | | 主筋至邊 之長度d (cm) | 混凝土抗 壓強度 f_c (kgf/cm ²) | 主筋 | | 箍筋 | | | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| | | 斷面深度H (cm) | 斷面寬度B (cm) | | | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 間距s (cm) | | | | | |
| 第一種 | 414 | 45 | 40 | 40.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1826460.00 | 8823.48 | 9004.50 | ☆ | |
| 第二種 | 324 | 45 | 40 | 40.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1826460.00 | 11274.44 | 9004.50 | | ☆ |
| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 柱尺寸 | | 主筋至邊 之長度d (cm) | 混凝土抗 壓強度 f_c (kgf/cm ²) | 主筋 | | 箍筋 | | | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| | | 斷面深度H (cm) | 斷面寬度B (cm) | | | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 間距s (cm) | | | | | |
| 第一種 | 310.5 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 10259.13 | 8875.50 | | ☆ |
| 第二種 | 243 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 13108.89 | 8875.50 | | ☆ |
| 第三種 | 414 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 7694.35 | 8875.50 | ☆ | |
| 第四種 | 324 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 9831.67 | 8875.50 | | ☆ |

表 5.3(c) CASE3—斷面強度與破壞模式判斷結果

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|-------------------------|---------------|---------------|----------------------|---|---|-----|---|-----|-------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 柱尺寸 | | 主筋至邊 之長度d (cm) | 混凝土抗 壓強度 f_c (kgf/cm ²) | 主筋 | | 箍筋 | | | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| | | 斷面深度H (cm) | 斷面寬度B (cm) | | | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 間距s (cm) | | | | | |
| 第一種 | 414 | 45 | 40 | 40.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1826460.00 | 8823.48 | 9004.50 | ☆ | |
| 第二種 | 324 | 45 | 40 | 40.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1826460.00 | 11274.44 | 9004.50 | | ☆ |
| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 柱尺寸 | | 主筋至邊 之長度d (cm) | 混凝土抗 壓強度 f_c (kgf/cm ²) | 主筋 | | 箍筋 | | | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| | | 斷面深度H (cm) | 斷面寬度B (cm) | | | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 間距s (cm) | | | | | |
| 第一種 | 207 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 15388.70 | 8875.50 | | ☆ |
| 第二種 | 162 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 19663.33 | 8875.50 | | ☆ |
| 第三種 | 414 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 7694.35 | 8875.50 | ☆ | |
| 第四種 | 324 | 40 | 45 | 35.5 | 210 | 2800 | 9 | 不詳 | | | 1592730.00 | 9831.67 | 8875.50 | | ☆ |



表 5.4(a) CASE1—等值對角斜撐之相關參數(1F)

| CASE1. 長向無牆 | | | | | | | |
|--|-----------|-----------|----------|--|-----------|-----------|---------|
| X向(1F) | | | | Y向(1F) | | | |
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | | 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | |
| 900.00 | 414.00 | 12.00 | | 350.00 | 0.00 | 12.00 | |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.43 | 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.00 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 | 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 | 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 | 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 | 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 | 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 | 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 |
| f(b,h) (1/cm) | | | 0.0026 | f(b,h) (1/cm) | | | 0.0000 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 414.00 | 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 0.00 |
| 波松比, ν | | | 0.15 | 波松比, ν | | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | | | 極限強度的修正係數, α | | | |
| 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 | 三邊圍束(3BE) | | | 0.00 |
| 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 | 四邊圍束(4BE) | | | 0.00 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 22605.16 | 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 0.00 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | | 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 | η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.556 | η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.367 |
| f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 | f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 6066.68 | E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 4004.44 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 1.39 | 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 0.00 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 24882.11 | 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 0.00 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 1.26 | 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 0.00 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 19759.80 | 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 0.00 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 1952.99 | 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 0.00 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 | 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 |

表 5.4(b) CASE1—等值對角斜撐之相關參數(2F)

| CASE1. 長向無牆 | | | | | | | |
|--|-----------|-----------|----------|--|-----------|-----------|---------|
| X向(2F) | | | | Y向(2F) | | | |
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | | 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | |
| 900.00 | 324.00 | 12.00 | | 350.00 | 0.00 | 12.00 | |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.35 | 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.00 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 | 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 | 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 | 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 | 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 | 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 | 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 |
| f(b,h) (1/cm) | | | 0.0029 | f(b,h) (1/cm) | | | 0.0000 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 324.00 | 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 0.00 |
| 波松比, ν | | | 0.15 | 波松比, ν | | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | | | 極限強度的修正係數, α | | | |
| 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 | 三邊圍束(3BE) | | | 0.00 |
| 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 | 四邊圍束(4BE) | | | 0.00 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 20409.94 | 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 0.00 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | | 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 | η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.556 | η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.367 |
| f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 | f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 6066.68 | E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 4004.44 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 1.41 | 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 0.00 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 21692.22 | 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 0.00 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 1.32 | 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 0.00 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 16396.08 | 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 0.00 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 1758.12 | 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 0.00 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 | 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 |

表 5.5(a) CASE2—等值對角斜撐之相關參數(1F)

| CASE2. 長向填四分之一柱高之磚牆 | | | | | | | |
|--|-----------|-----------|----------|--|-----------|-----------|---------|
| X向(1F) | | | | Y向(1F) | | | |
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | | 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | |
| 900.00 | 414.00 | 12.00 | | 350.00 | 103.50 | 12.00 | |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.43 | 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.29 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 | 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 | 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 | 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 | 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 | 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 | 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 |
| f(b,h) (1/cm) | | | 0.00258 | f(b,h) (1/cm) | | | 0.00813 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 414.00 | 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 103.50 |
| 波松比, ν | | | 0.15 | 波松比, ν | | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | | | 極限強度的修正係數, α | | | |
| 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 | 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 |
| 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 | 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 22605.16 | 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 3062.94 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | | 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 | η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.556 | η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.367 |
| f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 | f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 6066.68 | E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 4004.44 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | | 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | |
| | | | 1.39 | | | | 0.36 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 24882.11 | 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 3194.06 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 1.26 | 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 0.35 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 19759.80 | 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 9144.34 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 1952.99 | 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 645.80 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 | 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 |

表 5.5(b) CASE2—等值對角斜撐之相關參數(2F)

| CASE2. 長向填四分之一柱高之磚牆 | | | | | | | |
|--|-----------|-----------|----------|--|-----------|-----------|---------|
| X向(2F) | | | | Y向(2F) | | | |
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | | 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | |
| 900.00 | 324.00 | 12.00 | | 350.00 | 81.00 | 12.00 | |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.35 | 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.23 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 | 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 | 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 | 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 | 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 | 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 | 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 |
| f(b,h) (1/cm) | | | 0.00285 | f(b,h) (1/cm) | | | 0.00948 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 324.00 | 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 81.00 |
| 波松比, ν | | | 0.15 | 波松比, ν | | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | | | 極限強度的修正係數, α | | | |
| 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 | 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 |
| 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 | 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 20409.94 | 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 2629.55 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | | 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 | η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.556 | η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.367 |
| f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 | f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 6066.68 | E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 4004.44 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | | 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | |
| | | | 1.41 | | | | 0.38 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 21692.22 | 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 2699.05 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 1.32 | 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 0.37 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 16396.08 | 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 7311.14 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 1758.12 | 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 615.85 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 | 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 |

表 5.6(a) CASE3—等值對角斜撐之相關參數(1F)

| CASE3. 長向填二分之一柱高之磚牆 | | | | | | | |
|--|-----------|-----------|----------|--|-----------|-----------|----------|
| X向(1F) | | | | Y向(1F) | | | |
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | | 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | |
| 900.00 | 414.00 | 12.00 | | 350.00 | 207.00 | 12.00 | |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.43 | 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.53 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 | 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 | 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 | 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 | 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 | 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 | 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 |
| f(b,h) (1/cm) | | | 0.00258 | f(b,h) (1/cm) | | | 0.00615 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 414.00 | 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 207.00 |
| 波松比, ν | | | 0.15 | 波松比, ν | | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | | | 極限強度的修正係數, α | | | |
| 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 | 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 |
| 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 | 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 22605.16 | 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 4051.67 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | | 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 | η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.556 | η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.367 |
| f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 | f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 6066.68 | E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 4004.44 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 1.39 | 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 0.36 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 24882.11 | 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 4707.25 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 1.26 | 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 0.31 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 19759.80 | 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 15110.97 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 1952.99 | 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 893.07 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 | 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 |

表 5.6(b) CASE3—等值對角斜撐之相關參數(2F)

| CASE3. 長向填二分之一柱高之磚牆 | | | | | | | |
|--|-----------|-----------|----------|--|-----------|-----------|----------|
| X向(2F) | | | | Y向(2F) | | | |
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | | 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) | |
| 900.00 | 324.00 | 12.00 | | 350.00 | 162.00 | 12.00 | |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.35 | 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | | 0.43 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 | 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 | 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 | 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 | 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 | 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 | 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | | 18.74 |
| f(b,h) (1/cm) | | | 0.00285 | f(b,h) (1/cm) | | | 0.00661 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 324.00 | 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | | 162.00 |
| 波松比, ν | | | 0.15 | 波松比, ν | | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | | | 極限強度的修正係數, α | | | |
| 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 | 三邊圍束(3BE) | | | 0.11 |
| 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 | 四邊圍束(4BE) | | | 0.26 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 20409.94 | 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | | 3767.59 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | | 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 | η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.556 | η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | | 0.367 |
| f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 | f_p' (磚敦抗壓強度) (kgf/cm ²) | | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 6066.68 | E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | | 4004.44 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 1.41 | 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | | 0.35 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 21692.22 | 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | | 4151.60 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 1.32 | 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | | 0.32 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 16396.08 | 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | | 13098.47 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 1758.12 | 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | | 761.98 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 | 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | | 2000.00 |

表 5.7(a) CASE1—結構之耐震需求

| 建築物基本資料 | |
|---|------------|
| 建築物名稱 | 嘉南藥理科技大學校舍 |
| 建築物位址 | 台南縣仁德鄉 |
| 評估方向 | X |
| 工址設計水平譜加速度係數, $S_{aD} =$ | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 1.22 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.15 |
| 結構系統地震力折減係數, $F_u =$ | 1.14 |
| 用途係數, $I =$ | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, W (tf)= | 831.60 |
| $(S_{aD}/F_u)_m =$ | 0.46 |
| 耐震需求 (Demand), $D = I/1.4 * (S_{aD}/F_u)_m W$ | 344572.62 |

| 建築物基本資料 | |
|---|------------|
| 建築物名稱 | 嘉南藥理科技大學校舍 |
| 建築物位址 | 台南縣仁德鄉 |
| 評估方向 | Y |
| 工址設計水平譜加速度係數, $S_{aD} =$ | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 1.36 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.24 |
| 結構系統地震力折減係數, $F_u =$ | 1.22 |
| 用途係數, $I =$ | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, W (tf)= | 831.60 |
| $(S_{aD}/F_u)_m =$ | 0.44 |
| 耐震需求 (Demand), $D = I/1.4 * (S_{aD}/F_u)_m W$ | 329080.57 |

表 5.7(b) CASE2—結構之耐震需求

| 建築物基本資料 | |
|---|------------|
| 建築物名稱 | 嘉南藥理科技大學校舍 |
| 建築物位址 | 台南縣仁德鄉 |
| 評估方向 | X |
| 工址設計水平譜加速度係數, $S_{aD} =$ | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 1.22 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.15 |
| 結構系統地震力折減係數, $F_u =$ | 1.14 |
| 用途係數, $I =$ | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, W (tf)= | 831.60 |
| $(S_{aD}/F_u)_m =$ | 0.46 |
| 耐震需求 (Demand), $D = I/1.4 * (S_{aD}/F_u)_m W$ | 344572.62 |

| 建築物基本資料 | |
|---|------------|
| 建築物名稱 | 嘉南藥理科技大學校舍 |
| 建築物位址 | 台南縣仁德鄉 |
| 評估方向 | Y |
| 工址設計水平譜加速度係數, $S_{aD} =$ | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 1.20 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.13 |
| 結構系統地震力折減係數, $F_u =$ | 1.13 |
| 用途係數, $I =$ | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, W (tf)= | 831.60 |
| $(S_{aD}/F_u)_m =$ | 0.47 |
| 耐震需求 (Demand), $D = I/1.4 * (S_{aD}/F_u)_m W$ | 347061.20 |

表 5.7(c) CASE3—結構之耐震需求

| 建築物基本資料 | |
|---|------------|
| 建築物名稱 | 嘉南藥理科技大學校舍 |
| 建築物位址 | 台南縣仁德鄉 |
| 評估方向 | X |
| 工址設計水平譜加速度係數, S_{aD} = | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 1.22 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.15 |
| 結構系統地震力折減係數, F_u = | 1.14 |
| 用途係數, I= | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, W (tf)= | 831.60 |
| $(S_{aD}/F_u)_m$ = | 0.46 |
| 耐震需求 (Demand), $D=I/1.4*(S_{aD}/F_u)_m W$ | 344572.62 |

| 建築物基本資料 | |
|---|------------|
| 建築物名稱 | 嘉南藥理科技大學校舍 |
| 建築物位址 | 台南縣仁德鄉 |
| 評估方向 | Y |
| 工址設計水平譜加速度係數, S_{aD} = | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 1.07 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.05 |
| 結構系統地震力折減係數, F_u = | 1.05 |
| 用途係數, I= | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, W (tf)= | 831.60 |
| $(S_{aD}/F_u)_m$ = | 0.49 |
| 耐震需求 (Demand), $D=I/1.4*(S_{aD}/F_u)_m W$ | 365396.79 |



表 5.8 耐震能力分析結果(嘉南藥理科技大學-實習藥廠)

| CASE1：長向無牆 | | |
|--------------------|-------------|--------------|
| 短向(X) | C=350.17 tf | $A_c=0.42$ g |
| | D=344.57 tf | |
| | $I_s=1.02$ | |
| 長向(Y) | C=206.90 tf | $A_c=0.25$ g |
| | D=329.08 tf | |
| | $I_s=0.63$ | |
| CASE2：長向加四分之一柱高之磚牆 | | |
| 短向(X) | C=364.50 tf | $A_c=0.44$ g |
| | D=344.57 tf | |
| | $I_s=1.06$ | |
| 長向(Y) | C=252.19 tf | $A_c=0.30$ g |
| | D=347.06 tf | |
| | $I_s=0.73$ | |
| CASE3：長向加二分之一柱高之磚牆 | | |
| 短向(X) | C=359.15 tf | $A_c=0.43$ g |
| | D=344.57 tf | |
| | $I_s=1.04$ | |
| 長向(Y) | C=250.98 tf | $A_c=0.30$ g |
| | D=365.40 tf | |
| | $I_s=0.68$ | |

表 5.9 柱之斷面尺寸及配筋情形(交通大學-工程二館)

| 柱形式 | 柱有效高度 (cm) | 柱尺寸 | | 主筋至邊 之長度d (cm) | d' (cm) | 混凝土抗 壓強度 f_c (kgf/cm ²) | 箍筋根數 | 箍筋面積 A_v (cm ²) | 主筋 | | 箍筋 | | |
|------|---------------|---------------|---------------|----------------------|---------|---|------|----------------------------------|---|-----|---|-----|-------------|
| | | 斷面深度h (cm) | 斷面寬度b (cm) | | | | | | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 降伏強度 f_{yh} (kgf/cm ²) | 號數# | 間距s (cm) |
| C2 | 360 | 50 | 50 | 43.595 | 6.405 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 9 | 2800 | 3 | 20 |
| C3 | 360 | 50 | 50 | 43.75375 | 6.24625 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 8 | 2800 | 3 | 20 |
| C4 | 360 | 50 | 50 | 43.2775 | 6.7225 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 10 | 2800 | 4 | 20 |
| C5 | 360 | 50 | 50 | 43.2775 | 6.7225 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 10 | 2800 | 4 | 20 |
| C6 | 360 | 50 | 50 | 43.2775 | 6.7225 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 10 | 2800 | 4 | 20 |
| C7 | 360 | 50 | 50 | 43.75375 | 6.24625 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 8 | 2800 | 3 | 20 |
| C8 | 360 | 50 | 50 | 43.75375 | 6.24625 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 8 | 2800 | 3 | 20 |
| C9 | 360 | 50 | 50 | 43.595 | 6.405 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 9 | 2800 | 3 | 20 |
| C10 | 360 | 50 | 50 | 43.595 | 6.405 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 9 | 2800 | 3 | 20 |
| C11 | 360 | 50 | 50 | 43.75375 | 6.24625 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 8 | 2800 | 3 | 20 |
| C12 | 360 | 50 | 50 | 43.43625 | 6.56375 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 9 | 2800 | 4 | 20 |
| C13 | 360 | 50 | 50 | 43.43625 | 6.56375 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 9 | 2800 | 4 | 20 |
| C14 | 360 | 50 | 50 | 43.2775 | 6.7225 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 10 | 2800 | 4 | 20 |
| C15 | 360 | 50 | 50 | 43.595 | 6.405 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 8 | 2800 | 4 | 20 |
| C16 | 360 | 50 | 50 | 43.75375 | 6.24625 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 8 | 2800 | 3 | 20 |
| C17 | 360 | 60 | 60 | 53.595 | 6.405 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 8 | 2800 | 4 | 20 |
| C18 | 360 | 50 | 50 | 43.595 | 6.405 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 8 | 2800 | 4 | 20 |
| C19 | 360 | 50 | 50 | 43.75375 | 6.24625 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 8 | 2800 | 3 | 20 |
| C20 | 360 | 50 | 50 | 43.2775 | 6.7225 | 210 | 2 | 2.532253 | 2800 | 10 | 2800 | 4 | 20 |
| C21 | 360 | 50 | 50 | 43.595 | 6.405 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 9 | 2800 | 3 | 20 |
| C22 | 360 | 50 | 50 | 43.595 | 6.405 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 9 | 2800 | 3 | 20 |
| C23 | 360 | 24 | 40 | 18.07125 | 5.92875 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 6 | 2800 | 3 | 25 |
| C24 | 360 | 24 | 50 | 17.9125 | 6.0875 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 7 | 2800 | 3 | 25 |
| C7a | 360 | 65 | 65 | 58.75375 | 6.24625 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 8 | 2800 | 3 | 20 |
| C9a | 360 | 50 | 70 | 43.595 | 6.405 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 9 | 2800 | 3 | 20 |
| C24a | 360 | 37 | 50 | 30.9125 | 6.0875 | 210 | 2 | 1.42439231 | 2800 | 7 | 2800 | 3 | 25 |

表 5.10 結構之特徵值分析結果(交通大學-工程二館)

| 週期由特徵值分析求得 | | 週期由經驗公式求得 | |
|------------|---------|-----------|---------|
| 案例A. 結構無牆 | | 案例A. 結構無牆 | |
| 模態方向 | 週期(sec) | 模態方向 | 週期(sec) |
| X(長向) | 0.34 | X(長向) | 0.52 |
| Y(短向) | 0.32 | Y(短向) | 0.52 |
| 案例B. 結構加牆 | | 案例B. 結構加牆 | |
| 模態方向 | 週期(sec) | 模態方向 | 週期(sec) |
| X(長向) | 0.15 | X(長向) | 0.37 |
| Y(短向) | 0.09 | Y(短向) | 0.37 |

表 5.11(a) 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-X 向)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,m}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 360.00 | 4865580.00 | 27031.00 | 19076.18 | | ★ |
| C3 | 360.00 | 4365630.00 | 24253.50 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 360.00 | 6344280.00 | 35246.00 | 23971.52 | | ★ |
| C5 | 360.00 | 6344280.00 | 35246.00 | 23971.52 | | ★ |
| C6 | 360.00 | 5865030.00 | 32583.50 | 23971.52 | | ★ |
| C7 | 360.00 | 3043260.00 | 16907.00 | 19145.65 | ★ | |
| C8 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C9 | 360.00 | 4943430.00 | 27463.50 | 19076.18 | | ★ |
| C10 | 360.00 | 5553090.00 | 30850.50 | 19076.18 | | ★ |
| C11 | 360.00 | 4365630.00 | 24253.50 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 360.00 | 4787910.00 | 26599.50 | 24059.46 | | ★ |
| C13 | 360.00 | 4787910.00 | 26599.50 | 24059.46 | | ★ |
| C14 | 360.00 | 6344280.00 | 35246.00 | 23971.52 | | ★ |
| C15 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 24147.39 | ★ | |
| C16 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C17 | 360.00 | 3804570.00 | 21136.50 | 32773.66 | ★ | |
| C18 | 360.00 | 4508820.00 | 25049.00 | 24147.39 | | ★ |
| C19 | 360.00 | 3401820.00 | 18899.00 | 19145.65 | ★ | |
| C20 | 360.00 | 5375340.00 | 29863.00 | 23971.52 | | ★ |
| C21 | 360.00 | 4943430.00 | 27463.50 | 19076.18 | | ★ |
| C22 | 360.00 | 3855600.00 | 21420.00 | 19076.18 | | ★ |
| C23 | 360.00 | 285210.00 | 1584.50 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 360.00 | 380610.00 | 2114.50 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 360.00 | 2149110.00 | 11939.50 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 360.00 | 4479750.00 | 24887.50 | 24098.61 | | ★ |
| C24a | 360.00 | 634320.00 | 3524.00 | 12601.95 | ★ | |

表 5.11(b) 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-X 向)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,m}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C3 | 360.00 | 3537270.00 | 19651.50 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 360.00 | 4722930.00 | 26238.50 | 19076.18 | | ★ |
| C5 | 360.00 | 4943430.00 | 27463.50 | 19076.18 | | ★ |
| C6 | 360.00 | 4943430.00 | 27463.50 | 19076.18 | | ★ |
| C7 | 360.00 | 3043260.00 | 16907.00 | 19145.65 | ★ | |
| C8 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C9 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C10 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C11 | 360.00 | 3537270.00 | 19651.50 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 360.00 | 4943430.00 | 27463.50 | 19076.18 | | ★ |
| C13 | 360.00 | 4943430.00 | 27463.50 | 19076.18 | | ★ |
| C14 | 360.00 | 3052800.00 | 16960.00 | 19145.65 | ★ | |
| C15 | 360.00 | 3538800.00 | 19660.00 | 19145.65 | | ★ |
| C16 | 360.00 | 4471560.00 | 24842.00 | 19076.18 | | ★ |
| C17 | 360.00 | 3576600.00 | 19870.00 | 21666.01 | ★ | |
| C18 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 21666.01 | | ★ |
| C19 | 360.00 | 3401820.00 | 18899.00 | 19145.65 | ★ | |
| C20 | 360.00 | 5375340.00 | 29863.00 | 23971.52 | | ★ |
| C21 | 360.00 | 3855600.00 | 21420.00 | 19076.18 | | ★ |
| C22 | 360.00 | 3855600.00 | 21420.00 | 19076.18 | | ★ |
| C23 | 360.00 | 285210.00 | 1584.50 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 360.00 | 380610.00 | 2114.50 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 360.00 | 2149110.00 | 11939.50 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C24a | 360.00 | 634320.00 | 3524.00 | 12601.95 | ★ | |

表 5.11(c) 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-X 向)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,m}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C3 | 360.00 | 3537270.00 | 19651.50 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 360.00 | 3537270.00 | 19651.50 | 19145.65 | | ★ |
| C5 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C6 | 360.00 | 4943430.00 | 27463.50 | 19076.18 | | ★ |
| C7 | 360.00 | 3043260.00 | 16907.00 | 19145.65 | ★ | |
| C8 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C9 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C10 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 24147.39 | ★ | |
| C11 | 360.00 | 3537270.00 | 19651.50 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C13 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C14 | 360.00 | 3052800.00 | 16960.00 | 19145.65 | ★ | |
| C15 | 360.00 | 3538800.00 | 19660.00 | 19145.65 | | ★ |
| C16 | 360.00 | 3538800.00 | 19660.00 | 19145.65 | | ★ |
| C17 | 360.00 | 3576600.00 | 19870.00 | 21666.01 | ★ | |
| C18 | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 21666.01 | | ★ |
| C19 | 360.00 | 3052800.00 | 16960.00 | 19145.65 | ★ | |
| C20 | 360.00 | 3574800.00 | 19860.00 | 19145.65 | | ★ |
| C23 | 360.00 | 285210.00 | 1584.50 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 360.00 | 380610.00 | 2114.50 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 360.00 | 2149110.00 | 11939.50 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 360.00 | 4023720.00 | 22354.00 | 19145.65 | | ★ |
| C24a | 360.00 | 380610.00 | 2114.50 | 7838.10 | ★ | |

表 5.11(d) 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-X 向)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 360.00 | 2599560.00 | 14442.00 | 19145.65 | ★ | |
| C3 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C4 | 360.00 | 2599560.00 | 14442.00 | 19145.65 | ★ | |
| C5 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C6 | 360.00 | 3538800.00 | 19660.00 | 19145.65 | | ★ |
| C7 | 360.00 | 3043260.00 | 16907.00 | 19145.65 | ★ | |
| C8 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C9 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C10 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C11 | 360.00 | 2599560.00 | 14442.00 | 19145.65 | ★ | |
| C12 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C13 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C14 | 360.00 | 3052800.00 | 16960.00 | 19145.65 | ★ | |
| C15 | 360.00 | 3052800.00 | 16960.00 | 19145.65 | ★ | |
| C16 | 360.00 | 3087000.00 | 17150.00 | 19145.65 | ★ | |
| C17 | 360.00 | 3112380.00 | 17291.00 | 21666.01 | ★ | |
| C18 | 360.00 | 2112930.00 | 11738.50 | 19145.65 | ★ | |
| C19 | 360.00 | 2599560.00 | 14442.00 | 19145.65 | ★ | |
| C20 | 360.00 | 2112930.00 | 11738.50 | 19145.65 | ★ | |
| C23 | 360.00 | 285210.00 | 1584.50 | 6326.06 | ★ | |
| C7a | 360.00 | 2149110.00 | 11939.50 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 360.00 | 2149110.00 | 11939.50 | 19145.65 | ★ | |

表 5.12(a) 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-Y 向)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 360.00 | 4876560.00 | 27092.00 | 14235.48 | | ★ |
| C3 | 360.00 | 4472730.00 | 24848.50 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 360.00 | 5425650.00 | 30142.50 | 14135.88 | | ★ |
| C5 | 360.00 | 5425650.00 | 30142.50 | 14135.88 | | ★ |
| C6 | 360.00 | 5946480.00 | 33036.00 | 14239.59 | | ★ |
| C7 | 360.00 | 3067560.00 | 17042.00 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 360.00 | 4886460.00 | 27147.00 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 360.00 | 5267340.00 | 29263.00 | 14235.48 | | ★ |
| C11 | 360.00 | 4335210.00 | 24084.50 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 360.00 | 4838130.00 | 26878.50 | 14187.73 | | ★ |
| C13 | 360.00 | 4838130.00 | 26878.50 | 14187.73 | | ★ |
| C14 | 360.00 | 6619230.00 | 36773.50 | 14135.88 | | ★ |
| C15 | 360.00 | 3957210.00 | 21984.50 | 14239.59 | | ★ |
| C16 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 360.00 | 3843000.00 | 21350.00 | 21004.80 | | ★ |
| C18 | 360.00 | 4299840.00 | 23888.00 | 14239.59 | | ★ |
| C19 | 360.00 | 3545370.00 | 19696.50 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 360.00 | 3484530.00 | 19358.50 | 14239.59 | | ★ |
| C21 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C22 | 360.00 | 3807360.00 | 21152.00 | 14235.48 | | ★ |
| C23 | 360.00 | 476820.00 | 2649.00 | 5341.61 | ★ | |
| C24 | 360.00 | 814860.00 | 4527.00 | 6884.50 | ★ | |
| C7a | 360.00 | 2871000.00 | 15950.00 | 24938.90 | ★ | |
| C9a | 360.00 | 6584400.00 | 36580.00 | 20766.27 | | ★ |
| C24a | 360.00 | 855090.00 | 4750.50 | 10611.30 | ★ | |

表 5.12(b) 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-Y 向)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,v}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 360.00 | 3546270.00 | 19701.50 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 360.00 | 5018130.00 | 27878.50 | 14235.48 | | ★ |
| C5 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14235.48 | | ★ |
| C6 | 360.00 | 4886460.00 | 27147.00 | 14235.48 | | ★ |
| C7 | 360.00 | 3067560.00 | 17042.00 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14235.48 | | ★ |
| C11 | 360.00 | 3546270.00 | 19701.50 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 360.00 | 4886460.00 | 27147.00 | 14235.48 | | ★ |
| C13 | 360.00 | 4886460.00 | 27147.00 | 14235.48 | | ★ |
| C14 | 360.00 | 3067740.00 | 17043.00 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 360.00 | 3563460.00 | 19797.00 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 360.00 | 3527370.00 | 19596.50 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 360.00 | 4446090.00 | 24700.50 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C19 | 360.00 | 3545370.00 | 19696.50 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 360.00 | 3484530.00 | 19358.50 | 14239.59 | | ★ |
| C21 | 360.00 | 3807360.00 | 21152.00 | 14235.48 | | ★ |
| C22 | 360.00 | 3807360.00 | 21152.00 | 14235.48 | | ★ |
| C23 | 360.00 | 476820.00 | 2649.00 | 5341.61 | ★ | |
| C24 | 360.00 | 814860.00 | 4527.00 | 6884.50 | ★ | |
| C7a | 360.00 | 2871000.00 | 15950.00 | 24938.90 | ★ | |
| C9a | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C24a | 360.00 | 855090.00 | 4750.50 | 10611.30 | ★ | |

表 5.12(c) 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-Y 向)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,v}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 360.00 | 3546270.00 | 19701.50 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 360.00 | 3546630.00 | 19703.50 | 14287.32 | | ★ |
| C5 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C6 | 360.00 | 4886460.00 | 27147.00 | 14235.48 | | ★ |
| C7 | 360.00 | 3067560.00 | 17042.00 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14239.59 | | ★ |
| C11 | 360.00 | 3546270.00 | 19701.50 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 360.00 | 4023810.00 | 22354.50 | 14287.32 | | ★ |
| C13 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C14 | 360.00 | 3067740.00 | 17043.00 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 360.00 | 3563460.00 | 19797.00 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 360.00 | 4446090.00 | 24700.50 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C19 | 360.00 | 3067740.00 | 17043.00 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 360.00 | 3516300.00 | 19535.00 | 14287.32 | | ★ |
| C23 | 360.00 | 476820.00 | 2649.00 | 5341.61 | ★ | |
| C24 | 360.00 | 814860.00 | 4527.00 | 6884.50 | ★ | |
| C7a | 360.00 | 2871000.00 | 15950.00 | 24938.90 | ★ | |
| C9a | 360.00 | 3996000.00 | 22200.00 | 14287.32 | | ★ |
| C24a | 360.00 | 855090.00 | 4750.50 | 10611.30 | ★ | |

表 5.12(d) 案例 A-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-Y 向)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,u}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 360.00 | 2583360.00 | 14352.00 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 360.00 | 3065130.00 | 17028.50 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 360.00 | 2581380.00 | 14341.00 | 14287.32 | | ★ |
| C5 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C6 | 360.00 | 3553650.00 | 19742.50 | 14287.32 | | ★ |
| C7 | 360.00 | 3067560.00 | 17042.00 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C10 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14239.59 | | ★ |
| C11 | 360.00 | 2583360.00 | 14352.00 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C13 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C14 | 360.00 | 3067740.00 | 17043.00 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 360.00 | 3067740.00 | 17043.00 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 360.00 | 3833010.00 | 21294.50 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 360.00 | 2101590.00 | 11675.50 | 14287.32 | ★ | |
| C19 | 360.00 | 2583360.00 | 14352.00 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 360.00 | 2101590.00 | 11675.50 | 14287.32 | ★ | |
| C23 | 360.00 | 476820.00 | 2649.00 | 5341.61 | ★ | |
| C7a | 360.00 | 2871000.00 | 15950.00 | 24938.90 | ★ | |
| C9a | 360.00 | 3064950.00 | 17027.50 | 14287.32 | | ★ |

表 5.13(a) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-X 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,u}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 150.00 | 4865580.00 | 64874.40 | 19076.18 | | ★ |
| C3 | 150.00 | 4365630.00 | 58208.40 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 150.00 | 6344280.00 | 84590.40 | 23971.52 | | ★ |
| C5 | 150.00 | 6344280.00 | 84590.40 | 23971.52 | | ★ |
| C6 | 150.00 | 5865030.00 | 78200.40 | 23971.52 | | ★ |
| C7 | 150.00 | 3043260.00 | 40576.80 | 19145.65 | | ★ |
| C8 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C9 | 150.00 | 4943430.00 | 65912.40 | 19076.18 | | ★ |
| C10 | 150.00 | 5553090.00 | 74041.20 | 19076.18 | | ★ |
| C11 | 150.00 | 4365630.00 | 58208.40 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 150.00 | 4787910.00 | 63838.80 | 24059.46 | | ★ |
| C13 | 150.00 | 4787910.00 | 63838.80 | 24059.46 | | ★ |
| C14 | 150.00 | 6344280.00 | 84590.40 | 23971.52 | | ★ |
| C15 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 24147.39 | | ★ |
| C16 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C17 | 150.00 | 3804570.00 | 50727.60 | 32773.66 | | ★ |
| C18 | 150.00 | 4508820.00 | 60117.60 | 24147.39 | | ★ |
| C19 | 150.00 | 3401820.00 | 45357.60 | 19145.65 | | ★ |
| C20 | 150.00 | 5375340.00 | 71671.20 | 23971.52 | | ★ |
| C21 | 150.00 | 4943430.00 | 65912.40 | 19076.18 | | ★ |
| C22 | 150.00 | 3855600.00 | 51408.00 | 19076.18 | | ★ |
| C23 | 150.00 | 285210.00 | 3802.80 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 150.00 | 380610.00 | 5074.80 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 150.00 | 2149110.00 | 28654.80 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 150.00 | 4479750.00 | 59730.00 | 24098.61 | | ★ |
| C24a | 150.00 | 634320.00 | 8457.60 | 12601.95 | ★ | |

表 5.13(b) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-X 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C3 | 150.00 | 3537270.00 | 47163.60 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 150.00 | 4722930.00 | 62972.40 | 19076.18 | | ★ |
| C5 | 150.00 | 4943430.00 | 65912.40 | 19076.18 | | ★ |
| C6 | 150.00 | 4943430.00 | 65912.40 | 19076.18 | | ★ |
| C7 | 150.00 | 3043260.00 | 40576.80 | 19145.65 | | ★ |
| C8 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C9 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C10 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C11 | 150.00 | 3537270.00 | 47163.60 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 150.00 | 4943430.00 | 65912.40 | 19076.18 | | ★ |
| C13 | 150.00 | 4943430.00 | 65912.40 | 19076.18 | | ★ |
| C14 | 150.00 | 3052800.00 | 40704.00 | 19145.65 | | ★ |
| C15 | 150.00 | 3538800.00 | 47184.00 | 19145.65 | | ★ |
| C16 | 150.00 | 4471560.00 | 59620.80 | 19076.18 | | ★ |
| C17 | 150.00 | 3576600.00 | 47688.00 | 21666.01 | | ★ |
| C18 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 21666.01 | | ★ |
| C19 | 150.00 | 3401820.00 | 45357.60 | 19145.65 | | ★ |
| C20 | 150.00 | 5375340.00 | 71671.20 | 23971.52 | | ★ |
| C21 | 150.00 | 3855600.00 | 51408.00 | 19076.18 | | ★ |
| C22 | 150.00 | 3855600.00 | 51408.00 | 19076.18 | | ★ |
| C23 | 150.00 | 285210.00 | 3802.80 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 150.00 | 380610.00 | 5074.80 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 150.00 | 2149110.00 | 28654.80 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C24a | 150.00 | 634320.00 | 8457.60 | 12601.95 | ★ | |

表 5.13(d) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-X 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C3 | 150.00 | 3537270.00 | 47163.60 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 150.00 | 3537270.00 | 47163.60 | 19145.65 | | ★ |
| C5 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C6 | 150.00 | 4943430.00 | 65912.40 | 19076.18 | | ★ |
| C7 | 150.00 | 3043260.00 | 40576.80 | 19145.65 | | ★ |
| C8 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C9 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C10 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 24147.39 | | ★ |
| C11 | 150.00 | 3537270.00 | 47163.60 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C13 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C14 | 150.00 | 3052800.00 | 40704.00 | 19145.65 | | ★ |
| C15 | 150.00 | 3538800.00 | 47184.00 | 19145.65 | | ★ |
| C16 | 150.00 | 3538800.00 | 47184.00 | 19145.65 | | ★ |
| C17 | 150.00 | 3576600.00 | 47688.00 | 21666.01 | | ★ |
| C18 | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 21666.01 | | ★ |
| C19 | 150.00 | 3052800.00 | 40704.00 | 19145.65 | | ★ |
| C20 | 150.00 | 3574800.00 | 47664.00 | 19145.65 | | ★ |
| C23 | 150.00 | 285210.00 | 3802.80 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 150.00 | 380610.00 | 5074.80 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 150.00 | 2149110.00 | 28654.80 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 150.00 | 4023720.00 | 53649.60 | 19145.65 | | ★ |
| C24a | 150.00 | 380610.00 | 5074.80 | 7838.10 | ★ | |

表 5.13(d) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-X 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,v}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 150.00 | 2599560.00 | 34660.80 | 19145.65 | | ★ |
| C3 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 150.00 | 2599560.00 | 34660.80 | 19145.65 | | ★ |
| C5 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C6 | 150.00 | 3538800.00 | 47184.00 | 19145.65 | | ★ |
| C7 | 150.00 | 3043260.00 | 40576.80 | 19145.65 | | ★ |
| C8 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C9 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C10 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C11 | 150.00 | 2599560.00 | 34660.80 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C13 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C14 | 150.00 | 3052800.00 | 40704.00 | 19145.65 | | ★ |
| C15 | 150.00 | 3052800.00 | 40704.00 | 19145.65 | | ★ |
| C16 | 150.00 | 3087000.00 | 41160.00 | 19145.65 | | ★ |
| C17 | 150.00 | 3112380.00 | 41498.40 | 21666.01 | | ★ |
| C18 | 150.00 | 2112930.00 | 28172.40 | 19145.65 | | ★ |
| C19 | 150.00 | 2599560.00 | 34660.80 | 19145.65 | | ★ |
| C20 | 150.00 | 2112930.00 | 28172.40 | 19145.65 | | ★ |
| C23 | 150.00 | 285210.00 | 3802.80 | 6326.06 | ★ | |
| C7a | 150.00 | 2149110.00 | 28654.80 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 150.00 | 2149110.00 | 28654.80 | 19145.65 | | ★ |

表 5.14(a) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-Y 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,v}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 150.00 | 4876560.00 | 65020.80 | 14235.48 | | ★ |
| C3 | 150.00 | 4472730.00 | 59636.40 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 150.00 | 5425650.00 | 72342.00 | 14135.88 | | ★ |
| C5 | 150.00 | 5425650.00 | 72342.00 | 14135.88 | | ★ |
| C6 | 150.00 | 5946480.00 | 79286.40 | 14239.59 | | ★ |
| C7 | 150.00 | 3067560.00 | 40900.80 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 150.00 | 4886460.00 | 65152.80 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 150.00 | 5267340.00 | 70231.20 | 14235.48 | | ★ |
| C11 | 150.00 | 4335210.00 | 57802.80 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 150.00 | 4838130.00 | 64508.40 | 14187.73 | | ★ |
| C13 | 150.00 | 4838130.00 | 64508.40 | 14187.73 | | ★ |
| C14 | 150.00 | 6619230.00 | 88256.40 | 14135.88 | | ★ |
| C15 | 150.00 | 3957210.00 | 52762.80 | 14239.59 | | ★ |
| C16 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 150.00 | 3843000.00 | 51240.00 | 21004.80 | | ★ |
| C18 | 150.00 | 4299840.00 | 57331.20 | 14239.59 | | ★ |
| C19 | 150.00 | 3545370.00 | 47271.60 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 150.00 | 3484530.00 | 46460.40 | 14239.59 | | ★ |
| C21 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C22 | 150.00 | 3807360.00 | 50764.80 | 14235.48 | | ★ |
| C23 | 150.00 | 476820.00 | 6357.60 | 5341.61 | ★ | |
| C24 | 150.00 | 814860.00 | 10864.80 | 6884.50 | | ★ |
| C7a | 150.00 | 2871000.00 | 38280.00 | 24938.90 | | ★ |
| C9a | 150.00 | 6584400.00 | 87792.00 | 20766.27 | | ★ |
| C24a | 150.00 | 855090.00 | 11401.20 | 10611.30 | | ★ |

表 5.14(b) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-Y 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,y}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 150.00 | 3546270.00 | 47283.60 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 150.00 | 5018130.00 | 66908.40 | 14235.48 | | ★ |
| C5 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14235.48 | | ★ |
| C6 | 150.00 | 4886460.00 | 65152.80 | 14235.48 | | ★ |
| C7 | 150.00 | 3067560.00 | 40900.80 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14235.48 | | ★ |
| C11 | 150.00 | 3546270.00 | 47283.60 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 150.00 | 4886460.00 | 65152.80 | 14235.48 | | ★ |
| C13 | 150.00 | 4886460.00 | 65152.80 | 14235.48 | | ★ |
| C14 | 150.00 | 3067740.00 | 40903.20 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 150.00 | 3563460.00 | 47512.80 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 150.00 | 3527370.00 | 47031.60 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 150.00 | 4446090.00 | 59281.20 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C19 | 150.00 | 3545370.00 | 47271.60 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 150.00 | 3484530.00 | 46460.40 | 14239.59 | | ★ |
| C21 | 150.00 | 3807360.00 | 50764.80 | 14235.48 | | ★ |
| C22 | 150.00 | 3807360.00 | 50764.80 | 14235.48 | | ★ |
| C23 | 150.00 | 476820.00 | 6357.60 | 5341.61 | | ★ |
| C24 | 150.00 | 814860.00 | 10864.80 | 6884.50 | | ★ |
| C7a | 150.00 | 2871000.00 | 38280.00 | 24938.90 | | ★ |
| C9a | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C24a | 150.00 | 855090.00 | 11401.20 | 10611.30 | | ★ |

表 5.14(c) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-Y 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,y}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 150.00 | 3546270.00 | 47283.60 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 150.00 | 3546630.00 | 47288.40 | 14287.32 | | ★ |
| C5 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C6 | 150.00 | 4886460.00 | 65152.80 | 14235.48 | | ★ |
| C7 | 150.00 | 3067560.00 | 40900.80 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14239.59 | | ★ |
| C11 | 150.00 | 3546270.00 | 47283.60 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 150.00 | 4023810.00 | 53650.80 | 14287.32 | | ★ |
| C13 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C14 | 150.00 | 3067740.00 | 40903.20 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 150.00 | 3563460.00 | 47512.80 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 150.00 | 4446090.00 | 59281.20 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C19 | 150.00 | 3067740.00 | 40903.20 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 150.00 | 3516300.00 | 46884.00 | 14287.32 | | ★ |
| C23 | 150.00 | 476820.00 | 6357.60 | 5341.61 | | ★ |
| C24 | 150.00 | 814860.00 | 10864.80 | 6884.50 | | ★ |
| C7a | 150.00 | 2871000.00 | 38280.00 | 24938.90 | | ★ |
| C9a | 150.00 | 3996000.00 | 53280.00 | 14287.32 | | ★ |
| C24a | 150.00 | 855090.00 | 11401.20 | 10611.30 | | ★ |

表 5.14(d) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-Y 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.5$ m)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 150.00 | 2583360.00 | 34444.80 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 150.00 | 3065130.00 | 40868.40 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 150.00 | 2581380.00 | 34418.40 | 14287.32 | | ★ |
| C5 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C6 | 150.00 | 3553650.00 | 47382.00 | 14287.32 | | ★ |
| C7 | 150.00 | 3067560.00 | 40900.80 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C10 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14239.59 | | ★ |
| C11 | 150.00 | 2583360.00 | 34444.80 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C13 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C14 | 150.00 | 3067740.00 | 40903.20 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 150.00 | 3067740.00 | 40903.20 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 150.00 | 3833010.00 | 51106.80 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 150.00 | 2101590.00 | 28021.20 | 14287.32 | | ★ |
| C19 | 150.00 | 2583360.00 | 34444.80 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 150.00 | 2101590.00 | 28021.20 | 14287.32 | | ★ |
| C23 | 150.00 | 476820.00 | 6357.60 | 5341.61 | | ★ |
| C7a | 150.00 | 2871000.00 | 38280.00 | 24938.90 | | ★ |
| C9a | 150.00 | 3064950.00 | 40866.00 | 14287.32 | | ★ |

表 5.15(a) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-X 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.4$ m)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 140.00 | 4865580.00 | 69508.29 | 19076.18 | | ★ |
| C3 | 140.00 | 4365630.00 | 62366.14 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 140.00 | 6344280.00 | 90632.57 | 23971.52 | | ★ |
| C5 | 140.00 | 6344280.00 | 90632.57 | 23971.52 | | ★ |
| C6 | 140.00 | 5865030.00 | 83786.14 | 23971.52 | | ★ |
| C7 | 140.00 | 3043260.00 | 43475.14 | 19145.65 | | ★ |
| C8 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C9 | 140.00 | 4943430.00 | 70620.43 | 19076.18 | | ★ |
| C10 | 140.00 | 5553090.00 | 79329.86 | 19076.18 | | ★ |
| C11 | 140.00 | 4365630.00 | 62366.14 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 140.00 | 4787910.00 | 68398.71 | 24059.46 | | ★ |
| C13 | 140.00 | 4787910.00 | 68398.71 | 24059.46 | | ★ |
| C14 | 140.00 | 6344280.00 | 90632.57 | 23971.52 | | ★ |
| C15 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 24147.39 | | ★ |
| C16 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C17 | 140.00 | 3804570.00 | 54351.00 | 32773.66 | | ★ |
| C18 | 140.00 | 4508820.00 | 64411.71 | 24147.39 | | ★ |
| C19 | 140.00 | 3401820.00 | 48597.43 | 19145.65 | | ★ |
| C20 | 140.00 | 5375340.00 | 76790.57 | 23971.52 | | ★ |
| C21 | 140.00 | 4943430.00 | 70620.43 | 19076.18 | | ★ |
| C22 | 140.00 | 3855600.00 | 55080.00 | 19076.18 | | ★ |
| C23 | 140.00 | 285210.00 | 4074.43 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 140.00 | 380610.00 | 5437.29 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 140.00 | 2149110.00 | 30701.57 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 140.00 | 4479750.00 | 63996.43 | 24098.61 | | ★ |
| C24a | 140.00 | 634320.00 | 9061.71 | 12601.95 | ★ | |

表 5.15(b) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-X 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.4$ m)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C3 | 140.00 | 3537270.00 | 50532.43 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 140.00 | 4722930.00 | 67470.43 | 19076.18 | | ★ |
| C5 | 140.00 | 4943430.00 | 70620.43 | 19076.18 | | ★ |
| C6 | 140.00 | 4943430.00 | 70620.43 | 19076.18 | | ★ |
| C7 | 140.00 | 3043260.00 | 43475.14 | 19145.65 | | ★ |
| C8 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C9 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C10 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C11 | 140.00 | 3537270.00 | 50532.43 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 140.00 | 4943430.00 | 70620.43 | 19076.18 | | ★ |
| C13 | 140.00 | 4943430.00 | 70620.43 | 19076.18 | | ★ |
| C14 | 140.00 | 3052800.00 | 43611.43 | 19145.65 | | ★ |
| C15 | 140.00 | 3538800.00 | 50554.29 | 19145.65 | | ★ |
| C16 | 140.00 | 4471560.00 | 63879.43 | 19076.18 | | ★ |
| C17 | 140.00 | 3576600.00 | 51094.29 | 21666.01 | | ★ |
| C18 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 21666.01 | | ★ |
| C19 | 140.00 | 3401820.00 | 48597.43 | 19145.65 | | ★ |
| C20 | 140.00 | 5375340.00 | 76790.57 | 23971.52 | | ★ |
| C21 | 140.00 | 3855600.00 | 55080.00 | 19076.18 | | ★ |
| C22 | 140.00 | 3855600.00 | 55080.00 | 19076.18 | | ★ |
| C23 | 140.00 | 285210.00 | 4074.43 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 140.00 | 380610.00 | 5437.29 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 140.00 | 2149110.00 | 30701.57 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C24a | 140.00 | 634320.00 | 9061.71 | 12601.95 | ★ | |

表 5.15(c) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-X 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.4$ m)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C3 | 140.00 | 3537270.00 | 50532.43 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 140.00 | 3537270.00 | 50532.43 | 19145.65 | | ★ |
| C5 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C6 | 140.00 | 4943430.00 | 70620.43 | 19076.18 | | ★ |
| C7 | 140.00 | 3043260.00 | 43475.14 | 19145.65 | | ★ |
| C8 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C9 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C10 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 24147.39 | | ★ |
| C11 | 140.00 | 3537270.00 | 50532.43 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C13 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C14 | 140.00 | 3052800.00 | 43611.43 | 19145.65 | | ★ |
| C15 | 140.00 | 3538800.00 | 50554.29 | 19145.65 | | ★ |
| C16 | 140.00 | 3538800.00 | 50554.29 | 19145.65 | | ★ |
| C17 | 140.00 | 3576600.00 | 51094.29 | 21666.01 | | ★ |
| C18 | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 21666.01 | | ★ |
| C19 | 140.00 | 3052800.00 | 43611.43 | 19145.65 | | ★ |
| C20 | 140.00 | 3574800.00 | 51068.57 | 19145.65 | | ★ |
| C23 | 140.00 | 285210.00 | 4074.43 | 6326.06 | ★ | |
| C24 | 140.00 | 380610.00 | 5437.29 | 7302.30 | ★ | |
| C7a | 140.00 | 2149110.00 | 30701.57 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 140.00 | 4023720.00 | 57481.71 | 19145.65 | | ★ |
| C24a | 140.00 | 380610.00 | 5437.29 | 7838.10 | ★ | |

表 5.15(d) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-X 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.4$ m)

| 柱斷面強度計算：X向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,v}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 140.00 | 2599560.00 | 37136.57 | 19145.65 | | ★ |
| C3 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C4 | 140.00 | 2599560.00 | 37136.57 | 19145.65 | | ★ |
| C5 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C6 | 140.00 | 3538800.00 | 50554.29 | 19145.65 | | ★ |
| C7 | 140.00 | 3043260.00 | 43475.14 | 19145.65 | | ★ |
| C8 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C9 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C10 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C11 | 140.00 | 2599560.00 | 37136.57 | 19145.65 | | ★ |
| C12 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C13 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C14 | 140.00 | 3052800.00 | 43611.43 | 19145.65 | | ★ |
| C15 | 140.00 | 3052800.00 | 43611.43 | 19145.65 | | ★ |
| C16 | 140.00 | 3087000.00 | 44100.00 | 19145.65 | | ★ |
| C17 | 140.00 | 3112380.00 | 44462.57 | 21666.01 | | ★ |
| C18 | 140.00 | 2112930.00 | 30184.71 | 19145.65 | | ★ |
| C19 | 140.00 | 2599560.00 | 37136.57 | 19145.65 | | ★ |
| C20 | 140.00 | 2112930.00 | 30184.71 | 19145.65 | | ★ |
| C23 | 140.00 | 285210.00 | 4074.43 | 6326.06 | ★ | |
| C7a | 140.00 | 2149110.00 | 30701.57 | 30785.92 | ★ | |
| C9a | 140.00 | 2149110.00 | 30701.57 | 19145.65 | | ★ |

表 5.16(a) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(1F-Y 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.4$ m)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,v}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 140.00 | 4876560.00 | 69665.14 | 14235.48 | | ★ |
| C3 | 140.00 | 4472730.00 | 63896.14 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 140.00 | 5425650.00 | 77509.29 | 14135.88 | | ★ |
| C5 | 140.00 | 5425650.00 | 77509.29 | 14135.88 | | ★ |
| C6 | 140.00 | 5946480.00 | 84949.71 | 14239.59 | | ★ |
| C7 | 140.00 | 3067560.00 | 43822.29 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 140.00 | 4886460.00 | 69806.57 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 140.00 | 5267340.00 | 75247.71 | 14235.48 | | ★ |
| C11 | 140.00 | 4335210.00 | 61931.57 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 140.00 | 4838130.00 | 69116.14 | 14187.73 | | ★ |
| C13 | 140.00 | 4838130.00 | 69116.14 | 14187.73 | | ★ |
| C14 | 140.00 | 6619230.00 | 94560.43 | 14135.88 | | ★ |
| C15 | 140.00 | 3957210.00 | 56531.57 | 14239.59 | | ★ |
| C16 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 140.00 | 3843000.00 | 54900.00 | 21004.80 | | ★ |
| C18 | 140.00 | 4299840.00 | 61426.29 | 14239.59 | | ★ |
| C19 | 140.00 | 3545370.00 | 50648.14 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 140.00 | 3484530.00 | 49779.00 | 14239.59 | | ★ |
| C21 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C22 | 140.00 | 3807360.00 | 54390.86 | 14235.48 | | ★ |
| C23 | 140.00 | 476820.00 | 6811.71 | 5341.61 | | ★ |
| C24 | 140.00 | 814860.00 | 11640.86 | 6884.50 | | ★ |
| C7a | 140.00 | 2871000.00 | 41014.29 | 24938.90 | | ★ |
| C9a | 140.00 | 6584400.00 | 94062.86 | 20766.27 | | ★ |
| C24a | 140.00 | 855090.00 | 12215.57 | 10611.30 | | ★ |

表 5.16(b) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(2F-Y 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.4$ m)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 140.00 | 3546270.00 | 50661.00 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 140.00 | 5018130.00 | 71687.57 | 14235.48 | | ★ |
| C5 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14235.48 | | ★ |
| C6 | 140.00 | 4886460.00 | 69806.57 | 14235.48 | | ★ |
| C7 | 140.00 | 3067560.00 | 43822.29 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14235.48 | | ★ |
| C11 | 140.00 | 3546270.00 | 50661.00 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 140.00 | 4886460.00 | 69806.57 | 14235.48 | | ★ |
| C13 | 140.00 | 4886460.00 | 69806.57 | 14235.48 | | ★ |
| C14 | 140.00 | 3067740.00 | 43824.86 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 140.00 | 3563460.00 | 50906.57 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 140.00 | 3527370.00 | 50391.00 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 140.00 | 4446090.00 | 63515.57 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C19 | 140.00 | 3545370.00 | 50648.14 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 140.00 | 3484530.00 | 49779.00 | 14239.59 | | ★ |
| C21 | 140.00 | 3807360.00 | 54390.86 | 14235.48 | | ★ |
| C22 | 140.00 | 3807360.00 | 54390.86 | 14235.48 | | ★ |
| C23 | 140.00 | 476820.00 | 6811.71 | 5341.61 | | ★ |
| C24 | 140.00 | 814860.00 | 11640.86 | 6884.50 | | ★ |
| C7a | 140.00 | 2871000.00 | 41014.29 | 24938.90 | | ★ |
| C9a | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C24a | 140.00 | 855090.00 | 12215.57 | 10611.30 | | ★ |

表 5.16(c) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(3F-Y 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.4$ m)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,M}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,S}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 140.00 | 3546270.00 | 50661.00 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 140.00 | 3546630.00 | 50666.14 | 14287.32 | | ★ |
| C5 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C6 | 140.00 | 4886460.00 | 69806.57 | 14235.48 | | ★ |
| C7 | 140.00 | 3067560.00 | 43822.29 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14235.48 | | ★ |
| C10 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14239.59 | | ★ |
| C11 | 140.00 | 3546270.00 | 50661.00 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 140.00 | 4023810.00 | 57483.00 | 14287.32 | | ★ |
| C13 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C14 | 140.00 | 3067740.00 | 43824.86 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 140.00 | 3563460.00 | 50906.57 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 140.00 | 4446090.00 | 63515.57 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C19 | 140.00 | 3067740.00 | 43824.86 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 140.00 | 3516300.00 | 50232.86 | 14287.32 | | ★ |
| C23 | 140.00 | 476820.00 | 6811.71 | 5341.61 | | ★ |
| C24 | 140.00 | 814860.00 | 11640.86 | 6884.50 | | ★ |
| C7a | 140.00 | 2871000.00 | 41014.29 | 24938.90 | | ★ |
| C9a | 140.00 | 3996000.00 | 57085.71 | 14287.32 | | ★ |
| C24a | 140.00 | 855090.00 | 12215.57 | 10611.30 | | ★ |

表 5.16(d) 案例 B-斷面強度與破壞模式判斷結果(4F-Y 向)

(有效柱高 $l_{eff}=1.4$ m)

| 柱斷面強度計算：Y向 | | | | | | |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|------------------------------|------|------|
| 柱形式 | 柱有效高度 l_{eff} (cm) | 極限彎矩強度 M_u (kgf-cm) | 等效剪力強度 $V_{u,m}$ (kgf) | 極限剪力強度 $V_{u,s}$ (kgf-cm) | 彎矩破壞 | 剪力破壞 |
| C2 | 140.00 | 2583360.00 | 36905.14 | 14287.32 | | ★ |
| C3 | 140.00 | 3065130.00 | 43787.57 | 14287.32 | | ★ |
| C4 | 140.00 | 2581380.00 | 36876.86 | 14287.32 | | ★ |
| C5 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C6 | 140.00 | 3553650.00 | 50766.43 | 14287.32 | | ★ |
| C7 | 140.00 | 3067560.00 | 43822.29 | 14287.32 | | ★ |
| C8 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C9 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C10 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14239.59 | | ★ |
| C11 | 140.00 | 2583360.00 | 36905.14 | 14287.32 | | ★ |
| C12 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C13 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C14 | 140.00 | 3067740.00 | 43824.86 | 14287.32 | | ★ |
| C15 | 140.00 | 3067740.00 | 43824.86 | 14287.32 | | ★ |
| C16 | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |
| C17 | 140.00 | 3833010.00 | 54757.29 | 17552.71 | | ★ |
| C18 | 140.00 | 2101590.00 | 30022.71 | 14287.32 | | ★ |
| C19 | 140.00 | 2583360.00 | 36905.14 | 14287.32 | | ★ |
| C20 | 140.00 | 2101590.00 | 30022.71 | 14287.32 | | ★ |
| C23 | 140.00 | 476820.00 | 6811.71 | 5341.61 | | ★ |
| C7a | 140.00 | 2871000.00 | 41014.29 | 24938.90 | | ★ |
| C9a | 140.00 | 3064950.00 | 43785.00 | 14287.32 | | ★ |

表 5.17 等值對角斜撐之相關參數(W700×H360)

| W700×H360 | |
|--|-----------|
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) |
| 700.00 | 360.00 |
| 牆厚,t (cm) | 24.00 |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | |
| 0.48 | |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | |
| 224.40 | |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | |
| 156.06 | |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | |
| 2.04 | |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | |
| 22.44 | |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | |
| 34.33 | |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | |
| 18.74 | |
| $f(b,h)$ (1/cm) | |
| 0.0032 | |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | |
| 360.00 | |
| 波松比, ν | |
| 0.15 | |
| 極限強度的修正係數, α | |
| 三邊圍束(3BE) | |
| 0.11 | |
| 四邊圍束(4BE) | |
| 0.26 | |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | |
| 36486.99 | |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | |
| 1.02 | |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | |
| 0.556 | |
| f_p' (磚墩抗壓強度) (kgf/cm ²) | |
| 46.99 | |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | |
| 6066.68 | |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | |
| 1.09 | |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | |
| 41029.45 | |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | |
| 0.97 | |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | |
| 42477.68 | |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | |
| 3239.07 | |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | |
| 2000.00 | |

表 5.18 等值對角斜撐之相關參數(W525×H360)

| W525×H360 | | |
|--|-----------|-----------|
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) |
| 525.00 | 360.00 | 24.00 |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | 0.60 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | 18.74 |
| $f(b,h)$ (1/cm) | | 0.0040 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | 360.00 |
| 波松比, ν | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | |
| 三邊圍束(3BE) | | 0.11 |
| 四邊圍束(4BE) | | 0.26 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | 29296.27 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | 0.556 |
| f_p' (磚墩抗壓強度) (kgf/cm ²) | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | 6066.68 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | 0.89 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | 35522.30 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | 0.73 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | 48431.81 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | 3045.61 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | 2000.00 |

表 5.19 等值對角斜撐之相關參數(W175×H360)

| W175×H360 | | |
|--|-----------|-----------|
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) |
| 175.00 | 360.00 | 24.00 |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | 1.12 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_{tm} (kgf/cm ²) | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | 18.74 |
| $f(b,h)$ (1/cm) | | 0.0130 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | 175.00 |
| 波松比, ν | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | |
| 三邊圍束(3BE) | | 0.05 |
| 四邊圍束(4BE) | | 0.13 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | 4355.44 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | 0.556 |
| f_p' (磚墩抗壓強度) (kgf/cm ²) | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | 6066.68 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | 0.74 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | 9962.30 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | 0.32 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | 30789.23 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | 2115.80 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | 2000.00 |

表 5.20 等值對角斜撐之相關參數(W700×H220)

| W700×H220 | | |
|--|-----------|-----------|
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) |
| 700.00 | 220.00 | 24.00 |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | 0.30 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_m (kgf/cm ²) | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | 18.74 |
| $f(b,h)$ (1/cm) | | 0.0039 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | 220.00 |
| 波松比, ν | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | |
| 三邊圍束(3BE) | | 0.11 |
| 四邊圍束(4BE) | | 0.26 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | 12672.16 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | 0.367 |
| f_p' (磚墩抗壓強度) (kgf/cm ²) | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | 4004.44 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | 0.72 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | 13283.27 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | 0.69 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | 19293.51 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | 2623.68 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | 2000.00 |

表 5.21 等值對角斜撐之相關參數(W700×H90)

| W700×H90 | | |
|--|-----------|-----------|
| 牆寬,b (cm) | 牆高,h (cm) | 牆厚,t (cm) |
| 700.00 | 90.00 | 24.00 |
| 等值對角斜撐夾角, θ (rad) | | 0.13 |
| 砂漿單軸抗壓強度, f_{mc} (kgf/cm ²) | | 224.40 |
| 紅磚單軸抗壓強度, f_{bc} (kgf/cm ²) | | 156.06 |
| 紅磚與砂漿介面劈裂強度, σ_t (kgf/cm ²) | | 2.04 |
| 砂漿劈裂強度, f_m (kgf/cm ²) | | 22.44 |
| 紅磚劈裂強度, f_{tb} (kgf/cm ²) | | 34.33 |
| 磚牆達極限破壞時之劈裂強度, F_t (kgf/cm ²) | | 18.74 |
| $f(b,h)$ (1/cm) | | 0.0075 |
| 磚牆的有效寬度, b_{eff} (kgf/cm ²) | | 90.00 |
| 波松比, ν | | 0.15 |
| 極限強度的修正係數, α | | |
| 三邊圍束(3BE) | | 0.11 |
| 四邊圍束(4BE) | | 0.26 |
| 預測極限水平載重, P_{uh} (kgf) | | 6657.39 |
| 磚牆極限點割線彈性模數, E_u | | |
| η_1 (磚牆試驗結果平均值) | | 1.02 |
| η_2 (三邊圍束=0.367, 四邊圍束=0.556) | | 0.367 |
| f_p' (磚墩抗壓強度) (kgf/cm ²) | | 46.99 |
| E_u (極限點割線彈性模數) (kgf/cm ²) | | 4004.44 |
| 磚牆之極限水平位移, u_{uh} (cm) | | 0.82 |
| 等值對角斜撐軸向極限強度, P_d (kgf) | | 6712.19 |
| 等值對角斜撐軸向極限位移, u_d (cm) | | 0.81 |
| 等值對角斜撐軸向勁度, K_d (kgf/cm) | | 8301.89 |
| 等值斜撐的面積, A_d (cm ²) | | 2334.68 |
| 磚塊單位體積重 (kgf/m ³) | | 2000.00 |

表 5.22(a) 案例 A-結構之耐震需求

| 建築物基本資料 | |
|--|----------|
| 建築物名稱 | 交通大學-工二館 |
| 建築物位址 | 新竹市東區 |
| 評估方向 | X |
| 工址設計水平譜加速度係數, $S_{aD} =$ | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 2.42 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.95 |
| 結構系統地震力折減係數, $F_u =$ | 1.70 |
| 用途係數, $I =$ | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, $W (tf) =$ | 3035.18 |
| $(S_{aD}/F_u)_m =$ | 0.36 |
| 耐震需求 (Demand), $D = I/1.4 * (S_{aD}/F_u)_m W (tf)$ | 970.16 |

| 建築物基本資料 | |
|--|----------|
| 建築物名稱 | 交通大學-工二館 |
| 建築物位址 | 新竹市東區 |
| 評估方向 | Y |
| 工址設計水平譜加速度係數, $S_{aD} =$ | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 2.30 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.87 |
| 結構系統地震力折減係數, $F_u =$ | 1.65 |
| 用途係數, $I =$ | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, $W (tf) =$ | 3035.18 |
| $(S_{aD}/F_u)_m =$ | 0.36 |
| 耐震需求 (Demand), $D = I/1.4 * (S_{aD}/F_u)_m W (tf)$ | 986.89 |

表 5.22(b) 案例 B-結構之耐震需求

| 建築物基本資料 | |
|--|----------|
| 建築物名稱 | 交通大學-工二館 |
| 建築物位址 | 新竹市東區 |
| 評估方向 | X |
| 工址設計水平譜加速度係數, $S_{aD} =$ | 0.70 |
| 結構系統韌性容量, R | 1.62 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.41 |
| 結構系統地震力折減係數, $F_u =$ | 1.35 |
| 用途係數, $I =$ | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, $W (tf) =$ | 4562.78 |
| $(S_{aD}/F_u)_m =$ | 0.41 |
| 耐震需求 (Demand), $D = I/1.4 * (S_{aD}/F_u)_m W (tf)$ | 1683.84 |

| 建築物基本資料 | |
|--|----------|
| 建築物名稱 | 交通大學-工二館 |
| 建築物位址 | 新竹市東區 |
| 評估方向 | Y |
| 工址設計水平譜加速度係數, $S_{aD} =$ | 0.54 |
| 結構系統韌性容量, R | 1.03 |
| 結構系統容許韌性容量, R_a | 1.02 |
| 結構系統地震力折減係數, $F_u =$ | 1.01 |
| 用途係數, $I =$ | 1.25 |
| 建築物所承擔之重量, $W (tf) =$ | 4562.78 |
| $(S_{aD}/F_u)_m =$ | 0.42 |
| 耐震需求 (Demand), $D = I/1.4 * (S_{aD}/F_u)_m W (tf)$ | 1716.98 |

表 5.23 耐震能力分析結果(交通大學-工程二館)

| 案例A：結構無牆 | | |
|----------|--------------|--------------|
| 長向(X) | C=897.32 tf | $A_c=0.30$ g |
| | D=970.16 tf | |
| | $I_s=0.92$ | |
| 短向(Y) | C=702.36 tf | $A_c=0.23$ g |
| | D=986.89 tf | |
| | $I_s=0.71$ | |
| 案例B：結構加牆 | | |
| 長向(X) | C=1493.80 tf | $A_c=0.33$ g |
| | D=1683.84 tf | |
| | $I_s=0.89$ | |
| 短向(Y) | C=2410.96 tf | $A_c=0.53$ g |
| | D=1716.98 tf | |
| | $I_s=1.40$ | |

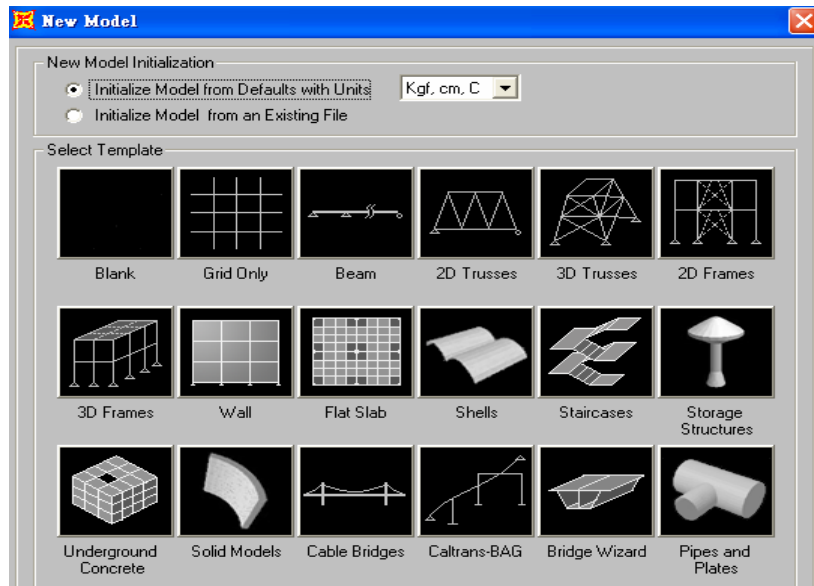


圖 2.1 SAP2000 程式之預設結構模型

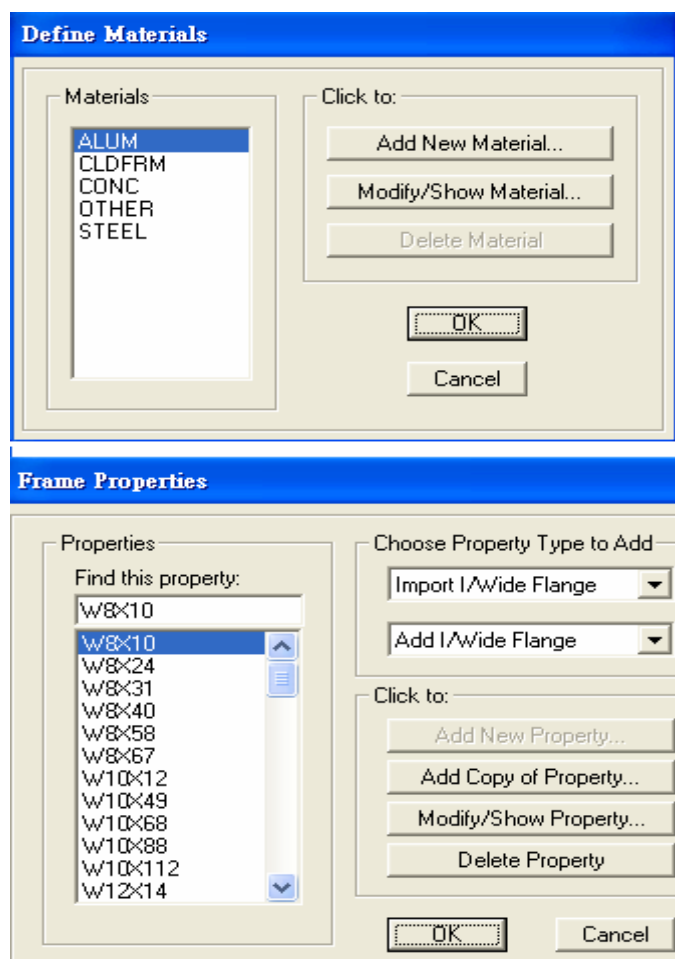


圖 2.2 SAP2000 程式之預設桿件材料性質與斷面

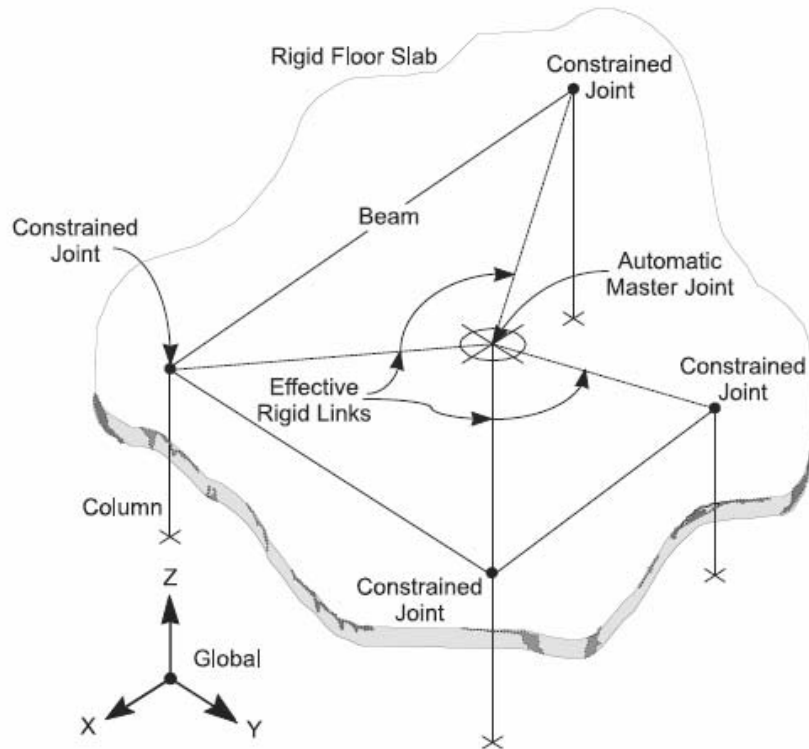


圖 2.3 剛性樓版的示意圖

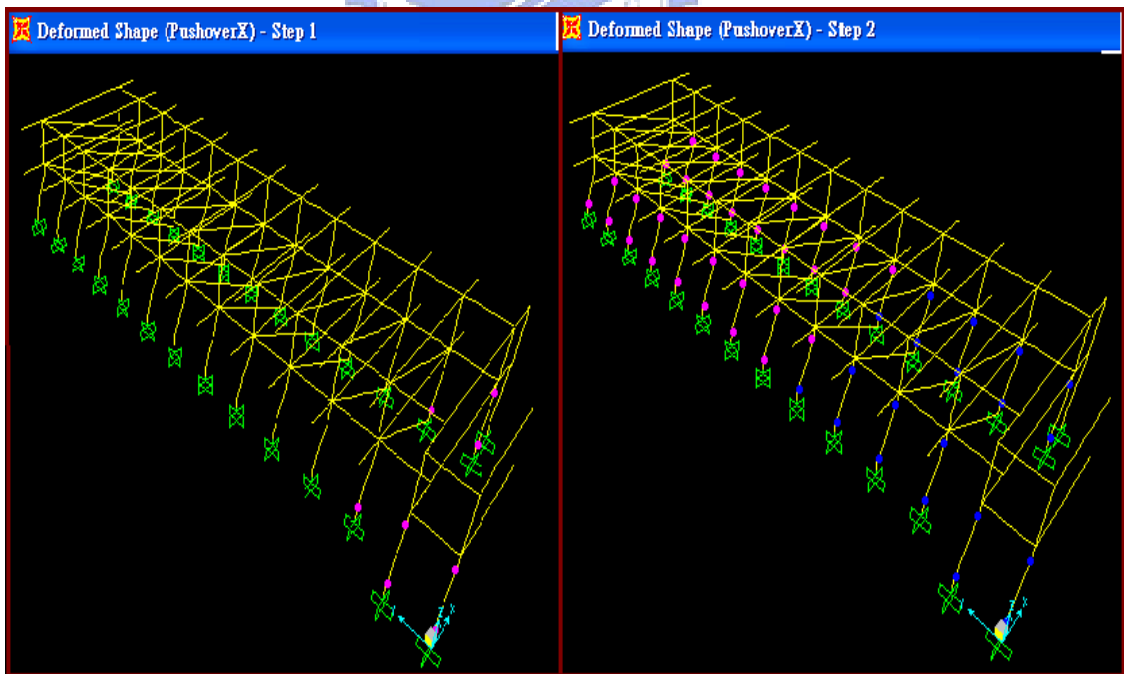


圖 2.4 非線性靜力分析之塑鉸分佈情形

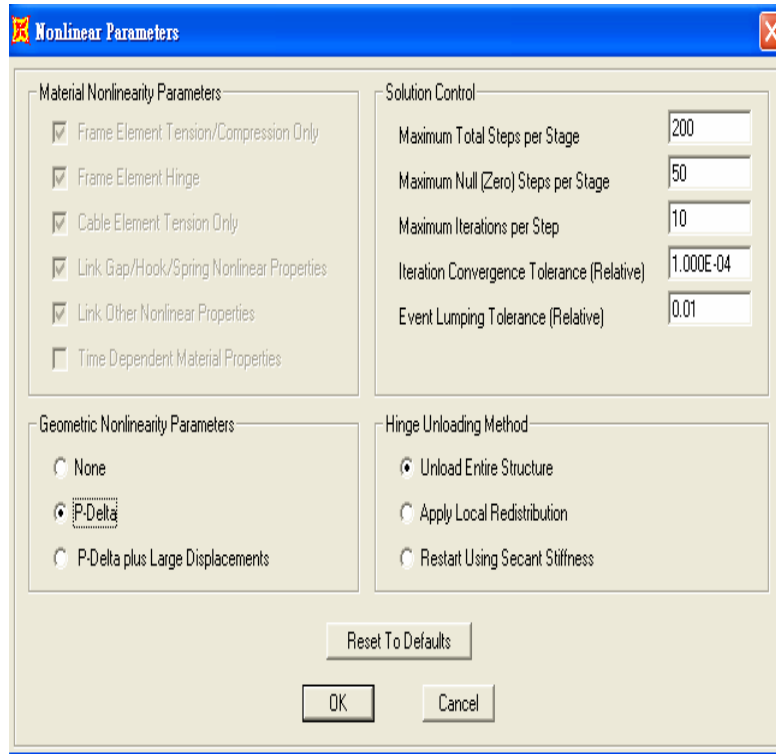


圖 2.5 SAP 之幾何非線性參數設定(考慮 P- Δ 效應)

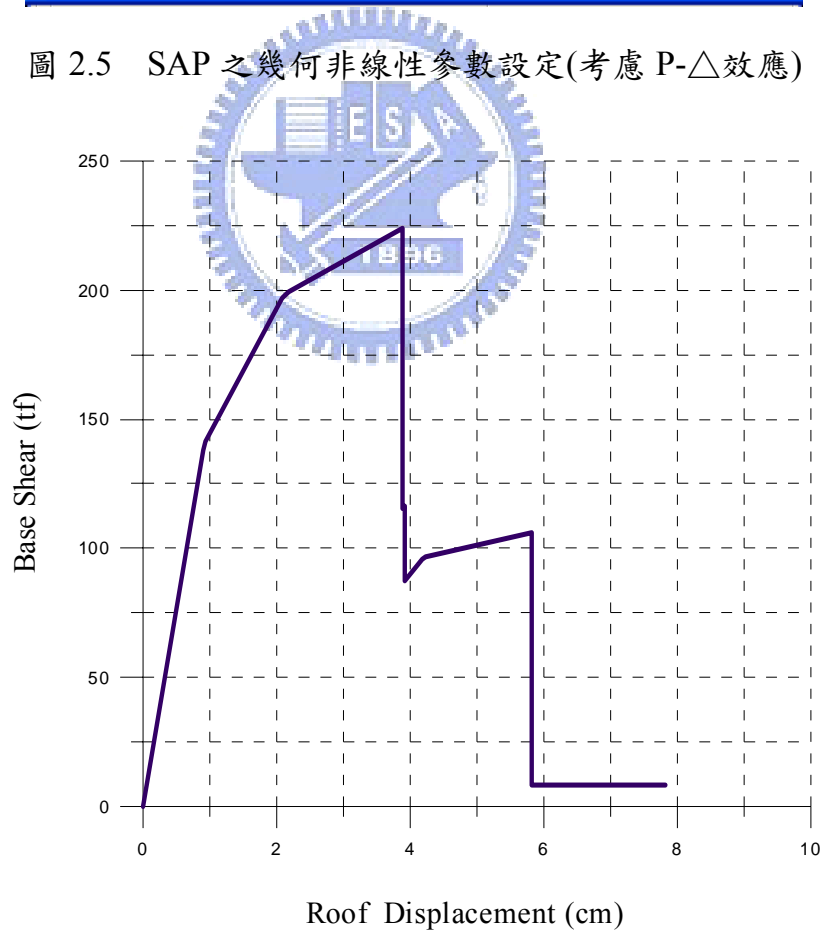


圖 2.6 典型容量曲線示意圖

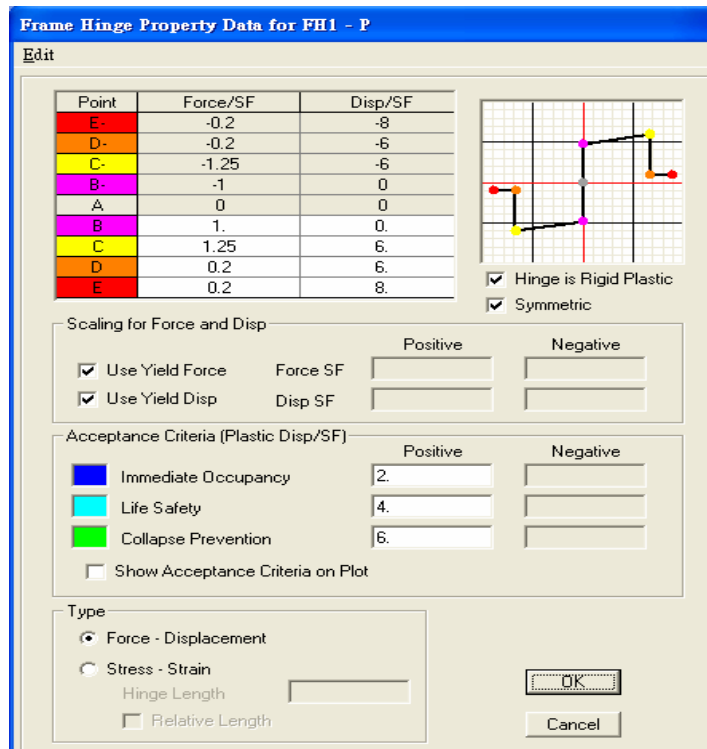


圖 2.7 SAP 內建之軸力(P)塑鉸

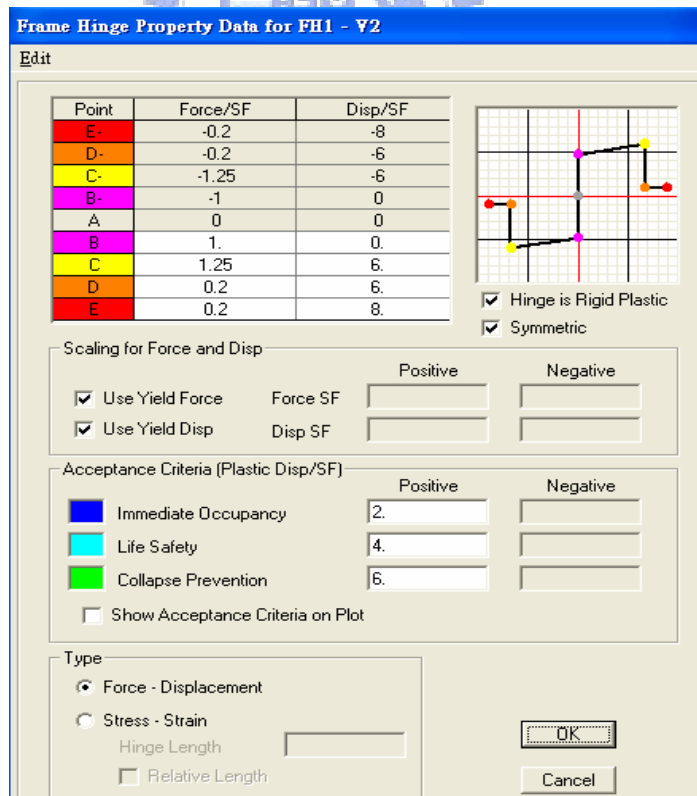


圖 2.8 SAP 內建之剪力(V2)塑鉸

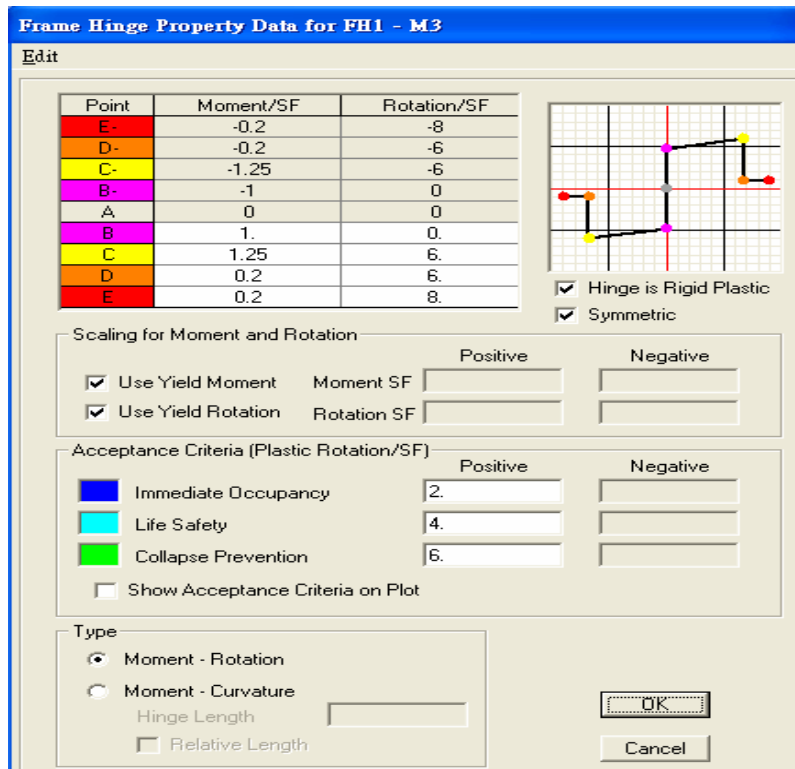


圖 2.9 SAP 內建之彎矩(M3)塑鉸

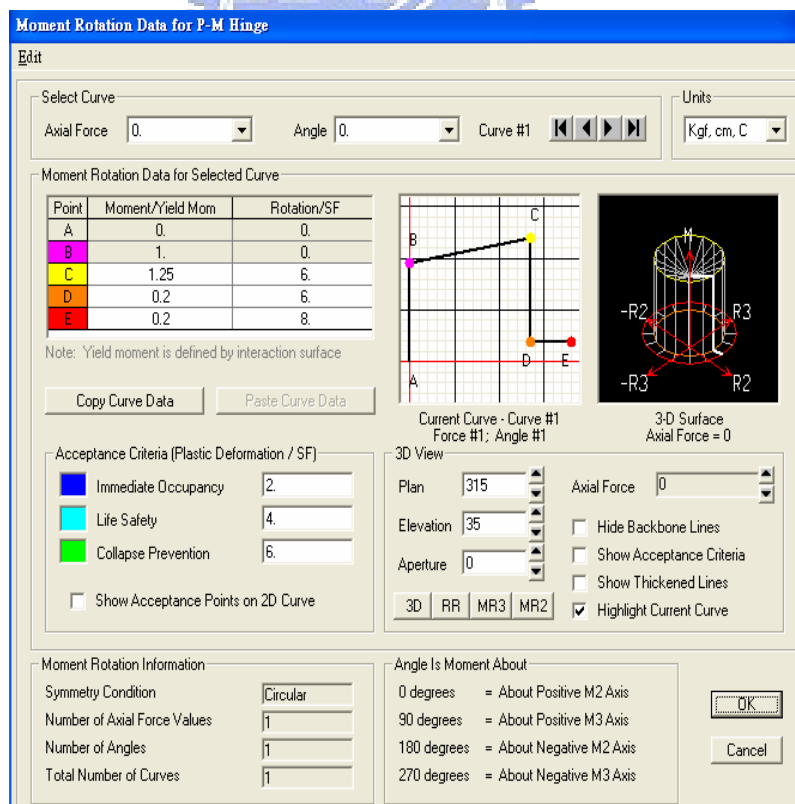


圖 2.10(a) SAP 內建之軸力-彎矩(PMM)互制塑鉸

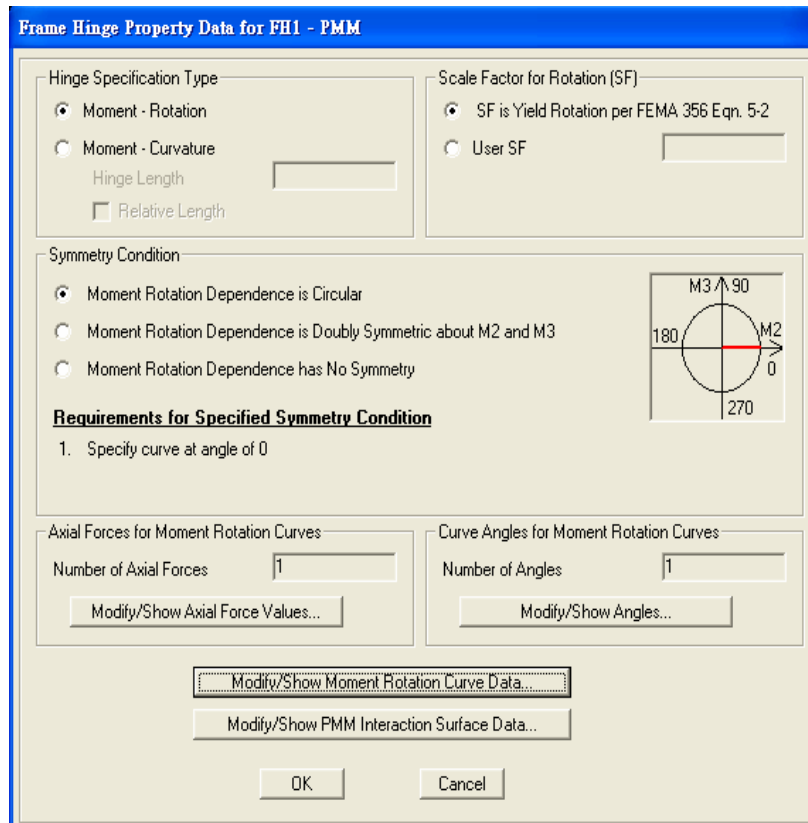


圖 2.10(b) SAP 內建之軸力-彎矩(PMM)互制塑鉸

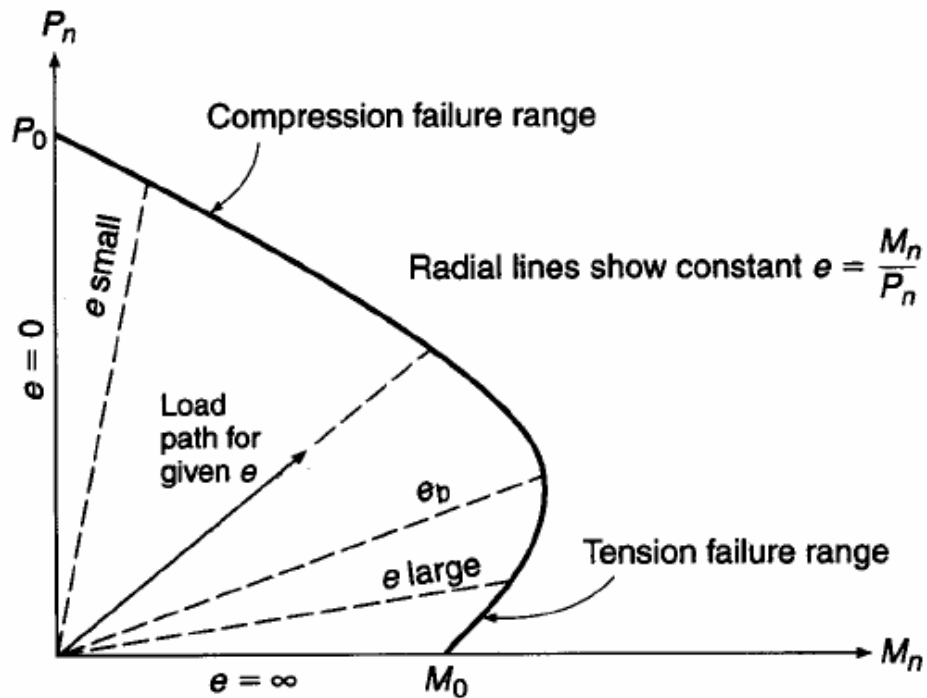


圖 2.11 受軸向載重及單向彎矩柱之強度交互作用圖



圖 3.1(a) 短柱效應造成短柱的剪力破壞 (圖片來源：國家地震中心)



圖 3.1(b) 短柱效應造成短柱的剪力破壞 (圖片來源：國家地震中心)



圖 3.1(c) 短柱效應造成短柱的剪力破壞 (圖片來源：國家地震中心)

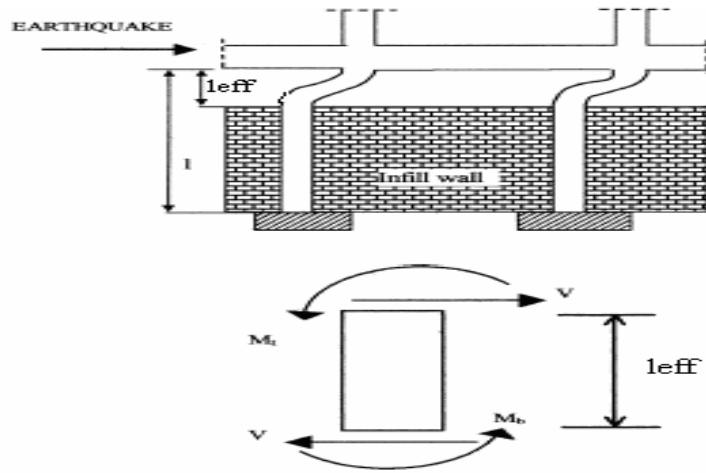


圖 3.2 有效柱段的剪力和彎矩

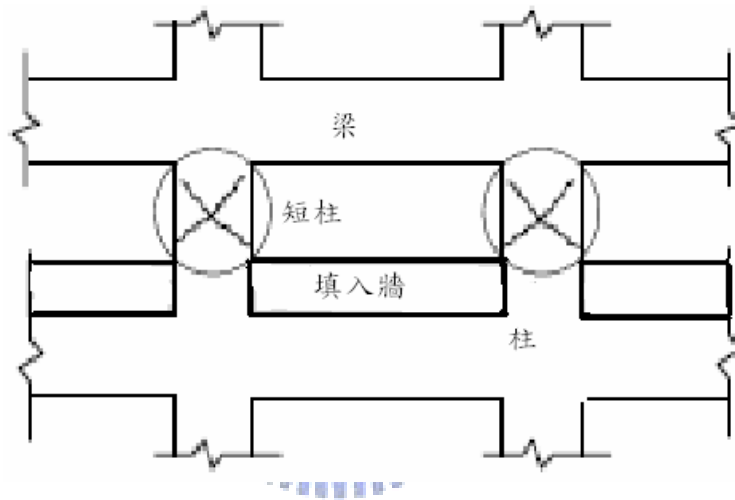


圖 3.3 有效柱段出現 X 字型裂縫

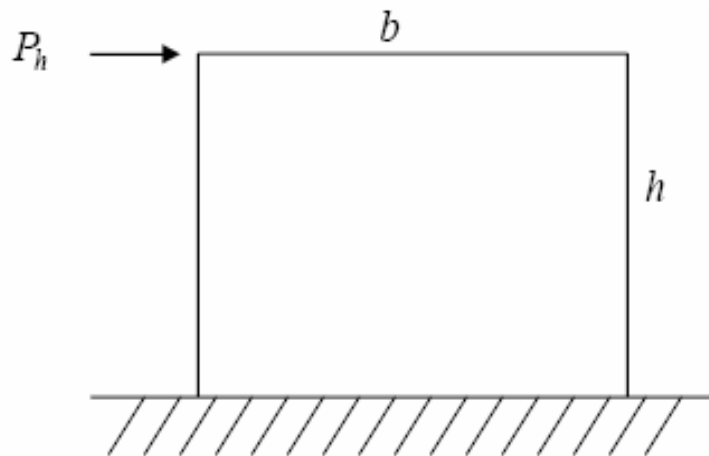


圖 3.4 等向性版受單位牆厚之水平側力

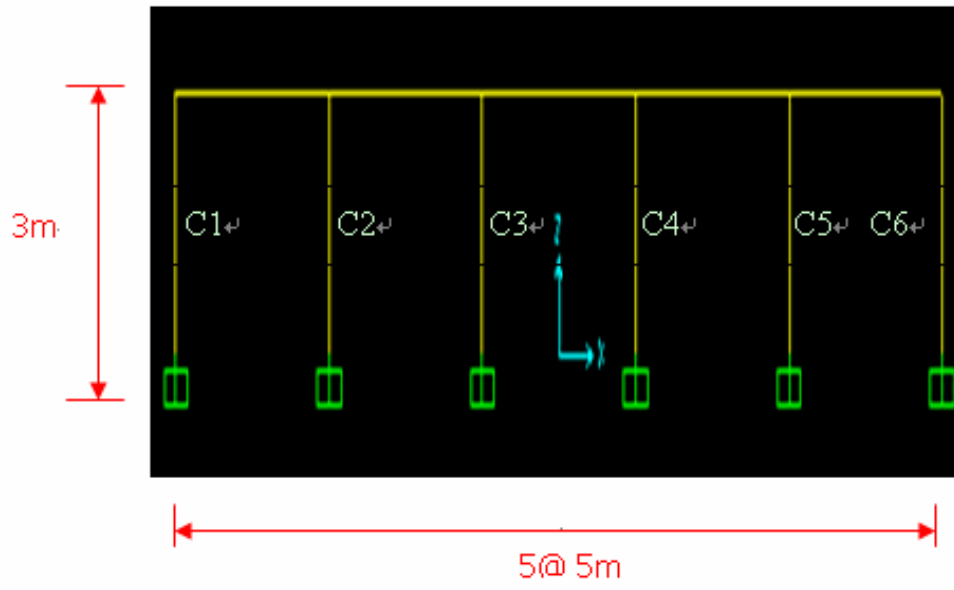


圖 3.5 平面構架之分析模型

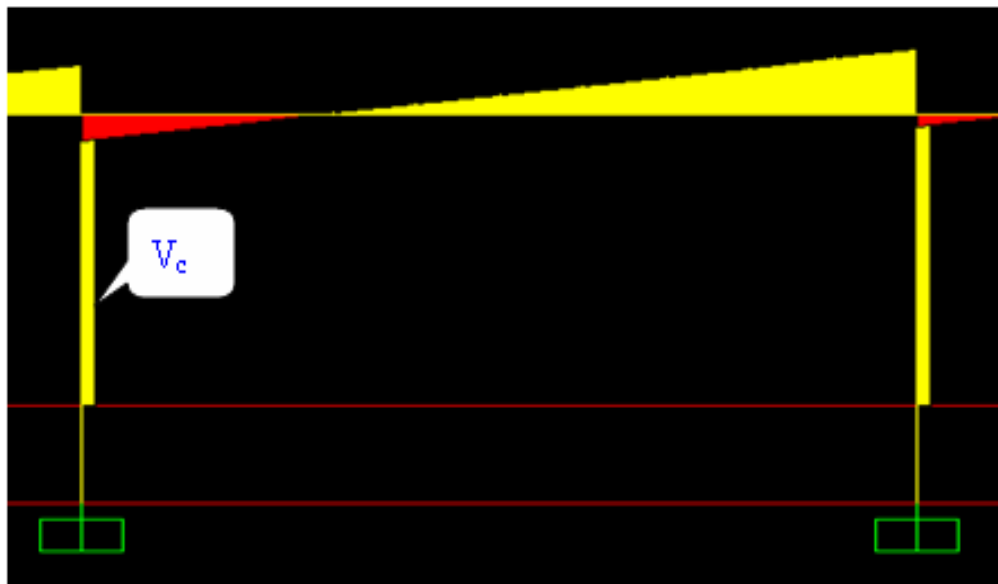


圖 3.6(a) 有效柱段之剪力(V_c)示意圖

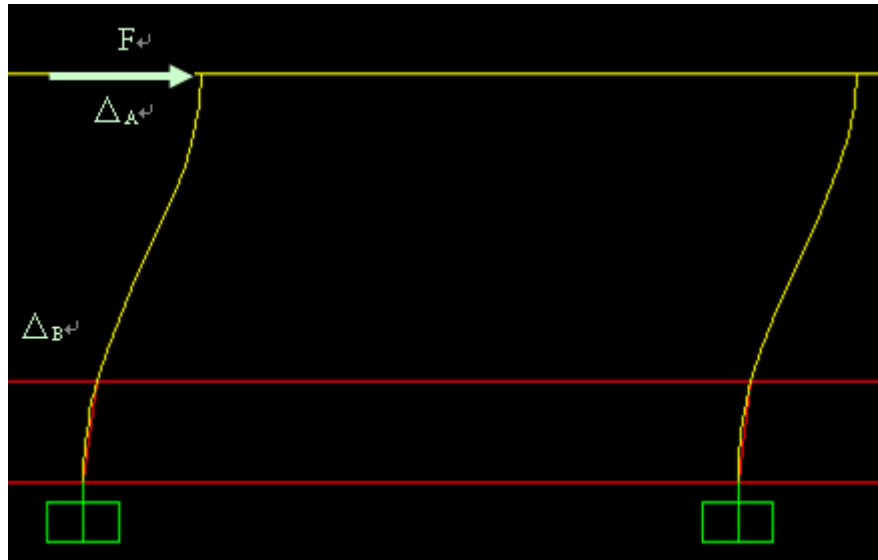


圖 3.6(b) 有效柱段之側向勁度(k')示意圖

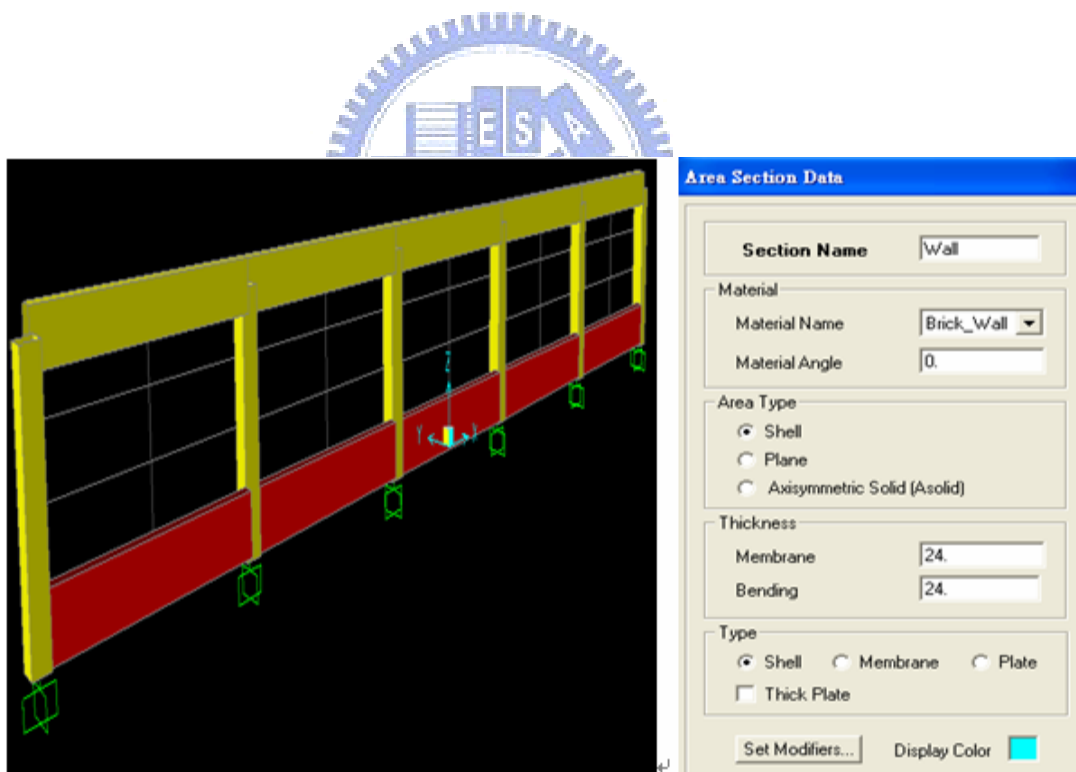


圖 3.7 以版元素模擬磚牆

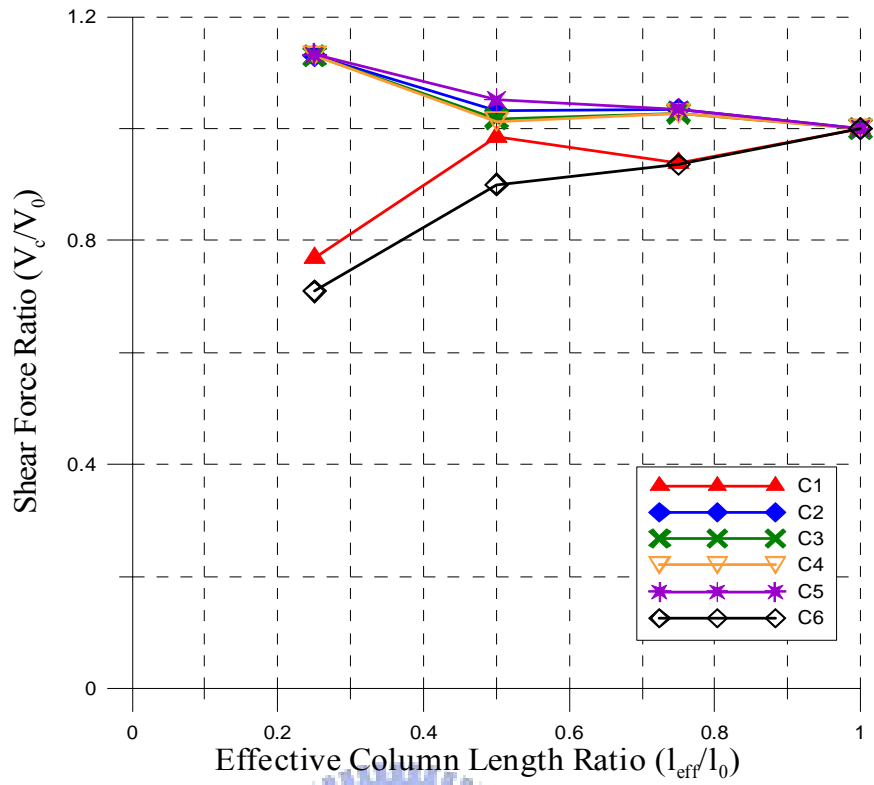


圖 3.8(a) 以版元素模擬磚牆結構-柱之剪力比(CASE 1a：剪力屋架)

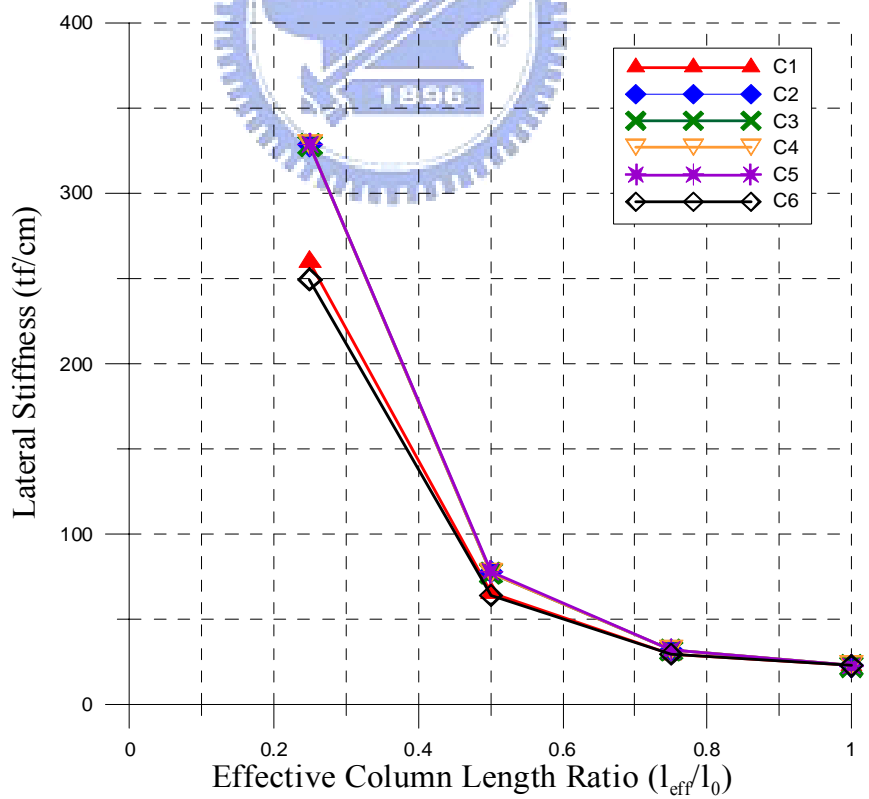


圖 3.8(b) 以版元素模擬磚牆結構-柱之側向勁度(CASE 1a：剪力屋架)

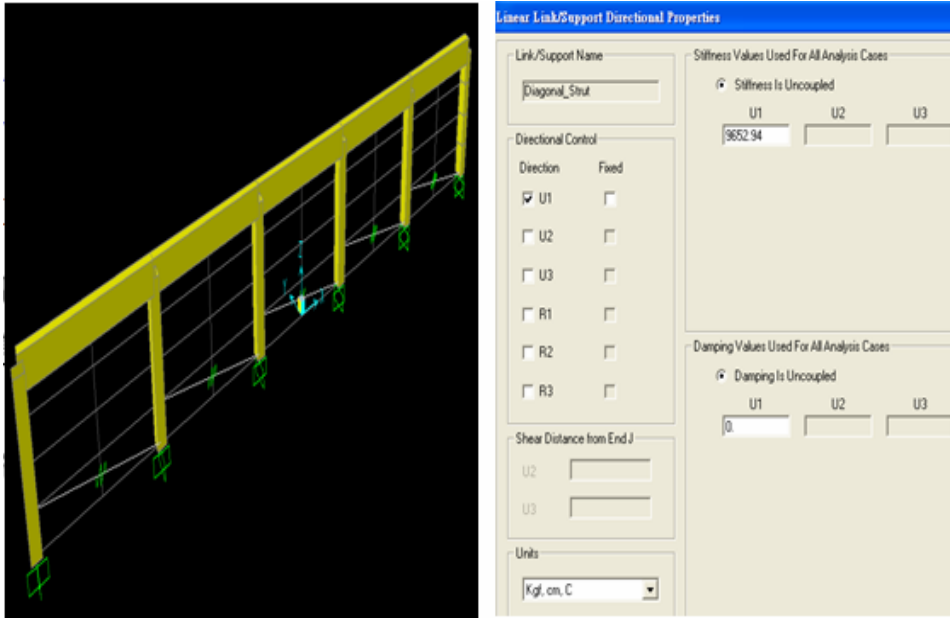


圖 3.9 以 Link 元素(等值對角斜撐)模擬磚牆結構

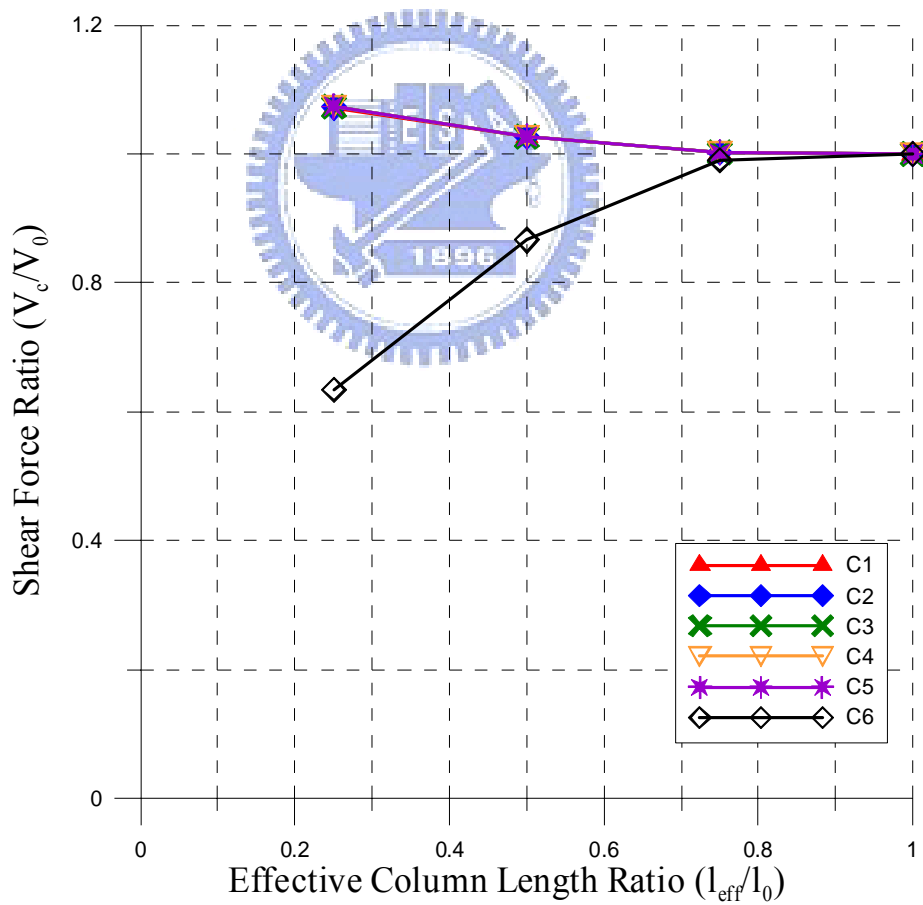


圖 3.10(a) 以等值對角斜撐模擬磚牆結構-柱之剪力比(CASE 1b：剪力屋架)

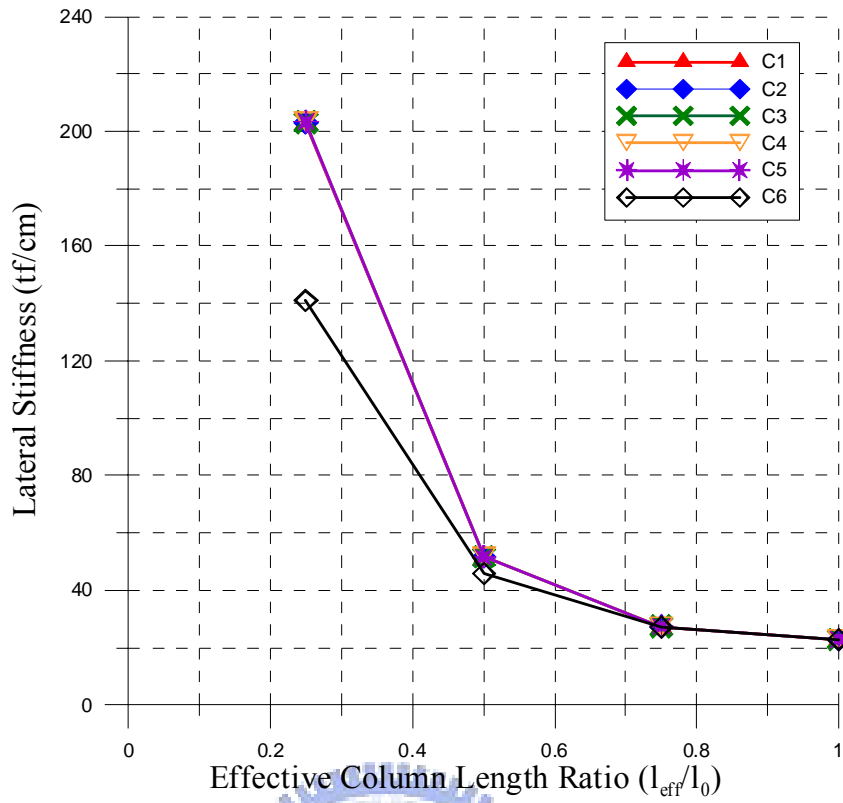


圖 3.10(b) 以等值對角斜撐模擬磚牆結構-柱之側向勁度(CASE 1b：剪力屋架)

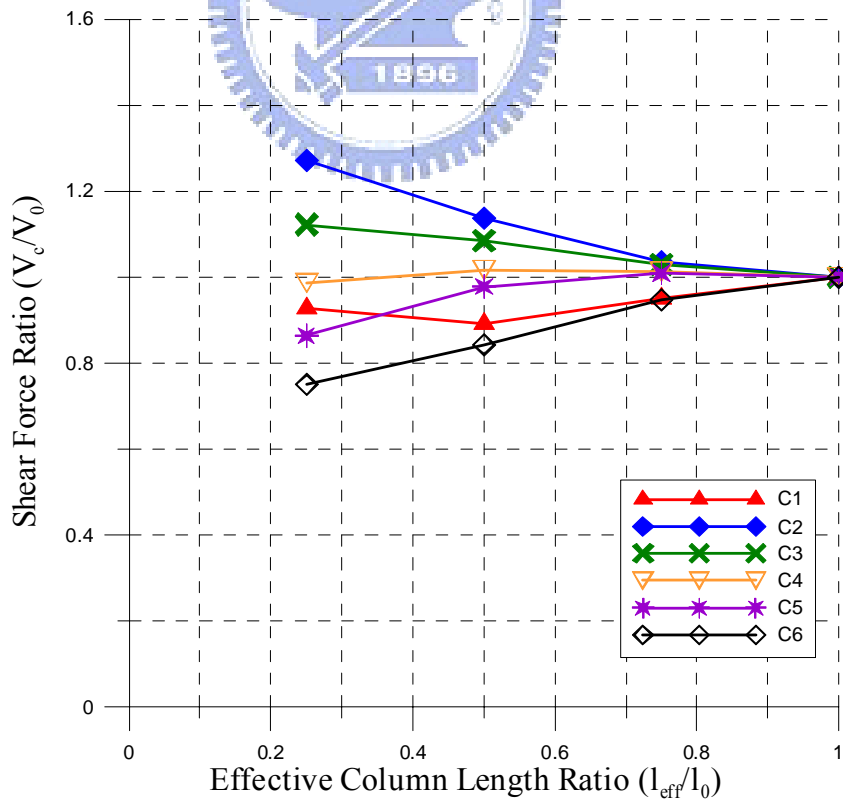


圖 3.11(a) 以版元素模擬磚牆結構-柱之剪力比(CASE 2a：非剪力屋架)

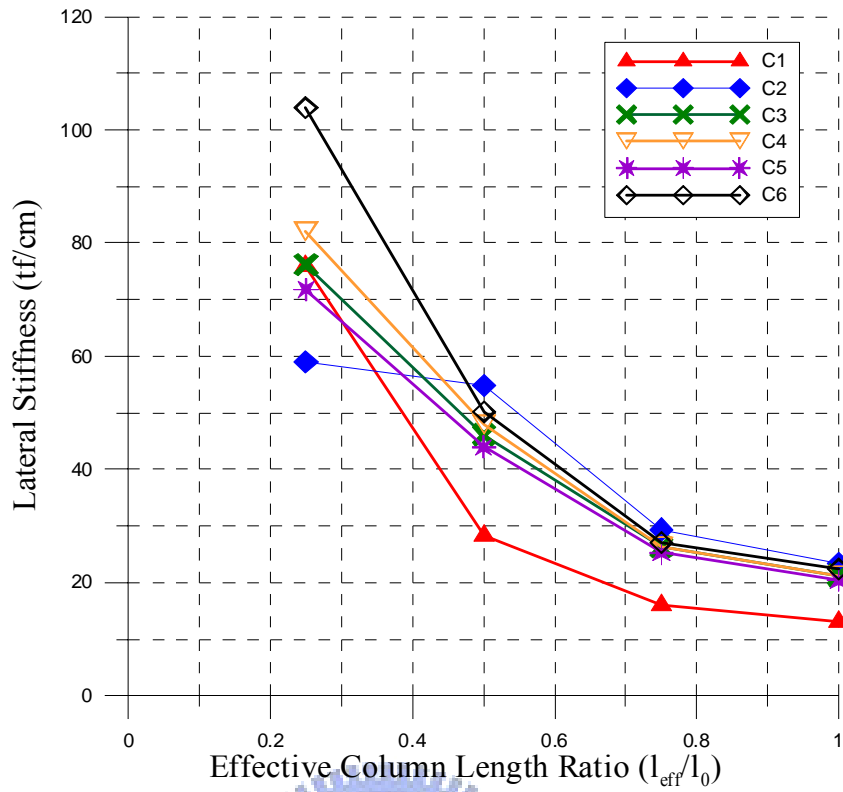


圖 3.11(b) 以版元素模擬磚牆結構-柱之側向勁度(CASE 2a：非剪力屋架)

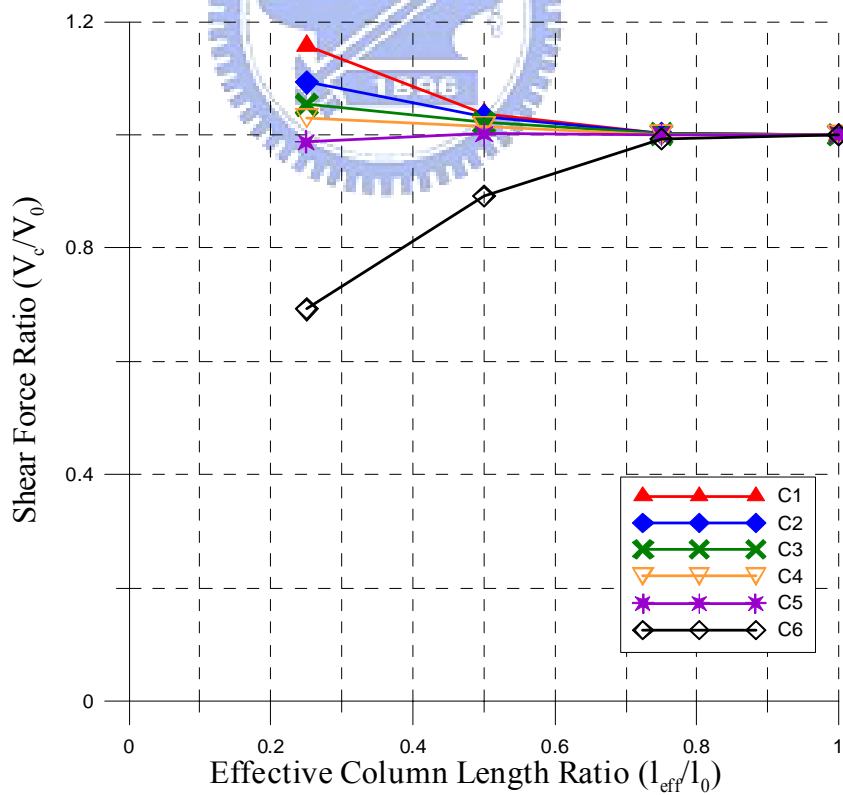


圖 3.12(a) 以等值對角斜撐模擬磚牆結構-柱之剪力比(CASE 2b：非剪力屋架)

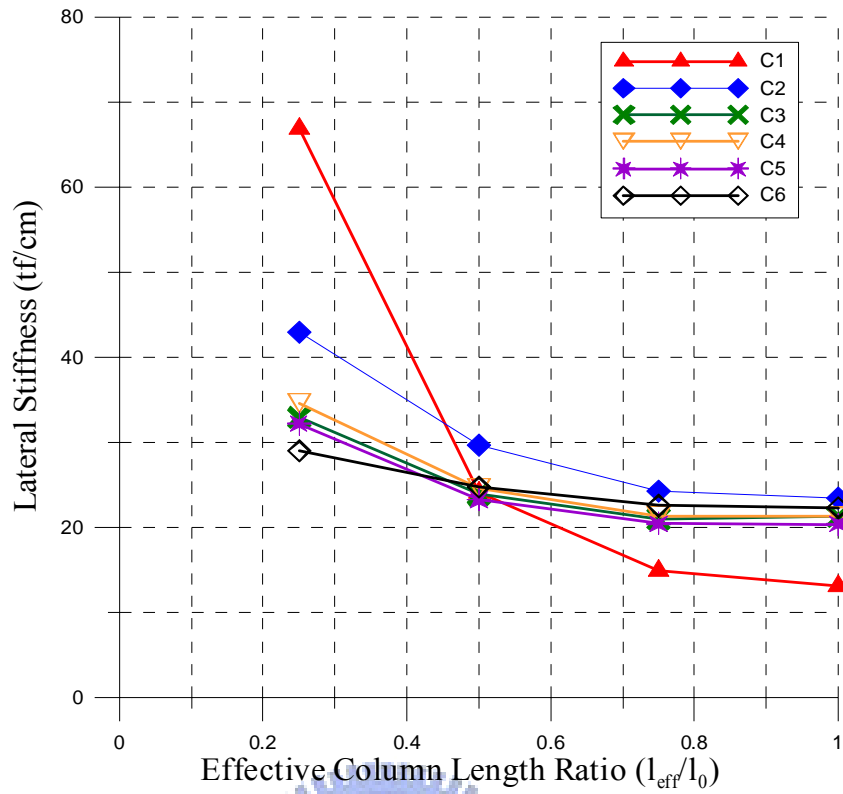


圖 3.12(b) 以等值對角斜撐模擬磚牆結構-柱之側向勁度(CASE 2b：非剪力屋架)

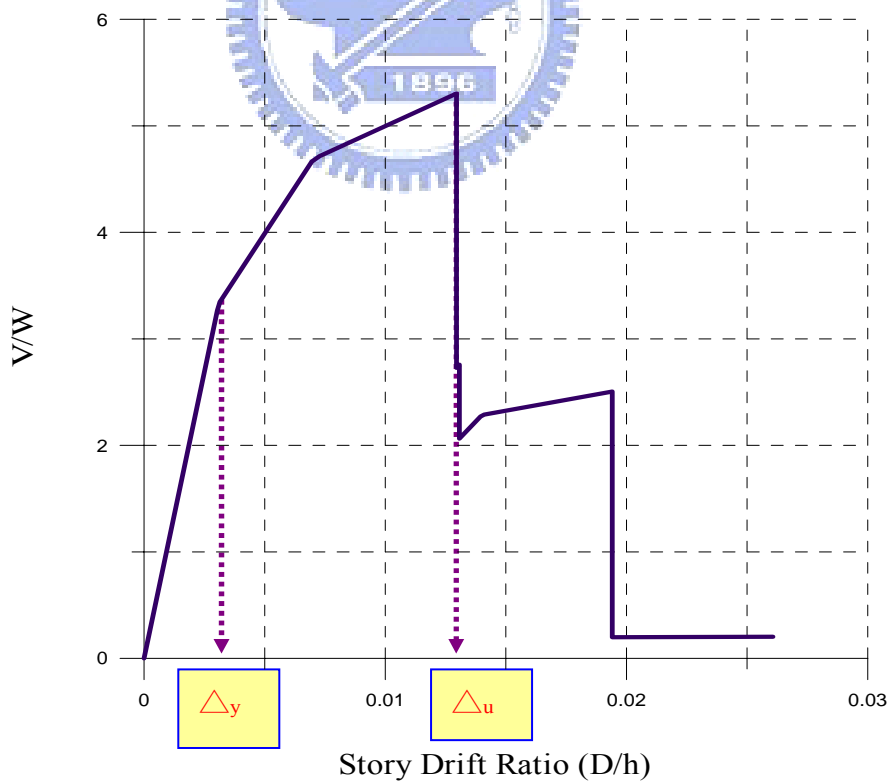


圖 3.13 整體結構之韌性容量(R)示意圖

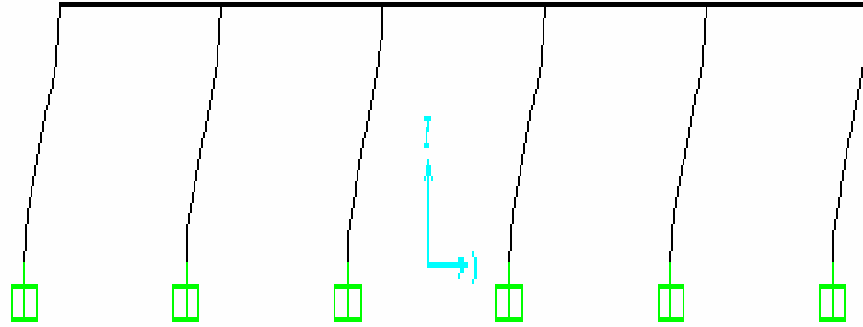


圖 3.14(a) 非線性靜力分析模型-無牆之剪力屋架

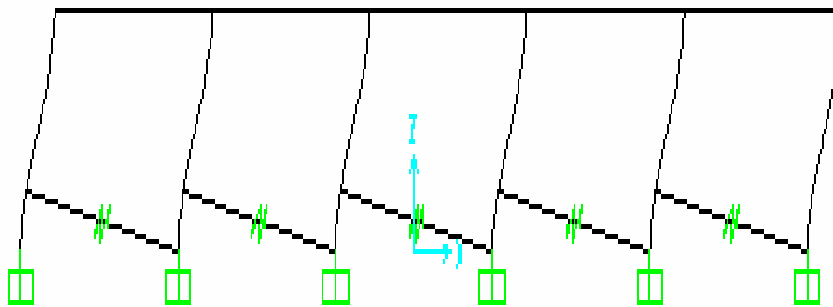


圖 3.14(b) 非線性靜力分析模型-四分之一牆高之剪力屋架

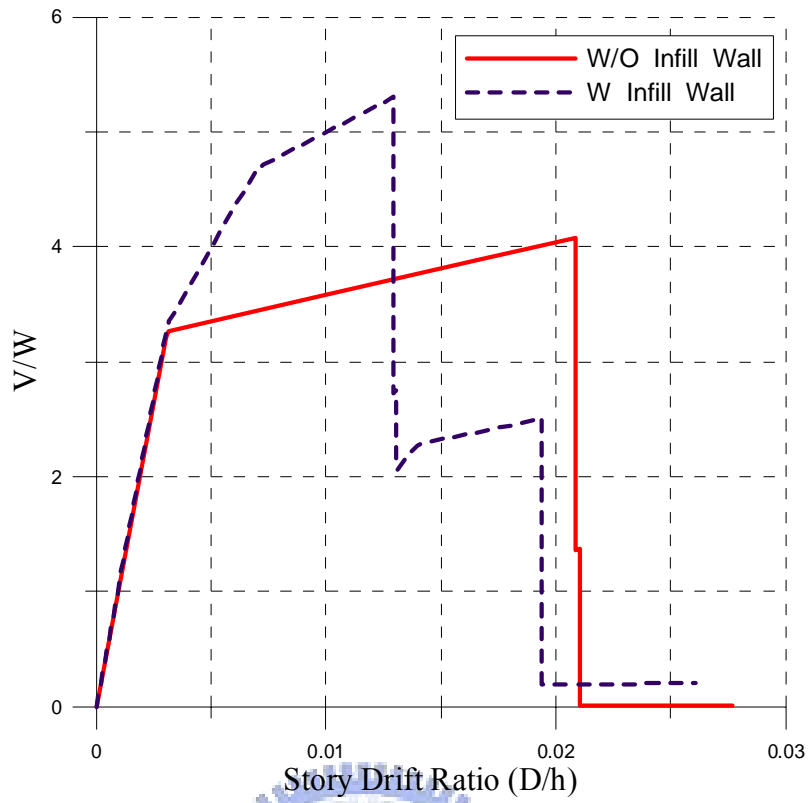


圖 3.15 結構之容量曲線-柱為彎矩破壞(案例 A)

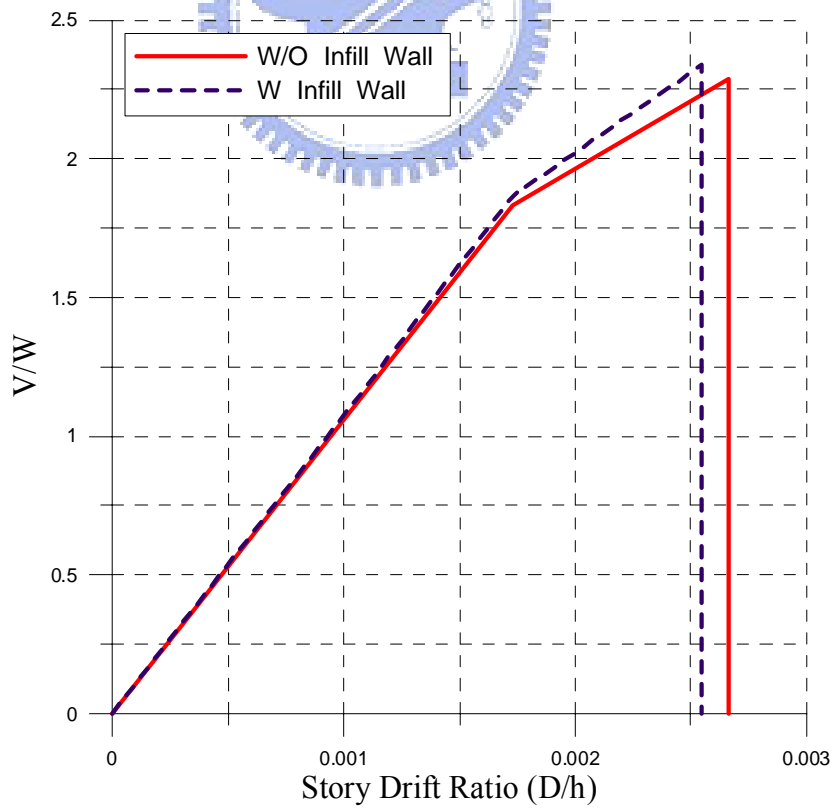


圖 3.16 結構之容量曲線-柱為剪力破壞(案例 B)

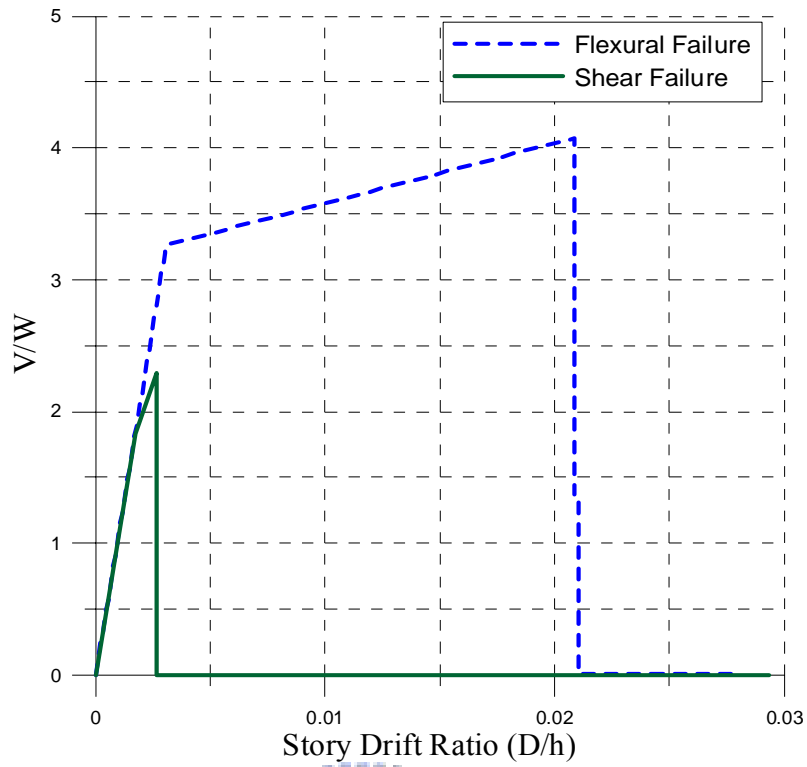


圖 3.17(a) 各種破壞模式對韌性容量的影響-無牆

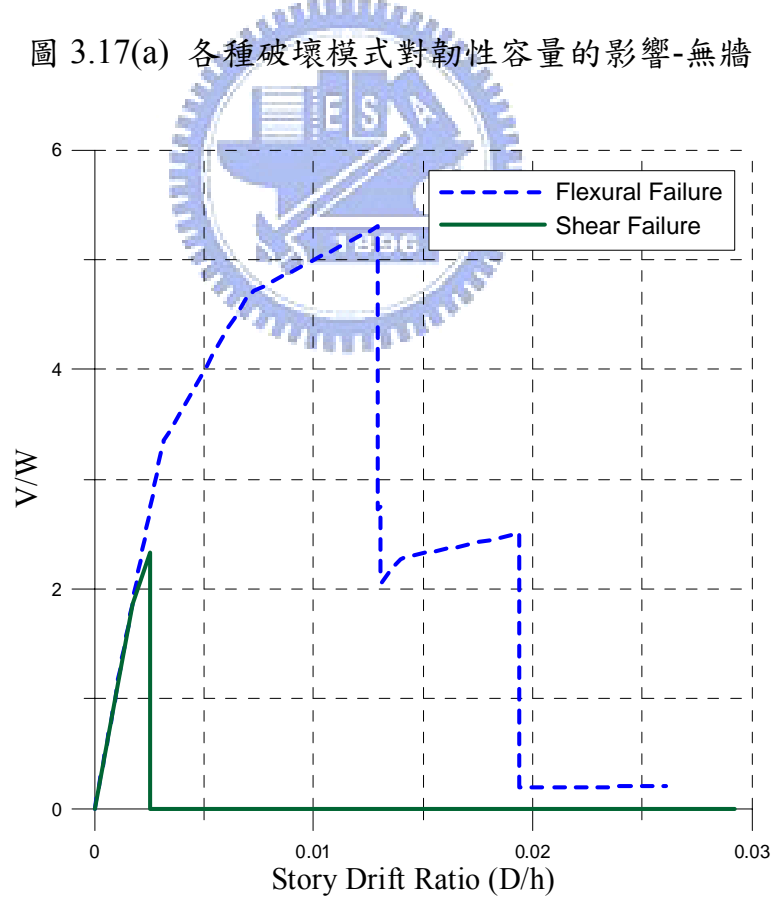


圖 3.17(b) 各種破壞模式對韌性容量的影響-四分之一牆高

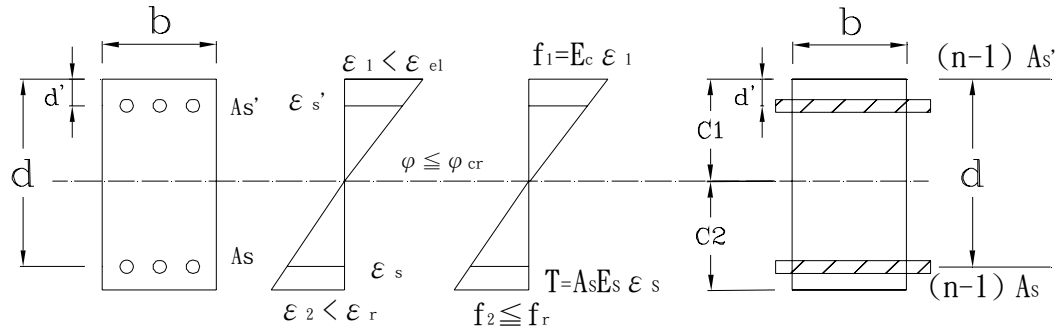


圖 4.1 桿件即將開裂的情況(開裂彎矩-曲率)

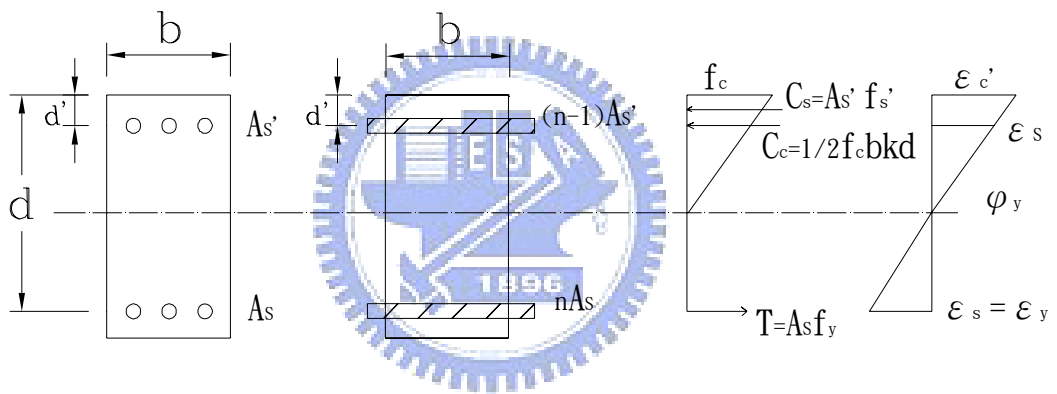


圖 4.2 桿件之拉力筋達到降伏階段(降伏彎矩-曲率)

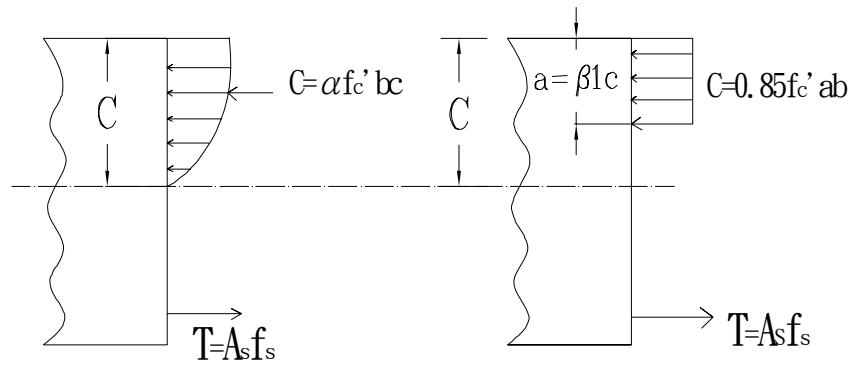


圖 4.3 Whitney 等值矩形應力塊

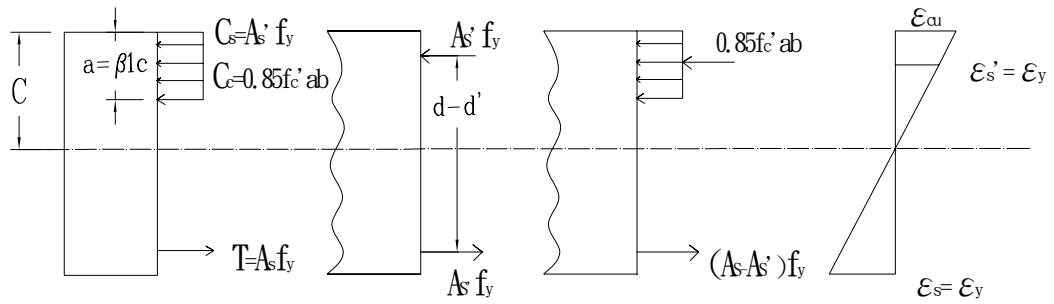


圖 4.4 桿件在極限荷載的情況下-壓力筋已降伏(極限彎矩-曲率)

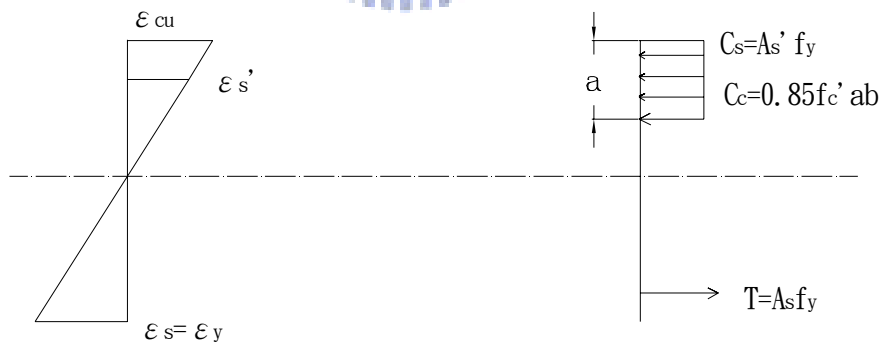


圖 4.5 桿件在極限荷載的情況下-壓力筋未降伏(極限彎矩-曲率)

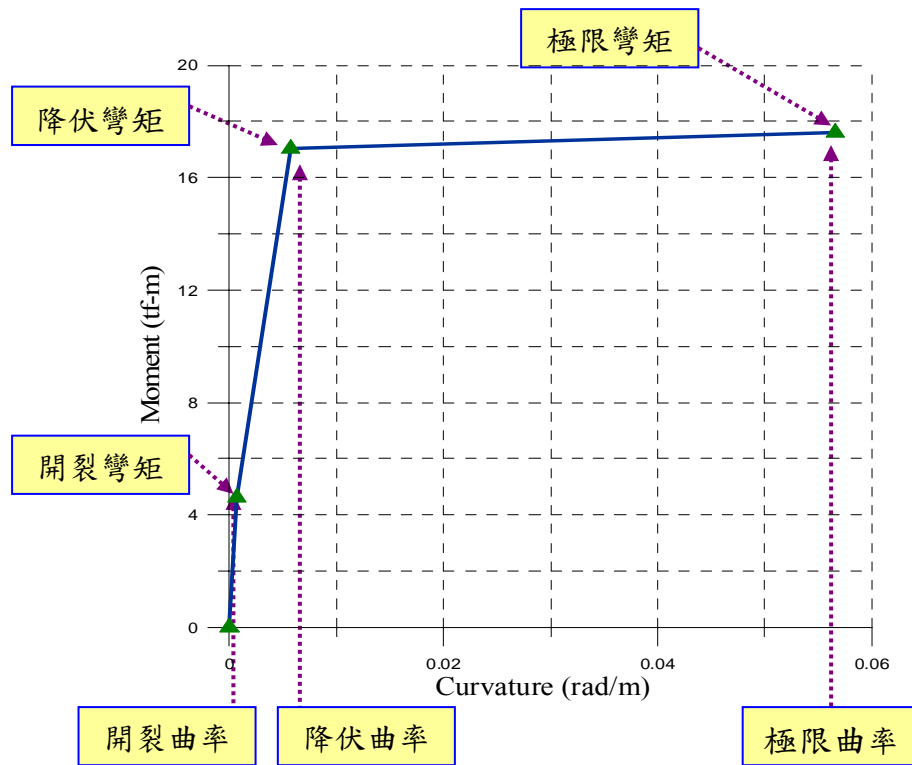


圖 4.6 鋼筋混凝土斷面之彎矩-曲率關係

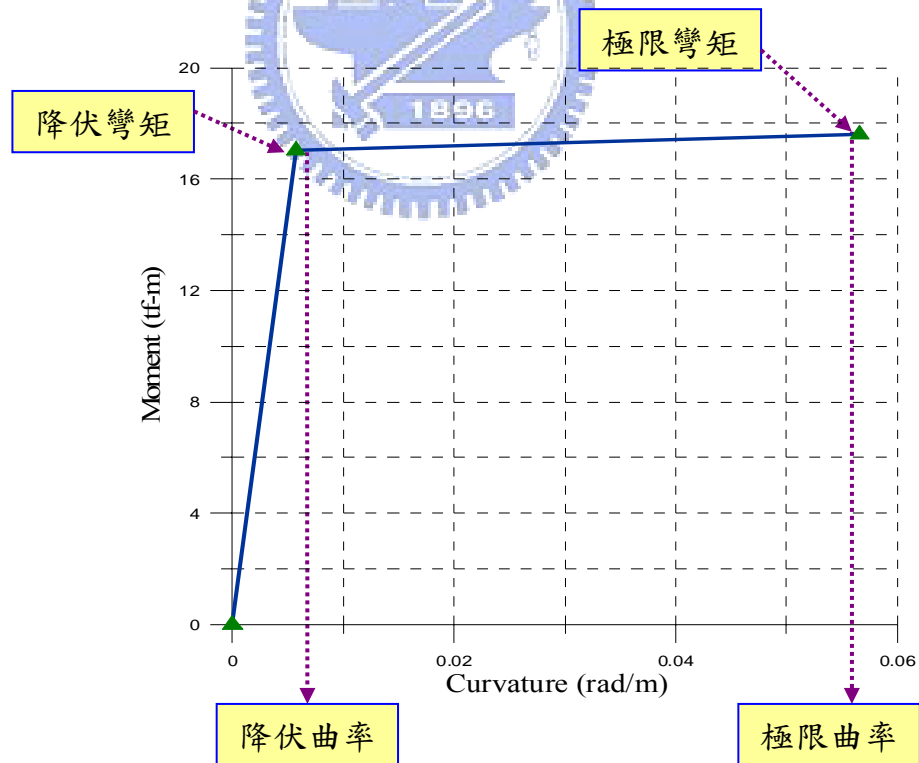


圖 4.7 鋼筋混凝土斷面之彎矩-曲率關係(雙線性化)

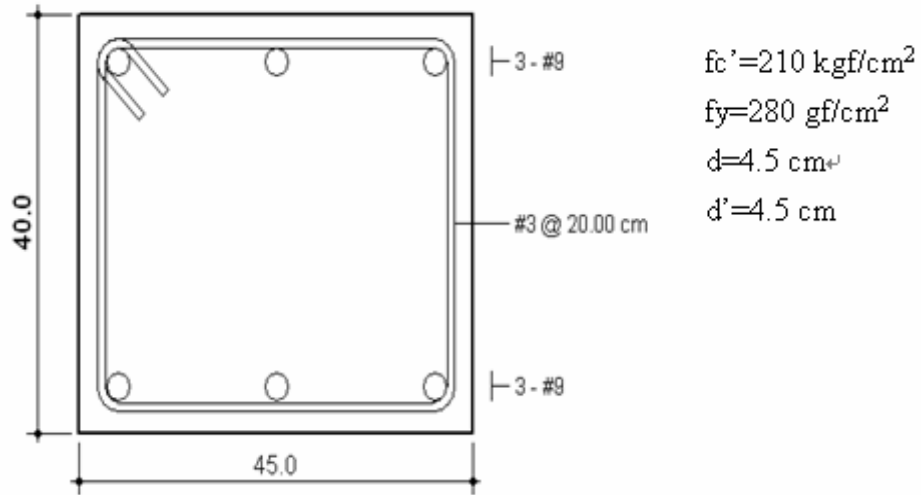


圖 4.8 鋼筋混凝土柱斷面資料

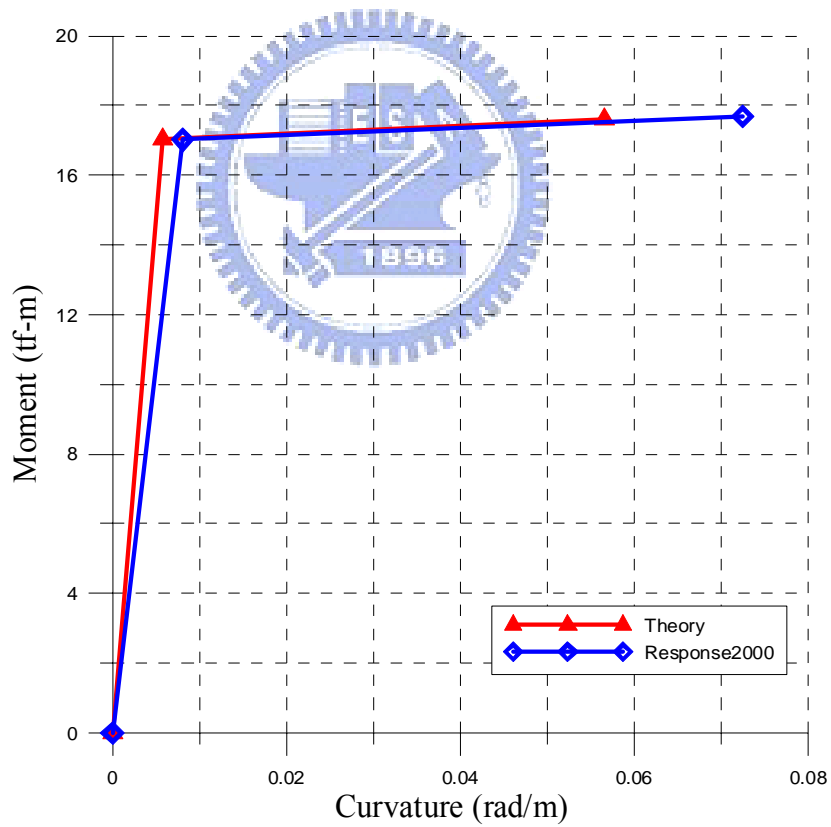


圖 4.9 理論式與 Response2000 之計算結果比較

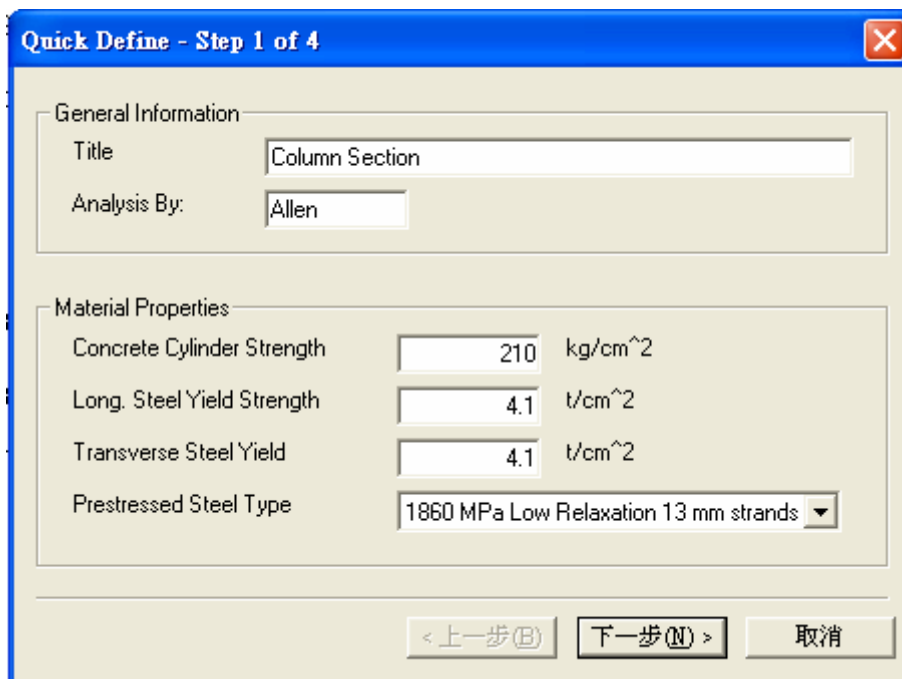


圖 4.10(a) 設定混凝土強度與鋼筋強度

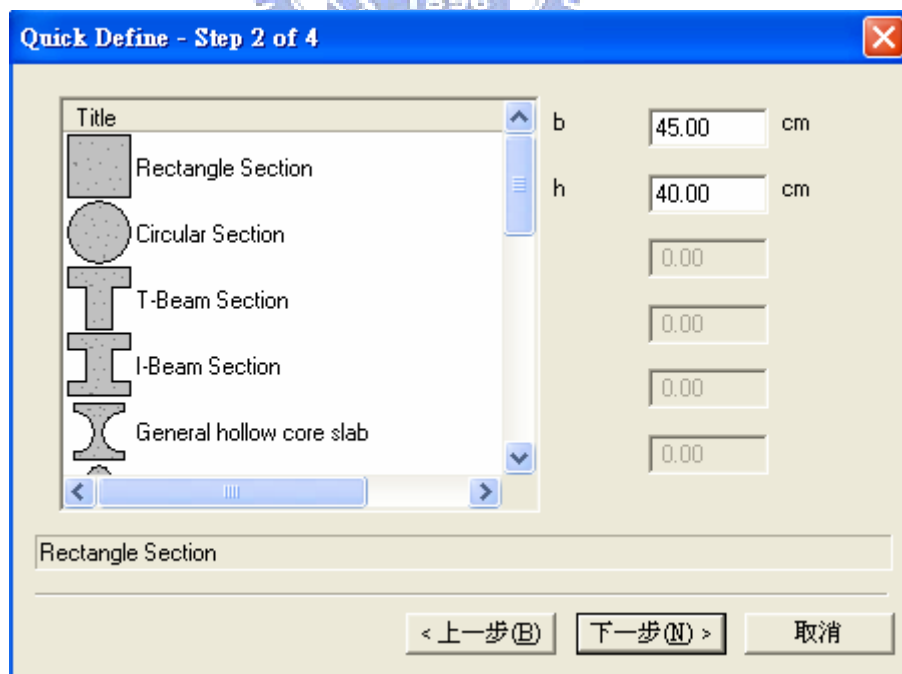


圖 4.10(b) 設定柱斷面之形狀與尺寸

Quick Define - Step 3 of 4

Top Non-Prestressed Reinforcement

Number of Bars: (e.g. 4)

Select bar by area

Bar Designation: (eg: D25)

Bottom Non-Prestressed Reinforcement

Number of Bars: (e.g. 4)

Select bar by area

Bar Designation: (eg: D25)

< 上一步(B) 下一步(N) > 取消

圖 4.10(c) 設定主筋之號數與數量

Quick Define - Step 4 of 4

Transverse Steel

Stirrup Type:

Select bar by area

Bar Designation: (eg: D10)

Spacing: cm

Clear Cover: cm

Bottom Tendons

Number of 13 mm strands:

Delta-Epsilon P: mm/m

< 上一步(B) 完成 取消

圖 4.10(d) 設定箍筋之號數與間距

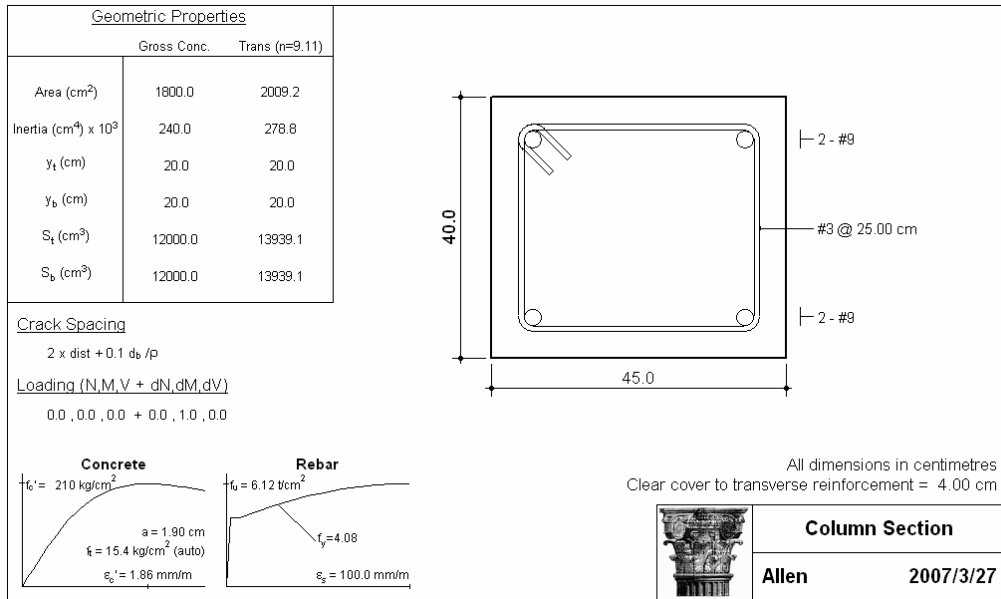


圖 4.10(e) 柱斷面資料設定完成(Response-2000)

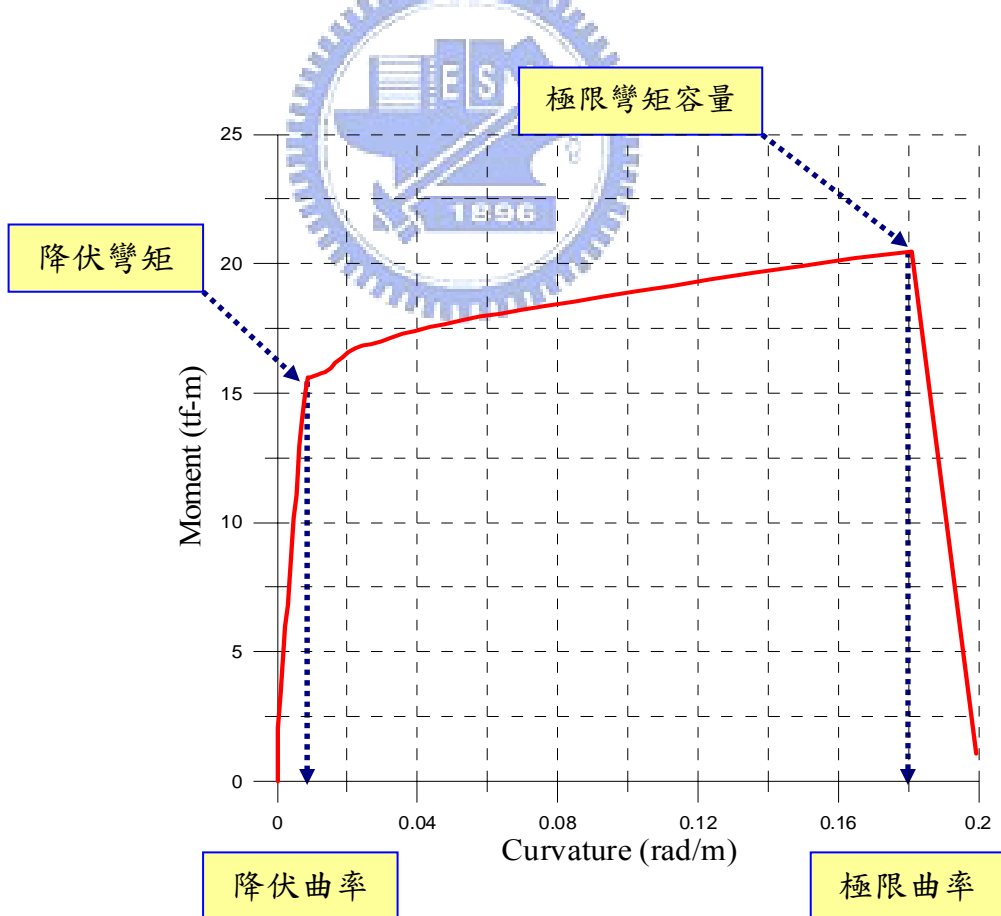


圖 4.11 柱斷面之彎矩-曲率關係(Response-2000)

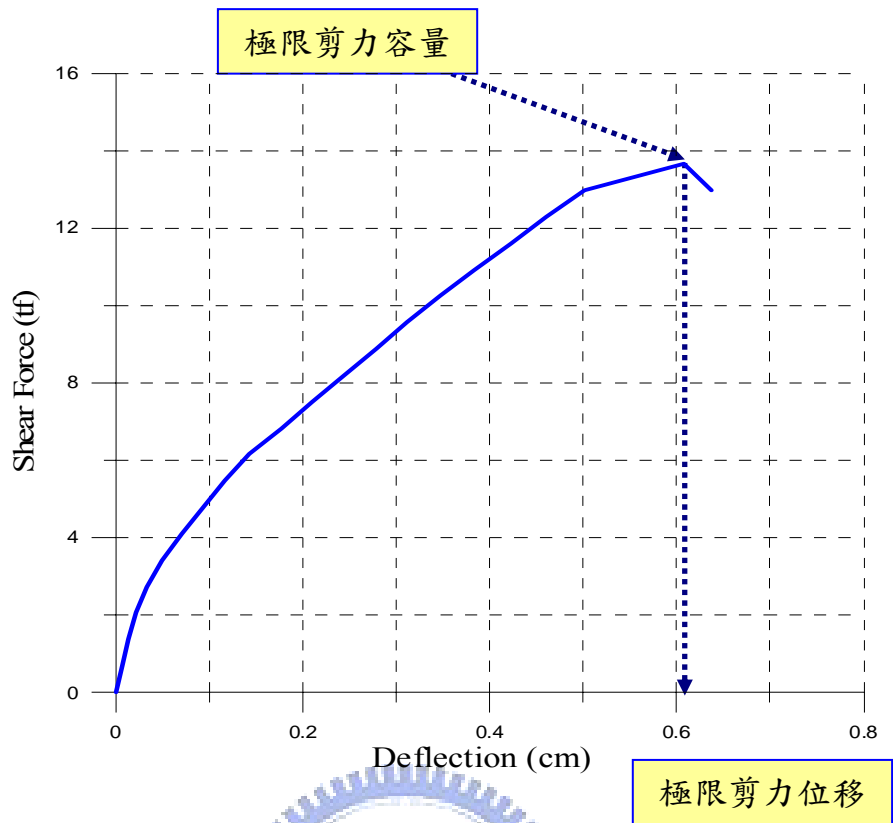


圖 4.12 柱斷面之剪力-位移關係(Response-2000)

Frame Hinge Property Data for V2 Hinge(2F) - V2

Edit

| Point | Force/SF | Disp/SF |
|-------|----------|---------|
| E- | -0.1 | -1 |
| D- | -0.1 | -1 |
| C- | -1 | -1 |
| B- | -1 | 0 |
| A | 0 | 0 |
| B | 1. | 0. |
| C | 1. | 1. |
| D | 0.1 | 1. |
| E | 0.1 | 1. |

Hinge is Rigid Plastic
 Symmetric

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF [9004.5] Positive Negative
 Use Yield Disp Disp SF [0.299] Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive [2.] Negative
 Life Safety Positive [4.] Negative
 Collapse Prevention Positive [6.] Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement
 Stress - Strain
Hinge Length []
 Relative Length

OK Cancel

圖 4.13 設定柱之塑鉸性質-剪力破壞

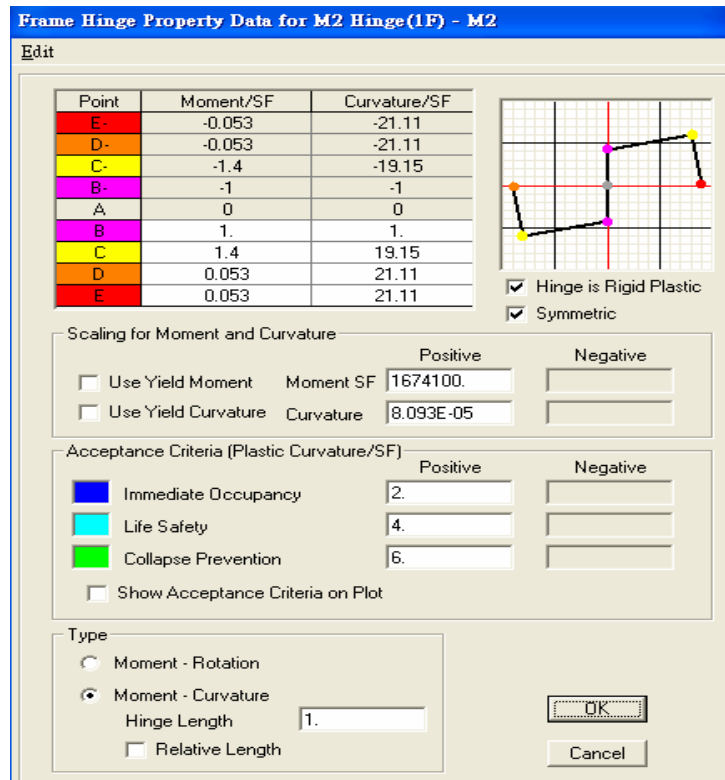


圖 4.14 設定柱之塑鉸性質-彎矩破壞

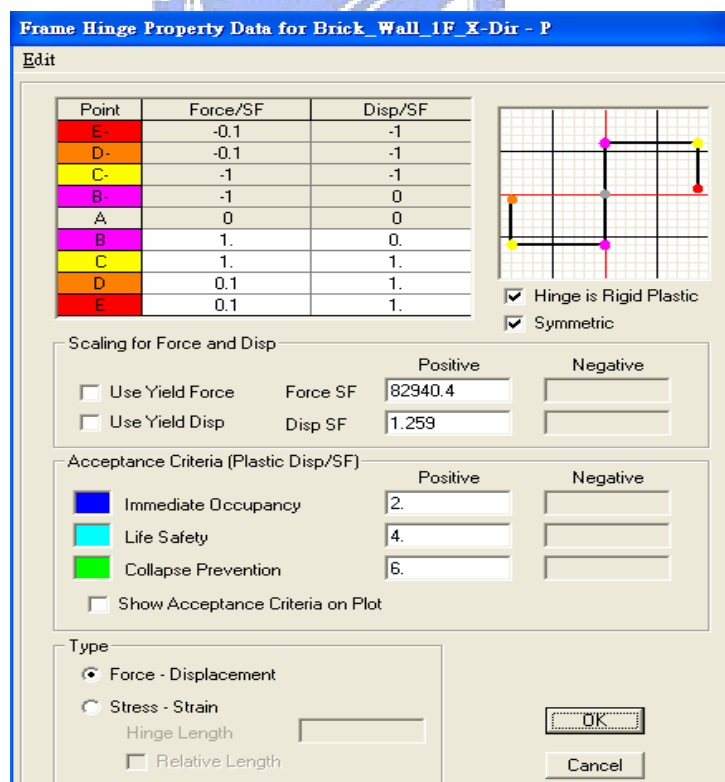


圖 4.15 設定等值斜撐之塑鉸性質-壓力破壞

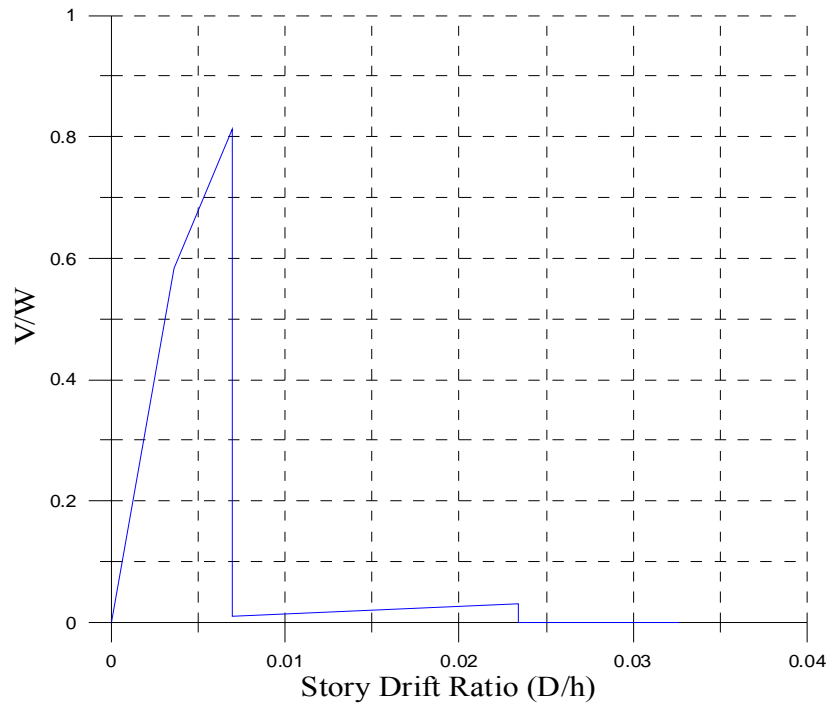


圖 4.16(a) 非線性靜力分析求得結構物之容量曲線

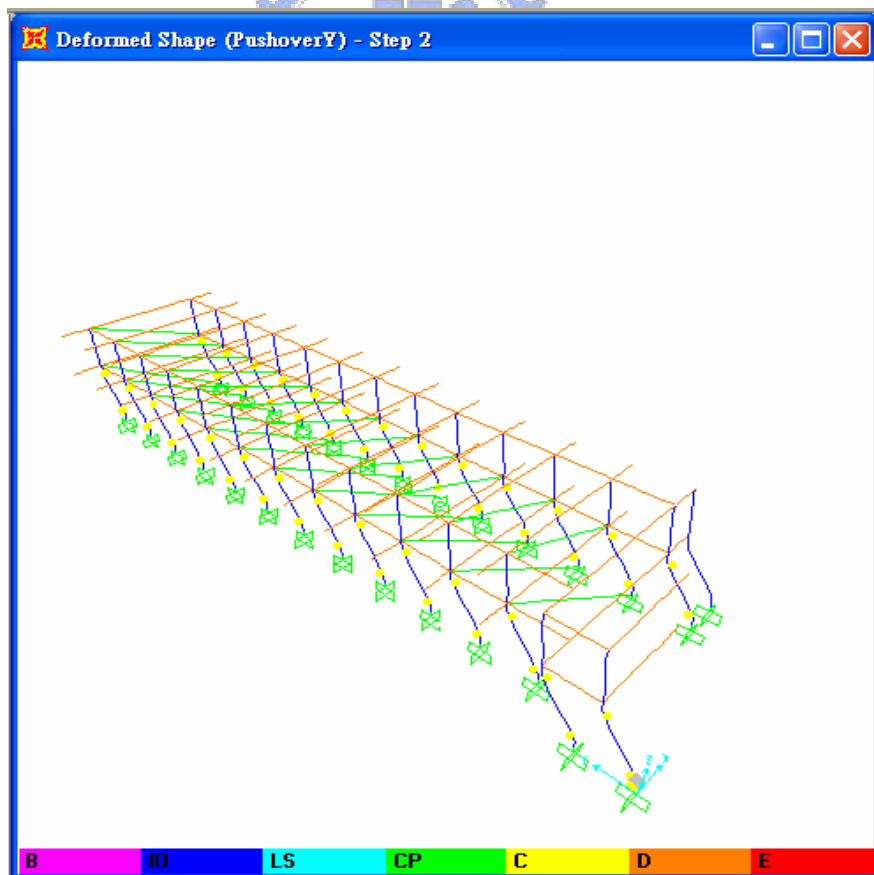


圖 4.16(b) 利用非線性靜力分析求得結構物不同階段之非線性行為-塑鉸分佈圖

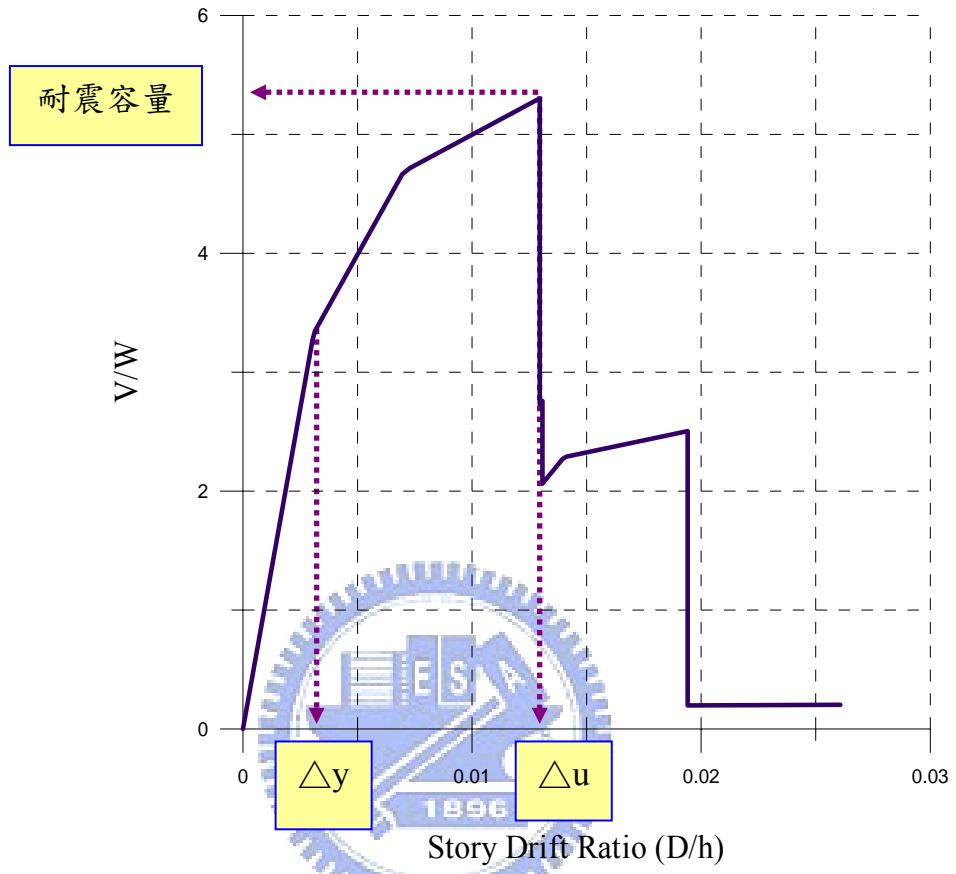


圖 4.17 結構之耐震容量(結構用盡韌性)

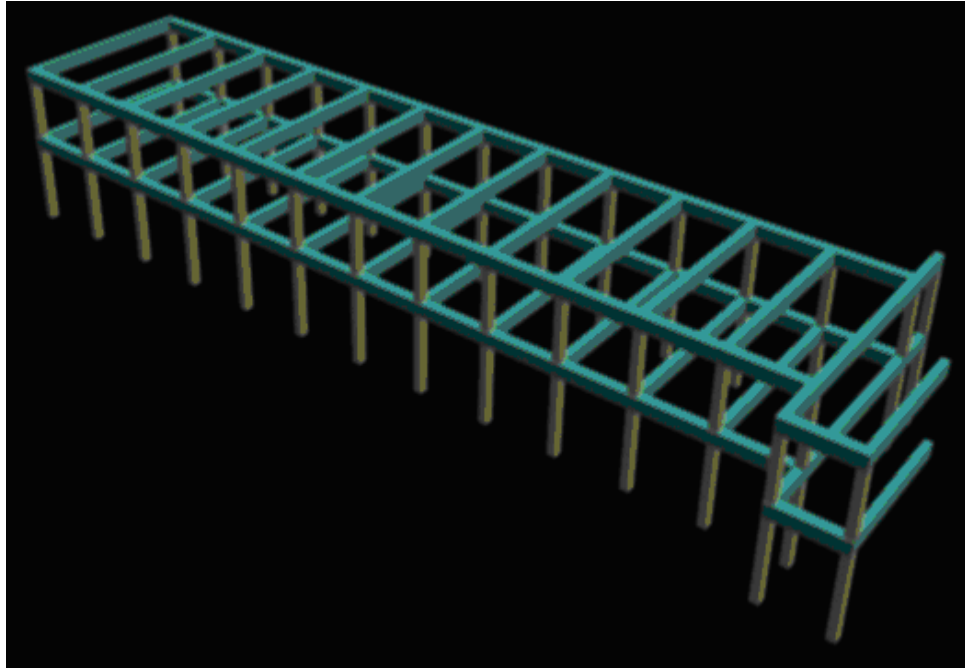


圖 5.1 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之建築全景

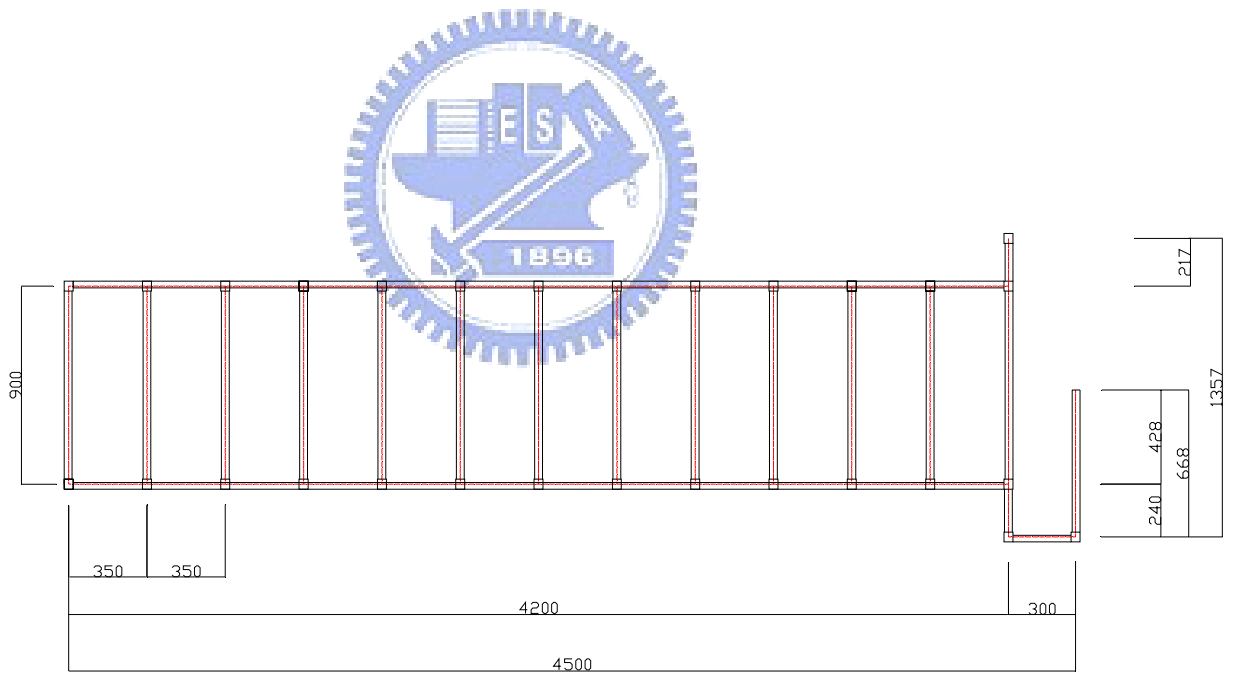


圖 5.2 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之建築平面圖

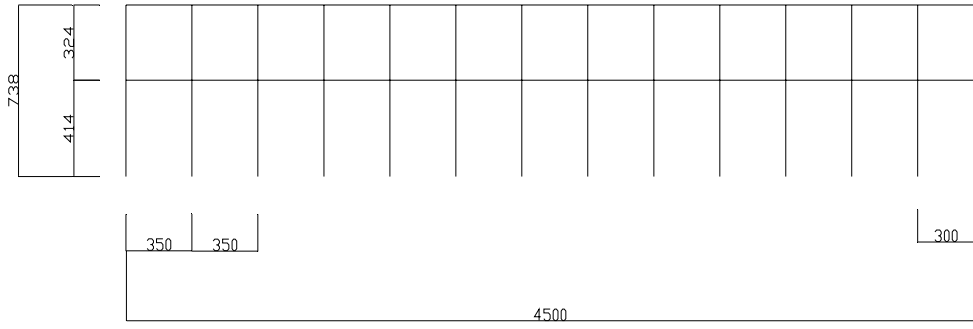


圖 5.3 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之建築立面圖

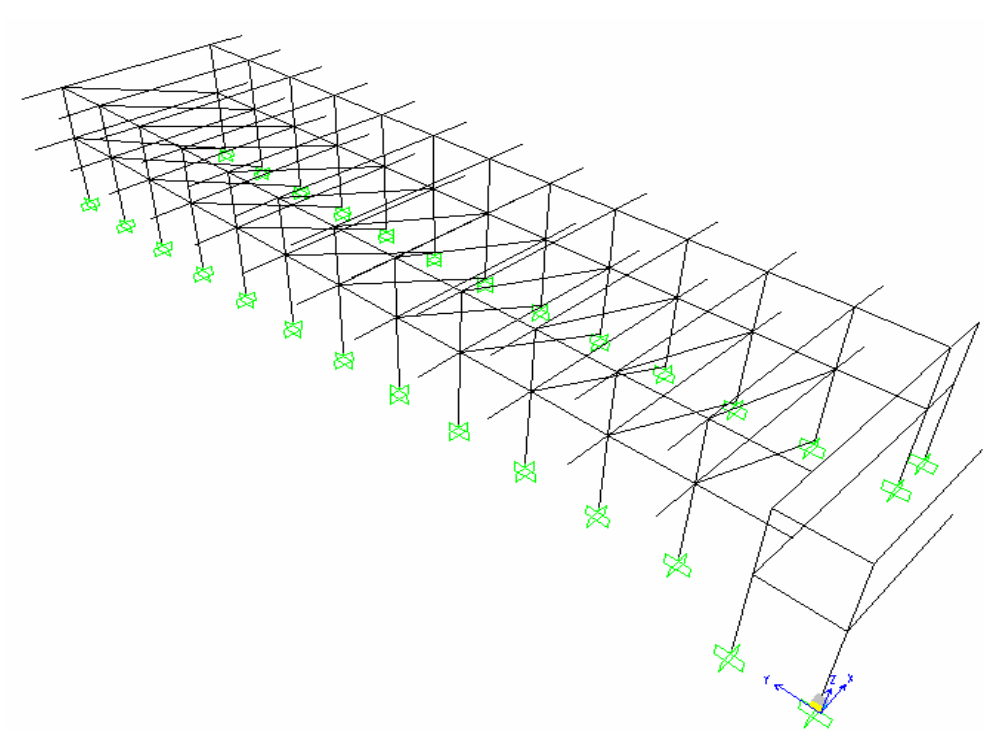


圖 5.4(a) 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之分析模型(CASE1)

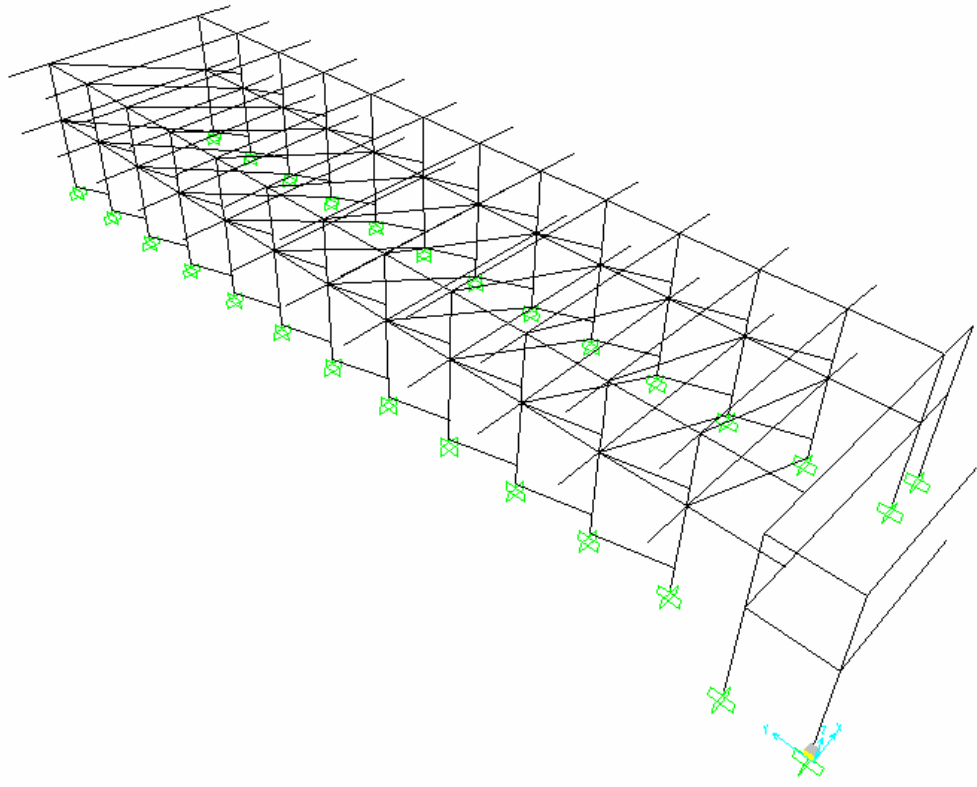


圖 5.4(b) 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之分析模型(CASE2)

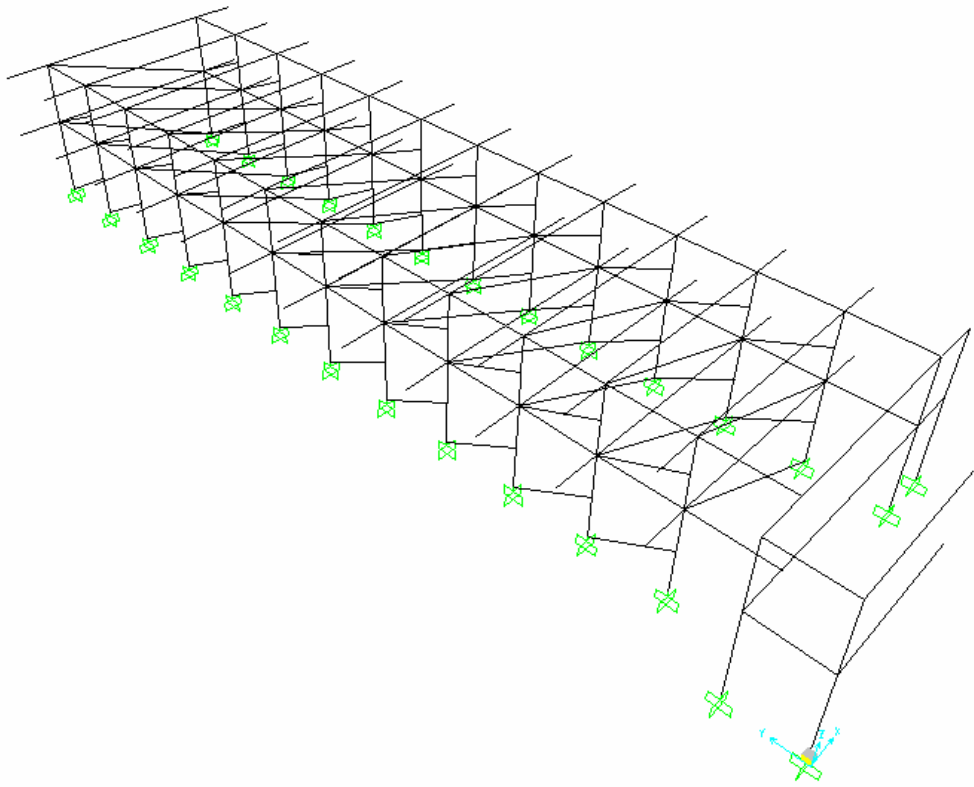


圖 5.4(c) 嘉南藥理科技大學-實習藥廠之分析模型(CASE3)

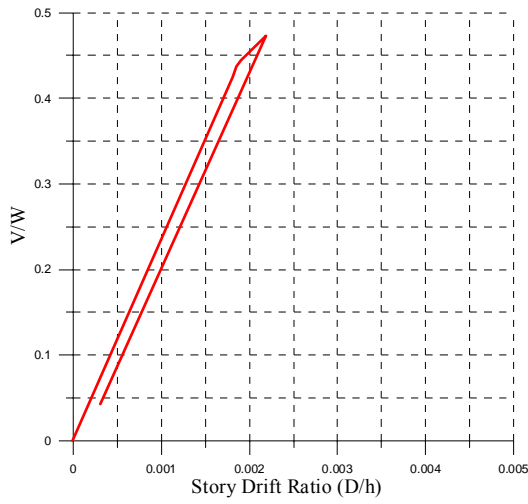


圖 5.5(a) X 向之容量曲線(CASE1)

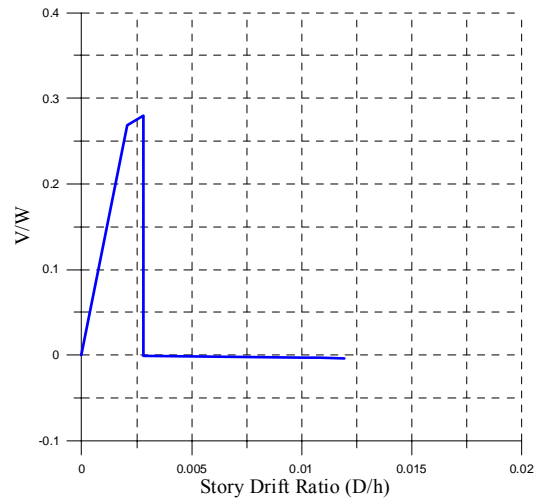


圖 5.5(b) Y 向之容量曲線(CASE1)

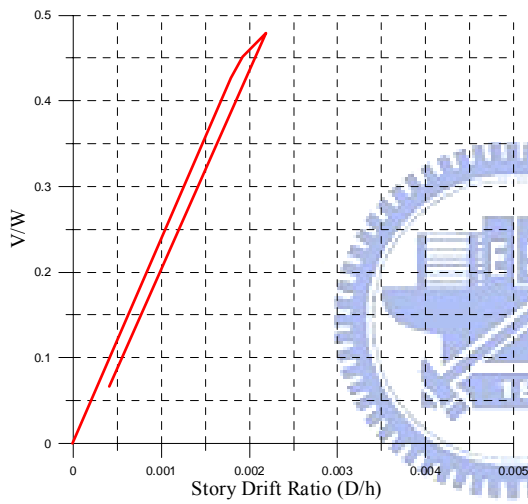


圖 5.6(a) X 向之容量曲線(CASE2)

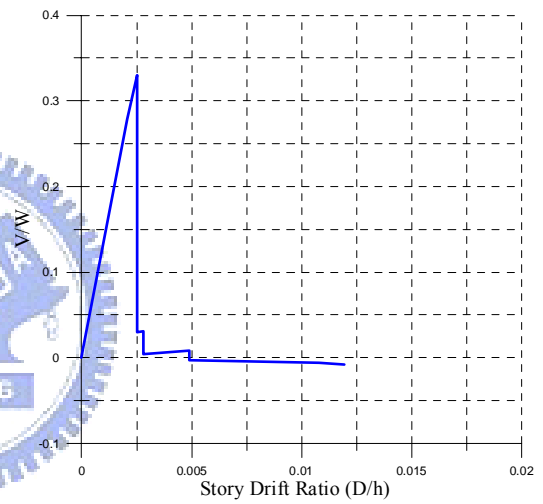


圖 5.6(b) Y 向之容量曲線(CASE2)

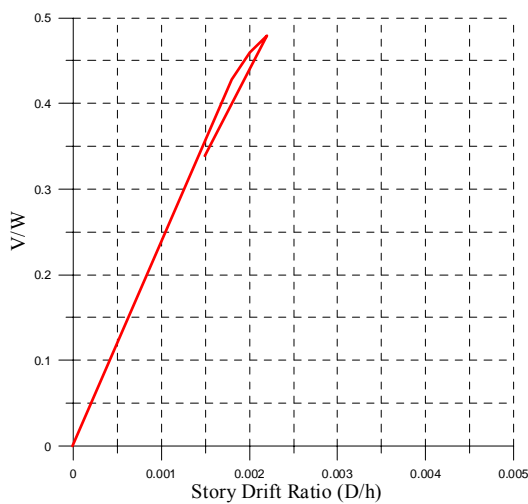


圖 5.7(a) X 向之容量曲線(CASE3)

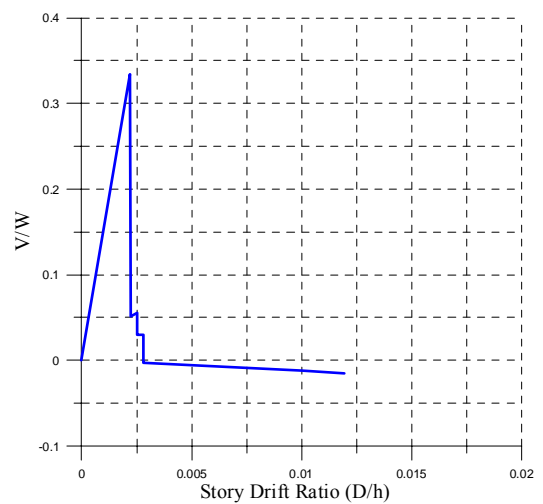


圖 5.7(b) Y 向之容量曲線(CASE3)

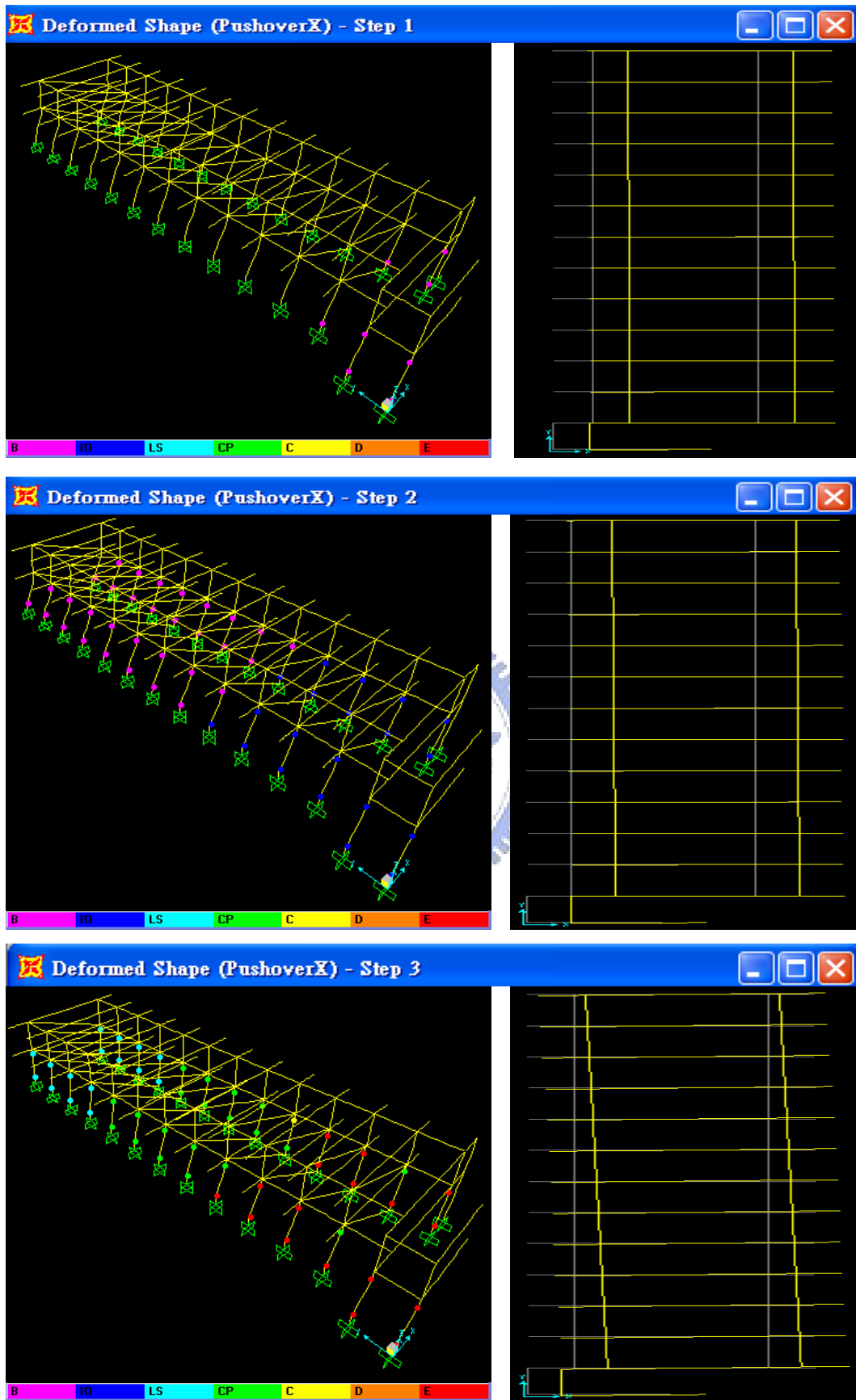


圖 5.8(a) X 向之塑鉸形成順序與頂樓之平面變形圖(CASE1)

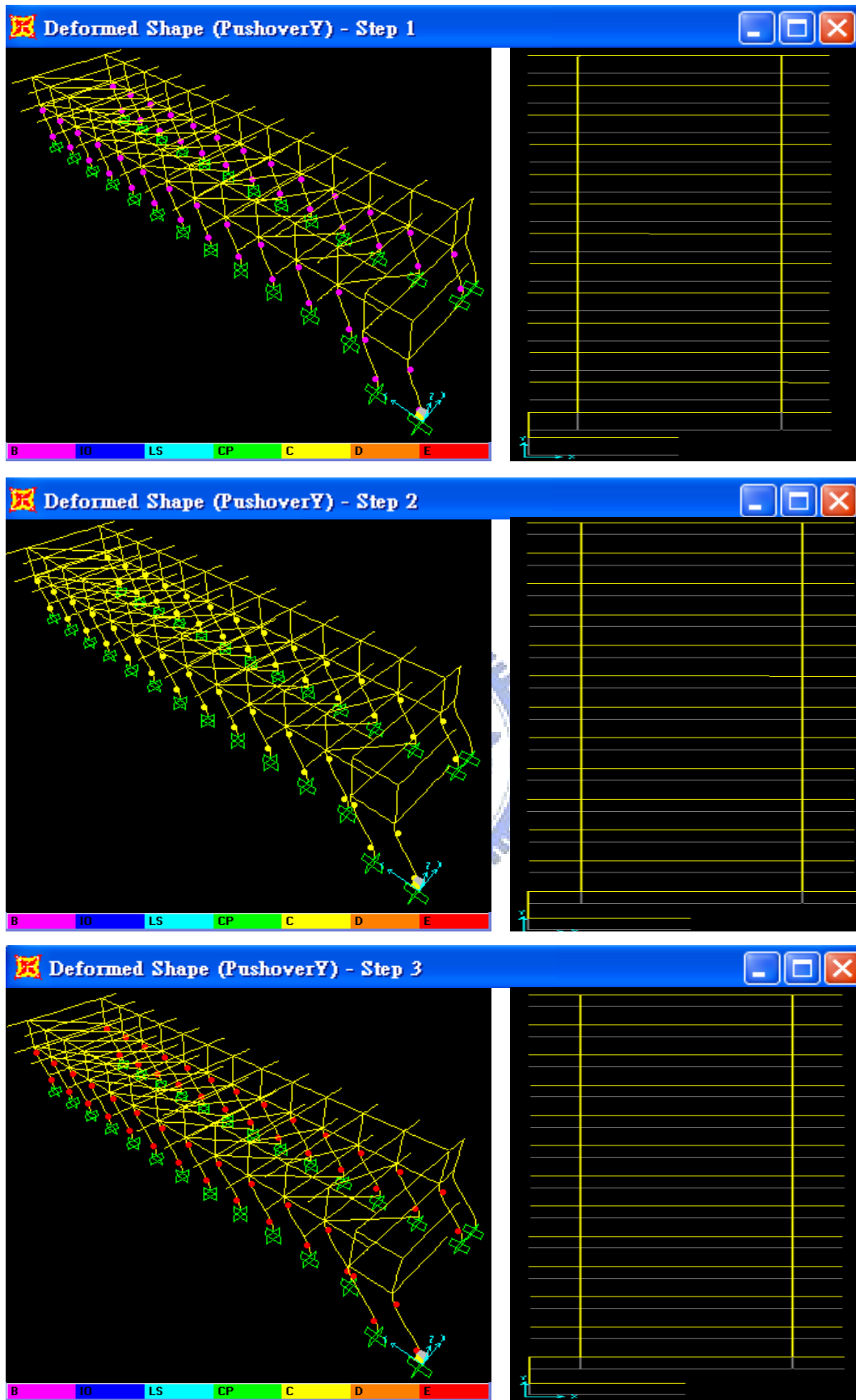


圖 5.8(b) Y 向之塑鉸形成順序與頂樓之平面變形圖(CASE1)

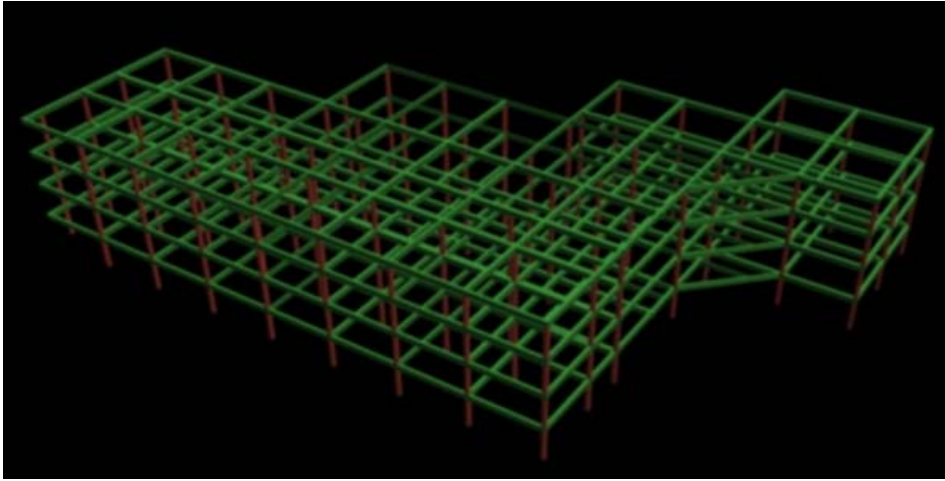


圖 5.9 交通大學-工程二館之建築全景

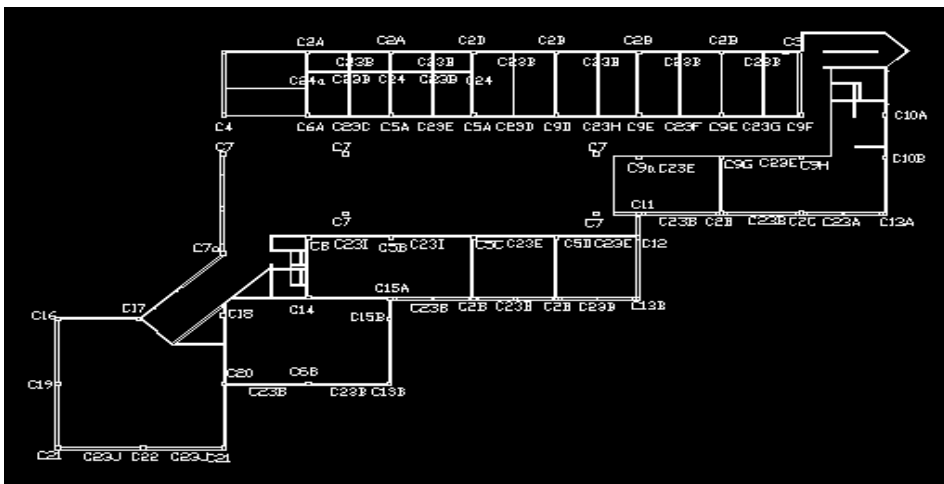


圖 5.10 交通大學-工程二館之建築平面圖

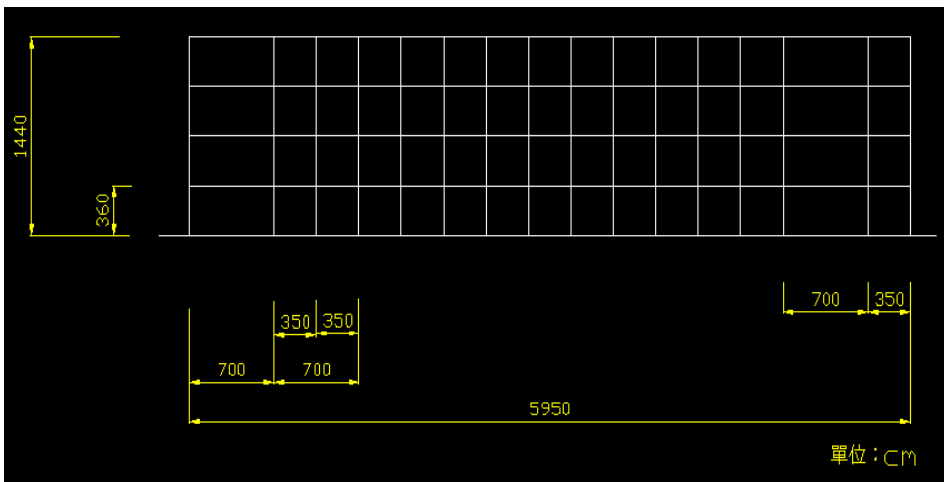


圖 5.11 交通大學-工程二館之建築立面圖

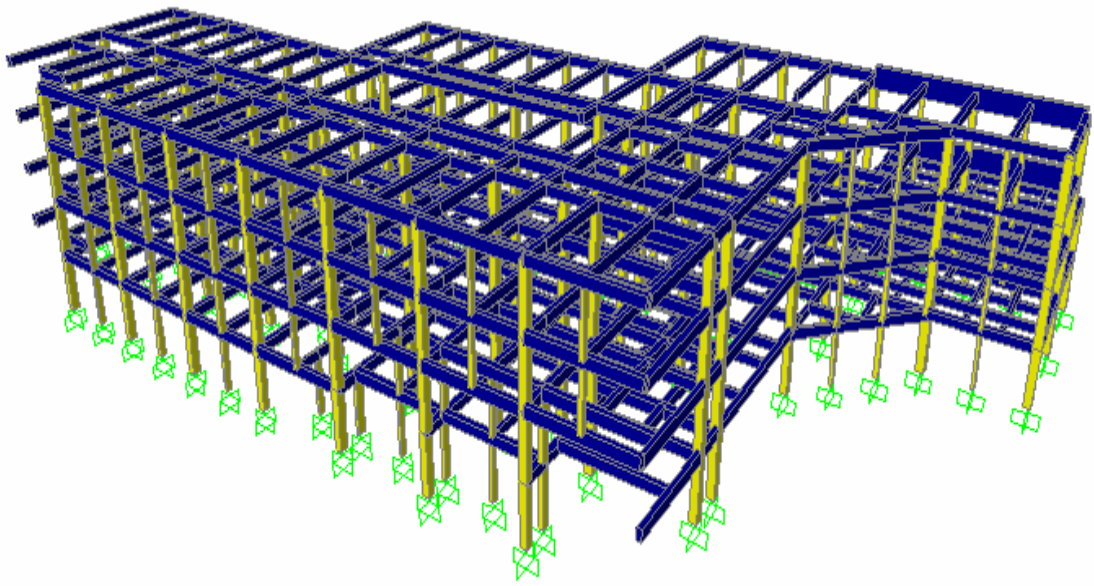


圖 5.12 交通大學-工程二館之分析模型(案例 A)

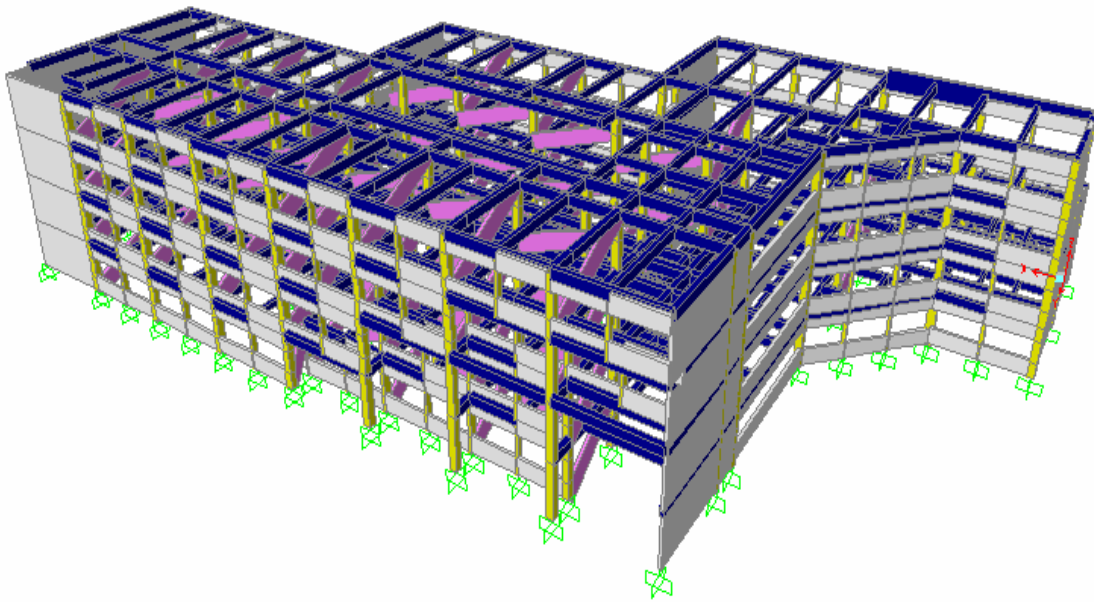


圖 5.13 交通大學-工程二館之分析模型(案例 B)

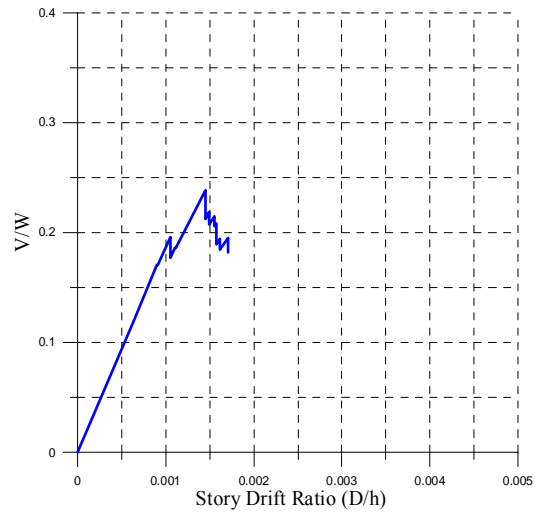
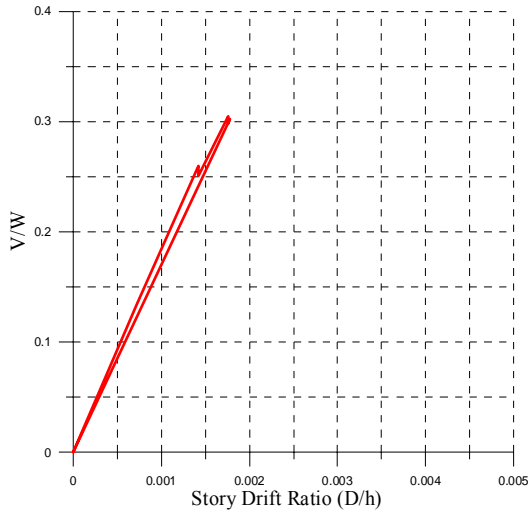


圖 5.14(a) X 向之容量曲線(案例 A) 圖 5.14(b) Y 向之容量曲線(案例 A)

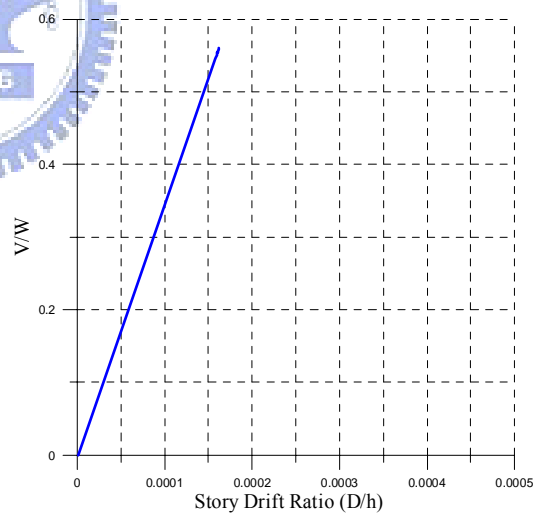
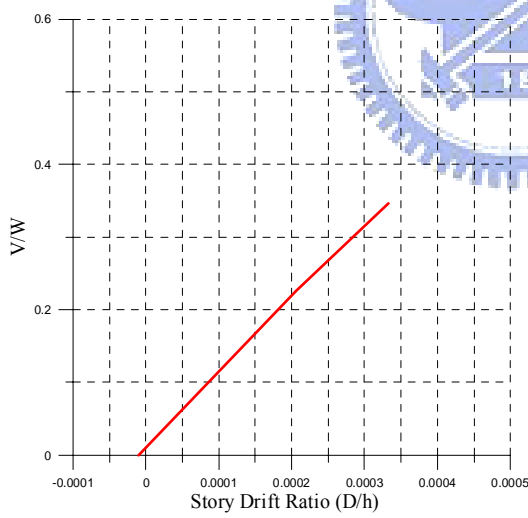


圖 5.15(a) X 向之容量曲線(案例 B) 圖 5.15(b) Y 向之容量曲線(案例 B)

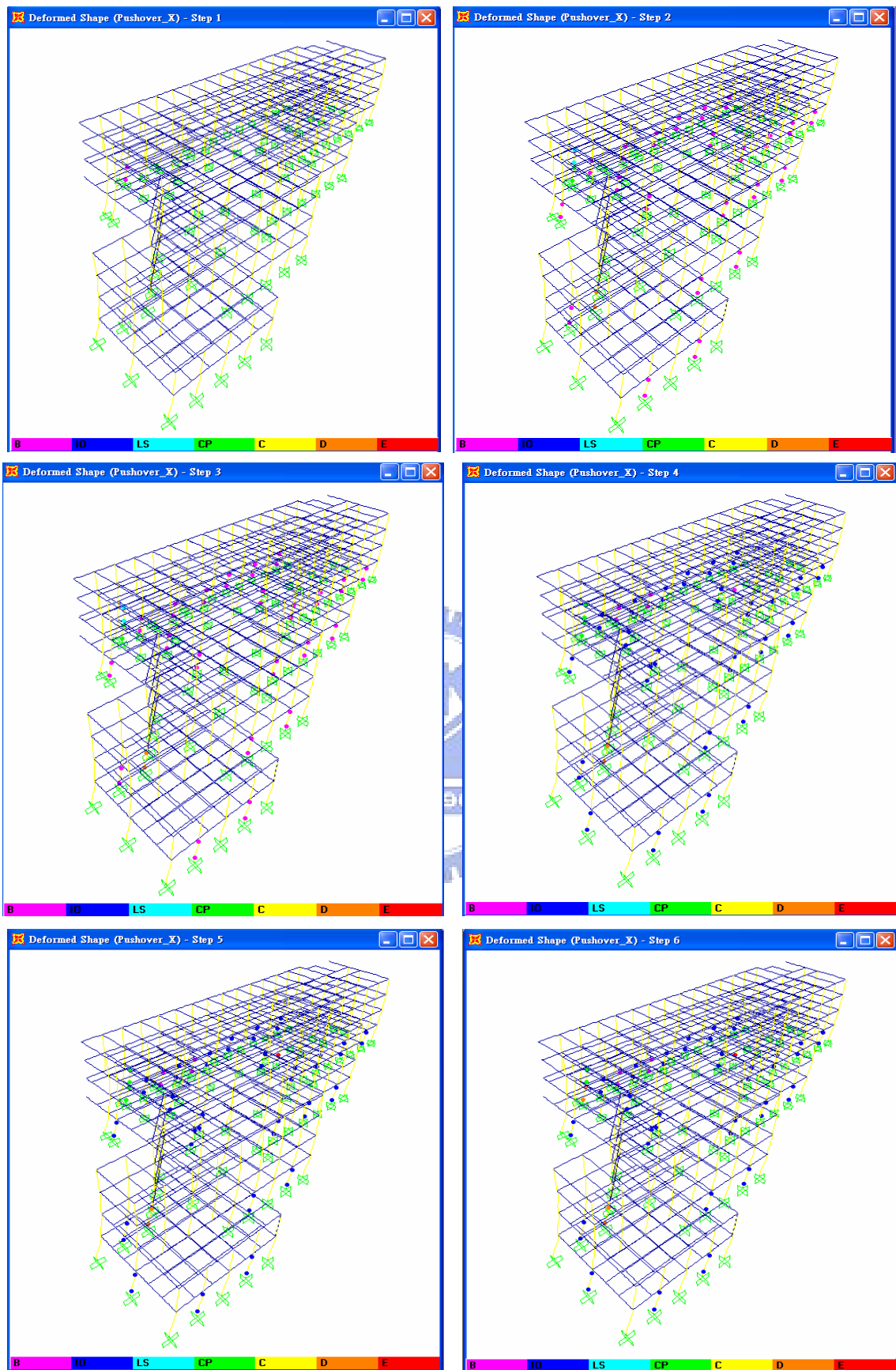


圖 5.16(a) X 向塑鉸形成順序圖(案例 A)

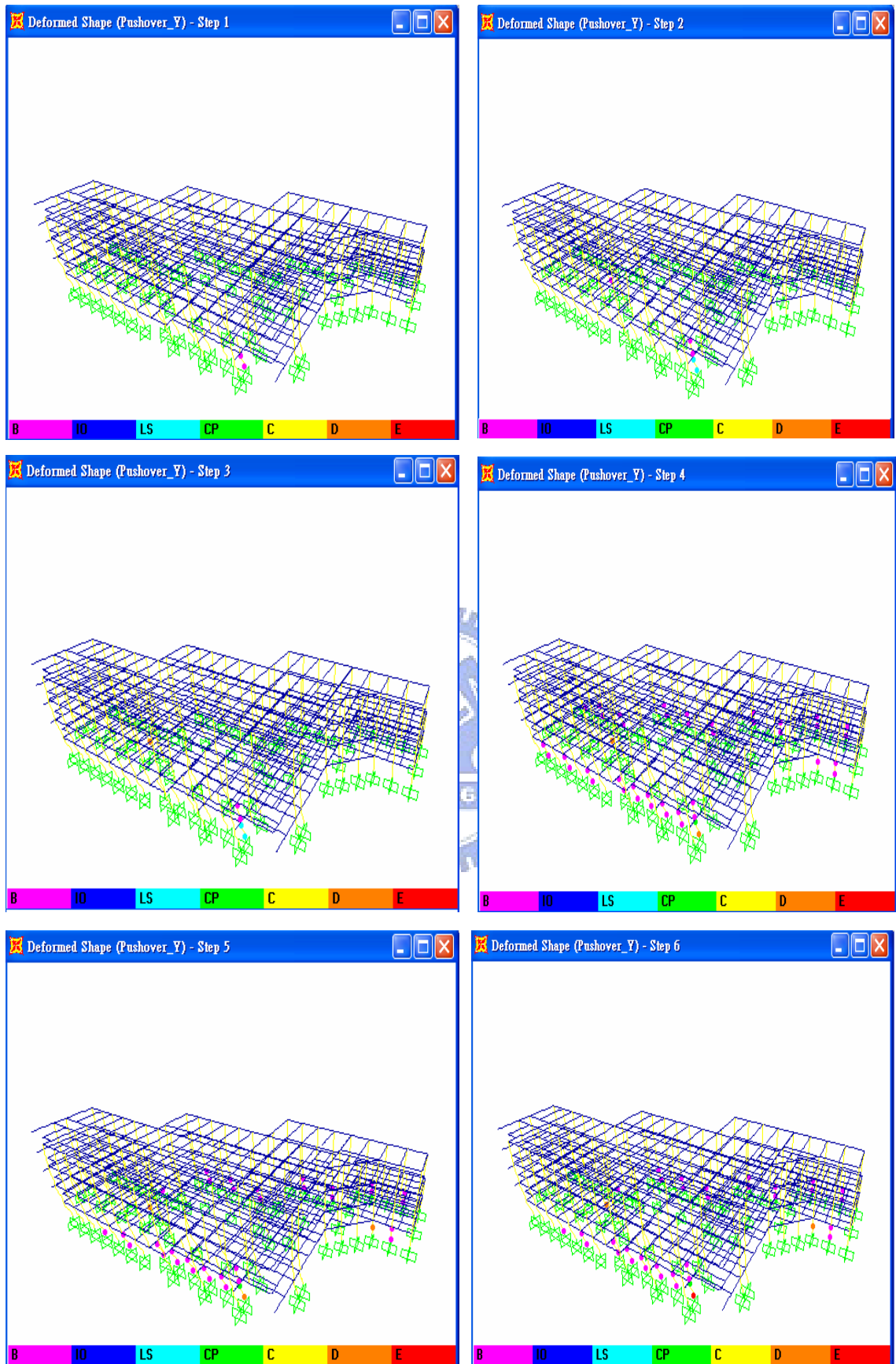


圖 5.16(b) Y 向塑鉸形成順序圖(案例 A)